



**Atas do XVI Seminário Iberoamericano
sobre Sistemas de Abastecimento e Drenagem**

Técnico | Lisboa | 15-17 Julho 2019

Editores:

Dídia Covas, Laura Monteiro e Joana Carneiro

Versão Provisória 2019-07-16

Atas do XVI Seminário Iberoamericano sobre Sistemas de Abastecimento e Drenagem

Técnico | Lisboa | 15-17 Julho 2019

Editado por

Dídia Covas, Laura Monteiro e Joana Carneiro

*Departamento de Engenharia Civil, Arquitetura e Georrecursos
Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal*

FICHA TÉCNICA

TÍTULO |

Atas do XVI Seminário Ibero-americano sobre Sistemas de Abastecimento e Drenagem Técnico | Lisboa | 15-17 Julho 2019

EDIÇÃO |

Dídia Covas, Laura Monteiro, Joana Carneiro

AGRADECIMENTOS |

Agradece-se a todos os membros da Comissão Científica do SEREA 2019 pelo trabalho de revisão dos resumos e dos artigos finais e pelas recomendações efetuadas que melhoram significativamente a qualidade dos manuscritos finais, nomeadamente:

Alexandre Kepler Soares
Ana Galvão
Ana Margarida Luís
Antonio Monteiro
Benjamin Lara Ledesma
Constantino Domínguez Sánchez
Cristovão Fernandes
Dália Loureiro
David Ferrás
Dídia Covas
Fábio Veríssimo Gonçalves
Fernanda Luisa dos Reis
Filipa Ferreira
Francisco Cubillo
Francisco Javier Martínez Solano
Gonzalo López Patiño

Heber Pimentel Gomes
Helena Alegre
Helena Ramos
Javier González Pérez
Joaquín Izquierdo
Jorge Morillo
José Almir Rodrigues Pereira
José Casado
José Saldanha Matos
Juan Saldarriaga Valderrama
Laura Monteiro
Manuel Rodríguez
Marco Aurélio Holanda De Castro
Maria da Conceição Cunha
Maria do Céu Almeida
Maria João Rosa

Maria Mercedes Gamboa Medina
Mariana Simão
Modesto Pérez Sánchez
Nelson Carriço
P. Amparo López Jiménez
Pablo Duran Barroso
Pedro L. Iglesias Rey
Pedro Povoá
Peter B. Cheung
Sarai Díaz
Saulo De Tarso Marques Bezerra
Sonia Tatiana Sánchez Quispe
Xitlali Delgado
Vicente S. Fuertes

ENTIDADES PATROCINADORAS:



ENTIDADES PROMOTORAS:



CERIS : Investigação e Inovação em Engenharia Civil para a Sustentabilidade



DECIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITECTURA E GEORRECURSOS

LOCAL E DATA DA EDIÇÃO |

Lisboa, 12 de julho de 2019

ISBN (VERSÃO DIGITAL) |

978-972-98994-6-1



CITAÇÃO |

Dídia Covas, Laura Monteiro, Joana Carneiro (Eds) (2019). Atas do XVI Seminário Ibero-americano sobre Sistemas de Abastecimento e Drenagem Técnico | Lisboa | 15-17 Julho 2019. ISBN: 978-972-98994-6-1

PREFÁCIO

O Instituto Superior Técnico (IST) realizou entre os dias 15 a 17 de julho de 2019, em Lisboa, o XVI SEREA – Seminário Ibero-americano sobre Sistemas de Abastecimento e Drenagem. Este seminário tem como principal fomentar a partilha de conhecimento e de experiências entre a comunidade Ibero-americana de especialistas e profissionais de entidades gestoras de sistemas de abastecimento e de drenagem com vista à melhoria da eficiência, do desempenho e da segurança dos sistemas. O XVI SEREA contou com a participação de investigadores de reconhecido mérito nacional e internacional, assim como profissionais de Portugal, Brasil, Espanha, México e de outros países ibero-americanos

A programação do seminário compreendeu a realização de palestras por convite e de sessões técnicas sobre sistemas de abastecimento e de drenagem incidindo nos principais desafios da atualidade, tais como a adaptação às alterações climáticas, a eficiência hídrica e a energética, a gestão da informação e a segurança.

Este documento colige todas as comunicações apresentadas no XVI SEREA, organizadas por áreas temáticas. Muitos artigos estão publicados no presente documento sob a forma de resumo alargado, uma vez que foram selecionados para publicação em três revistas âmbito nacional e internacional: *Ingeniería del Agua*; *Recursos Hídricos*; e *Água e Resíduos*.

Versão Provisória 2019-07-16

Versão Provisória 2019-07-16

ÍNDICE

Capítulo 1 | Sistemas de gestão de informação e análise de dados. *Sistemas de gestión de información y análisis de datos*

Situação e perspectivas do sistema brasileiro de informação em saneamento básico <i>Marise Teles Condurú, José Almir Rodrigues Pereira, João Diego Alvarez Nylander, Rafaela Carvalho da Natividade</i>	2
Desarrollo de un soporte digital como base de un sistema de gestión inteligente de redes de abastecimiento de agua <i>Pérez Padillo, J., Montesinos Barrios, P., Camacho Poyato, E., Rodríguez Díaz, J.A., García Morillo, J.</i>	13
Desarrollo del módulo de validación de datos del sistema automático de información hidrológica de Morelia <i>Daniel Rodríguez Licea, Sonia Tatiana Sánchez Quispe, Francisco Javier Domínguez Mota, Sergio Eduardo Cazarez Rodríguez</i>	23
A gestão de dados nos serviços urbanos de água na era do big data <i>Bruno Ferreira, Nelson Carriço, Dídia Covas, Ana Mendes, Cédric Grueau, André Antunes</i>	26
Análise de dados de telemedição domiciliária para aferição de perdas aparentes e reais em sistemas de distribuição de água <i>Maria Almeida Silva, Dália Loureiro, Conceição Amado</i>	28
Disponibilidad del recurso hídrico para agua potable y demás usos <i>Petronilo Cortez Mejía, Velitchko Tzatchkov, Juan Fco. Gómez Martínez, Óscar Llaguno Guilberto, Manuel Rodríguez Varela</i>	30

Capítulo 2 | Planeamento e gestão de infraestruturas e recursos. *Planificación y gestión de infraestructuras y recursos*

Planificación y gestión de infraestructura hidráulica y recursos económicos para cuatro organismos operadores de agua potable <i>Antúnez Leyva, E., Rodríguez Varela, J.M., Casados Prior, J.A., Gómez Lugo, L., Hansen Rodríguez, M.P.</i>	42
Aplicación del SSD Aquatool al sistema de recursos hídricos de la cuenca del río Tepalcatepec <i>Iván González Arreguín, María del Mar Navarro Farfán, Sonia Tatiana Sánchez Quispe, Julio César Orantes Ávalos</i>	53
Otimização operacional integrada na gestão da água de consumo da costa brava - Espanha <i>Maria Ramirez, Alex Vicente, Natalia Torres, Jorge Tavares, Sofia Cesar, Francisco Castro</i>	55
Drenagem urbana: desafios e soluções para uma infraestrutura pouco visível <i>Carlos Augusto Furtado de Oliveira Novaes, Oscar de Moraes Cordeiro Netto</i>	64
Comparación entre diseños de RDAPS presentados ante el mecanismo de viabilización de proyectos de colombia y los diseños optimizados de las mismas redes <i>Jorge Pérez, María Mendoza, Juan Saldarriaga</i>	66

Gestão operacional de infraestruturas hidráulicas. estudo de caso: sistema de drenagem de águas residuais da trofa <i>Jorge Cardoso-Gonçalves, José Tentúgal-Valente</i>	76
O BIM aplicado ao projeto do sistema de abastecimento de água a Portel <i>Ana Amélia Santos, Manuel Fernandes, Susana Freitas</i>	77
Cálculo del diámetro económico de un acueducto a presión, para distintos materiales en la tubería de conducción <i>Autrique Ruiz René, Rodal Canales Eduardo</i>	90
Custos de construção de infraestruturas associadas ao ciclo urbano da água <i>Marta Cabral, Alexandre Pinheiro, Valentina Marchionni, Sara Antunes, Nuno Lopes, Luís Mamouros, Nuno Brôco, Dídía Covas</i>	101
Custos de intervenções de reabilitação em reservatórios apoiados de água <i>Marta Cabral, Dália Loureiro, Dídía Covas</i>	111
Caracterização dos reservatórios de água para consumo humano em Portugal <i>Laura Monteiro, Alexandre Pinheiro, Dídía Covas</i>	113
Desarrollo de un modelo predictivo de vida útil de tuberías en servicio y su aplicación a la gestión de activos <i>Roberto Ramírez, Ricardo Cobacho, David Torres, P. Amparo López-Jiménez</i>	115
Metodología para la determinación de la fiabilidad de los diferentes métodos de diseño utilizados en las redes interiores de distribución de agua en viviendas <i>Raziel-Yarib Aponte, Pedro L. Iglesias-Rey, Gonzalo López Patiño, F. Javier Martínez-Solano</i>	126
Modelación de las masas hidrogeológicas asociadas al Bosque la Primavera, México <i>Navarro-Farfán María del Mar, Sánchez-Quispe Sonia Tatiana, Hernández-Hernández Mario Alberto, González-Arreguín Iván</i>	135
Variação na temperatura e precipitação em duas regiões do Brasil <i>Reginaldo Ferreira Santos, Chaiane Bassegio, Tatieli Knoner Santos, Ana Kariny da Silva Eckhardt, Douglas Bassegio, Samuel Nelson Melegari de Souza</i>	146

Capítulo 3 | Alterações climáticas e resiliência. *Cambio climático y resiliencia*

Modelação 1D/2D de sistemas de drenagem com vista à avaliação da resiliência urbana <i>João Barreiro, Ruth Lopes, Filipa Ferreira, José Saldanha Matos</i>	153
Avaliação da resiliência dos serviços urbanos de águas face às alterações climáticas <i>Maria Adriana Cardoso, Rita Salgado Brito, Cristina Pereira, Luís Mesquita David</i>	164
Procedimento simplificado de avaliação da resiliência às inundações em cenários de alterações climáticas <i>Ingrid Tonon, Tiago Pereira, Filipa Ferreira, José Saldanha Matos</i>	166
As soluções baseadas na natureza como instrumentos para a resiliência urbana <i>Paula Beceiro, Rita Salgado Brito, Ana Galvão</i>	168
Localización optimizada de tanques de tormenta en sectores de bogotá y medellín, Colombia <i>Laura Pulgarín, Jorge Garzón, Juan Saldarriaga</i>	170

Capítulo 4 | Avaliação de desempenho e da qualidade do serviço. *Evaluación de desempeño y calidad de servicio*

PIGOO: Programa de indicadores de gestión de organismos operadores en México <i>Hansen Rodríguez, M.P., Rodríguez Varela, J.M., Martínez Ocampo, G.A., Casados Prior, J.A., Antúnez Leyva, E., Gómez Lugo, L.</i>	176
Rede de partilha de entidades gestoras de sistemas urbanos de água (iCITAGE.net) <i>Rita Brito, Dália Loureiro, M. Adriana Cardoso, Liliana Santos, M.Céu Almeida</i>	188
Controlo de aflúncias indevidas na águas de Barcelos <i>Célia Sousa, Daniela Cruz, Miguel Santos</i>	190
Impacto de aflúncias indevidas no consumo energético em instalações elevatórias em sistemas de drenagem urbana <i>Catarina Jorge, Maria do Céu Almeida, Dida Covas</i>	192
Aplicação de metodologia de avaliação de desempenho a sistemas de águas pluviais <i>Liliana Santos, Maria Adriana Cardoso, Ana Galvão</i>	194
Disponibilidad del recurso hídrico para agua potable Y demás usos <i>Petronilo Cortez, Velitchko Tzatchkov, Juan Fco. Gómez, Óscar Llaguno, Manuel Rodríguez</i>	196

Capítulo 5 | Modelação e análise de sistemas de abastecimento de água. *Modelado y análisis de sistemas de abastecimiento de agua*

JMetal como herramienta de comparación de algoritmos multiobjetivo aplicados a la ingeniería hidráulica <i>Jimmy H. Gutierrez-Bahamondes, Daniel Mora-Melia, Yamsleydi Salgueiro, Sergio A., Pedro L. Iglesias-Rey,</i> .	199
Acoplamento de SIG e EPANET como ferramenta de apoio à decisão nas emissões de viabilidades técnicas de abastecimento de água para empreendimentos <i>Celso Lira Ximenes Júnior, Iran Eduardo Lima Neto, Renata Mendes Luna</i>	210
Comparação entre MIGHA e AG para a calibração do fator de atrito <i>Alessandro de Araújo Bezerra, Renata Shirley de Andrade Araújo, Marco Aurélio Holanda de Castro</i>	220
Efeito da variação da curva de demanda na formulação da linha base em sistemas de abastecimento de água <i>Aline Elisabete Lorenzini, Marcelo Giulian Marques, Eder Daniel Teixeira, Maurício Dai Prá, Guilherme Santanna Castiglio, Ana Carolina Ribeiro</i>	227
Aplicación de la estimación de estado a redes de distribución de agua potable: combinación con modelo estocástico de demandas <i>Sarai Díaz, Javier González</i>	229
Modelación en CFD para análisis de mezcla en cruceros de redes de agua potable <i>Daniel Hernández Cervantes, P. Amparo López Jiménez, Xitlali Delgado Galván, Antonio Arciniega Nevares, Modesto Pérez-Sánchez, Martín Jiménez Magaña, Jesús Mora Rodríguez</i>	231
Alternativas para la caracterización del funcionamiento de válvulas de aireación en tuberías de transporte de agua <i>Salvador García-Todolí, Pedro L. Iglesias-Rey, Vicente S.Fuertes-Miguel, F. Javier Martínez-Solano</i>	239

Optimización multi-objeto para la mejora de equidad y fiabilidad en redes de abastecimiento intermitente <i>David Ferras, Passwell Pepukai Nyahora, Andres Amen, João Ferreira and Mukand Singh Babel</i>	241
Modelación numérica de medidores venturi y orificio mediante cfd <i>Alex Novoa-Silva, Daniel Mora-Melia, Vicente S. Fuertes-Miquel, Jimmy H. Gutiérrez-Bahamondes</i>	243
Caracterización de elementos hidráulicos en banco de ensayos. Aplicación en simulación de llenado-vaciado de conducciones <i>P. Arrué, A.M. Romero, J. García-Serra, V.Espert y R. Ponz</i>	254

Capítulo 6 | Gestão de consumos e de perdas de água. *Gestión del consumo y pérdidas de agua*

Propuesta de captaciones para el abastecimiento público a cuatro localidades del estado de durango, México <i>Juan Maldonado Silvestre, José Manuel Rodríguez Varela, Oscar Jesús Llaguno Guilberto, Rodrigo Ulises Santos Téllez, Jorge Armando Nevarez Montelongo</i>	266
Los distintos valores del agua en México <i>Humberto Ramírez Rivera, Rodrigo Ulises Santos Tellez, Ana Laura Morales Musito</i>	277
Proyecto de micro medición para organismos operadores de México <i>L. Gómez Lugo, E. Antúnez Leyva, M.P. Hansen Rodríguez, J.M. Rodríguez Varela</i>	287
Diagnóstico, análisis y mejora de la red de agua potable de Guano (Ecuador) mediante sectorización y control de presiones <i>F. Javier Martínez-Solano, Pedro L. Iglesias-Rey, María Gabriela Zúñiga Rodríguez, Vicente S. Fuertes-Miquel</i> 298	
Análise de sensibilidade às componentes do balanço hídrico para suporte a uma melhor gestão perdas em sistemas de abastecimento de água <i>Dália Loureiro, Aisha Mamade, Maria Almeida Silva, Francisco Arregui, Helena Alegre</i>	300
Gestão eficiente de investimentos para manutenção de índice de perdas de água <i>Mário Augusto Baggio, Jairo Tardelli Filho, Raquel Rabelo Akagi, Moacir Muniz Pereira Junior</i>	302
Vazamentos em sistemas de distribuição de água: investigação e impactos nos parâmetros hidráulicos <i>Robervan Alves de Araujo, Carlos Nobuyoshi Ide, Fábio Veríssimo Gonçalves</i>	311
Dimensión fractal e identificación de potenciales sectores de servicio en redes de distribución de agua potable utilizando criterios hidráulicos <i>Kevin Vargas, Camilo Salcedo y Juan Saldarriaga</i>	321

Capítulo 7 | Eficiência hidráulica e energética. *Eficiencia hidráulica y energética*

Consumo de energia nos serviços urbanos de água em Portugal Continental. Resultados 2004-2017 <i>Catarina Silva, Dália Loureiro, Aisha Mamade, Manuel Marabuto, Helena Alegre, Maria João Rosa</i>	328
Balanço energético de sistemas de abastecimento: ferramenta de cálculo <i>Aisha Mamade, Silvia Fernandes, Laura Monteiro, Dália Loureiro, Dídida Covas</i>	330
Proposta para cálculo do balanço energético em aproveitamentos hidroagrícolas <i>Henrique Cunha, Aisha Mamade, Dália Loureiro, Gonçalo Sousa e Dídida Covas</i>	332

Autosuficiencia energética en el ciclo urbano del agua de la comarca de la vera (Cáceres, España) <i>Juana Arias-Trujillo, Eva Gómez-Llanos, Pablo Durán-Barroso</i>	334
Avaliação de alternativas hidroenergéticas no projeto de reservatório elevado de água <i>Francisca Nara da Conceição Moreira, Jorge Fernando Hungria Ferreira, Bruno de Almeida da Silva, Arllen Augusto Gomes Souza, José Almir Rodrigues Pereira</i>	343
Monitorização e revisão de plano de gestão de perdas de água e energia <i>Aisha Mamade, Paulo Praça, Dália Loureiro, Dídia Covas</i>	352
Análise energética do controle de pressões com o uso de inversores de frequência <i>Kamilla Henrique Mendonça, Heber Pimentel Gomes, Mauricio Villanueva, Saulo de Tarso Marques Bezerra³, Simplicio Arnaud da Silva</i>	354
Hierarquização de ações de eficiência hidroenergética em sistemas de abastecimento de água: estudo de caso <i>Liliane Klemann Raminelli, Daniel Costa dos Santos</i>	356
Associação de métricas para interpretação do comportamento hidroenergético de sistemas de abastecimento de água <i>Moacir Muniz Pereira Junior, Peter Batista Cheung, Fábio Verissimo</i>	366
Aprovechamiento de energías renovables para el bombeo y distribución de agua potable <i>Juan Ojeda Ortiz, Jesús Mora Rodríguez, Ismael Orozco, Josefina Ortiz Medel, Xitlali Delgado-Galván</i>	372
Factor energético: una ayuda para el diseño <i>Benjamín Lara Ledesma, Constantino Domínguez Sánchez, Sonia Tatiana Sánchez Quispe</i>	380
Impacto da concepção no consumo de energia elétrica do sistema de bombeamento e adução de água bruta do rio Guamá - Belém <i>Deyved Leonam Guimarães do Nascimento, Alcione Batista da Silva, Aline Christian Pimentel Almeida Santos, Jorge Fernando Hungria Ferreira, José Almir Rodrigues Pereira</i>	385
Metodologia para otimização da seleção de bombas em diagnósticos hidroenergéticos <i>Ana Carolina Victória da Costa Ribeiro, Marcelo Giulian Marques, Eder Daniel Teixeira, Maurício Dai Prá, Guilherme Santanna Castiglio, Aline Elisabete Lorenzini</i>	395
Utilização de bombas de rotação variável como instrumento de eficiência energética <i>José Nilton de Abreu Costa, Marco Aurélio Holanda de Castro e Luís Henrique Magalhães Costa</i>	406
Otimização das operações de bombagem em sistemas de abastecimento de água <i>João Ribau, Filipe Silva, Muriel Iten, David Figueiredo, Rita Alves</i>	408

Capítulo 8 | Hidroenergia. *Hidroelectricidad*

Produção de energia com armazenamento por bombagem: custos e solução híbrida <i>Helena M. Ramos e Mariana Simão</i>	411
Potencial hidroeléctrico de la red de abastecimiento de la vera (CÁCERES, ESPAÑA) <i>Eva Gómez-Llanos, Juana Arias-Trujillo, Pablo Durán-Barroso, José M. Ceballos-Martínez, Jesús A. Torrecilla-Pinero, Carlos Urueña-Fernández Juan Ramón Barrón-Fernández, Miguel Candel-Pérez</i>	413

Posibles usos de la energía hidráulica sobrante en redes de abastecimiento. experiencia de global omnium <i>Felipe Sanz Tárrega, Pilar Conejos Fuertes, Marta Hervás Carot, Joan Carles Alonso Campos, Javier Macián Cervera</i>	424
Micro-hídricas de bombas como turbinas na produção de hidroenergia <i>Helena M. Ramos, Mariana Simão, Modesto Pérez-Sánchez, João F.P. Fernandes, Paulo J. Costa Branco, P. Amparo López-Jiménez</i>	432
Recuperação de energia de baixa queda: turbina hélice tubular com 5 pás <i>Mariana Simão, Helena M. Ramos</i>	434
Utilização de bombas de rotação variável como INSTRUMENTO de eficiência energética <i>José Nilton de Abreu Costa, Marco Aurélio Holanda de Castro, Luís Henrique Magalhães Costa e João Marcelo Costa Barbosa</i>	436
La influencia de la máquina eléctrica en la eficiencia de las bombas trabajando como turbinas. <i>Fernandes, João F.P., Pérez-Sánchez, Modesto, Ramos, Helena M, Ferreira da Silva, F, López-Jiménez, P. Amparo, Costa Branco, Paulo J.</i>	438
Recuperación energética en sistemas de tratamiento de aguas residuales mediante micromaquinaria hidráulica. Caso de estudio <i>Modesto Pérez-Sánchez, José M Pérez-Díaz, Francisco-Javier Sánchez-Romero, Helena M Ramos, P. Amparo López-Jiménez</i>	441
Bombas como turbinas en sistemas de abastecimiento de agua para recuperar energía <i>Jesús David Joaquín Cuarenta, Jesús Mora Rodríguez, Xitlali Delgado Galván, Gilberto Carreño Aguilera, Modesto Pérez Sánchez, P. Amparo López-Jiménez</i>	447
Instalação experimental para ensaio de micro turbomáquinas hidráulicas <i>J. Delgado, D.I.C. Covas, F. Avellan</i>	449

Capítulo 9 | Regimes transitórios hidráulicos. *Golpe de Aríete*

Modelagem computacional do transitório hidráulico de redes de distribuição de água utilizando o método das ondas características <i>Vicente de Castro Sanders Neto, Bruno Araújo Paiva, João Marcelo Costa Barbosa, Marco Aurelio Holanda de Castro</i>	452
Modelo numérico E Experimental del proceso de llenado de una conducción simple con válvula de aire <i>Oscar E. Coronado-Hernández, Vicente S. Fuertes-Miquel, Mohsen Besharat, Helena M. Ramos</i>	461
Sobrepresiones generadas por válvulas de aire sobredimensionadas durante el proceso de llenado de conducciones <i>Oscar E. Coronado-Hernández, Vicente S. Fuertes-Miquel, Mohsen Besharat, Helena M. Ramos</i>	463
Proposição de um novo modelo para a determinação da equação da fração de vazios de água por meio de análises numéricas para a modelagem computacional da cavitação no golpe de aríete <i>Bruno Araújo Paiva, Vicente de Castro Sanders Neto, João Marcelo Costa Barbosa, Marco Aurelio Holanda de Castro</i>	470

Incertidumbres y consideraciones prácticas en los modelos matemáticos para el llenado y vaciado de conducciones presurizadas <i>Vicente S. Fuertes-Miquel, Oscar E. Coronado-Hernández, Pedro L. Iglesias-Rey, Daniel Mora-Meliá, F. Javier Martínez-Solano</i>	480
Simulação de transitórios hidráulicos em sistemas de bombeamento com ventosas tríplice função <i>Arthur Brito Nunes Diniz, Alexandre Kepler Soares</i>	488
Regimes transitórios hidráulicos em condutas com uma bolsa de ar <i>João Ferreira, Norma Buttarazzi, Bruno Brunone, Dídia Covas</i>	500
Análise de transitórios hidráulicos decorrentes da operação otimizada de estações elevatórias <i>Gustavo Meirelles, Aloysio Portugal Maia Saliba, Jorge Luis Zegarra Tarqui, Edna Faria de Maria Viana</i>	504
Vaciado de grandes instalaciones. Aplicación a una conducción de fundición dn400 con dos válvulas de aire <i>Guillermo Romero, Vicente S. Fuertes-Miquel, Oscar E. Coronado-Hernández, Gonzalo López-Patiño, Román Ponz-Carcelén</i>	506
Localização de rompimentos de redes de distribuição de água a partir de características do sinal de pressão em regime transitório <i>Daniel Manzi, Bruno Melo Brentan, Gustavo Meirelles Lima, Edevar Luvizotto Jr</i>	517

Capítulo 10 | Qualidade e segurança da água para consumo humano *Calidad y seguridad del agua para consumo humano.*

Aprendizado profundo para modelação de cloro em redes visando detecção de contaminantes químicos <i>Eva Oliveira, Bruno Brentan, Daniel Barros, Sandra Cardoso, Letícia Macedo, Renato Dantas, Lubienska Ribeiro</i>	520
Estudo probabilístico de ataques químicos em redes visando a alocação de sensores de qualidade <i>Sandra Maria Cardoso, Daniel Bezerra Barros, Eva Caroline Martins Oliveira, Bruno Melo Brentan, Edevar Luvizotto Junior, Lubienska Cristina Lucas Jaquiê Ribeiro</i>	530
Localização de fonte de contaminação em redes de distribuição de água utilizando métodos de aprendizagem estatística <i>Daniel Barros, Sandra Cardoso, Eva Oliveira, Bruno Brentan, Edevar Luvizotto Jr, Lubienska Ribeiro</i>	540
Deteção e quantificação de vírus entéricos em amostras de água natural doce superficial e de água para consumo humano <i>Daniel Salvador, Maria Filomena Caeiro, Joana Aguilar³, Maria João Benoliel, Célia Neto</i>	549
Plano de comunicação para emergência(s) na qualidade de água para consumo humano: elaborar, interiorizar e aplicar <i>Pascoal Almeida e Ana Nunes</i>	551
Vulnerabilidad de la población por calidad del agua en el servicio de suministro <i>Joseph D. Pineda-Sandoval, Daniel Hernández Cervantes, Xitlali Delgado Galván, Gilberto Carreño Aguilera, Amparo López-Jiménez, Modesto Pérez-Sánchez, Jesús Mora Rodríguez</i>	552

Capítulo 11 | Modelação e análise de sistemas de drenagem de águas residuais e pluviais. *Modelización y análisis de sistemas de drenaje para aguas residuales y pluviales*

Comparação de modelos de drenagem dual com diferentes resoluções espaciais <i>A.M.O Fernandes, N.E.C Simões, M.C Cunha</i>	563
Modelagem hidráulica do macrossistema de coleta de esgotos de fortaleza, Brasil <i>Silvano Porto Pereira, Laryssa Barbosa Fernandes, Iran Eduardo Lima Neto Francisco de Assis de Souza Filho</i>	567
Utilización de epanet para el análisis de sistemas sifónicos de drenaje de aguas pluviales completamente cebados <i>Gonzalo López-Patiño, Pedro L.Iglesias-Rey, F. Javier Martínez-Solano, Vicente S.Fuertes-Miquel</i>	575
Modelagem hidrológica-hidráulica aplicada às subbacias de drenagem de uma bacia urbana no semiárido brasileiro <i>Maria de Jesus Delmiro Rocha, Silvano Porto Pereira, Iran Eduardo Lima Neto</i>	585
Modelagem computacional do escoamento de esgoto em redes coletoras assentadas em declividades drasticamente reduzidas usando as equações de Saint-Venant e de Boussinesq <i>Wolney Castilho Alves, Luciano Zanella</i>	587
Programa para calcular la pendiente crítica límite de canales abiertos, en flujos a superficie libre <i>Ramiro Marbello-Pérez, Mauricio Molina-Gil</i>	598
Estudo da utilização de pavimento permeável em vias de tráfego leve como medida compensatória em sistema de drenagem urbana <i>Nívia Nataly da Silva Correia, Paulo Roberto Lacerda Tavares, Marco Aurélio Holanda de Castro</i>	608

Capítulo 12 | Sistemas de tratamento e reutilização da água *Tratamiento de agua y sistemas de reutilización*

Desafios da modelação da qualidade da água em sistemas de distribuição de água residual tratada <i>Joana Costa, Filipa Ferreira, Rui M.C. Viegas</i>	618
Estratégias de reforço físico-químico com carvão ativado em pó para controlo de fármacos em etar <i>Rui M.C. Viegas, Elsa Mesquita, António Martins, Maria João Rosa</i>	627
Irrigação subsuperficial com água e efluente de esgoto doméstico tratado em área cultivada com laranja <i>Reginaldo Ferreira Santos, Andreia Aparecida Ferreira da Silva, Tatieli Knoner Santos, Douglas Bassegio</i>	629
Desempenho sanitário de leitos de secagem de lamas fecais em Moçambique <i>Osvaldo Moiambo, Raúl Mutevuie, Filipa Ferreira, José Saldanha Matos</i>	651
Tratamento de águas cinzentas através de paredes verdes <i>Patricia Pissarra, Joana Piscoiro, Lia Fernandes, Sílvia Monteiro, Ricardo Santos, Alice Caruso, Elisa Costamagna, Silvia Fiore, Francesca Demichelis, Fulvio Boano, Ana Galvão</i>	653
Estratégia de avaliação de risco da reutilização de água residual tratada da Fábrica de Água de Beirolas para rega de espaços verdes urbanos no Parque das Nações <i>Pedro Póvoa, Rita Alves, Susana Santos, Alexandra Henriques, Rui Mendes</i>	655
Tratamento e reutilização de efluentes domésticos: o caso de estudo do Concelho de Mungalde <i>Maria Antoci, Filipa Ferreira, Súznel Nelas</i>	657

Influencia de la carga orgánica en la producción de biomasa en plantas de tratamiento de aguas residuales <i>José G. González V., Adriana Flores Ramírez, Julio C. Orantes A., Abril Munro Rojas</i>	659
Impacto de los polihidroxicanoatos producidos con un sustrato renovable en el Medio Ambiente <i>Adriana Flores Ramírez, José Guadalupe González Valencia, Abril Munro Rojas, Julio C. Orantes Ávalos</i>	668
Estudio a escala piloto para la determinación de la vida útil de diferentes tipos de carbón activo granular en relación a la capacidad de adsorción DE GEOSMINA y 2-metilisoborneol. <i>J. Pertegaz, R. Ribera, C. Torremocha, J. Cotolí, A. Pérez, I. Cañigral, J. Macián</i>	673
Fotodegradación de contaminantes de aguas residuales con catalizadores de TiO_2 activados con luz visible y luz UV <i>M. Villicaña-Méndez, L.V. Piña-Morales, M. G. Garnica-Romo</i>	685

Capítulo 13 | Uso eficiente da água e recuperação de recursos. *Uso eficiente del agua y recuperación de recursos*

Matriz da água como ferramenta para a gestão eficiente da água - Aplicação ao Município de Cascais <i>Joana Carneiro, Laura Monteiro, Gonçalo Saint-Maurice, Dídia Covas</i>	695
Análise da eficiência de medidas de conservação de água em infraestrutura sanitária abordada sob o enfoque sistêmico <i>Karoline Richter, Daniel Costa dos Santos, Aloísio Leoni Schmid</i>	697
Solução portátil para a regeneração electroquímica do carvão ativado <i>M.H. Ferreira, M. Collaço, R. Coelho</i>	708
Identificación de indicadores para la selección multicriterio de dispositivos y sistemas de ahorro de agua en edificios <i>López-Patiño, Gonzalo, Martínez-Solano, Fco. Javier, Iglesias-Rey, Pedro L., Fuertes-Miquel, Vicente S.</i>	717

Capítulo 1 |
Sistemas de gestão de informação e análise de dados.
Sistemas de gestión de información y análisis de datos

Versão Provisória 2019-07-16

SITUAÇÃO E PERSPECTIVAS DO SISTEMA BRASILEIRO DE INFORMAÇÃO EM SANEAMENTO BÁSICO

Marise Teles Condurú¹, José Almir Rodrigues Pereira²,
João Diego Alvarez Nylander³, Rafaela Carvalho da Natividade⁴

RESUMO

Estudo da gestão da informação, com o objetivo de analisar o fluxo de informações de saneamento básico em base de dados do Governo Brasileiro disponível à comunidade técnica e à sociedade, enfatizando a qualidade, o acesso e a aplicabilidade da informação recomendados na lei 11.445/2007 - Política Nacional de Saneamento Básico. Para tanto, foi realizada pesquisa bibliográfica, documental e exploratória, com abordagem qualitativa, a fim de contribuir com a discussão das ações necessárias para o melhor desempenho do setor. Na análise do fluxo informacional constatou-se a necessidade de melhorar o atual Sistema Nacional de Informações em Saneamento (SNIS), como no registro e disponibilização de dados em tempo real, para corrigir a atual defasagem entre a coleta e a divulgação das informações. Também foi observado que os sistemas de informação são instrumentos que propiciam a coleta, obtenção, sistematização e disseminação da informação de saneamento básico, destacando a importância da criação do Sistema Nacional de Informações em Saneamento Básico (SINISA) na Lei 11.445/2007. Concluiu-se, que a implantação do SINISA é uma oportunidade para adequar o atual fluxo informacional aos objetivos e necessidades para o efetivo desenvolvimento da política pública do setor de saneamento básico.

Palavras-chave

Gestão da informação, Saneamento básico, Sistemas de informação.

1. INTRODUÇÃO

Os dados e informações com qualidade são necessários para apoiar ações que contribuam à melhor tomada de decisão para o desenvolvimento de setores, aqui analisado o de saneamento básico. No Brasil, o poder decisório da política de saneamento básico tem sido exercido por diversos órgãos, ao longo de sua história, sendo claramente observado que as competências institucionais têm envolvido atores governamentais de diversas áreas, como os Ministérios do Desenvolvimento Regional, da Saúde, do Meio Ambiente (MMA), da Integração Nacional, do Turismo e da Defesa.

Para entender o fluxo informacional do saneamento básico, cabe resaltar o modelo de governança do setor do saneamento no Brasil, no qual se constata que as competências institucionais e os investimentos se encontram de forma pulverizada no setor. Isso resulta na condição de multiplicidade de ações para um mesmo objeto da política de saneamento, acarretando na pulverização de investimentos e ações no setor de saneamento básico.

¹ Universidade Federal do Pará/ICSA, Campus Universitário do Guamá. marise@ufpa.br

² Universidade Federal do Pará/ITEC, Campus Universitário do Guamá.

³ Universidade Federal do Pará/PPGEC, Campus Universitário do Guamá.

⁴ Universidade Federal do Pará/Graduação de Biblioteconomia, Campus Universitário do Guamá.

Com a finalidade de melhorar a gestão da informação, os dados de saneamento básico são gerenciados em sistemas de informação, como o Sistema Nacional de Informações em Saneamento (SNIS), do Ministério do Desenvolvimento Regional e o Sistema Nacional de Informações em Resíduos Sólidos (SINIR), do Ministério do Meio Ambiente.

Dessa forma, é imprescindível realizar a gestão da informação de saneamento básico, que compreende identificar o fluxo de informação no setor, desde a geração, sistematização, disseminação até o uso de informação. Isso é um desafio para a implantação de sistemas de informação locais, considerando a necessidade de uso de informação confiável, precisa, atual, completa etc., para o planejamento e tomada de decisão no setor.

E como ocorre a gestão da informação no setor de saneamento básico no Brasil? Para responder a esse questionamento, o objetivo desta pesquisa é analisar o fluxo de informações do saneamento brasileiro em base de dados governamental disponíveis à comunidade técnica e à sociedade em geral, com o propósito de contribuir para a implementação eficaz do novo sistema de informações para o setor, recomendado na lei 11.445/2007, enfatizando a qualidade, o acesso e a aplicabilidade da informação. Para tanto, foi realizada pesquisa bibliográfica, documental e exploratória, com abordagem qualitativa, o que permitirá contribuir com a discussão das ações necessárias para o melhor desempenho do setor.

Este artigo está estruturado em quatro seções. Nesta introdução é feita contextualização do tema, bem como apresentada a questão e objetivo de pesquisa. Na segunda seção tem-se a metodologia aplicada para a realização da pesquisa, enquanto na seção três são apresentados os resultados e, por último, as conclusões e documentos que fundamentaram esta pesquisa.

2. METODOLOGIA

Neste trabalho foi considerado o fluxo de informações no SNIS e sua importância para o setor saneamento, com o intuito de propor melhorias, assim como para a implantação do Sistema Nacional de Informações em Saneamento Básico (SINISA). Para isso, a pesquisa foi dividida em três etapas: avaliação do fluxo de informações do SNIS, análise da criação do SINISA prevista na Lei n. 11.445/2007 e proposta da gestão da informação no saneamento básico para a implantação do SINISA:

Etapa 1 – Avaliação do fluxo de informações do SNIS. Nesta etapa foram identificados documentos do SNIS divulgados de forma impressa e pela Internet, no site www.snis.gov.br, sendo analisados os procedimentos de obtenção de dados, organização e disponibilização das informações de saneamento no SNIS.

Etapa 2 – Análise da Lei n. 11.445/ 2007: criação do SINISA. Nesta etapa foi avaliada a criação do SINISA prevista na Lei 11.445/2007, para o setor de saneamento básico, observando aspectos que relacionem a informação no planejamento, regulação, fiscalização e controle social, solidariedade e cooperação entre os entes federados.

Etapa 3 – Proposta para melhorar o fluxo de informações no saneamento. A realização das duas etapas anteriores permitiu a elaboração de proposições que complementem o atual fluxo da informação quando da implantação do SINISA, a fim de que esse Sistema venha a contribuir com informação mais adequada, confiável e que possa ser utilizada eficientemente pelos usuários desse tipo de base de dados.

Na próxima seção são apresentadas informações e reflexões sobre a pesquisa, acompanhando os procedimentos metodológicos estabelecidos.

3. RESULTADOS

Os sistemas de informação são instrumentos de políticas públicas em qualquer área do conhecimento. No setor de saneamento básico tem-se o SNIS e na Lei 11.445/2007 está preconizada a criação do SINISA, a fim de permitir o melhor conhecimento e a tomada de decisão no setor de saneamento básico.

3.1 FLUXO DA INFORMAÇÃO DE SANEAMENTO BÁSICO: O SNIS

O fluxo de informações do setor de saneamento básico foi avaliado pela gestão da informação do SNIS, ou seja, pela identificação da obtenção de dados, organização e divulgação das informações do referido Sistema. Para isso, entende-se gestão da informação como o “gerenciamento de todo o ambiente informacional de uma organização” [1], no caso aplicado na área do saneamento básico.

Na criação do SNIS foram observadas outras experiências, como da Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental (ABES), da Associação Nacional dos Serviços Municipais de Saneamento (ASSEMAE), da Caixa Econômica Federal, da Associação das Empresas de Saneamento Básico Estaduais (AESBE) e dos censos e da Pesquisa Nacional de Saneamento Básico (PNSB) [2].

A implantação do SNIS ocorreu em 1996, por iniciativa do Projeto de Modernização do Setor de Saneamento (PMSS), coordenado pela Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental (SNSA), do Ministério das Cidades, que criou um banco de dados com informações sobre a prestação de serviços de saneamento de municípios brasileiros [3]. Cabe ressaltar que a SNSA é a atual Secretaria Nacional de Saneamento, e o Ministério das Cidades é hoje o Ministério do Desenvolvimento Regional.

O SNIS tem como objetivo ser instrumento para auxiliar no “planejamento e execução de políticas públicas; orientação da aplicação de recursos; conhecimento e avaliação do setor; avaliação de desempenho dos serviços; aperfeiçoamento da gestão; orientação de atividades regulatórias e de fiscalização; e exercício do controle social” [4].

Na Figura 1 é apresentado o fluxo informacional do saneamento básico, no qual o SNIS é integrante importante para o setor. Com isso, observa-se que os prestadores dos serviços de saneamento básico são os produtores dos dados que deveriam ser registrados em sistemas locais de informação, pertencentes às prefeituras. Ao SNIS cabe coordenar a coleta, sistematização e armazenamento dos dados, visando sua disseminação por produtos e serviços. Completando o ciclo informacional, existem os usuários da informação de saneamento básico, por exemplo, gestores, agências de regulação e sociedade.

Para a obtenção dos dados dos municípios brasileiros, o SNIS faz convites de forma direta para os prestadores locais ou indireta para os prestadores regionais ou microrregionais dos serviços dos quatro componentes do saneamento básico, ou seja, abastecimento de água, esgotamento sanitário, resíduos sólidos e águas pluviais.

Contudo, o início da coleta dos dados dos quatro componentes do saneamento básico foi realizado em períodos diferenciados no SNIS. Para água e esgoto ocorreu a primeira coleta em 1996, para resíduos sólidos em 2004 e para manejo de águas pluviais em 2017.

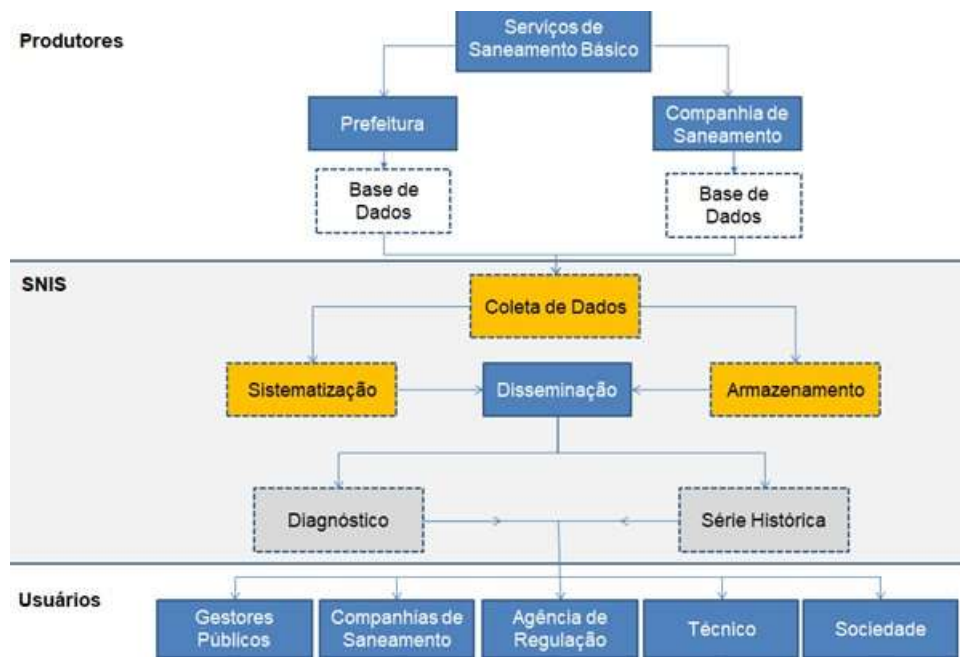


Figura 1. Ciclo informacional do saneamento básico

A coleta dos dados é realizada anualmente com as prefeituras e/ou prestadores dos serviços que preenchem formulários disponibilizados no sítio do SNIS. Entretanto, essa coleta acontece com atraso de um ano, por exemplo, os dados mais recentes de abastecimento de água e de esgotamento sanitário, de resíduos sólidos e de drenagem e águas pluviais disponíveis no SNIS foram publicados em 2019 e são referentes ao ano de 2017 (Figura 2).

No que se refere à organização das informações, no SNIS são sistematizados os dados para formar a base de dados de série histórica e disponibilizar documento com diagnóstico que trazem informações de caráter institucional, administrativo, operacional, gerencial, econômico-financeiro, contábil e de qualidade sobre a prestação de serviços de água, de esgotos e de manejo de resíduos sólidos urbanos, enquanto sobre a drenagem e manejo das águas pluviais urbanas são requeridos dados gerais, de cobrança, financeira, de infraestrutura, operacional, de gestão de riscos e de avaliação de reação [4].

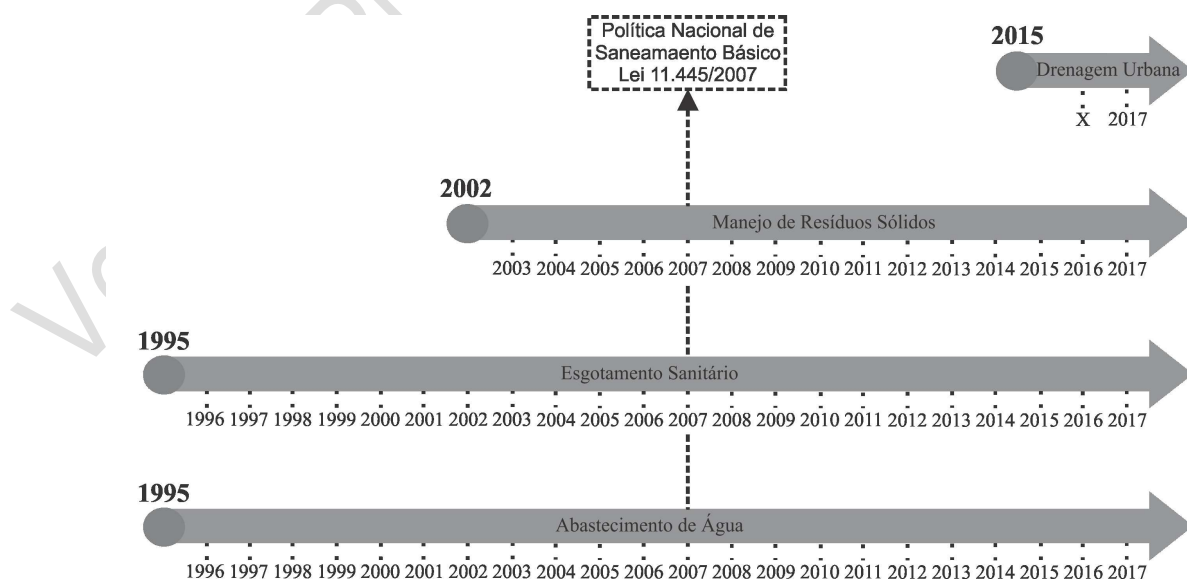


Figura 2. Ano da coleta das informações disponibilizadas no SNIS

Esses dados da série histórica são estruturados como agregados, desagregados e municipais para os componentes abastecimento de água e esgotamento sanitário, enquanto para os resíduos sólidos apenas em base de dados municipais. Quanto ao manejo de águas pluviais não existe a base de dados de série histórica, o que é compreensivo, em razão de sua recente inclusão no SNIS.

A base agregada é formada pelos dados do conjunto de municípios atendidos por determinado prestador, muito embora também estejam incorporados nessa base os prestadores de serviços de abrangência local que atendem apenas um município.

A base desagregada contém informações dos prestadores de serviços de cada município atendido. É oportuno deixar claro que as informações dos prestadores de serviços locais, são iguais na base agregada e na desagregada.

A base de dados municipal é com informações dos municípios, não sendo apresentados os prestadores dos serviços. Dessa forma, quando existem dois ou mais prestadores por município, os dados são consolidados antes de inseridos na base municipal.

Para o componente resíduos sólidos, a base municipal conta com informações e indicadores das prefeituras e órgãos municipais que responderam ao SNIS nos respectivos anos de referência.

As informações do SNIS são disponibilizadas em base de dados totalmente pública e gratuita no sítio www.snis.gov.br, sendo disponibilizadas as Séries Históricas dos componentes abastecimento de água, esgotamento sanitário e resíduos sólidos, o Diagnóstico anual de água e esgoto, o Diagnóstico anual de resíduos sólidos e o Diagnóstico anual de águas pluviais.

Na Série Histórica pode-se consultar as informações e os indicadores do SNIS, desde o primeiro ano de coleta, isto é, 1995, até o atual, 2017. Também é possível realizar o cruzamento dos dados de cada componente.

Ainda é oportuno ressaltar a defasagem de dois anos entre os dados coletados no SNIS e sua publicação na base de dados da série histórica e no diagnóstico dos quatro componentes do saneamento básico. Por exemplo, os dados coletados de abastecimento de água e de esgotamento sanitário em 1998 somente foram publicados e disseminados no ano 2000. Da mesma forma, os dados de todos os componentes do ano 2017 somente foram conhecidos agora em 2019 (Quadro 1).

Além disso, no SNIS ainda não são disponibilizadas informações importantes para o planejamento e a gestão do setor, como o consumo e a despesa de energia elétrica nos horários de ponta e fora de ponta, o volume captado de água por tipo de manancial, o número e tipo das estações de tratamento de esgoto sanitário, a relação da área inundada com a área urbana total etc. Compreendendo a situação informacional do setor e a importância do SNIS, alguns aspectos precisam ser reavaliados para favorecer o uso dos dados disponibilizados.

Em 2012, o SNIS foi analisado, sendo identificados 15 problemas que contribuem na redução da qualidade da informação em saneamento básico: Interação (compartilhamento da informação); Periodicidade de disseminação da informação; Detalhamento da informação; Forma de coleta da informação: estimada ou medida; Organização/ armazenamento das informações; Quatro componentes do saneamento básico; Responsabilidade pela informação (Órgão produtor); Categorias (amplitude/ tipo da informação); Provedor de informação; Fornecimento da informação: voluntária ou obrigatória; Frequência de obtenção da informação; Conteúdo (representação dos dados); Inter-relação (cruzamento dos dados); Disponibilidade: cruzamento de dados; Aplicabilidade [5].

Quadro 1. Ano de coleta e publicação dos dados e informações do SNIS: 1995-2019

Abastecimento de Água e Esgotamento Sanitário		Resíduos Sólidos		Manejo de Águas Pluviais	
Coleta	Publicação	Coleta	Publicação	Coleta	Publicação
1995	1997	-	-	-	-
1996	1998	-	-	-	-
1997	1999	-	-	-	-
1998	2000	-	-	-	-
1999	2001	-	-	-	-
2000	2002	-	-	-	-
2001	2003	-	-	-	-
2002	2004	2002	2004	-	-
2003	2005	2003	2005	-	-
2004	2006	2004	2006	-	-
2005	2007	2005	2007	-	-
2006	2008	2006	2008	-	-
2007	2009	2007	2009	-	-
2008	2010	2008	2010	-	-
2009	2011	2009	2011	-	-
2010	2012	2010	2012	-	-
2011	2013	2011	2013	-	-
2012	2014	2012	2014	-	-
2013	2015	2013	2015	-	-
2014	2016	2014	2016	-	-
2015	2017	2015	2017	2015	2018
2016	2018	2016	2018	-	-
2017	2019	2017	2019	2017	2019
2018	-	2018	-	2018	-
2019	-	2019	-	2019	-

Nesse estudo, por meio da análise de Pareto, foram identificados cinco problemas considerados vitais e que influenciam os demais problemas, sendo eles: a) falta de interação com outras áreas; b) demora na disseminação das informações; c) falta de detalhamento da informação; d) forma de coleta inadequada; e) organização ineficaz da informação.

A falta de interação com outras áreas prejudica a atuação e ações do Estado para melhoria da qualidade de vida da sociedade. Por exemplo, os principais dados de saúde deveriam ser relacionados com os de saneamento básico nesse sistema de informação, para conhecimento da real situação do município. Assim, essa é uma fragilidade do SNIS.

Quanto à periodicidade, no estudo também se observa como é demorada a disseminação das informações, uma vez que o SNIS ainda precisa reduzir a lacuna da atualização de seus dados de referência em relação a sua publicação. Isto ainda é percebido em 2019, já que os dados disponibilizados são referentes aos coletados em 2017 [5].

Para a forma de coleta, observou-se que é inadequado o fornecimento voluntário de dados pelos prestadores de serviços e municípios convidados a participar do Sistema, pois o ideal é que a atualização do banco de dados do SNIS seja realizada anualmente com informações de amostra de

prestadores de serviços do país, sem defasagem no tempo para publicação. Com isso, é necessário alterar a prática de convite na obtenção dos dados para aumentar a confiabilidade do Sistema.

A falta de detalhamento da informação foi indicada que no SNIS não são apresentados dados dos sistemas de saneamento existentes nos municípios, o que prejudica as ações para tomada de decisão por parte do gestor e conhecimento da própria sociedade.

A organização da informação inadequada foi percebida em razão de o SNIS não detalhar cada sistema de saneamento básico individualmente, o que impede a organização necessária dos dados gerados pelos sistemas de saneamento.

No próximo item será apresentada a criação do SINISA prevista na Lei 11.445/2007, para a gestão dos serviços de saneamento básico, levantando os aspectos que relacionem a informação no planejamento, regulação, fiscalização e controle social, solidariedade e cooperação entre os entes federados.

3.2 ANÁLISE INFORMACIONAL DA LEI 11.445/2007: CRIAÇÃO DO SINISA

A política pública é o conjunto de ações do Estado em busca de determinados objetivos e seus resultados e consequências, sendo, assim, a “ação intencional do Estado junto à sociedade” [6]. Nesse sentido, ressalta-se a ação e a intenção na definição de qualquer política pública, pois as ações materializam a intenção ou propósito enunciado da política e favorecem a comunicação entre o governo e o cidadão, por servirem de base de referência para acompanhamento das políticas [7].

Na política pública de saneamento básico, por meio da lei n. 11.445/2007, é possível identificar a ação e a intenção do governo para a gestão da informação do setor, indicando a criação de um sistema de informação, o SINISA, no qual deverão ser registrados os dados relacionados aos serviços de saneamento básico do país, a fim de se ter as informações reunidas sobre o setor.

Importante ressaltar que algumas medidas devem ser observadas no planejamento da criação do SINISA, como: a) o conhecimento das experiências locais existentes sobre sistemas e redes de informação, o que facilitará o diagnóstico e estudo de necessidades e demandas de informação; b) a equipe envolvida no desenvolvimento de sistemas em redes deve ser integrada, envolvendo profissionais de informação e outros, o que dependerá do campo do conhecimento que o sistema abranja; c) programas sistemáticos de formação de recursos humanos: - equipe qualificada; d) os usuários são o principal objetivo dos sistemas e redes e devem acompanhar a elaboração do projeto e a implantação do sistema; e) escolhas de *hardware* e *software* devem ser tomadas após estudos em diferentes instâncias, com especialistas e instituições que desenvolvam atividades similares, além da análise da literatura da área evitando-se a tentativa de desenvolvimento de *software* próprio, quando já existe no mercado, *software* apropriado para cada situação [8].

A integração das informações em rede e em tempo real precisa ser materializada no SINISA, para solucionar o distanciamento da informação de saneamento básico entre os municípios, estados e o Governo Federal. Em pesquisa do ciclo de informação em saneamento básico no estado do Pará foi constatado que a ausência de sistemas de informação locais em seus 144 municípios e as deficiências no registro de dados nos órgãos estaduais resultam no repasse de informações inconsistentes para a formulação e implementação de políticas públicas do setor no Brasil [9].

O SINISA também é oportuno para melhorar a transparência e a publicidade dos dados necessários ao desenvolvimento, à implementação e à avaliação das políticas públicas do setor, o que permitirá atender aos órgãos e às entidades que compõem a política federal de saneamento básico.

Considerando os objetivos do SINISA de coletar e sistematizar dados, de disponibilizar estatísticas e indicadores, e de permitir e facilitar o monitoramento e avaliação da prestação dos serviços públicos de saneamento básico [10], é preciso destacar que o monitoramento e avaliação da prestação dos serviços é o ponto que difere do atual sistema vigente no país, no caso o SNIS, destacando a necessidade de buscar auditoria dos dados fornecidos e disseminados pelo Sistema, de forma sistemática, conforme preconizado no parágrafo 6º do artigo 53 da política de saneamento básico.

Na criação do sistema deve-se ter claro seu órgão gestor com estrutura adequada ao seu pleno funcionamento, equipe qualificada, definição dos membros integrantes que servirão de fontes dos dados na formação do sistema, bem como produtos e serviços que se pretendem elaborar para disseminação das informações do sistema, seja para o diagnóstico, planejamento, e regulação do setor ou para a sociedade em geral. Entretanto, embora na Lei 11.445/2007 não seja explicitada a institucionalização do SINISA [2], na mesma lei são indicadas como fontes de dados os titulares, as entidades reguladoras e os prestadores dos serviços, visando à auditoria, mas sem a obrigatoriedade de participação do Sistema.

Cabe, ainda, à União, apoiar os titulares dos serviços de saneamento básico, ou seja, os municípios, na organização de seus sistemas locais de informação em saneamento básico. Essa ação é essencial para que os dados possam ser registrados pelos prestadores dos serviços desde sua origem, o que facilitará seu monitoramento e avaliação. Também é de responsabilidade dos titulares dos serviços estabelecer os mecanismos e os procedimentos de controle social, a fim de garantir informações à sociedade [10].

As informações do SINISA deverão ser públicas e de fácil acesso aos interessados. Embora seja apresentada a Internet como meio de divulgação, outros meios deverão ser viabilizados, pois a Internet ainda não é utilizada como esperado em todos os municípios brasileiros, sendo, portanto, muitas vezes, um limitador do acesso.

Portanto, quando da criação do SINISA, prevista na Lei 11.445/2007, é necessário corrigir as fragilidades do atual sistema, o SNIS, tendo instrumentos para que o titular dos serviços de saneamento estabeleça a política pública de saneamento. Além disso, é reforçada a articulação e melhoria com outros sistemas, por exemplo, a promoção de interoperabilidade com o Sistema Nacional de Informações sobre Recursos Hídricos (SNIRH), da Agência Nacional das Águas (ANA) e o SINIR, do Ministério do Meio Ambiente [10].

No próximo item serão refletidas perspectivas para a implementação do SNIS e/ou implantação do SINISA.

3.3 PERSPECTIVAS PARA O SISTEMA DE INFORMAÇÃO EM SANEAMENTO BÁSICO NO BRASIL

A realização das duas fases anteriores permitiu a elaboração de proposições que complementem o atual fluxo da informação quando do aperfeiçoamento do SNIS ou da implantação do SINISA, para que a informação disponibilizada seja mais adequada, confiável e utilizada eficientemente pelos usuários desse tipo de base de dados, especialmente no planejamento e tomada de decisão no setor.

Pelo exposto, se faz necessário apontar ações que deverão ser observadas para um efetivo sistema nacional de informação de saneamento básico.

Apesar do progressivo aumento da cobertura do SNIS, ainda existe a necessidade de registrar, integrar e padronizar as informações dos quatro componentes do saneamento básico dos 5.570 municípios brasileiros. Vale observar que na publicação do SNIS em 2019, com dados referentes ao ano de 2017, é identificada a ausência de informações de 444 (7,9 %) municípios brasileiros no componente abastecimento de água, de 1.705 (30,6%) municípios no componente esgotamento sanitário, de 2.014

(36,1%) municípios no componente de resíduos sólidos e de 1.837 (32,9%) municípios no componente águas pluviais.

Essa lacuna impede a representação global da situação no país, bem como demonstra que os procedimentos atuais precisam ser modificados para a participação de todos os municípios na produção da informação. Nesse contexto, o SINISA não deve ser apenas um melhoramento do sistema existente, o SNIS, mas sim servir para a evolução esperada de qualidade e transparência da informação do setor de saneamento básico do Brasil.

Para isso, o sistema federal (SINISA) deve dispor de elementos e rotinas que integrem a informação em rede, facilitando a implantação dos sistemas de informação de saneamento local (município) e regional (estado). Em seguida, é essencial que o SINISA promova o compartilhamento de informações com outros sistemas, como de saúde, meio ambiente etc., para possibilitar o conhecimento e a avaliação das ações de saneamento de forma intersetorial. Como exemplo, é importante o compartilhamento de informações de consumo e de despesa de energia elétrica nos horários de ponta e de fora de ponta, pois esses dados são essenciais para o planejamento e a gestão do setor de energia brasileiro. Outro exemplo são os dados que relacionem a cobertura dos sistemas de saneamento e as doenças de veiculação hídrica registradas no setor de saúde, pois orientam a tomada de decisão dos recursos a serem aplicados nesses dois setores. Contudo, isso requer a correção das atuais fragilidades do ciclo informacional, melhorando a periodicidade, a coleta e a organização detalhada da informação de cada componente.

Assim, o ideal é que no SINISA sejam solucionadas as lacunas do SNIS, ampliando o detalhamento das informações do espaço urbano e incluindo dados das condições do saneamento básico na área rural dos municípios brasileiros. Para isso, é importante que o SINISA traga a consolidação das informações desmembradas nos sistemas municipais e estadual de saneamento básico.

Além disso, a periodicidade do SINISA precisa ser instantânea, ou seja, os dados registrados *on line* devem ser sistematizados e disponibilizados em tempo real aos usuários, em fluxo constante e contínuo da informação de saneamento básico. Contudo, isso requer padronização prévia dos dados e indicadores a serem gerados, bem como equipe de apoio para a rápida identificação e correção de eventuais inconsistências nos registros.

Essa característica de uso imediato do que foi registrado exige a remodelação das atuais ações dos produtores de informação, que passarão de convidados para atores com acompanhamento, auditoria e sujeitos a sanções em caso de falta de registro, repetição de erros e/ou inconsistência nos dados.

As sanções sugeridas deverão ser as últimas medidas a serem adotadas, podendo ir de pontos negativos na avaliação de financiamentos até a suspensão provisória no repasse de recursos do Governo Federal, condicionada a solução do problema. Naturalmente, cursos de capacitação, treinamentos e acompanhamento por técnicos do SINISA e/ou do Estado precederão quaisquer sanções. Vale citar que a co-responsabilidade do ente municipal aumentará o interesse em esclarecimento das pendências, contribuindo para aumentar a qualidade e a confiabilidade dos dados registrados no SINISA.

Portanto, na implantação do SINISA é preciso enfrentar os atuais problemas de muitos municípios brasileiros, nos quais a realidade do setor de saneamento não é bem conhecida em decorrência de fragilidades que dificultam a transferência dos dados do prestador do serviço para o próprio município. Entre esses estão a ausência e/ou deficiência de bancos de dados, de cadastros técnicos, de documentos operacionais que resultam em informações inconsistentes e, muitas vezes, estimadas por falta de mensuração.

Outras fragilidades dos municípios que precisam ser enfrentadas para a adequada funcionalidade do SINISA são na formação, composição e manutenção de quadros técnicos, na aquisição e manutenção

de número suficiente de equipamentos, na disponibilidade de recursos materiais e instalações físicas compatíveis com a demanda informacional. Vale ainda ressaltar que devem ser estabelecidos mecanismos legais que evitem impactos na rotina de registro dos dados, como mudanças nas equipes locais com a posse de novos gestores municipais.

Isso facilitará a alteração do procedimento de coleta dos dados, passando da forma de convite para a obrigatoriedade de participação das Prefeituras dos Municípios, e não apenas os prestadores serem responsáveis pela inclusão dos dados. Assim, o fluxo de alimentação dos sistemas locais pelos prestadores terá o acompanhamento e validação das informações pelos técnicos das Prefeituras e do Estado, resultando em informações mais consistentes e confiáveis nos sistemas estadual e no SINISA. Por sua vez, a equipe técnica do SINISA responderá pelo acompanhamento e esclarecimento de dúvidas, tendo, ainda de realizar, auditagens periódicas em amostra de municípios.

Pelo exposto, o SINISA deverá ser um sistema *on line* em todas as etapas do ciclo, possibilitando a utilização imediata da informação registrada, o que modificará a atual situação de longo período (cerca de dois anos) entre a coleta, sistematização e disseminação das informações de saneamento básico no Brasil.

4. CONCLUSÕES

Constatou-se que a implantação do SNIS, em 1996, foi uma boa iniciativa do Governo Federal, pela finalidade de registro das informações para o conhecimento da realidade brasileira sobre o setor. Contudo, a necessidade de maior detalhamento e os dois anos entre o registro e a disseminação das informações reduzem a eficiência da aplicabilidade do SNIS em diagnósticos, planos municipais, regulação e outros documentos e ações para o setor de saneamento básico.

Por isso, apesar da importância do SNIS, alguns aspectos precisam ser reavaliados para favorecer o uso dos dados disponibilizados no Sistema. Entre esses pode ser destacado o fornecimento voluntário de dados pelos prestadores dos serviços e municípios, que são convidados a participar da atualização do banco de dados do SNIS. Como parte dos produtores da informação não atendem ao convite, o SNIS ainda não dispõe de dados da totalidade dos municípios brasileiros.

Assim, a promulgação da Lei n. 11.445/2007 reforça o objetivo do SNIS com a criação do SINISA, sendo destacada a importância da transparência e publicidade na prestação dos serviços de saneamento no Brasil.

Contudo, 12 anos se passaram e o SINISA não foi implantado e o SNIS ainda requer melhorias, resultando em problemas no fluxo informacional para o atendimento das demandas dos atores do setor de saneamento básico brasileiro.

Portanto, é preciso ajustar a transição do SNIS para o SINISA, contribuindo para transformar a realidade do saneamento básico brasileiro, nos âmbitos federal, estadual e municipal, visando atender ao planejamento e execução de políticas públicas; à orientação da aplicação de recursos; à avaliação de desempenho dos serviços; ao aperfeiçoamento da gestão, em busca de eficiência e eficácia; à orientação de atividades regulatórias e de fiscalização; à contribuição para o controle social; à utilização de seus indicadores como referência para comparação e para medição de desempenho no setor saneamento brasileiro [3].

Pelo exposto, as proposições apresentadas neste trabalho para o fluxo de informação visam contribuir para que o SINISA venha a ser efetivamente utilizado e sem defasagem temporal, tendo a confiabilidade, a qualidade, o acesso e a aplicabilidade da informação em consonância com o estabelecido na Lei 11.445/2007.

AGRADECIMENTOS

À “Rede Transamazônica de Cooperação em Informação e Conhecimento para o Desenvolvimento Sustentável” PROCAD-AM, em que está vinculado o Projeto de pesquisa da Universidade Federal do Pará “Sistemas de informação como instrumentos das políticas públicas de saúde, saneamento e meio ambiente”.

REFERÊNCIAS

- [1] DAVENPORT, T.H. Reengenharia de processos: como inovar na empresa através da tecnologia da informação. 5. ed. Rio de Janeiro: Campus, 1994. p.84.
- [2] GABRIEL, J. O Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento – SNIS. Brasília: PMSS, 2008. <http://www.snis.gov.br/arquivos_pmss/11_DESTAQUES/seminario_estudos_pmss/PMSS-SNIS-Evolu%C3%A7%C3%A3o%20e%20desafios.pdf>. Acesso em: 11 set. 2009.
- [3] INSTITUCIONAL. Disponível em: <http://www.snis.gov.br/>. Acesso em: 4 fev. 2019.
- [4] BRASIL. Ministério do Desenvolvimento Regional. Conheça o SNIS. Disponível em: <http://app4.cidades.gov.br/serieHistorica/>. Acesso em: 15 mar. 2019.
- [5] CONDURÚ, M.T. Análise da qualidade da informação no setor de saneamento básico: em busca da inteligência estratégica. 2012. Tese (Doutorado em Desenvolvimento Sustentável do Trópico Úmido) – NAEA, UFPA, Belém, 2012.
- [6] BELLONI, I.; MAGALHÃES, H.; SOUSA, L.C.de. Metodologia de avaliação em políticas públicas: uma experiência em educação profissional. 3. ed. São Paulo: Cortez, 2003. p.10.
- [7] HEIDEMANN, F.G. Do sonho do progresso às políticas de desenvolvimento. In: HEIDEMANN, F.G.; SALM, J.F. Políticas públicas e desenvolvimento: bases epistemológicas e modelos de análise. Brasília: Ed. UNB, 2009. p. 23-39.
- [8] PINHEIRO, L.V.R. Redes e sistemas de informação: interação e integração. [Rio de Janeiro: s. n., 1995]. Trabalho encomendado pela Biblioteca Nacional.
- [9] CONDURÚ, M.T.; PEREIRA, J.A.R. “Gestão da informação em saneamento básico no Estado do Pará sob o enfoque do ciclo informacional”, Revista de Engenharia Sanitária e Ambiental, vol. 22, no. 6, nov./dez. 2017. pp. 1225-1232.
- [10] BRASIL. Lei n. 11.445, de 5 de janeiro de 2007. 2007. Disponível em: http://www.ceset.unicamp.br/~marta/ST%20501/Lei_Federal_n%C2%BA_11445.pdf. Acesso em: 2 dez. 2018.

DESARROLLO DE UN SOPORTE DIGITAL COMO BASE DE UN SISTEMA DE GESTIÓN INTELIGENTE DE REDES DE ABASTECIMIENTO DE AGUA

Pérez Padillo, J.¹, Montesinos Barrios, P.², Camacho Poyato, E.³,
Rodríguez Díaz, J.A.⁴, García Morillo, J.⁵

RESUMEN

El trabajo asociado a la gestión de redes de suministro de agua genera una ingente cantidad de datos, que históricamente se ha venido recogiendo y archivando en formatos tradicionales, lo cual dificulta el uso diario de la información por parte de los técnicos que gestionan estos sistemas. Por esta razón los Sistemas de Información Geográfica (SIG), al combinar la información geográfica con la información alfanumérica, se han convertido en un elemento clave en el proceso de digitalización de las infraestructuras de distribución de agua. Así mismo, la generación del modelo hidráulico del sistema de distribución de agua, (SDA) y su vinculación con el SIG, convierte al binomio SIG-modelo hidráulico en el motor de cualquier herramienta de apoyo a la gestión de estos sistemas, que conectada a una aplicación para dispositivos móviles (APP), facilita enormemente las tareas de operación y mantenimiento de los SDA.

Se presenta una metodología basada en software libre para la digitalización, modelización y toma de decisiones operativas sobre las infraestructuras hidráulicas de las empresas de abastecimiento. Esta metodología se ha aplicado a la red de abastecimiento en alta que gestiona la Empresa Provincial de Aguas de Córdoba (EMPROACSA).

Palabras clave

Modelación hidráulica, Sistemas de información geográfica, aplicaciones para dispositivos móviles.

1. INTRODUCCIÓN

La gestión sostenible del agua se ha convertido en una cuestión crítica para el futuro del planeta, teniendo en cuenta que el cambio climático avanza y ciertos países sufren periodos de sequía prolongados [1], lo que provoca alteraciones en la disponibilidad y el reparto del recurso para los distintos usos.

Los modelos de gestión de sistemas de distribución de agua (SDA) tienen como principal objetivo realizar un uso eficiente de los recursos hídricos, así como reducir los costes derivados de dicha gestión. Estos modelos pueden integrar avances tecnológicos que abarcan desde la modelización hidráulica, la geolocalización de los elementos del SDA, la sensorización de las variables clave de operación [2,3], redes de comunicación y almacenamiento de datos en la nube.

¹ Dpto. Agronomía, ETSIAM, Universidad de Córdoba. Ed. Leonardo da Vinci, Campus de Rabanales, 14071 Córdoba, g22pepaj@uco.es

² Dpto. Agronomía, ETSIAM, Universidad de Córdoba. pmontesinos@uco.es

³ Dpto. Agronomía, ETSIAM, Universidad de Córdoba. ag1capoe@uco.es

⁴ Dpto. Agronomía, ETSIAM, Universidad de Córdoba. ma2rodij@uco.es

⁵ Dpto. Agronomía, ETSIAM, Universidad de Córdoba. jgmorillo@uco.es

El proceso de digitalización del sector del suministro de agua se ha acelerado en los últimos años con la adopción de tecnologías disruptivas que están cambiando los modelos de negocio predominantes durante décadas. Los sistemas de información geográfica (SIG), que aúnan información geográfica e información alfanumérica en formato digital, se han convertido en una herramienta imprescindible para las empresas/asociaciones que gestionan SDAs [4]. El proceso de digitalización se completa integrando toda la información disponible sobre el SDA en un modelo hidráulico que permita calcular las principales variables hidráulicas en cualquier punto del sistema. Los modelos hidráulicos simulan el comportamiento de un SDA ante distintos escenarios de operación, facilitando la toma de decisiones [5].

Hoy en día existen diferentes tipos de sistemas de apoyo a la toma de decisiones, SSD [6]. Pero la mayoría de ellos se basan en un solo factor de los muchos que intervienen en el proceso de gestión: demandas, presiones, caudales circulantes, fugas, etc. Para lograr una gestión óptima de un SDA es necesario desarrollar SSDs basados en el análisis conjunto de los distintos factores que afectan a la gestión de estos sistemas [7]. Así el SSD ideal debe basarse en el modelo hidráulico del SDA, calibrado y georreferenciado, incluyendo sus reglas de operación. Los inputs principales de este SSD son la información almacenada en su SIG y los datos en tiempo real procedentes de una red de sensores.

Por ello, se propone una metodología que aborde de forma eficiente las primeras fases del desarrollo del SSD. El procedimiento se basa en el uso de software libre, que permita crear el SIG y vincularlo al modelo hidráulico de un SDA, para su uso práctico mediante una APP. Este procedimiento se ha aplicado a la red de abastecimiento en alta de la Empresa Provincial de Aguas de Córdoba (EMPROACSA), aunque puede aplicarse a redes de mayores dimensiones y complejidad.

2. METODOLOGÍA

2.1 ESTRUTURA GERAL

El procedimiento de digitalización de SDAs parte de la georreferenciación de todos los elementos que integran estos sistemas, así como su correspondiente caracterización [8,9]. Para ello se utiliza la cartografía e información disponible complementándola con salidas a campo para verificar, actualizar y completar la información que se almacenará en un SIG. En este trabajo se ha optado por utilización del software libre “QGIS” [10].

A partir de esta información y las características hidráulicas de todos los elementos del SDA, es posible la obtención del correspondiente modelo hidráulico mediante el software libre “Epanet” [11], en el que se introducirán las reglas de operación del SDA. El modelo hidráulico proporciona la distribución de caudales y presiones en cualquier punto de la red, lo que permite estudiar el comportamiento de la red ante distintos escenarios de operación y demanda de agua.

Para facilitar la interacción entre técnicos y operarios se ha adaptado la APP libre “Google My Maps” [12] (Figura 1). Esta APP permite al operario de campo la consulta del SIG del sistema, previamente desarrollado en Qgis, y enviar a los técnicos encargados de la gestión del SDA los cambios que se introduzcan en el SDA (por ejemplo, sustitución de elementos, cambio de estado de una válvula, reparación de una fuga, etc.) y así mantener el SIG permanentemente actualizado.

Este procedimiento se caracteriza por el uso exclusivo de software libre en todas las etapas del mismo (Qgis, Epanet y Google My Maps). El coste de implantación es, básicamente, un coste laboral lo que facilita su utilización en empresas del sector del suministro urbano con pocos recursos dedicados a I+D. Así mismo, hay que tener en cuenta que no son softwares diseñados *ex profeso* para la gestión del abastecimiento de agua, por lo que su aplicación debe adaptarse a sus funciones predeterminadas.

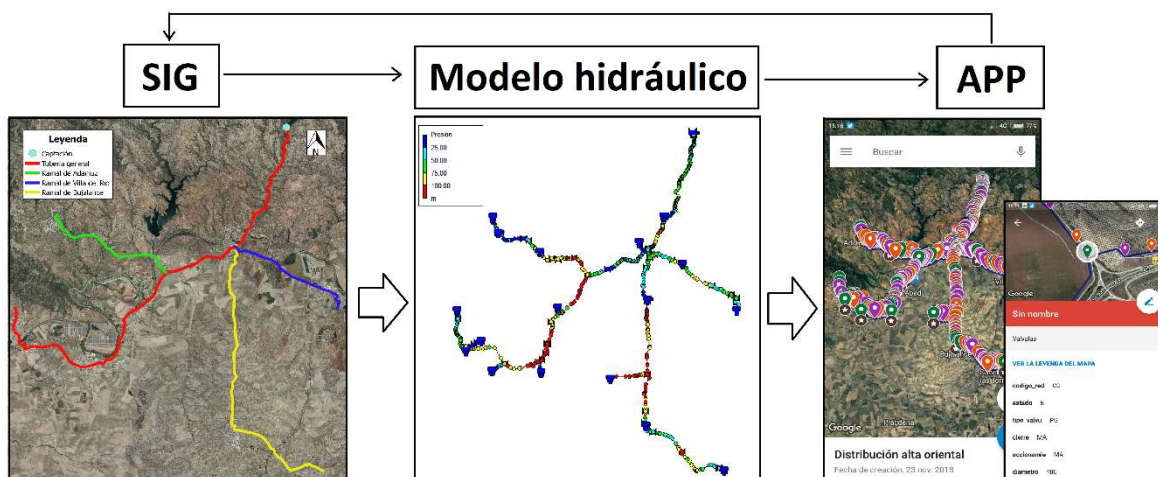


Figura 1. Metodología de digitalización y procesado de la información.

El elemento clave del procedimiento expuesto radica en el uso de una base de datos dinámica. Esta se actualiza constantemente incorporando los cambios propios de cualquier infraestructura hidráulica. Por tanto, se evita la obsolescencia prematura de este tipo de procedimientos, los cuales requieren un considerable esfuerzo para su puesta en marcha. Por todo ello, se ha automatizado la generación del modelo hidráulico en función de los datos SIG introducidos en el sistema, usando el plugin “G-Hydraulic” de Qgis [13]. Para completar el ciclo, se ha adaptado una plataforma de representación cartográfica basada en información almacenada en la nube, Google My Maps (GMM) [14,15] para dotar de toda la información disponible a los operarios de campo y para transmitir de forma inmediata los cambios en el SDA al técnico de gestión.

A continuación se describen las etapas del proceso de digitalización de un SDA, desde la creación de la base de datos dinámica sobre soporte SIG hasta la creación de la app para el uso de los operarios de campo.

2.2 GENERACIÓN DE LA BASE DE DATOS

La creación de la base de datos dinámica se ha basado en un SIG, debido a la componente geográfica que poseen todos los elementos del sistema. Los SIG posibilitan la consulta de datos asociados a elementos georreferenciados sobre el terreno ya que almacenan información en capas temáticas. De este modo se facilita la creación de estadísticas e informes sobre el estado y el funcionamiento de la red hidráulica.

Según Google Trends, Qgis es el SIG libre de referencia en los últimos años debido a la existencia de una comunidad de desarrolladores activa que mejoran continuamente el programa y de plugins que completan el software con funciones específicas. Otras funciones destacadas son la posibilidad de análisis espaciales con GRASS [16] y la diversidad de herramientas existentes de edición topológica. Por ello, se ha considerado que Qgis es adecuado para su utilización en la metodología propuesta.

Una vez realizada la primera fase de toma de datos en gabinete y en campo con GPS, se exporta la información mediante formato shapefile al sistema de información geográfica (Qgis). De este modo se crea una nube de puntos en un entorno SIG fácilmente manejables. El siguiente paso será asignarle un elemento a cada uno de los puntos marcados con GPS (ventosas, desagües, captaciones, conducciones, válvulas, bombeos, depósitos o contadores). A cada elemento se le asignan sus características hidráulicas recopiladas tanto en gabinete como en las visitas de campo. De esta forma se ubica cada elemento en el territorio mediante sus coordenadas y se le asocian sus características para posibles consultas futuras. Para completar el proceso, se ha añadido una fotografía de cada elemento para tener una idea del estado en que se encuentra actualmente. Una vez identificados todos

los elementos de la red se procede a la digitalización de las conducciones. Con el objetivo de evitar errores a la hora de realizar el modelo hidráulico es necesario realizar una corrección topológica de todos los elementos que forman la red, haciendo especial hincapié en los elementos duplicados y en las geometrías no válidas. Para realizar estas tareas es necesario apoyarse en el comprobador de topología de Qgis. Es importante realizar esta fase de forma minuciosa debido a la gran cantidad de puntos a analizar. Para concluir el proceso de caracterización del SDA, se verifica toda la información almacenada en el SIG con los técnicos gestores para minimizar los posibles errores derivados del gran volumen de datos que se manejan.

2.3 GENERACIÓN DEL MODELO HIDRÁULICO

La distribución de presiones y caudales circulantes en las redes de abastecimiento de agua depende de las condiciones de carga del sistema en cada instante. El conocimiento anticipado de la variabilidad de presiones en los nudos y de caudales en las conducciones permite tomar las decisiones oportunas evitando problemas de servicio a los usuarios. Por ello, surge la necesidad de tener un modelo matemático actualizado del sistema que reproduzca fielmente sus condiciones reales de operación.

A partir de la caracterización geométrica (longitud y diámetro de tuberías, ubicación de las válvulas y bombas, etc..) e hidráulica (material, rugosidad, coeficiente de pérdidas de carga en válvulas etc.) del SDA en soporte SIG se ha establecido el procedimiento de generación del modelo hidráulico de un SDA desarrollado en entorno EPANET. Este software permite simular el funcionamiento del sistema para ciertas condiciones de carga tanto en régimen permanente, como a lo largo de un determinado periodo de tiempo (periodo extendido).

Se ha utilizado el complemento GHydraulics de Qgis, que permite la exportación de la geometría del SDA en formato (.inp), legible por Epanet. GHydraulics crea nodos ficticios en el modelo hidráulico de forma automática para poder convertir los elementos representados con un punto en el SIG en elementos lineales en el modelo hidráulico.

Una vez exportada la geometría de la red con GHydraulics es necesario completar el modelo desde Epanet, proporcionando la demanda base de cada uno de los puntos de consumo con sus patrones de demanda, las reglas de operación de los bombeos y los depósitos, el estado de las válvulas (abiertas/cerradas) y las curvas características de cada bomba instalada en el SDA. Por último, se ejecuta Epanet para reproducir el escenario de operación correspondiente a los datos introducidos y detectar posibles fallos antes de continuar con el proceso de digitalización.

2.3 APLICACIÓN PARA DISPOSITIVOS MÓVILES

La base de datos del SDA sobre soporte SIG debe actualizarse constantemente incorporando información sobre cambios en el sistema (nuevos tramos, cambios en el diámetro y material de tuberías, introducción de nuevos elementos en el sistema, cambios en las reglas de operación, etc...).

Ante la necesidad de aportar información detallada sobre cada elemento de la red a los operarios, de forma práctica para el trabajo diario, se ha adaptado la aplicación móvil Google My Maps, a los objetivos de este trabajo. GMM es un servicio gratuito de Google que permite crear y editar mapas de forma personalizada [17] enlazándolos con Google Drive, para mantener los datos en la nube, y poder compartir la información entre distintos usuarios. Esta app permite a los operarios de campo consultar las características de los elementos que forman el SDA y enviar al gestor del binomio SIG-modelo hidráulico un aviso online de cambios en el sistema (ocurrencia de averías, reparaciones, etc...) para que actualice la información de la base de datos. El gestor analizará la información recibida antes de actualizar la base de datos (Figura 2).

Las funciones de esta APP son:

- Acceso desde cualquier dispositivo móvil con conexión a internet a la base de datos del SDA.

- Jerarquía de permisos para acceder a la información (consulta y/o permiso para editar).
- Escoger el tipo de mapa base que mejor se adapte a la consulta a realizar (político, relieve o satélite).
- Activar o desactivar capas para mejorar la visibilidad del mapa. Cada capa recoge la ubicación e información de los elementos de un mismo tipo. Es decir, habrá tantas capas como tipos de elementos tenga el sistema. Cada una de estas capas se pueden representar con un icono y color distinto, mejorando así la lectura del mapa.
- Trabajar online/offline en función de las circunstancias. Cuando se trabaja sin conexión a internet, los mapas tendrán poca o nula resolución, pero se sigue teniendo acceso a las características de los elementos.
- Enlazar fotografías almacenadas en Drive con la tabla de atributos para visualizar las imágenes de los elementos.
- Guiado con GPS hasta cualquier elemento del SDA con Google Maps.

La Figura 2 muestra las conexiones entre los operarios y técnico SIG-modelo y el flujo de información entre la base de datos y la APP. Es un circuito cíclico. La idea principal es que los trabajadores de campo, que son las personas que mejor conocen la ubicación y el estado de las infraestructuras hidráulicas, adviertan de errores o modificaciones en la información existente en la base de datos. En este procedimiento es imprescindible contar con un técnico Sig-modelo hidráulico que esté capacitado para verificar y filtrar la información antes de introducirla definitivamente en el sistema.

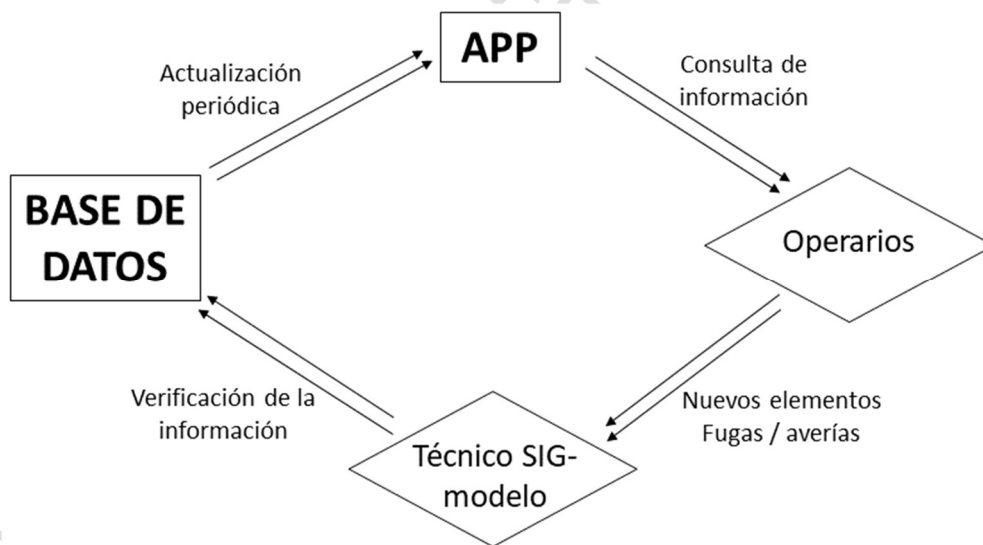


Figura 2. Conexión base de datos – APP.

3. APLICACIÓN

3.1 ZONA DE ESTUDIO

La metodología propuesta se ha implantado en el Sistema Oriental, SO, de la red de abastecimiento en alta de la empresa provincial de aguas de Córdoba (EMPROACSA). Este SDA se sitúa en la zona Este de la provincia de Córdoba, lindando al Norte con Sierra Morena y al Este con la provincia de Jaén. Abarca una superficie aproximada de 600 km² y abastece a un total de 10 pueblos del Valle del Guadalquivir (Figura 3).

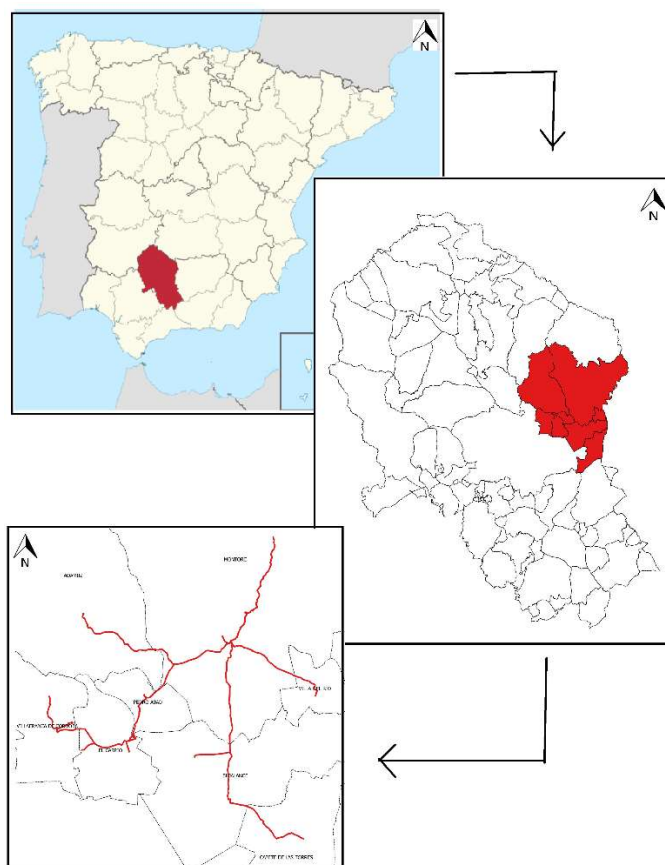


Figura 3. Ubicación de la red de abastecimiento propia de estudio.

Este sistema se abastece únicamente del embalse Martín Gonzalo y tiene una única planta de tratamiento de agua potable, ETAP, con 25.920 m³/día de capacidad para abastecer a una población de 44.200 habitantes. Teniendo en cuenta las variaciones mensuales de población, la demanda media de agua por habitante en la zona abastecida por el SO es de 250 l/hab·día y el consumo medio anual en los distintos municipios oscila entre los 12.733 m³ /año de Morente hasta los 681.572 m³/año de Bujalance.

3.2 DETERMINACIÓN DEL TIEMPO MÁXIMO DE REPARACIÓN DE AVERÍAS

Un caso de aplicación de esta metodología es el cálculo del tiempo máximo de reparación de averías (TMR), periodo de tiempo desde el inicio del fallo hasta que el usuario más restrictivo no pueda satisfacer sus demandas debido a la incidencia. Este concepto es la base para organizar y gestionar los recursos necesarios para resolver el problema.

Para el caso de estudio de la red de abastecimiento en alta de EMPROACSA, se ha considerado la ocurrencia de una fuga en la tubería general que afecta a cuatro poblaciones, centrandolo análisis en los depósitos de suministro de dichos municipios. Una vez detectada la fuga por el operario de campo, se transmite la incidencia a través de la APP para informar a los técnicos gestores del sistema. Estos actualizan el modelo con datos del estado de la red, creando un escenario que se asemeje lo máximo posible a la situación real. Tras ejecutar el análisis hidráulico se obtendrán las curvas de evolución a lo largo del tiempo de cada uno de los depósitos implicados en la incidencia. El conocimiento sobre la variación de la lámina de agua del depósito a lo largo del tiempo es fundamental para calcular el TMR, es decir, el periodo de tiempo comprendido entre la detección de la fuga, y el momento en el que el depósito más restrictivo queda sin agua.

Si los depósitos no se encuentran a su nivel máximo en el momento de la incidencia, solo hay que conocer el nivel inicial y desplazar la curva de evolución para recalculer el tiempo máximo hasta vaciarse (Figura 4). El TMR vendrá definido por el punto de corte de la curva de evolución temporal del nivel del depósito con el eje de tiempo. El nivel inicial de los depósitos implicados en la incidencia es un factor que condiciona el valor del TMR de cada depósito. Es necesario, conocer el estado de la red (input) en el momento de la fuga para obtener curvas realistas de la posible evolución de los depósitos si se mantiene la demanda (output).

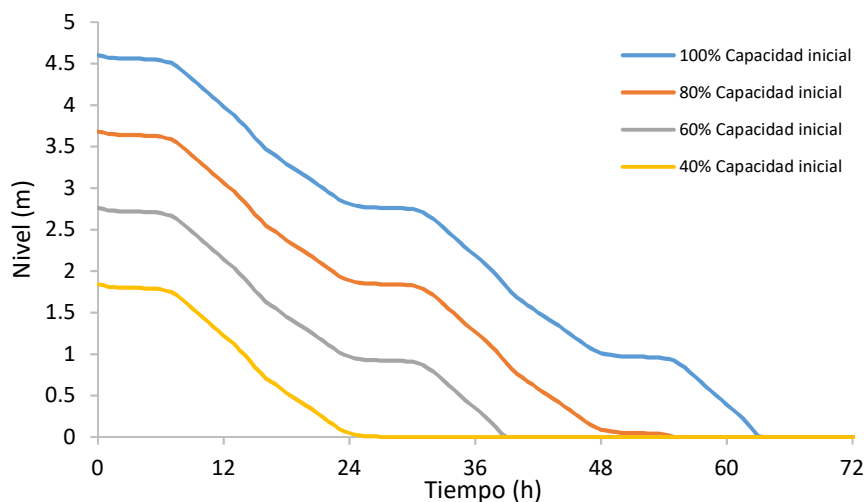


Figura 4. Evolución del nivel de un depósito en función del nivel inicial.

El modelo hidráulico permite conocer la evolución de los niveles de los depósitos a lo largo del tiempo (análisis de Epanet en periodo extendido) y por tanto, el tiempo que tarda en vaciarse cada depósito cuando falla el suministro, si no hay cambios en la demanda de la población a la que abastece. Por ello, para simular con rigor las condiciones de trabajo del sistema, es fundamental que la base de datos esté actualizada. La Figura 5 muestra la localización de los depósitos y la evolución a lo largo del tiempo del nivel de los mismos desde el corte de suministro. Para este caso de estudio se ha partido de una hipótesis favorable considerando que los cuatro depósitos afectados se encuentran a su máxima capacidad cuando se produce la incidencia.

El TMR que se enviará al técnico de campo a través de la app será el del depósito más restrictivo, según el criterio que se defina (por ejemplo, menor tiempo en vaciarse y mayor número de habitantes afectados).

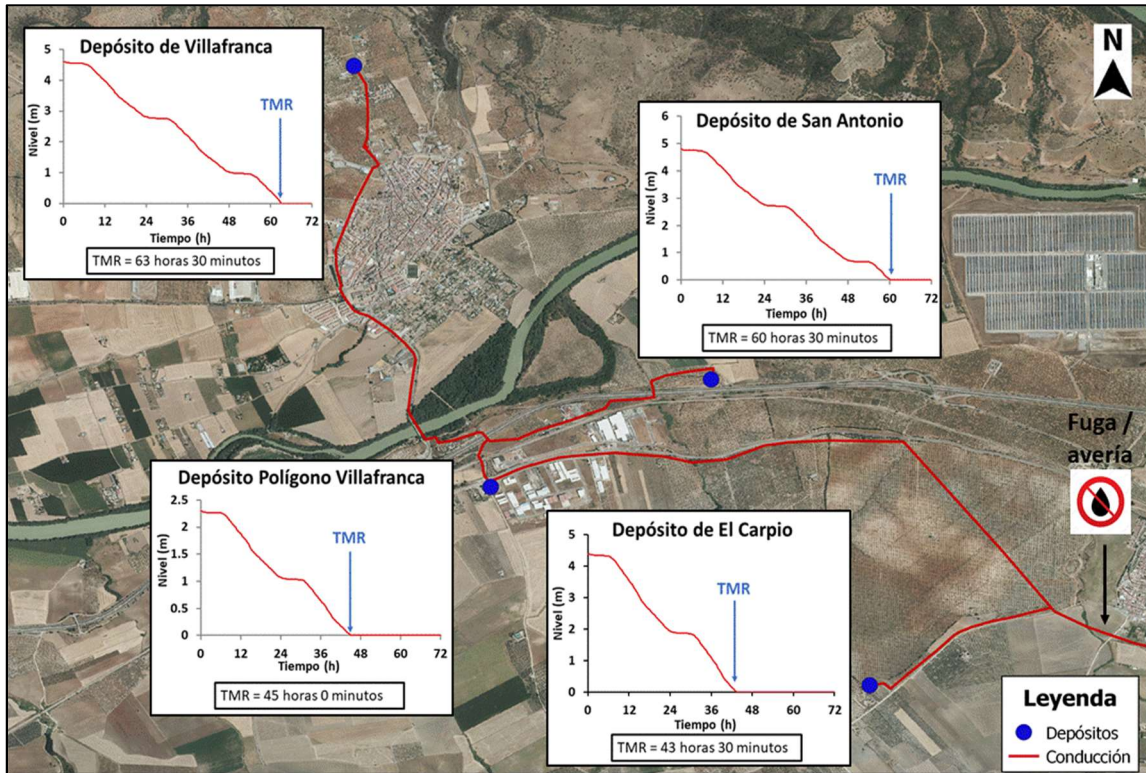


Figura 5. Cálculo del TMR para el caso de estudio.

La aplicación de las herramientas expuestas anteriormente a este caso en concreto permite calcular el TMR de forma sencilla y eficaz, gracias a la comunicación entre el SIG-modelo hidráulico con los operarios de campo en tiempo real a través de la APP. La APP facilita la comunicación de incidencias y agiliza el proceso de comunicación entre personal implicado en la toma de decisiones y operarios de reparación de averías (Figura 6), disminuyendo así el tiempo de reacción ante cualquier eventualidad.

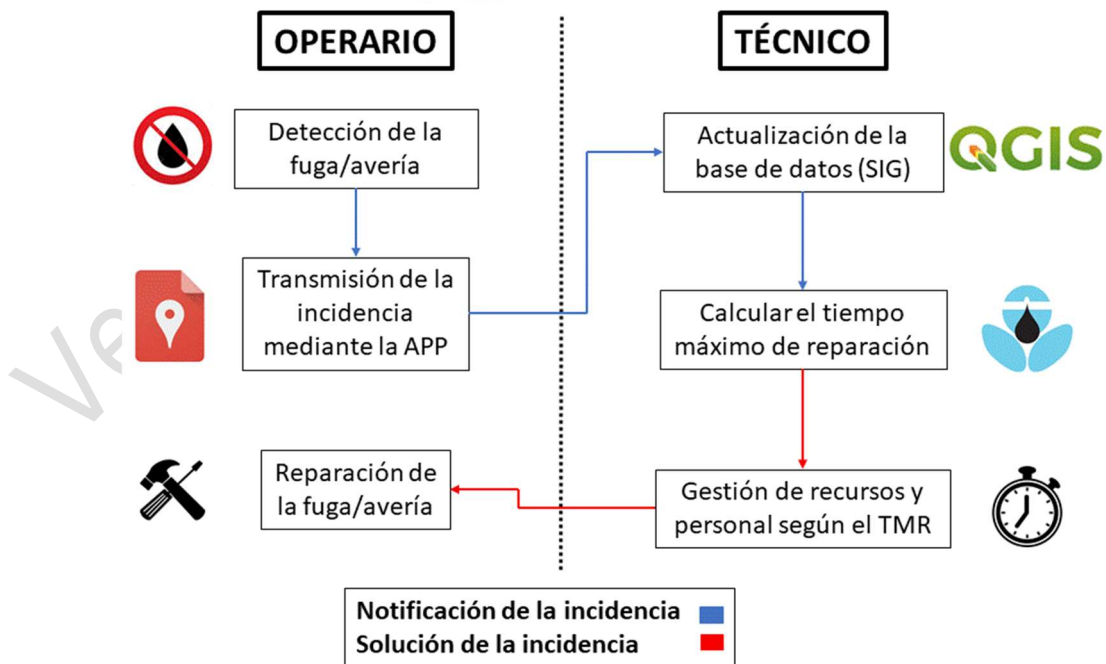


Figura 6. Protocolo de acción en caso de incidencia.

El conocimiento del TMR, ante cualquier incidencia que afecte al suministro de una población, es útil para organizar los recursos destinados a su reparación de una forma óptima, reduciendo así el coste de mantenimiento de la red. Esta metodología ofrece apoyo al departamento de compras, para planificar las adquisiciones de materiales y piezas necesarios, y al departamento de gestión de personal, para organizar las tareas a realizar por el personal disponible en ese periodo de tiempo y para ejecutar la reparación dentro de los plazos recomendados.

4. CONCLUSIONES

La adaptación de Google My Maps a cualquier SDA permite obtener el máximo rendimiento del binomio SIG-modelo hidráulico, de forma que la información de la base de datos fluye con facilidad a través de los distintos departamentos que intervienen en la gestión del abastecimiento. Por tanto, se pone de manifiesto que con esta metodología es posible la transformación digital de la gestión de sistemas de abastecimiento, tanto de empresas grandes como de empresas de menor tamaño y recursos. Destacando la utilización de software libre, lo que reduce considerablemente su coste de implantación y uso.

El SIG proporciona una base de datos detallada y georreferenciada de todos los elementos de la red, que si se actualiza de forma permanente, permite que el modelo hidráulico del SDA con el que está vinculado reproduzca con fidelidad su funcionamiento real.

El binomio SIG-modelo hidráulico desarrollado permite analizar el comportamiento de la red bajo diversos escenarios de operación facilitando la toma de decisiones en tiempo real.

La implantación de la APP facilita la comunicación en tiempo real, entre operarios de campo y técnicos SIG de la empresa, de las incidencias en el SDA. Además, permite tener la base de datos actualizada frente a cambios en el sistema.

La fiabilidad del modelo hidráulico, como núcleo de un sistema de gestión inteligente de redes de abastecimiento, requiere de un proceso de calibración y validación, con datos reales del SDA procedentes de sensores instalados en los puntos clave del sistema. La incorporación de un sistema de monitorización de variables hidráulicas en tiempo real, basado en software libre y sensores con una adecuada calidad/precio, al conjunto Qgis-Epanet-GMM es la base para el desarrollo de un sistema de gestión inteligente de SDAs en tiempo real.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido desarrollado en el ámbito del convenio de colaboración con la Empresa Provincial de Aguas de Córdoba (EMPROACSA), a la cual se agradece el material y los recursos aportados para llevar a cabo dicho proyecto.

REFERENCIAS

- [1] J. Vargas, P. Paneque, Informe del observatorio de políticas del agua 2017 “ retos de la planificación y gestión del agua en España ,” in: J. La Roza, F., Martínez (Ed.), Fund. Nueva Cult. Del Agua, 2018: pp. 42–54.
- [2] V. Puig, C. Ocampo-Martinez, R. Pérez, G. Cembrano, J. Quevedo, T. Escobet, Real-time Monitoring and Operational Control of Drinking-Water Systems, Springer, 2017. doi:10.1007/978-3-319-50751-4.
- [3] J. Sadler, D. Ames, R. Khattar, A recipe for standards-based data sharing using open source software and low-cost electronics, J. Hydroinformatics. (2015) jh2015092. doi:10.2166/hydro.2015.092.

- [4] C. Abdelbaki, M.M. Benchaib, S. Benziada, H. Mahmoudi, M. Goosen, Management of a water distribution network by coupling GIS and hydraulic modeling : a case study of Chetouane in Algeria, *Appl. Water Sci.* 7 (2016) 1561–1567. doi:10.1007/s13201-016-0416-1.
- [5] J. Machell, S.R. Mounce, J.B. Boxall, Online modelling of water distribution systems: A UK case study, *Drink. Water Eng. Sci.* 3 (2010) 21–27. doi:10.5194/dwes-3-21-2010.
- [6] A. Caballero, Los sistemas de información en la toma de decisiones en gestión de aguas, in: *Expo Zaragoza 2008*, 2008: pp. 1–14.
- [7] R. Gonzalez Perea, I. Fernandez, M. Martín, J.A. Rodríguez, E. Camacho, M.P. Montesinos, Multiplatform application for precision irrigation scheduling in strawberries., *Agric. Water Manag.* 183 (2017) 194–201.
- [8] W. Mohammed, Free and Open Source GIS : An Overview on the Recent Evolution of Projects , Standards and Communities, in: *9th Natl. GIS Symp. Arab. Saudita, KSA, 2014*: pp. 1–13. doi:10.13140/2.1.3938.2408.
- [9] E. Poorazizi, A.A. Alesheikh, Developing a Mobile GIS for Field Geospatial Data Acquisition, *Appl. Sci.* 8 (2008) 3279–3283. doi:10.3923/jas.2008.3279.3283.
- [10] QGIS Development Team, (2002).
- [11] L.A. Rossman, *Epanet 2 Users Manual*, Natl. Risk Manag. Res. Lab. USEPA. (2000) 0–200. doi:10.1177/0306312708089715.
- [12] Google My Maps, (2007).
- [13] D.B. Caballero, A.V. Rodríguez, F.J.S. Blaya, *Modelado hidráulico y simulación de la calidad del agua en una red de abastecimiento municipal: implementación y validación del método en el municipio de Alcantarilla*, Universidad de Cartagena, 2016.
- [14] L. Palen, R. Soden, T.J. Anderson, M. Barrenechea, Success & Scale in a Data - Producing Organization : The Socio - Technical Evolution of OpenStreetMap in Response to Humanitarian Events, in: *Proceedings of the 33rd annual ACM conference on human factors in computing system*, 2015: pp. 4113–4122.
- [15] P. Taylor, L.G. Vilas, C. Guisande, R.P. Vari, A. Manjarrés-hernández, E. García-, J. González-dacosta, J. Heine, E. Pérez-, C. Granado-lorencio, A. Palau-ibars, M. Jorge, *International Journal of Geographical Geospatial data of freshwater habitats for macroecological studies : an example with freshwater fishes*, *Int. J. Geogr. Inf. Sci.* (2015). doi:10.1080/13658816.2015.1072629.
- [16] M. Neteler, M.H. Bowman, M. Landa, M. Metz, *Environmental Modelling & Software GRASS GIS : A multi-purpose open source GIS*, *Environ. Model. Softw.* 31 (2012) 124–130. doi:10.1016/j.envsoft.2011.11.014.
- [17] E. Quirós, M.E. Polo, Recursos abiertos de información geográfica para investigación y documentación científica, *Rev. Española Doc. Científica.* 41 (2018) 214. doi:10.3989/redc.2018.3.1512.

DESARROLLO DEL MÓDULO DE VALIDACIÓN DE DATOS DEL SISTEMA AUTOMÁTICO DE INFORMACIÓN HIDROLÓGICA DE MORELIA

Daniel Rodriguez Licea¹, Sonia Tatiana Sánchez Quispe², Francisco Javier Domínguez Mota³, Sergio Eduardo Cazarez Rodríguez⁴

RESUMEN

El modulo de validación de datos del sistema automático de información hidrológica de Morelia es un software desarrollado en MATLAB, cuenta con la capacidad de analizar series de datos históricas de variables meteorológicas (precipitación, temperatura y humedad) desde un punto estadístico, valida los datos con la aplicación de pruebas básicas y específicas, con el objetivo de entregar al usuario un reporte específico del estado de calidad de la información que se sometió al análisis.

Palabras clave

Validación, datos, sistema

1. INTRODUCCIÓN

Un sistema automático de información hidrológica (SAIH) es aquel capaz de censar y soportar la captura, administración, manipulación, análisis, y graficación de datos de temperatura y precipitación en tiempo real referenciados espacialmente. En el SAIH de Morelia el censo de datos se realiza por medio de un dispositivo, constituido por microcontroladores de bajo costo. El SAIH devuelve una serie de datos por variable meteorológica censada a las cuales se analiza su consistencia de los propios datos. De esta forma identificamos la validez de estas series. El análisis de consistencia en los datos se realiza por medio de pruebas básicas de homogeneidad, de cambio en la media, de consistencia en la variabilidad, específicas para la tendencia y de persistencia. Todo sistema automático de información requiere un módulo de validación donde se genera un reporte con los resultados de la aplicación de las pruebas a las series de datos.

2. METODOLOGÍA

La metodología se basa en el ciclo de vida del diseño de softwares, se consideran diversas etapas del ciclo, a partir de ellas se describen las herramientas y las técnicas que se utilizarán en cada uno de los procesos considerados. [1]

¹ Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo/Facultad de Ingeniería Civil, Ciudad Universitaria, Francisco J. Mújica S/N, Col. Felicitas del Río, 58030, Morelia, Michoacán, México. dlicea@umich.mx

² Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo/Facultad de Ingeniería Civil, Ciudad Universitaria, Francisco J. Mújica S/N, Col. Felicitas del Río, 58030, Morelia, Michoacán, México.

³ Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo/Facultad de Ciencias Físico Matemáticas, Ciudad Universitaria, Francisco J. Mújica S/N, Col. Felicitas del Río, 58030, Morelia, Michoacán, México.

⁴ Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo/Facultad de Ingeniería Civil, Ciudad Universitaria, Francisco J. Mújica S/N, Col. Felicitas del Río, 58030, Morelia, Michoacán, México.

1. En el desarrollo de este módulo se realizó un análisis de factibilidad como primera fase metodológica para determinar las ventajas y desventajas de este.
2. Se definió el software y las funcionalidades requeridas para el desarrollo del programa, las interfaces y el tipo de diseño.
3. Una vez definido esto se especificaron las funciones requeridas, las interfaces y el rendimiento del programa.
4. Esta etapa es de diseño del programa aquí se especifica la estructura de control, la estructura de los datos, las relaciones de interfaces, el tamaño, los algoritmos básicos y las suposiciones de cada componente del programa. En esta etapa no sólo se definen y sino que se documentan los algoritmos que llevarán a cabo la función a realizar por cada uno de los módulos. El diseño de software, es un proceso que se centra en cuatro atributos distintos del programa: la estructura de datos, la arquitectura del software, el detalle procedimental y la caracterización de la interface.
5. Se realiza la codificación o diseño detallado, en forma legible para la máquina. La prueba debe asegurar que se han probado todas las sentencias del mismo, y que en las funciones externas se han realizado pruebas que aseguren que la entrada definida produce los resultados que se esperan realmente.
6. Finalmente se procede a la puesta en marcha, esta es la etapa final donde, es el sistema informático funcionando operativamente, incluyendo tales objetivos como conversión del programa y datos, (si la hubiere), la instalación y La capacitación del personal.

3. RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Concluidas las fases metodológicas se obtiene un software, el cual se define como un módulo del sistema de información hidrológica de Morelia para la validación de los datos que devuelve el mismo. Este consiste de una interfaz principal para la carga de información, en esta interfaz es posible aplicar pruebas particularmente. La segunda interfaz es literalmente un reporte donde se presentan los resultados de forma gráfica y en una tabla resumen que contiene la interpretación de las gráficas.

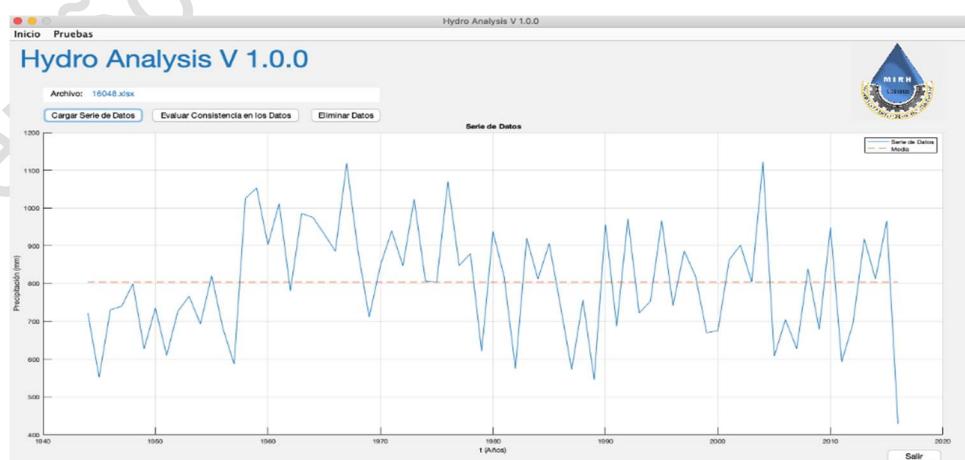


Figura 1. Interfaz principal



Figura 2. Interfaz secundaria

El modulo de validación de datos es de uso libre y es compatible con formatos de archivos de datos como csv, mat, xls, etc. Objetivamente se desarrolla para ser una herramienta de análisis de datos el cual pueda aplicarse a los diversos sistemas de adquisición de datos como lo es el SAIH.

AGRADECIMIENTOS

Lo Agradecer al grupo de investigación Gestión Integral del Agua de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo por el apoyo para el desarrollo y sustento de esta investigación.

REFERENCIAS

- [1] Underwood J. D. y Underwood G., Computers and Learning, Oxford: Basil Blackwell, (1990).
- [2] Piattini M., Análisis y Diseño Detallado de Aplicaciones Informáticas de Gestión. Madrid: Rama, (1996).

A GESTÃO DE DADOS NOS SERVIÇOS URBANOS DE ÁGUA NA ERA DO BIG DATA

Bruno Ferreira¹, Nelson Carriço², Dídía Covas³, Ana Mendes⁴, Cédric Grueau⁵,
André Antunes⁶

RESUMO

A quantidade de ativos físicos geridos pelas entidades gestoras (EG) dos serviços de água obriga a uma recolha sistemática de um conjunto alargado de dados. Estes dados são, posteriormente, armazenados e utilizados em diferentes áreas e por diversos sistemas de informação (SI), sendo os mais comuns os seguintes: Sistemas de Informação Geográfica (SIG), Sistemas ERP (“Enterprise Resource Planning”), Sistemas de Gestão de Clientes, Sistemas de apoio à Contabilidade e ainda Sistemas de Telemedição e de Telegestão (SCADA) [1].

Dependendo do grau de maturidade da EG os dados podem ser recolhidos manualmente *in situ* e armazenados em formato digital ou em papel, ou podem ser recolhidos automaticamente, em tempo real, através de sistemas de telemetria. A diminuição do custo de aquisição dos sensores de medição, da tecnologia de comunicação e do armazenamento gerará bases de dados cada vez maiores. A este grande volume de dados disponível e armazenado em bases de dados é, geralmente, designado por *Big Data* e está a marcar toda uma nova era na sociedade da informação. O *Big Data* está-se a tornar cada vez mais ubíquo oferecendo um conjunto de inovações tecnológicas que permitem gerar *insights* bastante significativos. As técnicas de *Big Data* abrangem e ampliam as abordagens tradicionais da área da informática, permitindo um nível de processamento de dados que tradicionalmente era inatingível.

A recolha, processamento e armazenamento de dados, enquanto atividades consumidoras de recursos, deve ser racionalizada, de forma a evitar a recolha de dados desnecessários, eliminando redundâncias de recolha e de armazenamento [2]. Para além disso, uma parte dos dados recolhidos de forma automática necessitam, posteriormente, de tratamento dos *outliers*, dos nulos e preenchimento de falhas. Sem este tratamento prévio não é possível aplicar técnicas robustas de Inteligência Artificial (IA), tais como, reconhecimento automático de padrões de consumo, modelos preditivos de consumos de água e localização espacial de roturas.

A multiplicidade das origens e dispersão dos dados resultante das diversas aplicações, sistemas e departamentos, a reduzida e muitas vezes inexistente interligação entre as diferentes fontes de dados e de programas, bem como a desatualização das principais tendências tecnológicas (i.e., utilização de tecnologias antigas baseadas em folhas de cálculo), podem apresentar-se como obstáculo à aplicação de simples técnicas de análise, como por exemplo, cálculo de indicadores de desempenho ou simulação do comportamento hidráulico, até às mais complexas técnicas de IA [3].

¹ Instituto Politécnico de Setúbal, Rua Américo da Silva Marinho, 2839-001 Lavradio

² Instituto Politécnico de Setúbal, Rua Américo da Silva Marinho, 2839-001 Lavradio

³ Instituto Superior Técnico, Avenida Rovisco Pais 1, 1049-001 Lisboa

⁴ Instituto Politécnico de Setúbal, Rua Américo da Silva Marinho, 2839-001 Lavradio

⁵ Instituto Politécnico de Setúbal, Rua Américo da Silva Marinho, 2839-001 Lavradio

⁶ Instituto Politécnico de Setúbal, Rua Américo da Silva Marinho, 2839-001 Lavradio

Não existindo uma forma otimizada para a gestão de dados numa EG, e tendo em conta a impossibilidade de se implementar um modelo de gestão de dados de raiz, é de extrema importância o correto planeamento e uso dos SI existentes e a adquirir, tendo em conta a sua interligação e o seu proveito para alcançar os objetivos da EG.

No presente artigo faz-se uma reflexão acerca do processo de recolha, processamento, armazenamento, tratamento e análise de dados existentes em cinco EGs portuguesas, com diferentes graus de maturidade, e avaliando a sua preparação para a IA.

Palavras-chave

Dados, Sistemas de Informação, Integração

REFERÊNCIAS

- [1] Carriço, N., Ferreira, B., Monteiro, L., Mendes, A., Gureau, C., Covas, D., Santos, J., Figueira, J., Baio, M., Barreira, R., Silvestre, I., Isidro, R., Mestrinho, J., Faím, J., Traitolas, S., Chaveiro, P. “Plataforma de apoio á decisão em infraestruturas urbanas de água”, no 18.º ENASB/18.º SILUBESA, Cidade: Porto, 2018.
- [2] Santos Silva M., Coelho S.T., Moreira M. “Gestão eficiente da informação nos serviços urbanos de água”, no 15.º ENASB, Cidade: Évora, 2010.
- [3] Vieira, P., Costa, F., Cunha, R., Marques, R., Fernandes, M. “Plataforma tecnológica do ciclo urbano de água. Da conceção à concretização”, no 18.º ENASB/18.º SILUBESA, Cidade: Porto, 2018.

ANÁLISE DE DADOS DE TELEMEDIÇÃO DOMICILIÁRIA PARA AFERIÇÃO DE PERDAS APARENTES E REAIS EM SISTEMAS DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA

Maria Almeida Silva¹, Dália Loureiro², Conceição Amado³

1. INTRODUÇÃO

A disponibilidade de dados instantâneos de consumo de água tem aumentado nas Entidades Gestoras (EG) de sistemas de distribuição de água devido ao aumento de contadores equipados com telemedicação. Quando associados aos utilizadores, estes dados permitem uma melhor gestão destes sistemas, através da análise dos Perfis de Consumo (PC) e dos Consumos Mínimos Domésticos (CMD).

Neste artigo, os PC correspondem à distribuição do volume medido segundo classes de caudal. Este conhecimento, conjugado com resultados de ensaios de contadores para estimativa dos erros de medição, permite estimar o erro global dos contadores e, conseqüentemente, os erros de medição como subcomponente das perdas aparentes [1].

Por outro lado, uma das práticas mais conhecidas para monitorizar perdas reais e detetar fugas é através da monitorização dos CMD [2]. Esta pressupõe que os caudais medidos à entrada de um setor de rede nos períodos em que a população se encontra mais inativa correspondem predominantemente às perdas reais. No entanto, é inevitável que ocorram alguns consumos pontuais, como consumos reais ou perdas a jusante dos contadores. Assim, é necessário saber estimá-los de modo fiável [3].

Deste modo, a análise dos dados de telemedicação permite uma melhor gestão das perdas de água, assim como um maior conhecimento sobre a sua utilização.

2. METODOLOGIA

Os dados de telemedicação utilizados foram recolhidos em 265 utilizadores de 9 EG de sistemas de distribuição de água. Para cada utilizador, foram recolhidos dados durante cerca de uma semana, entre junho de 2016 e abril de 2017.

Os PC foram construídos segundo as classes de caudal (l/h): [0, 6],]6, 12],]12, 18],]18, 24],]24, 30],]30, 60],]60, 120],]120, 240],]240, 500],]500, 1 000],]1 000, 1 500],]1 500, 2 000],]2 000, 3 000],]3 000, +∞[.

A definição do Período de Consumo Mínimo (PCM) baseou-se na análise do padrão diário de cada utilizador. Este padrão, caracterizado por 96 passos de tempo, foi obtido através do cálculo da mediana do consumo em cada passo de tempo (e.g., o consumo às 4h resulta do cálculo da mediana do consumo de todos os dias da campanha às 4h). Os valores mínimos foram obtidos entre as 2h e as 5h da manhã, inclusive, tendo este sido definido como o PCM.

Após a definição do PCM, para cada utilizador de cada EG, selecionaram-se os dados relativos ao PCM de todos os dias da campanha de telemedicação e calculou-se a sua média. De seguida, foi

¹ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal. mjsilva@lnec.pt

² Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal

³ CEMAT, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal

calculada a média truncada à direita a 5% do conjunto das médias dos utilizadores de uma EG, estimando assim o CMD daquela EG. Este valor inclui o consumo de água para usos domésticos e as perdas domiciliárias.

3. RESULTADOS E CONCLUSÕES

Relativamente aos PC, verificou-se que as classes predominantes são]240, 500] e]500, 1 000] l/h, tal como se pode observar na Figura 1, onde se encontra o PC global das EG. Verifica-se ainda que a percentagem de volume medido a classes baixas (i.e., abaixo de 120 l/h) é praticamente insignificante, pelo que as fugas domiciliárias não são em geral expressivas. Os PC obtidos são semelhantes aos apresentados em [1].

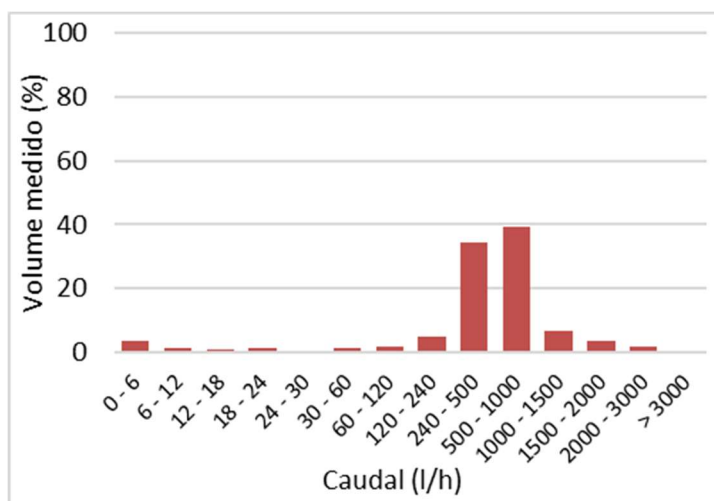


Figura 1. Perfil de consumo obtido em 265 clientes

A análise dos CMD foi feita tendo em conta o DN dos contadores utilizados (DN15 e DN20). Assim, a média global no PCM das EG foi de 1,22 l/(utilizador.h) para contadores DN15 e foi de 2,13 l/(utilizador.h) para contadores DN20. No Reino Unido, o valor médio estimado no PCM é de 1,7 l/(utilizador.h), enquanto que no Canadá chega a 3,0 e na Malásia a 5,0 [3].

Os resultados obtidos permitiram às EG tomar conhecimento sobre o potencial da telemedição para melhorar a gestão de perdas de água e conhecer melhor as suas tipologias de consumo doméstico.

REFERÊNCIAS

- [1] F. Arregui, Customer metering inaccuracies, em Guidance notes on apparent losses and water loss reduction planning (Apêndice 3), LEAKSSuite, 2016.
- [2] H. Alegre, S.T. Coelho, M.C. Almeida, P. Vieira, Controlo de perdas de água em sistemas de adução e distribuição, Lisboa: IRAR, INAG, LNEC, 2005.
- [3] M. Fantozzi, A. Lambert, Residential night consumption—assessment, choice of scaling units and calculation of variability em Water Loss 2012, 2012, pp. 26-29.

DISPONIBILIDAD DEL RECURSO HÍDRICO PARA AGUA POTABLE Y DEMÁS USOS

Petronilo Cortez Mejía¹, Velitchko Tzatchkov², Juan Fco. Gómez Martínez³,
Óscar Llaguno Guilberto⁴, Manuel Rodríguez Varela⁵

RESUMEN

Con la finalidad de desarrollar una propuesta para medir anualmente, con datos oficiales públicos, el grado de cumplimiento de objetivos de políticas públicas y programas presupuestarios, en la conservación y gestión del recurso hídrico y en los servicios de agua y saneamiento, se realizó la adaptación metodológica en estados y municipios de México, de los índices de disponibilidad y accesibilidad del Índice Global de Seguridad Hidrica (IGSH) propuesto previamente por otros autores para evaluar países enteros, cuyos valores entre “0-1” representan “baja a alta” seguridad hídrica. El promedio nacional obtenido de disponibilidad varía entre 0.56 y 0.70, mientras que en el mapa global de disponibilidad (IGSH) se observa un valor de ≈ 0.50 . Algunos estados resultaron con valores por debajo de 0.5, que en el corto plazo comprometen las actuales fuentes de abastecimiento de agua potable. En cuanto a la accesibilidad a los servicios de agua y saneamiento, el promedio resultante es de 0.92, y el valor promedio estimado que se observa en el mapa global de accesibilidad varía de ≈ 0.69 a ≈ 0.81 . En general existe buena cobertura, aunque en los estados de mayor disponibilidad, como Oaxaca y Chiapas, ésta es menor. Los resultados son preliminares. Es necesario validar la adaptación.

Palabras clave

Disponibilidad, sostenible, índices

1. INTRODUCCIÓN

Garantizar la disponibilidad de agua y su gestión sostenible y el saneamiento para todos, es el objetivo 6 de los 17 Objetivos Globales para el Desarrollo Sostenible, establecidos por las Naciones Unidas. Este objetivo tiene las ocho metas siguientes al 2030: acceso al agua potable (6.1), servicios de saneamiento e higiene (6.2), reducción de contaminación y reúso del agua (6.3), uso eficiente frente a la escasez (6.4), gestión integrada de los recursos hídricos (6.5), protección y restablecimiento de ecosistemas relacionados con el agua (al 2020) (6.6), cooperación internacional en programas de agua y saneamiento (6.a), y participación local en su gestión (6.b) [1]. Su cumplimiento requiere de políticas públicas apropiadas y de indicadores estratégicos que permitan evaluar y direccionar anualmente su aplicación [2].

¹ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua/Jiutepec, Morelos, México. pcortes@tlaloc.imta.mx

² Instituto Mexicano de Tecnología del Agua/Jiutepec, Morelos, México. velitchk@tlaloc.imta.mx

³ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua/Jiutepec, Morelos, México. juanfco@tlaloc.imta.mx

⁴ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua/Jiutepec, Morelos, México. oscar_llaguno@tlaloc.imta.mx

⁵ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua/Jiutepec, Morelos, México. manuel_rodriguez@tlaloc.imta.mx

Gain et al [3] propusieron el Índice Global de Seguridad Hídrica (IGSH) que mide la seguridad hídrica en regiones y países a escala mundial con base en el objetivo 6 mencionado. Integra criterios físicos y socioeconómicos de: 1) disponibilidad del recurso, 2) accesibilidad a servicios mejorados de agua y saneamiento, 3) seguridad ante inundaciones y calidad de aguas superficiales y subterráneas, y 4) gestión del recurso. Sus resultados, con base en información del año 2010 al 2015, incluyen mapas en los que se puede identificar el desempeño de los países en cada uno de los criterios anteriores y en el IGSH resultante; entre estos los valores respectivos para México [3].

Por otra parte, sobre el tema de indicadores estratégicos, que miden el grado de cumplimiento de objetivos de políticas públicas y programas presupuestarios que impactan de manera directa en la población y en áreas de enfoque [2], el IGSH se puede considerar un indicador de este tipo, constituyendo una alternativa para medir anualmente la seguridad hídrica en México. Habiendo éste sido aplicado en países y regiones a nivel mundial, se adaptó para aplicarlo en estados y municipios de México como propuesta para medir lo anterior y el avance local del objetivo 6, con datos anuales oficiales, en un principio mayormente del año 2015.

Se presenta en este trabajo la adaptación de los índices de disponibilidad y accesibilidad, que miden el impacto en la conservación y gestión del recurso hídrico, y en los servicios de agua y saneamiento a la población [4].

Lo anterior es importante ya que en la Agenda del Agua 2030 de México (AA2030) [5] se reporta una demanda de 78,400 hm³ para el año 2010, satisfecha con un volumen sustentable por capacidad instalada de 66,900 hm³, y un volumen no sustentable de 11,500 hm³, 6,500 hm³ de acuíferos sobreexplotados y 5,000 hm³ del gasto ecológico de ríos. Para el año 2030 la AA2030 estima una demanda de 91,200 hm³ y una oferta sustentable de 68,200 hm³, que incrementarían la brecha a 23,000 hm³. Para cerrarla se planteó la contribución del uso agrícola con un 61% de ésta mediante acciones de uso eficiente; el uso urbano con 17%; el uso industrial 4%, y el 18% restante con medidas de oferta a través de nueva infraestructura de captación [5]. Para el año 2015 el agua dulce renovable en México se estima en 446,777 hm³, disgregados en 354,990 hm³ de escurrimiento medio anual y 91,788 hm³ de recarga media de acuíferos, mientras que el volumen concesionado consuntivo (demanda) fue de 85,664.2 hm³. En términos per cápita el agua renovable indicada es de 3,692 m³/hab./año [6]. Para ese mismo año 2015, en [7] se muestra un valor para México entre 2,500 y 7,500 m³/hab./año, observándose que es sensiblemente el país con menor cantidad per cápita de América. Estados Unidos está entre 7,500 y 15,000 m³/hab./año, y países como Canadá y Chile por arriba de 50,000 m³/hab./año.

En el Reporte de Agua y Saneamiento 2018 de las Naciones Unidas [8] se indica respecto a las ocho metas del objetivo 6, que siendo universalmente aplicables, cada gobierno decide cómo incorporarlas a sus procesos de planificación, políticas y estrategias nacionales. Asimismo se reconoce que el monitoreo de avances es un proceso de aprendizaje de revisión y mejora; que la selección de indicadores, la recopilación de datos y las metodologías representan trabajo en progreso. Sobre la meta 6.1, define un *servicio de agua potable administrado de manera segura*, como el suministro desde una fuente mejorada que sea: a) accesible en las instalaciones (casa, edificio...), b) disponible cuando sea necesario y c) libre de contaminación fecal y química prioritaria. Establece que la cantidad de horas de suministro de agua por día, por servicio público, es un indicador de la disponibilidad b) [8]. En esta fuente se muestra que la proporción de la población que utiliza al menos servicios básicos de agua potable en 2015 en México está entre 91% y 100%, pero que la proporción de la población que utiliza servicios de agua potable administrados de manera segura es <25% [8].

En el reporte “Agua potable administrada de manera segura” del monitoreo conjunto OMS/UNICEF al Programa de Abastecimiento de Agua y Saneamiento [9], se establece que para medir la disponibilidad, además de las horas de suministro, se tiene también la frecuencia de averías y el tiempo requerido para las reparaciones. Asimismo que los sistemas de tuberías que no están

presurizados continuamente son más vulnerables a la contaminación microbiológica. Se muestra también que la proporción de la población que utiliza una fuente de agua potable no mejorada en 2015 en México, está entre 1 y 10% [9], que coincide con el primer valor del párrafo anterior [8].

En relación a la continuidad del servicio en México, de la que depende la disponibilidad cuando sea necesario, en el Programa de Indicadores de Gestión de Organismos Operadores [10] se reporta una continuidad promedio del 77% al año 2017, obtenida a partir de la encuesta a 103 organismos participantes de 2,517 identificados. En otro estudio, con una encuesta en hogares a nivel nacional, resultó que 52% recibe el agua todos los días, de manera interrumpida o continua, y que 14% recibe el agua las 24 horas todos los días; asimismo que el 78% bebe agua embotellada [11].

2. METODOLOGÍA

2.1 CRITERIOS DEL IGSH Y SU INTEGRACIÓN

Conforme a [3], de los cuatro criterios de la metodología el mayor peso lo tiene la disponibilidad con 45%, en seguida accesibilidad 20%, seguridad y calidad 20%, y administración 15%. Con los valores y pesos se hace la agregación del IGSH. Sus fuentes de datos incluyen salidas de modelos y estudios elaborados entre el año 2010 y el 2015, y un análisis de inundaciones del periodo 1985-2003 [3]. Cada criterio integra sus propios índices e indicadores, con sus respectivos pesos.

Los resultados incluyen mapas globales para cada uno de los cuatro criterios considerados, y para el IGSH, con escala de colores de rojo a azul continuos, correspondientes a los valores “0-1” que representan “baja a alta” condición de seguridad [3]. En el mapa de *disponibilidad*, en lo que corresponde a México, se observan colores cercanos al rojo (≈ 0.19) y al amarillo (≈ 0.38) en algunas zonas aisladas de la parte centro norte del país, y de Sonora, Sinaloa, Baja California, Baja California Sur, Yucatán, Tamaulipas, Coahuila, Chihuahua, así como entre Morelos y Estado de México y sus cercanías. Un valor promedio nacional estimado, según lo observado, sería ≈ 0.50 . Por cuanto a *accesibilidad* a los servicios de agua potable y saneamiento, el mapa de este índice muestra un color verde casi parejo en todo el país, que varía entre ≈ 0.69 y ≈ 0.81 [3].

2.2 ADAPTACIÓN A ESTADOS Y MUNICIPIOS

Indicadores empleados y su utilidad

En este trabajo se describe el ejercicio realizado de adaptación de los índices de disponibilidad y de accesibilidad, a estados y municipios de México, dada la importancia que tienen los recursos hídricos en los servicios de agua y saneamiento y en los demás usos, siendo clara la dependencia entre unos y otros. El índice de disponibilidad, integrado por los indicadores de escasez, de sequía y de agotamiento de aguas subterráneas, con pesos de 70%, 15% y 15% respectivamente, conforme a [3]. El de accesibilidad, por los indicadores de acceso al saneamiento y acceso al agua potable, con pesos de 40% y 60% respectivamente [3]. Ambos índices con sus indicadores permiten medir la seguridad hídrica, en este caso estatal y municipal, y son una alternativa de indicadores estratégicos para retroalimentar sus políticas públicas y programas presupuestarios en la gestión de los recursos y en los servicios, en sus respectivos espacios de gobierno.

En la adaptación de la metodología [3] se conservaron los criterios, indicadores, y pesos mencionados, pero con una obtención y procesamiento particular de datos, incluyendo su normalización. Se utilizaron datos anuales oficiales publicados, mayormente del año 2015. Algunos de ellos se tienen publicados sólo a nivel estatal, por lo que se disgregaron para su aplicación municipal. A continuación se describe la adaptación realizada.

Índice de disponibilidad

Se integra por el índice de escasez de agua (WSI) con un peso del 70%, el índice de sequía (DI) con 15%, y por el de agotamiento de acuíferos 15%. Representan cantidad “aceptable” de agua dulce que se evalúa primeramente a través del *índice de escasez de agua azul*, el cual considera requerimientos de caudal ambiental [3] [12] (Ecuación 1).

$$WSI_i = \frac{W_{w,i}}{A_{w,i} - E_{w,i}} \quad (1)$$

donde:

W_w : Agua extraída, superficial y subterránea renovable, usada en la agricultura, en la industria, y a nivel doméstico; no incluye el uso de agua subterránea no renovable o fósil

A_w : Agua disponible, es decir el agua renovable superficial y subterránea

E_w : Requerimiento de flujo ambiental; flujo mensual que es excedido 90% del tiempo, Q90

En una primera alternativa de cálculo de WSI en la adaptación, la extracción W_w se evaluó como la suma de los volúmenes superficial y subterráneo concesionados (Ecuación 2), y el agua disponible A_w como el agua renovable (superficial y subterránea), los cuales son datos anuales disponibles a nivel estatal [6] [13] [14]. Los valores de caudal ambiental E_w , se determinaron como se describe más adelante. Los resultados de WSI se acotaron a un valor máximo de 1, variando entonces entre 0 y 1, ya que los impactos de la sobreexplotación de aguas subterráneas, en su caso, se miden en el índice de agotamiento de aguas subterráneas.

$$W_w = V_{sup} + V_{sub} \quad (2)$$

donde:

V_{sup} : Volumen concesionado de aguas superficiales

V_{sub} : Volumen concesionado de aguas subterráneas.

En una segunda alternativa de cálculo de WSI , en la extracción W_w se incluyó el volumen concesionado de aguas superficiales más el volumen extraído de aguas renovables subterráneas, es decir, no se incluyeron volúmenes de sobreexplotación de estas aguas, lo cual es conforme a la metodología original. Ver Ecuación 3. Para la aplicación a nivel municipal, se hizo una disgregación de la información estatal de W_w y de A_w , a partir de datos de superficie, precipitación, población y otros. Con esta alternativa los valores de WSI no se acotaron a un máximo de 1, para evaluar el impacto W_w en el caudal ecológico E_w .

$$W_w = V_{sup} + \begin{cases} V_E, & V_E \leq V_R \\ V_R, & V_E > V_R \end{cases} \quad (3)$$

donde:

V_{sup} : Volumen concesionado de aguas superficiales

V_E : Volumen extraído de aguas subterráneas

V_R : Volumen de recarga de aguas subterráneas (aguas renovables subterráneas)

Respecto al caudal ecológico, en [15] se estima un E_w de 27% del Escurrimiento Medio Anual (EMA) para el centro de México; 28% para la cuenca del río Bravo, y 22% para el norte del país. El promedio de esos valores sería 25.6 % del escurrimiento medio anual, esto es $E_w \approx 0.256EMA$. Sin embargo, en México se cuenta con la norma mexicana NMX-AA-159-SCFI-2012 [16], que establece el procedimiento para la determinación del gasto ambiental en cuencas hidrológicas, como % del EMA. Existen publicaciones de su aplicación del año 2017 y 2018, la mayoría oficiales, en varias de las 37 regiones hidrológicas (RHs) del país y sus cuencas.

Las RHs con estudios localizados, en su momento, de caudal ecológico con base en la norma mencionada, fueron: RH 12 Lerma-Santiago [17], RH 14 Río Ameca [18], RH 15 Costa de Jalisco [19], RH 19 Costa Grande Guerrero [20], RH 20 Costa Chica Guerrero [21], RH 25 San Fernando [22], RH 28 Papaloapan [23], RH 30 Grijalva [24], y Ríos Golfo y Pacífico [25]. En aquellas regiones en las que no se encontraron estos datos, fueron suplidos con una recomendación de 30%, de acuerdo [26], y con resultados de [15]. Se hizo una matriz con los estados que incluye cada RH, obteniendo diferentes promedios para cada estado, que también se hicieron extensivos a los municipios. Por ejemplo Tabasco 55.6% del EMA, Jalisco 48.9%, Guerrero 49%, Zacatecas 20.4%, etcétera.

Por lo comentado sobre el agua dulce renovable (AR), que se disgrega en escurrimiento medio anual (EMA) y recarga media de acuíferos (RA), conociendo AR y RA se puede determinar el EMA, y a partir de este el caudal ecológico Ew , que fue como se hizo en este trabajo, al contar con estos datos oficiales publicados del 2015. Con los datos necesarios obtenidos, estatales y municipales, se procedió a calcular el índice de escasez, con las dos opciones mencionadas de Ww , y a normalizar los resultados. Los valores entre 0 y 1 o 0% a 100% del primer cálculo de WSI se consideran normalizados. Algunas veces no hay necesidad de normalizar si por ejemplo los indicadores se expresan en %; la normalización ocultaría el problema, ya que se perdería la información inherente a los porcentajes [27] (pág. 87-88). Para la segunda alternativa de cálculo de WSI se realizó una normalización Mín-Máx [27] (Ecuación 4).

$$I_{qc}^t = \frac{x_{qc}^t - \min_c(x_q^{t_0})}{\max_c(x_q^{t_0}) - \min_c(x_q^{t_0})} \quad (4)$$

donde:

$I_{q,c}^t$: valor normalizado de un indicador individual q para un país (estado, municipio) c en un tiempo t .

$X_{q,c}^t$: valor crudo del indicador individual q para el país (estado, municipio) c en tiempo t , con $q=1, \dots, Q$ y $c=1, \dots, M$. [17]

Índice de sequía (DI)

En México, el Servicio Meteorológico Nacional (SMN) se encarga de detectar el estado actual y la evolución de la sequía mediante el Monitor de Sequía en México (MSM) que a su vez forma parte del Monitor de Sequía de América del Norte (NADM, por sus siglas en inglés). El MSM inició su operación en 2002 dentro de las actividades del NADM; en el año de 2014 adquirió su carácter nacional, pudiendo emitir mapas de sequía en escala de tiempo diferente a la mensual. La metodología del MSM se basa en la obtención e interpretación de diversos índices o indicadores de sequía, y la aportación de expertos locales [28] [29].

Estos índices se despliegan en capas a través de un Sistema de Información Geográfica (SIG), y mediante un consenso se determinan las regiones afectadas por sequía, de acuerdo a la escala de intensidades que es común en los tres países (Estados Unidos, México y Canadá) que va desde anormalmente seco (D0), sequía moderada (D1), sequía severa (D2), sequía extrema (D3), hasta sequía excepcional (D4). La intensidad D0 se presenta al inicio o al final de un periodo de sequía, en la que puede persistir déficit de agua. En D1 se presentan bajos niveles en ríos, arroyos, embalses, abrevaderos y pozos. En D2 es común la escasez de agua. En D3 se generalizan las restricciones en el uso del agua debido a su escasez, y en D4 hay escasez total de agua en embalses, arroyos y pozos [28] [29].

Para la aplicación estatal se tomó el porcentaje de municipios con sequía y también el porcentaje de superficie estatal con sequías. Para el nivel municipal se tomó la frecuencia relativa de sequías 2003-

2017 (# de sequías D0 a D4)/total de meses (169). Los valores estatales en % no requirieron normalización por lo indicado. El máximo % de municipios con sequía fue 49.5% en el estado de Baja California. Para la normalización de la frecuencia relativa del nivel municipal, se ajustaron los valores a una distribución normal acumulada de probabilidades.

Índice de agotamiento de acuíferos (GWI)

Se evaluó como el cociente de la extracción entre la recarga media de aguas subterráneas. Son datos disponibles a nivel estatal publicados [6] [13]. Para la evaluación municipal se hizo la disgregación de los datos estatales a partir de las superficies, precipitación, población y otros. Se obtuvieron valores menores y mayores a 1, los cuales se normalizaron con el método Min-Max [27].

Agregación de disponibilidad

Los tres índices anteriores tienen carácter negativo, mientras que la Disponibilidad WAI positivo, por lo que se aplicó la equation siguiente

$$WAI = 1 - [(0.7WSI) + (0.15DI) + (0.15GWI)] \quad (5)$$

donde:

WAI: índice de disponibilidad de agua

WSI: índice de escasez

DI: Índice de sequía

GWI: Índice de abatimiento de acuíferos

Índice de accesibilidad

El índice de accesibilidad a los servicios (*Acc*) se integra por la cobertura de acceso al saneamiento (*San*) con un peso del 40% y la cobertura de agua potable (*Ap*) con un peso del 60%. Datos disponibles con escala estatal [6] y municipal [30]. El primero valora la población estatal y la población municipal con acceso al saneamiento (%). El segundo evalúa la población estatal y la población municipal con acceso con acceso a agua potable. Por ser valores en porcentaje no se requirió normalización.

La agregación de índice de accesibilidad, siendo de carácter positivo al igual que las dos coberturas, se realizó con la equation siguiente.

$$Acc = 0.6Ap + 0.4San \quad (6)$$

3. RESULTADOS

En la Figura 1 y en la Figura 2 se muestran geográficamente los resultados de los índices determinados de disponibilidad y accesibilidad a nivel estatal y municipal. Se muestra a la izquierda de la Figura 1 el mapa del índice de disponibilidad estatal con la alternativa 1 de *WSI*, con escala de colores que pasan gradualmente de rojo a amarillo, de amarillo a verde, y de verde a azul, que representan valores entre 0 y 1 que indican “baja a alta” condición de disponibilidad. El promedio simple de disponibilidad es de 0.56. Con la alternativa 2 de *WSI* el valor promedio de disponibilidad sube a 0.70, recordando que el valor promedio estimado que se observa en el mapa global es ≈ 0.50 [3]. A la derecha de la Figura 1 se muestra el mapa del índice de accesibilidad al agua potable y saneamiento. En general existe buena cobertura, aunque en los estados de mayor disponibilidad la cobertura es menor. Relacionado esto con la vulnerabilidad social. El promedio simple de accesibilidad es de 0.92. El valor estimado que se observa en el mapa global de [3] varía de ≈ 0.69 a ≈ 0.81 .

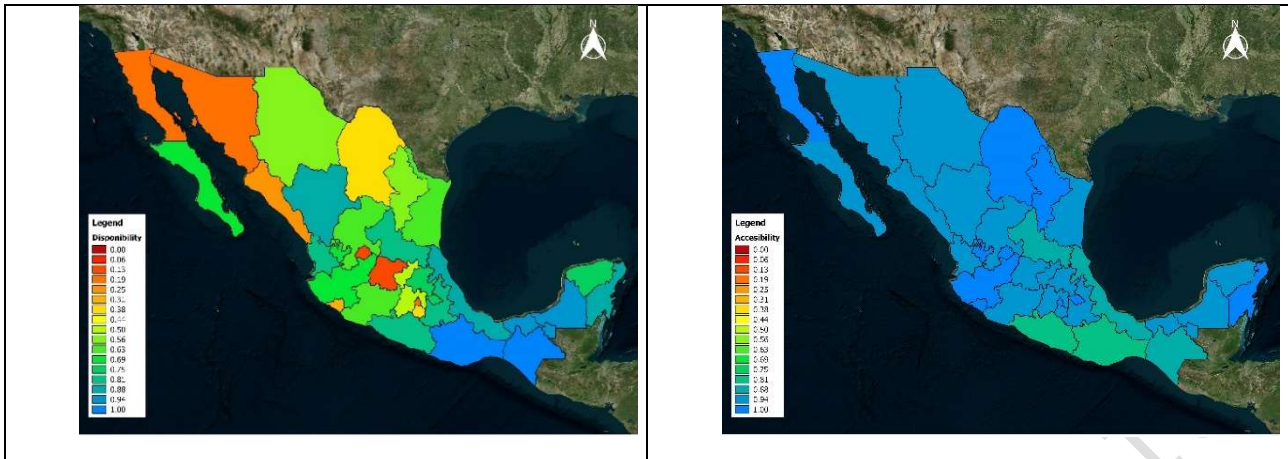


Figura 1. Índices estatales de Disponibilidad y Accesibilidad.

En la Figura 2 se muestran los mapas municipales de disponibilidad y accesibilidad. Debido a que la determinación de algunos datos se realizó a partir de datos estatales y nacionales, los resultados estatales pueden ser más confiables que los municipales. Los resultados son preliminares.

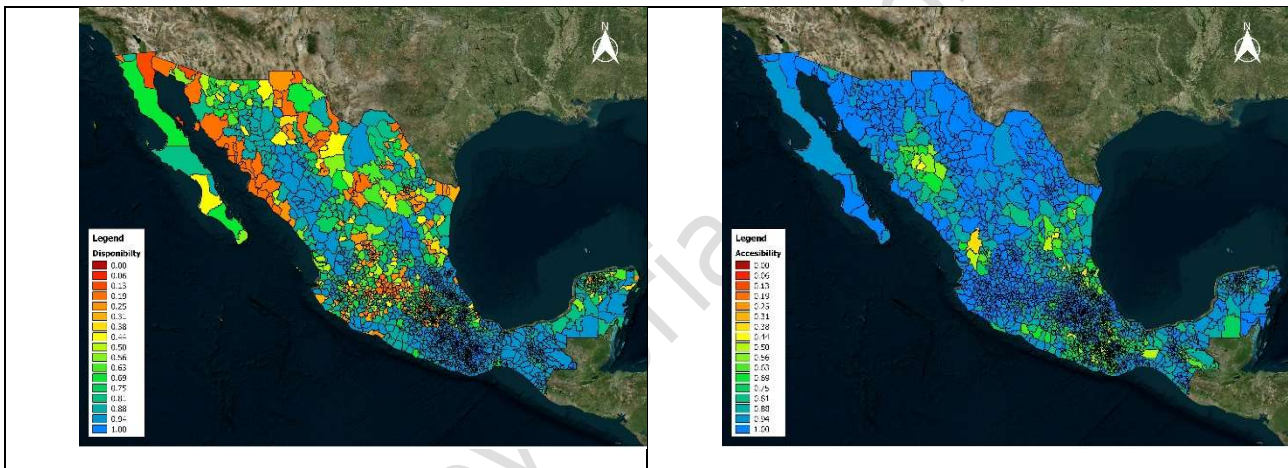


Figura 2. Índices municipales de Disponibilidad y Accesibilidad.

En la Figura 3 se muestra una gráfica de resultados estatales de disponibilidad y accesibilidad con la alternativa 2 de W_{SI} , donde la extracción W_w incluyó el volumen concesionado de aguas superficiales más el volumen extraído de aguas renovables subterráneas. Esta gráfica permite contrastar la situación entre estos dos criterios de seguridad hídrica en cada estado.

Análisis y aportación respecto a valoraciones anteriores

Los valores más bajos de accesibilidad a los servicios de agua y saneamiento a nivel estatal se tuvieron en: Oaxaca con 0.78, Guerrero 0.79, Chiapas 0.83, Veracruz 0.84, San Luis Potosí 0.87, y Puebla 0.89. Sin embargo el valor más alto de disponibilidad de recursos hídricos, de 0.96, se tuvo en Oaxaca y Chiapas, además de Campeche; Veracruz resultó con 0.89, San Luis Potosí 0.86, Guerrero 0.82 y Puebla 0.75.

En 17 estados la disponibilidad resultó menor o igual a 0.75, pero con mejor accesibilidad a los servicios que los anteriores; dentro de estos, siete con valores de disponibilidad menor a 0.5: Sonora, Sinaloa, Guanajuato, Colima, Baja California, Aguascalientes, y Ciudad de México, con accesibilidades de 0.94, 0.95, 0.94, 0.98, 0.96, 0.99 y 0.98 respectivamente.

También hay estados que resultaron con valores relativamente altos de disponibilidad y accesibilidad, como Yucatán (0.90 y 0.93), Tabasco (0.95, 0.92), Quintana Roo (0.95 y 0.96), y Campeche (0.96 y 0.92).

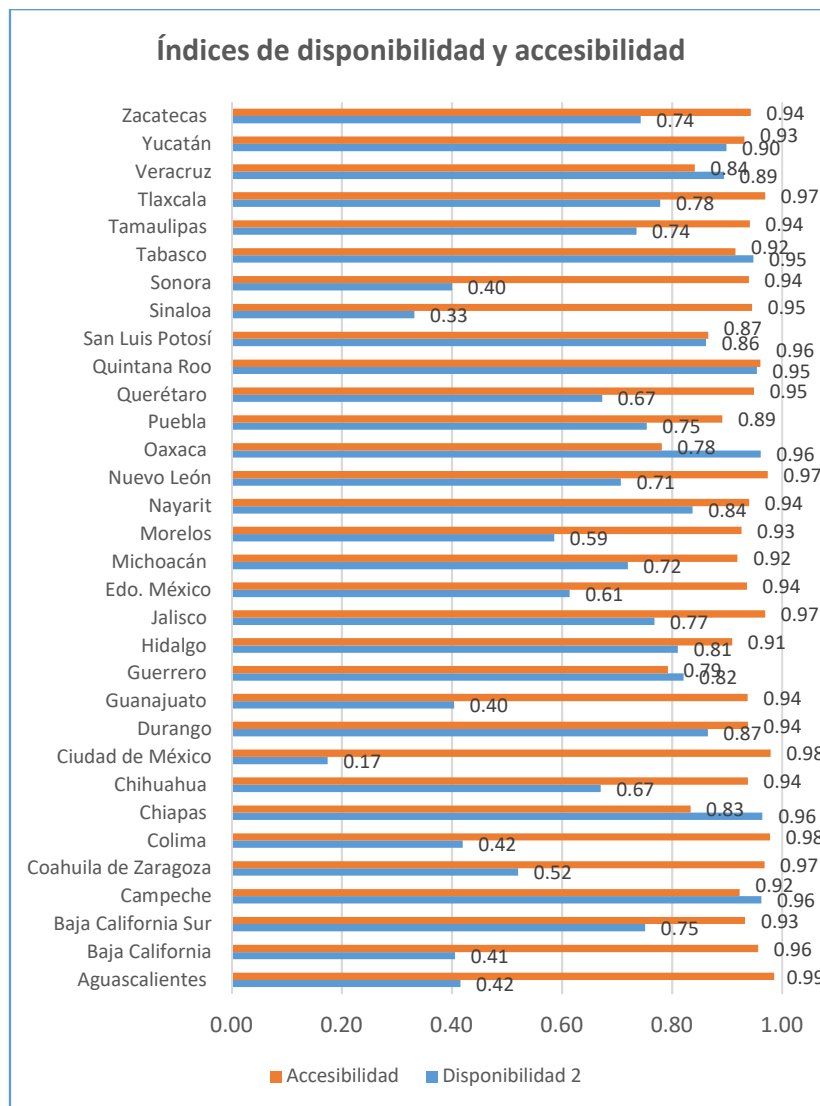


Figura 3. Índices estatales de disponibilidad (alternativa 2 de WSI) y de accesibilidad al agua potable y saneamiento.

Es notorio que estados con mayor disponibilidad de recursos hídricos tienen menor accesibilidad a los servicios de agua y saneamiento, y que entre los de menor disponibilidad estén los de mayor accesibilidad, como Aguascalientes con disponibilidad de 0.42 y accesibilidad de 0.99. El diferente desarrollo económico explica en parte esta situación, que por un lado conlleva mejores servicios, pero por otro también mayores demandas del recurso, para todos los usos, comprometiendo la oferta sustentable, como se explica en la Agenda del Agua 2030, en la cual también se plantean soluciones.

En cuanto a la aportación de estos indicadores respecto a valoraciones anteriores, constituyen una alternativa que las complementa. Lo realizado es con base en los datos y valores disponibles. El índice de disponibilidad retoma y procesa la escasez, la sequía y el agotamiento de acuíferos en un sólo valor, y asimismo el índice de accesibilidad con el acceso al saneamiento y al agua potable. Aunque no es parte de este trabajo, el ejercicio de adaptación se realizó sobre los cuatro criterios del IGSH, poniéndolos en un sólo valor, que en general tiene la finalidad de monitorear la seguridad hídrica, en este caso disgregada a nivel estatal y municipal, para retroalimentar sus políticas públicas y programas presupuestarios en la gestión de los recursos y en los servicios.

4. CONCLUSIONES

Ya que se cuenta con datos públicos oficiales para hacerlo, es viable determinar los índices de disponibilidad y de accesibilidad del IGSH a nivel estatal y municipal, con el fin de proporcionar alternativas para medir el grado de cumplimiento de sus políticas públicas en esta materia del objetivo 6 de Desarrollo Sostenible, de garantizar la disponibilidad de agua y su gestión sostenible y el saneamiento para todos. A nivel global se monitorea el avance de este objetivo, pero es necesario bajar los resultados de nivel país a entidades federativas y municipios, para que tomen las medidas que les correspondan. Es una propuesta de adaptación metodológica que se debe seguir afinando en la recopilación y validación de datos, así como en su cálculo, procesamiento y presentación de resultados e informes. Existen casos particulares de importaciones de agua, y por tanto de exportaciones, así como otros aspectos, que así lo ameritan.

Respecto a los resultados, la escasez, junto a las sequías y al abatimiento de acuíferos, conduce a un índice de disponibilidad cuyos valores en varios estados de la república se vuelven críticos para el agua potable y para los demás usos. El valor medio obtenido varía entre 0.56 y 0.70. Para el agua potable y saneamiento el índice de accesibilidad resultante es bueno, de 0.92, pero con margen considerable de mejora. Si se evalúan las tres condiciones de un servicio de agua potable administrado de manera segura, se puede considerar que se cumple con el suministro desde una fuente mejorada, accesible en un alto porcentaje en los domicilios (a), sólo que en bajos porcentajes de disponibilidad cuando sea necesario (b); en parte esto mismo, la baja continuidad del servicio (14% al 52%), conduce a la incertidumbre de la condición c) de agua suministrada libre de contaminación fecal y química.

Otra consecuencia de la baja continuidad del servicio es el mayor deterioro de la infraestructura de distribución, ya de por sí bastante antigua en varias ciudades del país, y con ello las mayores pérdidas reales de agua. Pero esto permite identificar claramente la necesidad de reforzar con medidas más efectivas, la meta 6.4 de uso eficiente frente a la escasez. Uno de los problemas que surgen es el de determinar de manera óptima qué zonas de distribución, tuberías y medidores, se deben ya renovar, sin atender sólo a criterios como el de antigüedad. Existen diversas aplicaciones de software para análisis de la confiabilidad y riesgo de la infraestructura de agua potable, para evitar o minimizar daños, incluyendo la interrupción de actividades.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua el financiamiento para realizar este estudio.

REFERENCIAS

- [1] ONU, “Objetivos del Desarrollo Sostenible,” Obtenido de <http://www.un.org/sustainabledevelopment/es/water-and-sanitation>, Julio. 2017.
- [2] SHCP, “Guía para el diseño de indicadores estratégicos”, Obtenido de http://www.shcp.gob.mx/EGRESOS/PEF/Documentos%20Recientes/guia_ind_estrategicos20100823.pdf
- [3] Gain, A.K. et al., “Measuring global water security towards sustainable development”. Environmental Research Letters, doi:10.1088/1748-9326/11/12/124015. 2016.
- [4] IMTA, “Índices de seguridad Hídrica (ISH), informe final, clave: HC1816.1”, Jiutepec, Morelos, México, edición 2018.
- [5] CONAGUA, “Agenda del agua 2030”, Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, Comisión Nacional del Agua. Edición 2011. México, marzo 2011.
- [6] CONAGUA, “Estadísticas del Agua en México”. Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, México, D. F. Edición 2016.

- [7] UN-WWAP, “The United Nations World Water Development Report 2015: Water for a Sustainable World”, UNESCO, Paris, 2015.
- [8] UN, “Sustainable Development Goal 6-Synthesis Report 2018 on Water and Sanitation”, United Nations Publications, New York, New York 10017, United States of America, 2018.
- [9] World Health Organization, “Safely managed drinking water-thematic report on drinking water 2017”, WHO and UNICEF, Geneva, Switzerland, 2017.
- [10] IMTA, “Programa de indicadores de gestión de organismos operadores”, obtenido de <http://www.pigoo.gob.mx/Indicadores>, Jiutepec, Morelos, México, 2019.
- [11] Conagua, “7º Encuentro Universitario del Agua, Estado Actual de los servicios de agua y saneamiento”, obtenido de http://www.agua.unam.mx/7moEncuentro/assets/pdf/RodriguezEmiliano_CONAGUA.pdf, UNAM-CONAGUA, México, 2016.
- [12] Wada, et al., “Global modeling of withdrawal, allocation and consumptive use of surface water and groundwater resources”, *Earth Syst. Dyn.*, 15-40. 2014b.
- [13] Conagua-Sina, “Sistema Nacional de Información del Agua-Disponibilidad de los acuíferos 2015 (nacional)”, obtenido de http://201.116.60.25/sina/index_jquery-mobile2.html?tema=acuiferos, México, 2015.
- [14] Conagua-Sina, “Sistema Nacional de Información del Agua- Registro Público de Derechos de Agua (REPGA) / Volúmenes Inscritos (Estatal), volumen concesionado para usos consuntivos (2015)”, obtenido de http://201.116.60.25/sina/index_jquery-mobile2.html?tema=usosAgua, México, 2015.
- [15] Smakhtin, V.; et al., “A Pilot Global Assessment of Environmental Water Requirements and scarcity”, *International Water Resources Association*, 307-317. 2004.
- [16] SE. “NMX-AA-159-SCFI-2012”, Secretaría de Economía. Obtenido de <https://www.gob.mx/cms/uploads/attachment/file/166834/NMX-AA-159-SCFI-2012.pdf>.
- [17] DOF. “ACUERDO por el que se dan a conocer los resultados del estudio técnico de las aguas nacionales superficiales en las cuencas hidrológicas Río San Pedro...Región Hidrológica 12 Lerma-Santiago”, *Diario Oficial de la Federación*. México, México. (20 de julio de 2017).
- [18] DOF, “ACUERDO por el que se dan a conocer los resultados del estudio técnico de las aguas nacionales superficiales en las cuencas hidrológicas Salado, Cocula, Ahuacatlán, Atenguillo, Ameca Pijinto,..., de la Región Hidrológica número 14 Río Ameca”, *Diario Oficial de la federación*. México, México. 12 de febrero de 2018.
- [19] DOF-HR15, “ACUERDO por el que se dan a conocer los resultados del estudio técnico de las aguas nacionales superficiales en las cuencas hidrológicas Río Ipala, Río Tomatlán A, Río Tomatlán B, Río San Nicolás A,.....Región Hidrológica 15 Costa de Jalisco”, *Diario Oficial de la Federación*. México, México. 26 de febrero de 2018.
- [20] DOF-19, “ACUERDO por el que se dan a conocer los resultados del estudio técnico de las aguas nacionales superficiales en las cuencas hidrológicas Río Ixtapa 1...Región Hidrológica 19 Costa Grande de Guerrero”, *Diario Oficial de la Federación*. México, México. 04 de septiembre de 2017.
- [21] DOF-20, “ACUERDO por el que se dan a conocer los resultados del estudio técnico de las aguas nacionales superficiales en las cuencas hidrológicas Río Papagayo 1, Río Petaquillas. Región Hidrológica 20 Costa Chica de Guerrero”, *Diario oficial de la Federación*. México, México. (04 de septiembre de 2017).

- [22] CONAGUA-25, “ACUERDO por el que se dan a conocer los resultados del estudio técnico de las aguas nacionales superficiales en las cuencas hidrológicas Laguna Madre Norte. Región Hidrológica 25 San Fernando-Soto La Marina”, México. (31 de mayo de 2017).
- [23] DOF, “ACUERDO por el que se dan a conocer los resultados del estudio técnico de las aguas nacionales superficiales en las cuencas hidrológicas Río Salado, Río Grande, Río. Región Hidrológica 28 Papaloapan”, Diario Oficial de la Federación. México, México. 12 de febrero de 2018.
- [24] DOF-30, “ACUERDO por el que se dan a conocer los resultados del estudio técnico de las aguas nacionales superficiales en las cuencas hidrológicas Lagartero...Región Hidrológica 30 Grijalva-Usumacinta”, Diario Oficial de la Federación. México, México. (10 de abril de 2018).
- [25] de la Lanza Espino, G.; et al., “Caudal ecológico de ciertos ríos que descargan al Golfo de México y al Pacífico Mexicano”, Revista Iberoamericana del agua, 3-15. 2018.
- [26] DOF, “Acuerdo por el que se da a conocer el resultado de los estudios de disponibilidad de las aguas superficiales...que forman parte de la porción de la región hidrológica que comprende el Río Pánuco”, Diario Oficial de la Federación. México, México. 21 de enero de 2008.
- [27] OECD, “Handbook on Construction Composite Indicators-Methology and user guide”, Ispra, Italia: OECD 2008.
- [28] SMN, “Monitor de Sequía en México (MSM)”, obtenido de (<http://smn.cna.gob.mx/es/climatologia/monitor-de-sequia/monitor-de-sequia-en-mexico>). 2017.
- [29] Ortega-Gaucin, D., “El peligro por sequía como indicador de seguridad hídrica en México”. Jiutepec, Morelos: IMTA. 2017.
- [30] SNIEG-INEGI, “Sistema Nacional de Información Estadística y Geográfica”, obtenido de Catálogo nacional de Indicadores-El INEGI Unidad Central Coordinadora del Snieg- Unidad del Estado responsable: Comisión Nacional del Agua, Subdirección General de Planeación.: <http://www.snieg.mx/cni/scenario.aspx>. 2015.

Versão Provisória 2019-07-16

Capítulo 2 |

Planeamento e gestão de infraestruturas e recursos.
Planificación y gestión de infraestructuras y recursos

PLANIFICACIÓN Y GESTIÓN DE INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA Y RECURSOS ECONÓMICOS PARA QUATRO ORGANISMOS OPERADORES DE AGUA POTABLE

Antúnez Leyva, E.¹, Rodríguez Varela, J.M.², Casados Prior, J.A.³,
Gómez Lugo, L.⁴, Hansen Rodríguez, M.P.⁵

RESUMEN

El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) y la Fundación Gonzalo Río Arronte (FGRA I. A. P.) en el marco del Programa para la Recuperación Ambiental de la Cuenca del Lago de Pátzcuaro (IV etapa 2014-2017), realizaron de manera conjunta con los 4 Organismos Operadores de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento (OOAPAS) ribereños del Lago de Patzcuaro, el diagnóstico para identificar acciones prioritarias que mejoren los servicios de agua potable y drenaje a la población e incrementen los ingresos propios de los organismos, haciendo uso razonable del recurso agua y propiciando la recuperación ambiental de la Cuenca. El objetivo del presente trabajo fue involucrar los 3 niveles de Gobierno Mexicano a fin de analizar la viabilidad de ejecución de las acciones y gestionar con cada uno de ellos la parte proporcional de los recursos económicos, como resultado se aprobaron 70 acciones simples pero estratégicas que incrementarían de manera directa e indirecta en el corto plazo, la eficiencia física y comercial de los 4 organismos ribereños. El beneficio en los OOAPAS se vio reflejado en proyectos ejecutivos, obras de agua potable y drenaje ejecutadas, suministro de herramienta, micro-medidores y micro-válvulas limitadoras de caudal, estudios diversos y diagnósticos del área comercial.

Palabras clave

Organismo operador, Lago de Pátzcuaro, Acciones de eficiencia

1. INTRODUCCIÓN

El Programa para la Recuperación Ambiental de la Cuenca del Lago de Pátzcuaro inicia el día 26 de febrero de 2003 en Napizaro, Erongarícuaro, Michoacán con la firma del Convenio General de Colaboración, entre los gobiernos municipales de Pátzcuaro, Erongarícuaro, Tzintzuntzan y Quiroga, el gobierno del Estado de Michoacán de Ocampo, la FGRA y el IMTA. En el programa se han desarrollado las siguientes etapas indicadas en la Tabla 1 con los correspondientes proyectos anuales.

El objetivo general del Programa para la Recuperación Ambiental de la Cuenca del Lago de Pátzcuaro se sustentó en una serie de proyectos y acciones, cuya aplicación permitió incrementar y mejorar la

¹ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Coordinación de Hidráulica, Subcoordinación de Hidráulica Urbana, Paseo Cuauhnáhuac 8532, Col. Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550, México. antunez@tlaloc.imta.mx

² Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Coordinación de Hidráulica, Subcoordinación de Hidráulica Urbana, Paseo Cuauhnáhuac 8532, Col. Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550, México

³ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Coordinación de Hidráulica, Subcoordinación de Hidráulica Urbana, Paseo Cuauhnáhuac 8532, Col. Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550, México

⁴ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Coordinación de Hidráulica, Subcoordinación de Hidráulica Urbana, Paseo Cuauhnáhuac 8532, Col. Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550, México

⁵ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Coordinación de Hidráulica, Subcoordinación de Hidráulica Urbana, Paseo Cuauhnáhuac 8532, Col. Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550, México

conciencia y cultura ambiental entre los pobladores de la cuenca, lograr el consenso con respecto a los problemas prioritarios y sus soluciones, profundizar el conocimiento de la disponibilidad de los recursos naturales y sus usos, establecer criterios para priorizar acciones y canalizar inversiones que garanticen la recuperación ambiental de la región, así como llevar a cabo proyectos ejecutivos que generen beneficios tangibles a la cuenca.

Tabla 1 Programa para la Recuperación Ambiental de la Cuenca del Lago de Pátzcuaro

Etapa	Duración	Años	Número de proyectos
Primera etapa	Feb 2003 – May 2004	1.3	13
Segunda etapa – primera fase	Jun 2004 – Nov 2005	1.4	25
Segunda etapa – segunda fase	Ene 2006 – Dic 2007	2.0	15
Tercera etapa	May 2008 – Dic 2012	4.6	20
Cuarta etapa	Ene 2014 – Dic 2017	4.0	9
	Totales	13.3	82

Los problemas de contaminación, la falta de extracción de maleza acuática, la deforestación y por consecuencia los azolves en el lago, han repercutido de manera importante en la calidad del agua. La situación de la cuenca antes de dar inicio al Programa para la Recuperación Ambiental de la Cuenca del Lago de Pátzcuaro era muy crítica ya que el Lago presentaba índices de contaminación y disminución del nivel del agua debido a la tala clandestina, la expansión de la superficie agrícola, la sobreexplotación de especies exóticas provocando la amenaza hacia especies endémicas como el pez blanco y la acúmara. Otro problema importante era el aporte de sedimentos con una evidente tendencia hacia el azolve de sus zonas litorales, además de verse afectada por las prácticas inadecuadas del uso del suelo donde el aprovechamiento forestal, la agricultura y el pastoreo son incompatibles y destructivos, mientras que, en el caso del lago, el uso del suelo, el vertido a las aguas de desecho, aceleran la degradación del sistema acuático.

Se identificaron 5 líneas de acción en la cuenca:

- Cultura del agua;
- Gestión sustentable de cuerpos, cauces y cuencas;
- Tecnología, eficiencia, y optimización del uso del agua;
- Proyectos comunitarios;
- Fortalecimiento y desarrollo de organizaciones ejecutoras.

Todos los proyectos/acciones que se plantearon en el programa para la cuarta etapa (ver listado siguiente) son continuidad de los proyectos generados en las etapas anteriores, provenientes del ejercicio de planeación estratégica que resultó en la primera etapa y la actualización en noviembre de 2010. Cabe hacer mención que las acciones 2014-2017 que conforman la última etapa del programa forman parte integral de una estrategia de salida del programa. El reconocimiento a las obras del programa cada vez es de mayor consolidación. El alcance del programa es regional, aunque su trascendencia ya empieza a ser nacional y la divulgación de la experiencia como un caso exitoso se espera, en breve, pase a ser compartida internacionalmente.

1. Prácticas y obras para la repoblación forestal y conservación de suelos.
2. Sistemas de captación de agua de lluvia en escuelas rurales.
3. Proyecto piloto de sistema de captación de agua de lluvia para riego.
4. Acciones de eficiencia de los OOAPAS ribereños.
5. Control de malezas acuáticas y recuperación de las especies emblemáticas.

6. Seguimiento, transferencia y rehabilitación de humedales artificiales.
7. Espacios de educación ambiental y cultura del agua.
8. Fortalecimiento a la transferencia de tecnologías apropiadas.
9. Coordinación técnica del programa para la recuperación ambiental de la cuenca del Lago de Pátzcuaro. Etapa 4.

Como se podrá apreciar el Programa es muy extenso y son muchas las componentes que cada proyecto contempla dentro de sus objetivos y alcances, sin embargo, la información está disponible por cada uno de los 82 proyectos realizados por el IMTA y la FGRA, en estas cuatro etapas; es por ello que en este trabajo se divulgan únicamente los quehaceres y resultados del proyecto identificado en el listado anterior con el numeral 4.- Acciones de eficiencia de los OOAPAS ribereños, el alcance del proyecto fue determinar de manera conjunta con los 4 Organismos Operadores de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento ribereños (OOAPAS), las acciones específicas para contribuir en mejorar los servicios de agua potable y drenaje, a fin de reducir la contaminación del Lago de Pátzcuaro, cuerpo de agua emblemático del Estado de Michoacán, México.

Como resultados esperados del proyecto de Acciones de eficiencia de los OOAPAS ribereños, la identificación de acciones que mitiguen la problemática en las siguientes líneas de acción: 1. Disminución de descargas de agua residuales al Lago de Pátzcuaro; 2. Protección a la comunidad por daño de inundación y evitar contaminación al Lago, reduciendo el volumen de azolve al Lago; 3. Acceso al servicio de agua potable a la población urbana y 4. Consolidación de los Organismos Operadores ribereños.

Es importante hacer un paréntesis aquí y mencionar que en México en el Artículo 27 de La Constitución se establece, que las aguas nacionales son propiedad de la nación, en el Artículo 115 se adjudica la responsabilidad de los gobiernos municipales para prestar los servicios de agua potable, drenaje, alcantarillado, tratamiento y disposición de las aguas residuales [1] siendo los OOAPAS quienes fungen esta función, sin embargo, no es tarea fácil dado el constante crecimiento demográfico y la demanda de los servicios, por ello los organismos operadores se ven minimizados en infraestructura y capacidad operativa, y en muchos casos los ingresos que obtienen por la prestación del servicio sólo alcanza para mantener la infraestructura hidráulica existente, más no para ampliación de la misma o ejecución de acciones preventivas y de concientización ciudadana de no contaminar los cuerpos de agua, incluidos los arroyos que actualmente se utiliza como colectores de aguas residuales hacia el lago de Pátzcuaro.

También es importante señalar que el Lago de Pátzcuaro está rodeado por los Municipios de Quiroga, Erongarícuaro, Pátzcuaro y Tzintzuntzan quienes son los responsables directos del cuidado y/o deterioro del Lago de Pátzcuaro, Michoacán, así mismo dimensionar el compromiso de los 4 OOAPAS ribereños con el medio ambiente tomando como base el número de habitantes que atienden y de los recursos disponibles.

1.1 UBICACIÓN GEOGRÁFICA DE LA CUENCA DEL LAGO DE PÁTZCUARO

La Cuenca del Lago de Pátzcuaro se localiza en el Estado de Michoacán, México [2]. Es una cuenca cerrada con una superficie de 929 km², como se muestra en la Figura 1, se desarrolla desde los 2,035 hasta los 3,300 msnm, con una elevación promedio de 2,369 msnm. La precipitación media es de 775 mm, mientras que la evaporación es de 1,393 mm. Cuenta con un lago interior de 126.4 km², el cual tiene una profundidad promedio de 4.9 m y almacena 619.4 Hm³. Su población aproximada es de 200,000 habitantes y su economía depende fundamentalmente del turismo, la explotación forestal, la pesca y las artesanías y recientemente, de las remesas que le llegan de sus migrantes que trabajan en los Estados Unidos. Por su particular belleza y sus antecedentes históricos, los cuales se remontan a épocas prehispánicas, es considerada un de las regiones emblemáticas de México.

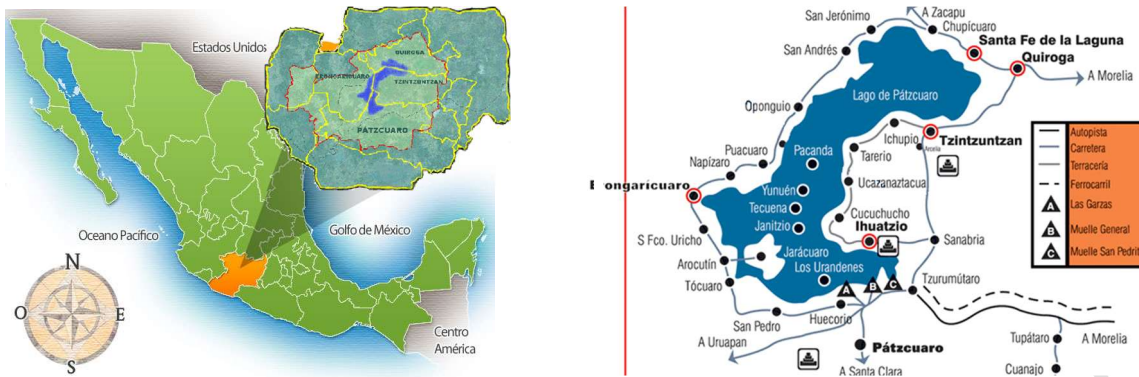


Figura 1. (a) Cuenca del Lago de Pátzcuaro; (b) Municipios y localidades ribereñas del Lago.

Población de los municipios ribereños al Lago de Pátzcuaro

Proyecciones realizadas con datos del Consejo Nacional de Población [3], para el año 2015 se estimó para Quiroga una población total de 26,633 a nivel Municipio (ver Tabla 3), con un valor de hacinamiento de 4.1 (ver Tabla 4), un valor estimado de viviendas de 6,495 y de ellas algunas no habitadas; para Tzintzuntzan se estimó una población total de 14,212 a nivel Municipio (ver Tabla 3), con un valor de hacinamiento de 4.3 (ver Tabla 4), se estimó un valor de viviendas de 3,305 y de ellas algunas no habitadas.

Tabla 2. Población actual de los Municipios ribereños del Lago de Pátzcuaro¹

Municipio	Habitantes (2010)	Porcentaje	Habitantes (2016)	Porcentaje
Pátzcuaro	87,794	62.05%	92,039	62.02%
Quiroga	25,592	18.09%	26,809	18.07%
Erongarícuaro	14,555	10.29%	15,226	10.26%
Tzintzuntzan	13,556	9.58%	14,318	9.65%
	141,497	100.00%	148,392	100.00%

Tabla 3. Población histórica de los Municipios ribereños del Lago de Pátzcuaro²

Año	Pátzcuaro		Quiroga		Erongarícuaro		Tzintzuntzan	
	Población Total Municipio	Tasa de crecimiento en el periodo	Población Total Municipio	Tasa de crecimiento en el periodo	Población Total Municipio	Tasa de crecimiento en el periodo	Población Total Municipio	Tasa de crecimiento en el periodo
1990	66,529		21,917		11,930		11,439	
1995	75,264	2.50	23,828	1.69	13,357	2.29	12,408	1.64
2000	77,566	0.60	23,864	0.03	13,008	-0.53	11,094	-2.21
2005	79,868	0.59	23,391	-0.40	13,060	0.08	12,259	2.02
2010	87,794	1.91	25,592	1.81	14,555	2.19	13,556	2.03
2015	91,377	0.72	26,633	0.66	15,140	0.56	14,212	0.74

Cobertura de los servicios de agua potable y alcantarillado

Según el Censo de Población y Vivienda 2010 de INEGI [4], en Quiroga el número de viviendas habitadas fue de 6,168 a nivel Municipio, de las cuales 3,462 se encontraban en la Cabecera Municipal (ver Tabla 4), es decir que el 56.1% se encuentran en la Cabecera Municipal. La estadística asociada a la cobertura del servicio de agua a nivel Cabecera y Municipio difirieron en 6 puntos porcentuales, y referente a la cobertura del servicio de alcantarillado 12 puntos porcentuales; en Tzintzuntzan el

¹ Fuente: Censos de población y vivienda (INEGI, 2010). Año 2016 valores proyectados.

² Fuente: Censos de población y vivienda (INEGI, 2010). Año 2015 valores proyectados.

número de viviendas particulares habitadas fue de 3,173 a nivel Municipio, de las cuales 849 se encontraban en la Cabecera Municipal (ver Tabla 3), es decir, el 26.8% se encuentran en la Cabecera Municipal. La estadística asociada a la cobertura del servicio de agua a nivel Cabecera y Municipio difirieron en 10 puntos porcentuales y referente a la cobertura del servicio de alcantarillado 22 puntos porcentuales. El mismo análisis se llevó a cabo para Pátzcuaro y Erongarícuaro.

Tabla 4. Datos asociados a los servicios de vivienda (Censos de población y vivienda {INEGI, 2010})

Concepto	Pátzcuaro		Quiroga		Erongarícuaro		Tzintzuntzan		Estado
	Cabecera	Municipio	Cabecera	Municipio	Cabecera	Municipio	Cabecera	Municipio	Michoacán
Población total	55,298	87,794	14,669	25,592	2,573	14,555	3,534	13,556	4,351 037
Hacinamiento	4.18	4.28	4.20	4.12	3.81	4.22	4.16	4.28	4.02
Viviendas particulares habitadas (VPH)	13,164	20,466	3,462	6,168	674	3,448	849	3,173	1,066 630
VPH (que disponen de agua entubada en el ámbito de la vivienda)	12,495	17,953	3,356	5,631	656	3,020	771	2,561	935,651
Cobertura de agua	95%	88%	97%	91%	97%	88%	91%	81%	88%
VPH que disponen de excusado o sanitario	12,994	20,112	3,426	5,505	665	3,354	823	2,996	1,013 707
Cobertura de excusado o sanitario	99%	98%	99%	89%	99%	97%	97%	94%	95%
VPH que disponen de drenaje (alcantarillado)	12,657	16,508	3,415	5,348	619	2,176	757	2,133	944 928
Cobertura de alcantarillado	96%	81%	99%	87%	92%	63%	89%	67%	89%
VPH con energía eléctrica	13,032	20,161	3,444	6,060	668	3,396	838	3,095	1,044 515
Cobertura de energía eléctrica	99%	99%	99%	98%	99%	98%	99%	98%	98%

1.2 PROBLEMÁTICA DE LOS OOAPAS EN LA GESTIÓN DE RECURSOS

Se ha mencionado en la introducción la problemática que enfrentan los organismos operadores en general en México, los organismos ribereños del Lago de Pátzcuaro no son la excepción. En entrevistas con personal de los 4 OOAPAS ribereños se identificaron los problemas y estos se clasificaron, posteriormente se realizaron los recorridos de campo y se jerarquizaron, una vez dimensionado la magnitud del problema y los recursos económicos necesarios, se acordó involucrar a los 3 niveles de Gobierno Mexicano para sumar en el Programa para la Recuperación Ambiental de la Cuenca del Lago de Pátzcuaro, entonces el compromiso de la FGRA/IMTA se enfocaría en realizar la elaboración de proyectos ejecutivos de rehabilitación de agua potable y drenaje, suministros de material hidráulico estratégico, así como de equipo y herramienta menor para apoyo del área de fontanería, la ejecución de acciones de rehabilitación en tanques de almacenamiento/distribución, estudios de diagnóstico de infraestructura hidráulica, topografía, geotecnia y análisis de calidad del agua, y el correspondiente seguimiento en la gestión ante las instancias Municipales, Estatales y Federales para lograr maximizar los recursos económicos, finalmente la inspección en la ejecución de obra hidráulica autorizada y emanada de los proyectos ejecutivos.

A continuación, se enlista la problemática identificada que preocupa a los 4 OOAPAS ribereños y que indirectamente afecta las condiciones ambientales de la Cuenca del Lago de Pátzcuaro:

- Líneas de conducción que pasan por predios particulares, construcciones habitacionales y escuelas, poniendo en riesgo a la población en general y al propio personal del OOAPAS, se requiere de proyectos hidráulicos para reubicación de líneas por derecho de vía.
- Pérdida de volúmenes de agua que se fuga en 15 tanques de distribución, donde se han invertido recursos como: energía eléctrica, cloro y horas trabajo de operación del personal, además las fugas causan una mala imagen institucional para el organismo operador y el Municipio.
- Infraestructura en riesgo latente de colapso, por encontrarse situada en puntos vulnerables.

- Falta de infraestructura de red de agua potable y de drenaje para evitar focos de contaminación.
- Falta de recursos económicos para realizar diagnóstico en 7 pozos profundos a fin de identificar las acciones necesarias para rehabilitación y uso racional de la fuente de abastecimiento.
- Rehabilitación de línea de distribución de agua potable y de drenaje por problemas continuos de fugas y por consiguiente problemas de contaminación, esto debido a que ambos servicios comparten la misma zanja en algunos tramos, y sólo una capa gruesa de tierra divide ambos servicios.
- La baja recaudación de recursos por los servicios que presta el organismo operador, lo que impide programar mantenimiento preventivo de la infraestructura y mucho menos ampliarla, al respecto se trabaja en propuestas de acción sobre los usuarios morosos.
- Baja recaudación impide realizar proyectos ejecutivos para mejorar infraestructura, ampliar coberturas de agua potable y alcantarillado (estudios y diagnósticos de infraestructura hidráulica), esto conlleva a una gestión deficiente ante las instancias que promueven los programas de mejoramiento y eficientización de infraestructura.

2. METODOLOGÍA

En el primer año (2014) el IMTA y la FGRA realizaron de manera conjunta con los 4 OOAPAS ribereños la identificación de 70 acciones prioritarias, inmediatamente se inició con la elaboración de 21 proyectos ejecutivos de rehabilitación y ampliación de agua potable y drenaje, rehabilitación de 3 de 15 tanques de agua potable con problemas de fuga; suministros de válvulas limitadoras de caudal (usuarios morosos) para incrementar los ingresos de los OOAPAS. En el último cuatrimestre del año se presentó el Programa ante el Gobierno del Estado de Michoacán a través de la Secretaría de Urbanismo y Medio Ambiente (SUMA) a manera de informar los alcances del Programa.

En el segundo año (2015) IMTA/FGRA/4OOAPAS se llevó el consenso de acciones prioritarias y líneas de acción, con los tres niveles de Gobierno; Comisión Nacional del Agua (CONAGUA; Gobierno Federal), Comisión Estatal de Aguas y Gestión de Cuencas (CEAC, Gobierno Estatal) y los correspondientes Municipios (Pátzcuaro, Quiroga, Erongarícuaro y Tzintzuntzan, Gobierno Municipal) entre otras instancias, a fin de maximizar y sumar recursos en el marco del Programa. De manera paralela IMTA/FGRA continuo con las acciones identificadas, suministrando válvulas limitadoras de caudal (usuarios morosos) a los 4 OOAPAS y con la atención de observaciones realizadas por la CEAC a proyectos ejecutivos anteriormente elaborados por IMTA.

En el tercer año (2016) IMTA / FGRA / 4OOAPAS / Municipios / CEAC / CONAGUA / SUMA se concretó mediante Convenio de Colaboración el pari-passu de aportación de los 3 niveles de Gobierno a fin de ejecutar proyectos ejecutivos, elaborar nuevos proyectos, rehabilitar infraestructura y suministro de equipo y herramienta para mejorar los servicios que presta los 4 OOAPAS. La CEAC y el Municipio de Erongarícuaro aportaron el recurso económico para la ejecución de los 2 primeros proyectos de drenaje en el Municipio de Erongarícuaro. IMTA/FGRA continuó con la elaboración de proyectos ejecutivos (diagnóstico de infraestructura, topografía, geotecnia y análisis de calidad del agua), suministró de equipo y herramienta menor para fortalecer el área de fontanería y 4 diagnósticos del área comercial de los 4 OOAPAS ribereños.

En el año 2017 [5] se acordó ejecutar la mayoría de los proyectos ejecutivos y finiquitar con el cumplimiento de los compromisos del Convenio de Colaboración, mismo que se prevé se extienda a una V etapa (2018-2021) con la participación exclusivamente del Gobierno Federal, Estatal, Municipal entre otros como a continuación se mencionan:

- El gobierno del Estado de Michoacán a través de la Secretaría de Urbanismo y Medio Ambiente (SUMA). Ahora Secretaría del Medio Ambiente, Recursos Naturales y Cambio Climático (SEMARNACC).
- La Comisión Estatal del Agua y Gestión de Cuencas del Estado de Michoacán (CEAC).
- La Comisión Nacional del Agua en Michoacán (CONAGUA).
- Los Municipios de Pátzcuaro, Quiroga, Erongarícuaro y Tzintzuntzan.
- La Comisión Nacional Forestal (CONAFOR).
- La Comisión Forestal del Estado de Michoacán (CONAFOR).
- La Comisión de Pesca del Estado de Michoacán (COMPESCA).

Tabla 5. Resultados de las acciones de eficiencia de 4 OOAPAS ribereños (70 acciones)

PROYECTO: ACCIONES DE EFICIENCIA DE LOS OOAPAS RIBEREÑOS CLAVE DEL PROYECTO: HC-1425.4 (PRACLP)				
ESTATUS (DICIEMBRE 2017) DE LOS PROYECTOS DE LOS 4 OOAPAS RIBEREÑOS DE LA CUENCA DEL LAGO DE PÁTZCUARO, ETAPA IV 2014-2017				
No.	Año	Localidad	Nombre del proyecto	Estatus
1	2014	Pátzcuaro	Rehabilitación de Tanque elevado metálico FOVISSSTE de aprox. 60 m ³	ACCIÓN CONCLUIDA (FGRA/IMTA)
2	2014		Rehabilitación de Tanque elevado metálico INFONAVIT de aprox. 60 m ³	ACCIÓN CONCLUIDA (FGRA/IMTA)
3	2015		Rehabilitación de la Red hidráulica Calle Eréndira y anexas de la Col. Vasco de Quiroga.	ENTREGO IMTA PROY. EJEC. A CEAC EN JULIO 2017
4	2015		Ampliación de Red hidráulica Calle Prolongación Benigno Serrato, Col. El Cristo.	ENTREGO IMTA PROY. EJEC. A CEAC EN JULIO 2017
5	2015		Cambio del trazo de tubería hidráulica Pozo Itz-huriata a cárcamo de bombeo, 8" de diámetro.	ENTREGO IMTA PROY. EJEC. A CEAC EN JULIO 2017
6	2015		Rehabilitación de atraques para reforzar la Línea de bombeo del Pozo Huecorio.	SE CAMBIO PROYECTO (2017)
7	2015		Colector de 12" de diámetro y atarjeas de la Col. San José.	EJECUTADO POR EL MUNICIPIO DE PÁTZCUARO
8	2015		Complementar tramo de tubería hidráulica de 6" de diámetro de la línea del Tanque San José hacia el Tanque los Reyes.	ENTREGO IMTA PROY. EJEC. A CEAC EN JULIO 2017
9	2015		Cambio del trazo de tubería 6" de diámetro de la Calle Jacarandas en la Col. Camelinas.	ENTREGO IMTA PROY. EJEC. A CEAC EN JULIO 2017
10	2016		Suministro de 2,000 válvulas antifraude (usuarios morosos)	ACCIÓN CONCLUIDA (FGRA/IMTA) / INST. PMSAP
11	2016		Diagnóstico del área comercial de PMSAP	ACCIÓN CONCLUIDA (FGRA/IMTA)
12	2016		Limpieza y deshierbe de 3 tramos del río Guan, como de sus laderas (2.1 km)	ACCIÓN CONCLUIDA (FGRA/IMTA)
13	2017		Cambio de la línea de conducción del pozo Huecorio al tanque Redondo	ENTREGADO POR IMTA PROY. EJEC. A PMSAP
14	2017		Suministro de 1,200 micro-medidores domiciliarios	ENTREGADO POR IMTA/FGRA A PMSAP
15	2017		Rehabilitación de Tanque de almacenamiento Los Reyes de aprox. 1600 m ³	CONAGUA/CEAC/MUNICIPIO PMSAP EJECUTO REC. PROP.
16	2017		Rehabilitación de Tanque de almacenamiento El Calvario grande de aprox. 150 m ³	CONAGUA/CEAC/MUNICIPIO PENDIENTE
17	2017		Rehabilitación de Tanque de almacenamiento Los Nogales de aprox. 50 m ³	CONAGUA/CEAC/MUNICIPIO PENDIENTE
18	2017		Rehabilitación de Tanque de almacenamiento Linda vista de aprox. 60 m ³	CONAGUA/CEAC/MUNICIPIO PENDIENTE
19	2017		Rehabilitación de Tanque de almacenamiento La Loma de aprox. 130 m ³	CONAGUA/CEAC/MUNICIPIO PENDIENTE
20	2017		Rehabilitación de drenaje Plaza Vasco de Quiroga	EJECUTA MUNICIPIO DE PÁTZCUARO
21 y 22	2017		Proyecto ejecutivo de agua potable de Janitzio / Ejecución del proyecto	COMPROMISO CEAC, AMBOS PENDIENTES

23 y 24	2017		Proyecto integral de saneamiento para la zona oriente (Pátzcuaro oriente, Manzanillal, Tzurumutaro y las Trojes / Ejecución del proyecto	COMPROMISO CEAC, AMBOS PENDIENTES
25	2014	Quiroga	Suministro de 1,600 válvulas antifraude (usuarios morosos)	ACCIÓN CONCLUIDA (FGRA/IMTA) / INST. OOAPASQ
26	2015		Línea de conducción de 8" de PVC del manantial Las Palmas	ENTREGO IMTA PROY. EJEC. A OOAPASQ / VALIDA CEAC
27	2015		Rehabilitación del Pozo No. 1	ELABORO IMTA PROY. EJEC. VALIDADO POR CEAC
28	2015		Rehabilitación del Pozo No. 2	ELABORO IMTA PROY. EJEC. VALIDADO POR CEAC
29	2015		Rehabilitación del Pozo No. 3	ELABORO IMTA PROY. EJEC. VALIDADO POR CEAC
30	2016		Suministro de 600 válvulas antifraude (usuarios morosos)	ACCIÓN CONCLUIDA (FGRA/IMTA) / INST. OOAPASQ
31	2016		Diagnóstico del área comercial del OOAPASQ	ACCIÓN CONCLUIDA (FGRA/IMTA)
32	2017		Rehabilitación del pozo #4 (IMTA/MUNICIPIO)	FGRA/IMTA DIAGNÓSTICO (CONCLUIDO) MPIO EQUIPAMIENTO (PENDIENTE)
33	2017		Suministro Cámara de video-inspección para tuberías de drenaje	ENTREGADO POR IMTA/FGRA A OOAPASQ
34	2017		Suministro Localizador de tuberías y cables	ENTREGADO POR IMTA/FGRA A OOAPASQ
35	2017		Suministro Cortadora de concreto/pavimento	ENTREGADO POR IMTA/FGRA A OOAPASQ
36	2017		Suministro Martillo demoledor	ENTREGADO POR IMTA/FGRA A OOAPASQ
37	2017		Rehabilitación de Tanque de almacenamiento ICATMI de aprox. 330 m ³	CONAGUA/CEAC/MUNICIPIO OOAPASQ EJECUTO REC. PROP.
38	2017		Rehabilitación de Tanque de almacenamiento Calvario viejo de aprox. 320 m ³	CONAGUA/CEAC/MUNICIPIO PENDIENTE
39	2017		Rehabilitación de Tanque de almacenamiento Antenas de aprox. 290 m ³	CONAGUA/CEAC/MUNICIPIO PENDIENTE
40	2017		Rehabilitación de Tanque de almacenamiento Calvario Nuevo de aprox. 280 m ³	CONAGUA/CEAC/MUNICIPIO PENDIENTE
41	2017		Rehabilitación de Tanque de almacenamiento Unidad Deportiva de aprox. 250 m ³	CONAGUA/CEAC/MUNICIPIO PENDIENTE
42	2014	Tzintzuntzan	Suministro de 1,000 válvulas antifraude (usuarios morosos)	ACCIÓN CONCLUIDA (FGRA/IMTA) / OOAPAS
43	2015		Rehabilitación del Pozo profundo del Mezquite	ELABORO IMTA PROY. EJEC. VALIDADO POR CEAC
44	2015		Rehabilitación de línea de distribución de agua potable de la Av. Lázaro Cárdenas.	ELABORO IMTA PROY. EJEC. CANCELADO MPIO
45	2015		Ampliación de línea de drenaje de la calle Aristeo Mercado.	
46	2015		Ampliación de la línea de distribución de agua potable y drenaje de la calle Hospital.	
47	2015		Rehabilitación de la línea de distribución de agua potable y drenaje de la calle Mezquite.	
48	2015		Rehabilitación de la línea de distribución de agua potable y drenaje de la calle Zaragoza.	ELABORO IMTA PROY. EJEC. CANCELADO MPIO {RETOMA IMTA Y EJECUTA PROYECTO TAMBIEN APOYA EN OTRA OBRA DE LA AV. LÁZARO CÁRDENAS}
49	2015		Ampliación de la línea de distribución de agua potable y drenaje de la calle del Miedo.	
50	2016		Suministro de 300 válvulas antifraude (usuarios morosos)	ACCIÓN CONCLUIDA (FGRA/IMTA) / INST. OOAPAS
51	2016		Diagnóstico del área comercial del OOAPAS	ACCIÓN CONCLUIDA (FGRA/IMTA)
52	2017		Suministro Cortadora de concreto/pavimento	ENTREGADO POR IMTA/FGRA A OOAPAS
53	2017		Suministro Martillo demoledor	ENTREGADO POR IMTA/FGRA A OOAPAS
54	2017		Suministro Compactadora (apisonador/bailarina)	ENTREGADO POR IMTA/FGRA A OOAPAS
55	2017		Rehabilitación de Tanque de almacenamiento/distribución mampostería (VITROACERO)	CONAGUA/CEAC/MUNICIPIO OOAPAS EJECUTO REC. PROP.

56 y 57	2017		Elaboración del proyecto integral del saneamiento para las localidades del Tigre, Puerto del tigre, Sanambo, del municipio de Tzintzuntzan y Quiroga respectivamente.	CONAGUA/CEAC/MUNICIPIO PENDIENTES
58	2014	Erongarícuaro	Rehabilitación de Tanque superficial de mampostería de aprox. 280 m ³	ACCIÓN CONCLUIDA (FGRA/IMTA)
59	2015		Rehabilitación del Pozo profundo el Toril	ELABORO IMTA PROY. EJEC. VALIDADO POR CEAC
60	2015		Rehabilitación de drenaje Km 1 Carretera Erongarícuaro-Pátzcuaro	EJECUTADO CEAC Y MUNICIPIO
61	2015		Rehabilitación de drenaje Fracc. San Antonio y Fracc. Ma. Luisa Martínez	EJECUTADO CEAC Y MUNICIPIO
62	2016		Suministro de 300 válvulas antifraude (usuarios morosos)	ACCIÓN CONCLUIDA (FGRA/IMTA) / INST. CAPAME
63	2016		Diagnóstico del área comercial del OOAPAS	ACCIÓN CONCLUIDA (FGRA/IMTA)
64	2016		Desazolve de drenaje con Camión Váctor en varios puntos críticos de la Cabecera Municipal	ACCIÓN CONCLUIDA (FGRA/IMTA)
65	2017		Rehabilitación del pozo El Llano (IMTA/MUNICIPIO)	FGRA/IMTA_DIAGNÓSTICO (CONCLUIDO) MPIO_EQUIPAMIENTO (PENDIENTE)
66	2017		Suministro Cortadora de concreto/pavimento	ENTREGADO POR IMTA/FGRA A CAPAME
67	2017		Suministro Martillo demoledor	ENTREGADO POR IMTA/FGRA A CAPAME
68	2017		Suministro Roscadora Portátil (tarraja eléctrica para tubos)	ENTREGADO POR IMTA/FGRA A CAPAME
69	2017		Suministro Compresor de 2.5 HP	ENTREGADO POR IMTA/FGRA A CAPAME
70	2017		Rehabilitación de Tanque de almacenamiento/distribución mampostería de aproximadamente 100 m ³	CONAGUA/CEAC/MUNICIPIO PENDIENTE

3. RESULTADOS

La Tabla 5 anterior lista 70 acciones a las cuales el IMTA/FGRA dieron seguimiento en esta cuarta etapa (2014-2017), muchas de éstas acciones atendiendo a una problemática puntual identificada y con la finalidad de mejorar la eficiencia física y comercial de los 4 OOAPAS ribereños, con ello contribuir en mejorar los servicios de agua potable, drenaje y saneamiento que se ofrecen a los usuarios de los Municipios ribereños y sobre todo hacer públicos (ver Figura 2) los resultados de manera continua a la propia población para hacer conciencia del deterioro de la Cuenca del Lago de Pátzcuaro y la importancia del cuidado de los recursos naturales con que se dispone.

Los resultados se tienen documentados por año, así en los dos primeros años (2014-2015) IMTA/FGRA identificó de manera conjunta con cada uno de los OOAPAS ribereños la problemática a atender referente a los servicios de agua potable, alcantarillado y saneamiento, mismos que se jerarquizaron y se atendieron (ejecución de acciones, suministro de material hidráulico estratégico y elaboración de proyectos ejecutivos, ver Tabla 5 proyectos correspondientes al 2014 y 2015). En los dos siguientes años (2016-2017) IMTA/FGRA involucraron la participación de los 3 niveles de Gobierno y otras instancias al Programa con participación activa de los mismos, el instrumento legal un Convenio de Colaboración al Programa para la Recuperación Ambiental de la Cuenca del Lago de Pátzcuaro.



Figura 2. Divulgación de los trabajos realizados en la Cuenca.

Cabe mencionar que 2 de los 4 OOAPAS ribereños fueron reconocidos en la Edición 2017 con el galardón “Reconocimiento Gonzalo Río Arronte a las mejores prácticas en cobro-pago del agua”, premio donde se reconoce tres categorías: 1) mejores resultados, 2) mayores incrementos y 3) cuentan con un sistema de información confiable. El Comité de Agua Potable, Alcantarillado del Municipio de Erongarícuaro (CAPAME) y el Organismo Operador de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento de Quiroga (OOAPASQ) fueron reconocidos en la segunda categoría por Mejor incremento (periodo 2013-2015) correspondiente a eficiencia global. El primero pasó de 48% en el 2013 a 52% en el 2015 y el segundo de 39% al 51%, en el mismo periodo. Los incentivos económicos contribuyen a la mejora de la infraestructura, procesos administrativos y operativos de los OOAPAS.

4. CONCLUSIONES

El objetivo del presente trabajo se alcanzó con creces, y queda demostrado nuevamente que el trabajo colectivo (IMTA/FGRA/SEMARNACC/CONAGUA/CEAC/Municipios/) divide las tareas y multiplica el éxito, en el mediano plazo (2015-2017) se concretarán la mayoría de los proyectos ejecutivos en obra (pari-passu, entre los tres niveles de gobierno), a la conclusión de esta etapa se cuenta con el equipo y herramienta de apoyo para facilitar las tareas de mantenimiento de infraestructura hidráulica, se tiene identificado y presupuestado la cartera de acciones para impulsar la eficiencia comercial como resultado del diagnóstico del área comercial en los 4 OOAPAS, todo

ello con el objetivo de llevar a la sustentabilidad a los 4 organismos ribereños a fin de recuperar el emblemático Lago de Pátzcuaro, Michoacán, restableciendo el equilibrio entre ambiente y sociedad. El alcance del Programa para la Recuperación Ambiental de la Cuenca del Lago de Pátzcuaro es regional, aunque su trascendencia ya empieza a ser nacional y la divulgación de la experiencia como un caso exitoso se espera, en breve, ser compartida internacionalmente.

AGRADECIMIENTOS

La Fundación Gonzalo Río Arronte y el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua quienes a través del “Programa para la Recuperación Ambiental de la Cuenca del Lago de Pátzcuaro” en sus cuatro etapas (2003-2017) acuerdan financiar y realizar el proyecto en beneficio de los 4 OOAPAS ribereños del Lago de Pátzcuaro. Así mismo a los organismos operadores ribereños de Pátzcuaro, Quiroga, Erongarícuaro y Tzintzuntzan por su interés en las acciones y proyectos en común acuerdo para beneficio de la población y del cuidado del emblemático Lago de Pátzcuaro, Michoacán, México.

REFERENCIAS

- [1] Cámara de Diputados. (27 de Enero de 2016). “Cámara de Diputados”. Recuperado en Mayo de 2019, de Honorable Congreso de la Unión: <http://www.diputados.gob.mx/LeyesBiblio/htm/1.htm>.
- [2] FGRA (2017) “Programa para la Recuperación Ambiental de la Cuenca del Lago de Pátzcuaro”, consultado en mayo de 2019 en: <http://recupera-patzcuaro.mx/index.php/cuenca/ubicacion-geografica>.
- [3] CONAPO (2018) “Proyecciones de la Población de México y de las Entidades Federativas, 2016-2050 y Conciliación Demográfica de México, 1950 -2015”, consultado en mayo de 2019 en: <https://www.gob.mx/conapo/acciones-y-programas/conciliacion-demografica-de-mexico-1950-2015-y-proyecciones-de-la-poblacion-de-mexico-y-de-las-entidades-federativas-2016-2050>.
- [4] INEGI (2010) “Censo de Población y Vivienda 2010”, consultado en mayo de 2019 en: <https://www.inegi.org.mx/programas/ccpv/2010/default.html>.
- [5] IMTA (2017). “Acciones de eficiencia de los OOAPAS ribereños”. Programa para la Recuperación Ambiental de la Cuenca del Lago de Pátzcuaro (etapa IV 2014-2017). Informe final (2017), Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México.

APLICACIÓN DEL SSD AQUATOOL AL SISTEMA DE RECURSOS HÍDRICOS DE LA CUENCA DEL RÍO TEPALCATEPEC

Iván González Arreguín¹, María del Mar Navarro Farfán², Sonia Tatiana Sánchez Quispe³,
Julio César Orantes Ávalos⁴

1. INTRODUCCIÓN

La cuenca del Río Tepalcatepec RH18J se encuentra ubicada en la zona Pacífico Centro de México entre los estados de Jalisco y Michoacán, con una superficie de 11,668 km², pertenece a la Región Hidrológica RH18 del Balsas, tiene como corriente principal el Río Tepalcatepec, con una longitud de 241 kilómetros, cuenta con 4 presas de almacenamiento. La población que alberga esta cuenca es de 500 000 habitantes concentrándose la mayor parte en la cuenca media y baja, con una demanda urbana aproximada de 28 hm³, cuenta también con una superficie de riego de 120 000 hectáreas, con un requerimiento de agua anual de 530 hm³. La precipitación media anual de la cuenca es de 864 mm, considerándose un clima semiárido.

2. METODOLOGIA

La metodología consiste en el tratamiento de información tanto hidrológica como meteorológica, realizar una la modelación por medio de la herramienta generalizada del SSD AQUATOOL [1] ampliamente usado en cuencas de España y otros países [2], primeramente del modelo superficial lluvia escorrentía de Témez, con el software EVALHID , posteriormente realizar el modelo subterráneo de los 5 acuíferos presentes en la cuenca (Valle de Juárez, Quitupan, Cotija, Colomos y Apatzingán) con el software AQUIVAL, para dar de entrada al modelo de gestión Hídrica. Para la realización del modelo de gestión, se usa SIMGES consiste en introducir el modelo superficial y subterráneo, establecer tomas y demandas de los elementos presentes en la cuenca (presas, demandas, etc.).

3. RESULTADOS Y CONCLUSIONES

En la modelación del sistema superficial, obteniendo muy buenos resultados en la calibración (*i.e.* $r > 0.8$) del periodo 1964-1977 y la validación en el periodo 1995-1999, además de observar buenas tendencias en el resto de años que no se tienen datos observados, en la cuenca alta se cuentan con altos valores de infiltración (de 400 a 800 mm) y humedad (de 300 a 600 mm) debido a la presencia de bosques y bajos valores de coeficiente “c” y “ α ” (entre 0.1 y 0.3) debido a la ausencia de conexión de los ríos de pendiente alta con el acuífero y en la baja baja se tiene lo contrario, valores de infiltración y humedad bajos (100 y 300 mm) debido a la alta actividad agrícola que se tienen en la zona y “c” y

¹ Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Avenida Francisco J. Múgica s/n, Ciudad Universitaria, C. P. 58030 Morelia, Michoacán, México. Email: ivan.g.92.a@hotmail.com

² Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Email: mar.farfán@hotmail.com

³ Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Email: mar.farfán@hotmail.com

⁴ Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. Email: julio.orantes@gmail.com

“ α ” (0.8 y 1) bajos debido a la conexión río acuífero existente en el último tramo del río y su conexión con el acuífero Apatzingán.

Respecto a la parte subterránea, los acuíferos de la cuenca alta (Valle de Juárez, Quitupan, Cotija y Colomos) se han modelado como unicelulares, usando los resultados de la modelación superficial tomando en cuenta únicamente el balance de agua realizado por el modelo de Témez. El acuífero Apatzingán debido a la gran cantidad de acciones presentes (bombeos, conexión río acuífero) se modeló como autovalores (Sahuquillo, 1983), calibrando únicamente con el flujo base, haciendo coincidir el flujo base de la época de estiaje (escurrimiento directo de 30 m³/s) .

A partir de la modelación hidrológica y del modelo subterráneo, así como con el conocimiento de los usos, demandas y diversas estructuras presentes en la cuenca, se pudo generar el modelo de gestión hídrica pudiendo obtener el funcionamiento de la cuenca, aplicable a estudios referentes a sequías [3], economía del agua[4], manejo y gestión de cuencas [5], etc.

Cabe mencionar que la obtención y manejo de datos en México tiene cierto grado de dificultad debido a que la obtención histórica de estos no ha sido eficiente por parte de los organismos correspondientes, pese a esto los resultados obtenidos se pueden considerar buenos.

REFERENCIAS

- [1] Andreu, J., Capilla, J. and Sanchís, E. (1996) ‘AQUATOOL, a generalized decision-support system for water-resources planning and operational management’, *Journal of Hydrology*, 177(3–4), pp. 269–291. doi: 10.1016/0022-1694(95)02963-X.
- [2] Haro, D. et al. (2014) ‘Methodology for drought risk assessment in within-year regulated reservoir systems. Application to the Orbigo River system (Spain)’, *Water Resources Management*. Springer Netherlands, 28(11), pp. 3801–3814. doi: 10.1007/s11269-014-0710-3.
- [3] Haro, D. et al. (2014) ‘Optimal Management of the Jucar River and Turia River Basins under Uncertain Drought Conditions’, *Procedia Engineering*. Elsevier, 89, pp. 1260–1267. doi: 10.1016/J.PROENG.2014.11.432.
- [4] Pedro-Monzonís, M. et al. (2015) ‘Key issues for determining the exploitable water resources in a Mediterranean river basin’, *Science of The Total Environment*. Elsevier, 503–504, pp. 319–328. doi: 10.1016/J.SCITOTENV.2014.07.042.
- [5] Pedro-Monzonís, M. et al. (2016) ‘The use of AQUATOOL DSS applied to the System of Environmental-Economic Accounting for Water (SEEAW)’, *Journal of Hydrology*. Elsevier, 533, pp. 1–14. doi: 10.1016/j.jhydrol.2015.11.034.

OTIMIZAÇÃO OPERACIONAL INTEGRADA NA GESTÃO DA ÁGUA DE CONSUMO DA COSTA BRAVA - ESPANHA

Maria Ramírez¹, Alex Vicente², Natalia Torres³, Jorge Tavares⁴, Sofia Cesar⁵, Francisco Castro⁶

RESUMO

O grande objetivo deste projeto passou pela implementação de um modelo de gestão com capacidade para garantir um desempenho global e uma responsabilidade partilhada, o que apenas é conseguido através de uma perfeita coordenação entre equipas e com uma plataforma colaborativa capaz de realizar o intercâmbio de conhecimento e de responsabilidade de uma forma descentralizada e em tempo real. Os resultados obtidos permitem constatar uma fácil adaptação da equipa operacional ao uso do software, sendo esta a única ferramenta utilizada no dia-a-dia da entidade. A implementação foi realizada em menos de um ano, e a equipa local funciona de forma totalmente autónoma na parametrização do sistema, fazendo as melhorias necessárias de forma contínua. Os ganhos em produtividade e eficiência são evidentes, bem como a demonstração da garantia da qualidade e da gestão do risco que foi alcançada de uma forma integrada.

Palavras-Chave

Abastecimento, Plataforma colaborativa, Gestão do conhecimento, Agregação de dados

1. INTRODUÇÃO

O sistema de abastecimento de água do Consórcio da Costa Brava (ABASTEM) é responsável pela garantia da qualidade e disponibilidade de água a 28 municípios, repartidos em mais de 200 km de costa na Catalunha, Espanha. Trata-se uma infraestrutura vital para esta região de grande atividade turística, com uma produção de 18 000 000 m³/ano, e que apresenta uma sazonalidade no consumo que pode chegar, em alturas de pico, a 110 000 m³/dia. O sistema de abastecimento é formado por três centros operacionais, com uma gestão coordenada de captações, estações de tratamento e sistema de distribuição em alta.

O aumento de municípios abastecidos e a necessidade de controlo técnico e económico do serviço, levaram à procura de soluções no mercado que apoiassem a sua gestão operacional. NAVIA™ (www.navia.pt) foi a ferramenta escolhida, unindo, desde o início de 2016, uma equipa

¹ ABASTEM, S.A., Plaça de Josep Pla i Casadevall, 4, 17001 Girona – Espanha. mramirez@abastem.cat

² ABASTEM, S.A., Plaça de Josep Pla i Casadevall, 4, 17001 Girona – Espanha. avicente@abastem.cat

³ NAVIA Smart Utilities, SL, Gran Vía Carlos III, 98, planta 10, 08028 Barcelona – Espanha. ntorres@naviasolutions.com

⁴ NAVIA/A2O – Água, Ambiente e Organização, Lda., Av. D. Afonso Henriques, 1122, sala L, 4450-011 Matosinhos – Portugal. jtavares@naviasolutions.com

⁵ NAVIA/A2O – Água, Ambiente e Organização, Lda., Av. D. Afonso Henriques, 1122, sala L, 4450-011 Matosinhos – Portugal. sofia@naviasolutions.com

⁶ NAVIA/A2O – Água, Ambiente e Organização, Lda., Av. D. Afonso Henriques, 1122, sala L, 4450-011 Matosinhos – Portugal. fcastro@naviasolutions.com

geograficamente dispersa, suportando toda a atividade de operação e manutenção e dotando a gestão com ferramentas baseadas no conhecimento, que garantem eficiência e qualidade.

A solução foi montada de forma a dar resposta a alguns objetivos específicos, nomeadamente: ligar o sistema inteiro em tempo real; implementar uma solução de mobilidade prática e amigável; adquirir e disponibilizar todo o conhecimento da empresa; gerir alarmes e ocorrências; produzir indicadores e relatórios, assim como *dashboards*.

Os resultados obtidos desde o início da implementação são excelentes. A equipa operacional adaptou-se muito bem ao uso do *software*, sendo esta a única ferramenta utilizada no dia-a-dia da ABASTEM. A implementação foi realizada em menos de um ano, e a equipa que gere as instalações do Consórcio da Costa Brava, funciona de forma totalmente autónoma na parametrização do sistema, fazendo as melhorias necessárias de forma contínua. Os ganhos em produtividade e eficiência são evidentes, propondo-se nesta comunicação a sua apresentação, bem como a demonstração da garantia da qualidade e da gestão do risco que foi alcançada de uma forma integrada.

2. IMPLEMENTAÇÃO E GRANDES NÚMEROS DO NAVIA NA ABASTEM

A implementação começou em 2015, dando-se por finalizada no espaço de um ano. Atualmente a ABASTEM realiza a gestão de toda a sua atividade diária através da plataforma tecnológica. O sistema da ABASTEM está dividido em três infraestruturas, com um total de 29 utilizadores, distribuídos por 18 equipas de trabalho.

A abrangência e dispersão geográfica associada aos três centros operacionais em que se organiza a ABASTEM, representou um dos principais desafios que a equipa envolvida no projeto teve pela frente. O objetivo primordial era a uniformização de processos, havendo três componentes distintos num único sistema e uma única gestão. Para tal, a gestão necessitava de uma coordenação entre as três equipas, que permitisse o acesso e a partilha de informação em tempo real.

O facto de se tratar da implementação de uma plataforma totalmente parametrizada para o cliente, implica um trabalho prévio de especificação e posteriormente de parametrização na plataforma, sendo este um trabalho conjunto entre fornecedor da solução tecnológica e cliente.

A substituição do software de manutenção que a empresa utilizava anteriormente foi um marco importante, dando resposta a um dos grandes objetivos desta implementação, tendo realizado a importação de todo o histórico que este continha na sua base de dados.

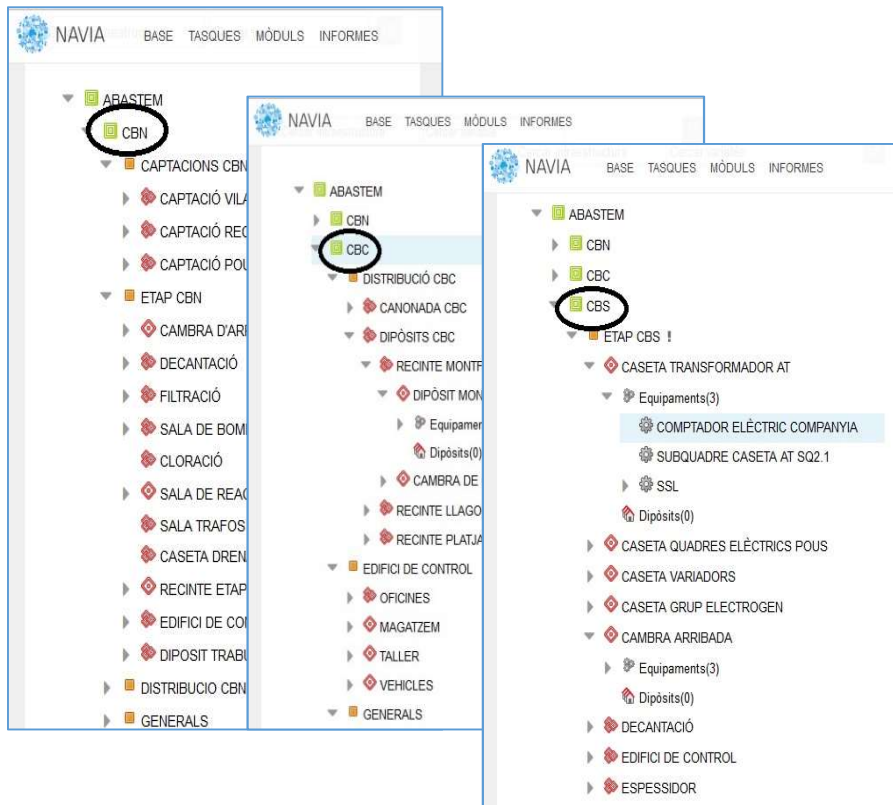


Figura 1. Àrvore de infraestruturas da ABASTEM

NOM	NOMBRE DE USUARIO
Administrador	administrador
Alba Torra	atorra
Alex Vicente	avicente
David Rodriguez Relucio	drodrigu
Esther Soler	esoler
Francesc Gálvez	fgalvez
Francesc Romero	fromero
Francesc Torres	ftorres
Joan Muñoz	jmunoz
Jordi Serrano	jserrano
Jorge Déjer	jdejer
Josep Linillos	jlinillos
Juan de la Fuente	juente
Juan Rodríguez	jrodrigu
Julià Lleixà	jlleixa
Maria Ramirez	mr Ramirez

Figura 2. Utilizadores e equipas de trabalho da ABASTEM

3. ANÁLISE QUANTITATIVA

Os dados mais relevantes sobre a implementação da plataforma na ABASTEM são:

- A data do primeiro registo realizado é 2016-03-16;
- O número total de utilizadores que utiliza a plataforma na ABASTEM é 29, cada um deles com as suas próprias permissões e *widgets*;
- Além dos utilizadores web, as equipas operacionais da ABASTEM contam com aplicações de mobilidade, podendo assim fazer os seus registos do terreno através de tablets ou *smartphones*. Isto significa poupança de tempo na execução das tarefas pelos operadores, reduzindo, desta forma, o custo por pessoa e deslocamento;
- O número total de variáveis utilizadas na ABASTEM é 1 709. Os dados registados nessas variáveis podem ter diferentes fontes de origem. Algumas dessas variáveis são calculadas a partir dos dados registados nas restantes variáveis;
- O número de variáveis link, que são todas aquelas provenientes da telegestão (SCADA), são atualmente 177, estando acessíveis para fazer consultas e cálculos com os dados provenientes das mesmas;
- No caso da ABASTEM, o número de variáveis resultantes de controlo analítico é de 144 e todos os resultados são registados na plataforma de gestão operacional;
- O número de amostras recolhidas para controlo de qualidade é de 2 008, a partir das quais foram efetuados 20 402 registos na plataforma;
- O número total de tarefas registadas até ao momento é 28 916. Se considerarmos que essas tarefas correspondiam, cada uma, a uma folha de papel, podemos dizer que, durante esse período, em ABASTEM houve uma poupança de papel equivalentes a essa quantidade;
- Em termos de produção de dados para análise, o facto de possuir toda a informação centralizada num único software, permite a elaboração de indicadores analíticos e de gestão. Neste momento, a ABASTEM tem cerca de 40 indicadores criados na plataforma, referentes às várias infraestruturas existentes. Destacam-se alguns indicadores de controlo de consumo de energia, bem como custos, consumos de reagentes, controlo analítico, volumes de água abastecidos e faturados, e ainda análises à componente operacional, trabalhos executados por tipologia, área, etc.
- Por último, o número total de registos realizados, até ao momento, é 1 789 355.

4. ANÁLISE QUALITATIVA

Os aspetos geridos pela plataforma informática na ABASTEM são:

- Gestão integral de todas as atividades de operação. Todas as tarefas relacionadas com a operação são geridas através das rotinas que eles próprios parametrizaram e planearam. Na Figura 3, pode-se ver um exemplo de parametrização de uma dessas tarefas.
- Na ABASTEM realiza-se tanto a manutenção preventiva, através de tarefas planeadas, como a corretiva, através de intervenções (ordens de serviço) (Figura 4).
- Todo o plano analítico dos dois laboratórios da ABASTEM é gerido e registado na plataforma. Através de Planos de Controlo Analítico, é realizado um cronograma de amostragem, bem como das diferentes variáveis que se registam no campo e no laboratório. Desta forma, são emitidos os boletins de laboratório destinados à entidade reguladora catalã (Figura 5).
- Suporte do sistema de controlo de qualidade (Figura 6).
- Realização da agregação e da integração de dados com outros software (SCADA, SIG - Figura 7)

- Processamento da gestão de reagentes. Na ABASTEM o controlo dos reagentes é efetuado neste módulo, para que se conheçam os consumos, se controlem stocks e se saiba quando há necessidade de encomendas.
- Em tempo real toda a equipa está unida e ligada. Todos os utilizadores da empresa acedem em tempo real às informações disponíveis de acordo com as suas permissões.
- Implementa uma solução de mobilidade prática e amigável. Através de tablets e smartphones, os operadores de campo realizam os registos das tarefas de operação e manutenção. Na ABASTEM houve uma grande aceitação e já não se realizam registos em papel.
- Todo o conhecimento oriundo da operação é retido e está disponível para consulta.
- Gestão de alarmes, eventos e ocorrências (Figura 8). Através destes alarmes, podem-se estabelecer diferentes níveis dependendo das variáveis, de modo a que a pessoa responsável seja notificada em cada caso. Da mesma forma, podem-se parametrizar eventos e ocorrências para diferentes níveis hierárquicos na empresa.
- Gestão de energia e de caudais (Figura 9). Graças à integração com SCADAs, na ABASTEM há um controlo dos consumos de energia e dos caudais em diferentes pontos da instalação. Graças a esses dados, é possível conhecer a eficiência em relação aos caudais de água tratados e aos consumos energéticos realizados.
- Gestão de custos de pessoas, deslocações, materiais e subcontratados. Graças à parametrização realizada na plataforma, a ABASTEM é capaz de conhecer o custo total das suas intervenções.
- Monitorização do sistema de higiene e segurança (Figura 10).

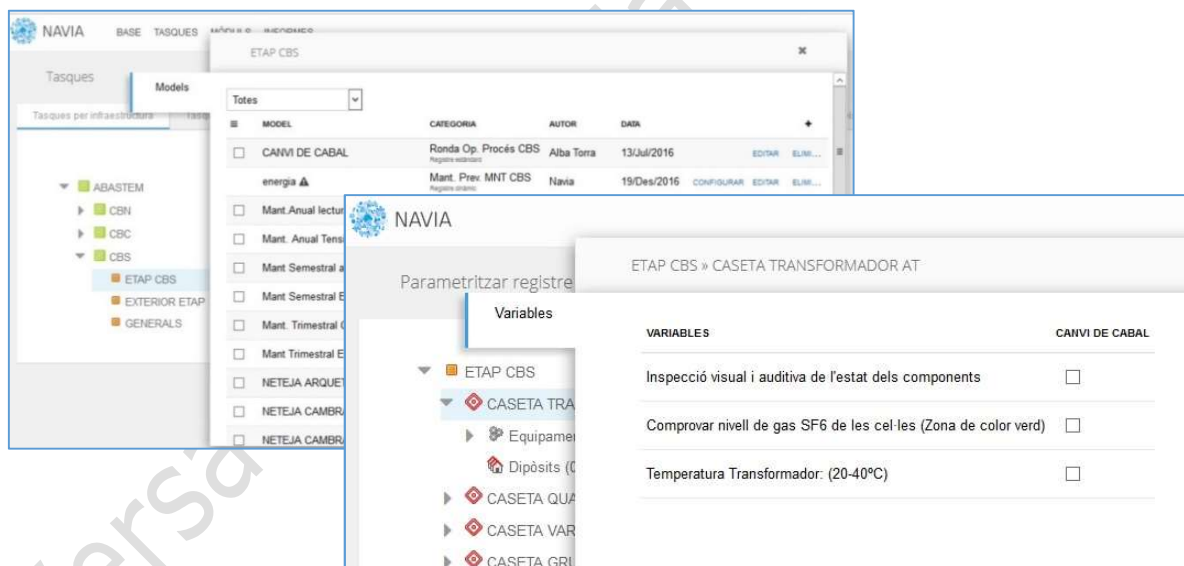


Figura 3. Parametrização de uma tarefa de operação

Alarmas	Notificações	Anuncios	Intervencions	
DATA	NOMBRE	RESPONSABLE	SÍMPTOMA	LLOC
07/Ago 08h00	01_00008	Victor Ibáñez	M-CCB INSTAL·LACIÓ DE VARIADORS A LES BOMBES	ETAP CBS » EDIFICI DE FILTRES » CENTRE CONTROL
22/Jun 08h00	02_00008	Miquel Clot	Màquina parada PERDUA D'OLI DEL REDUCTOR DE	ETAP CBS » DECANTACIÓ » DECANTADOR N°1 » RAS
29/Mai 08h00	05_00002	Victor Ibáñez	Comunicat de Riscos TRASLLAT DEL CABALIMET	ETAP CBS » ESPESSIDOR » ARQUETA ESPESSIDOR
28/Abr 08h00	02_00007	Alex Vicente	Fuita REPARACIÓ DE LES FUITES DEL PASSADIS DE	ETAP CBS » EDIFICI DE FILTRES » FILTRES » PASSADIS
04/Abr 08h00	01_00004	Miquel Clot	Màquina parada CANVI DE RODAMENTS DEL MOTI	ETAP CBS » EDIFICI DE FILTRES » SALA BOMBES » E
30/Gen 00h00	01_00001	Victor Ibáñez	M-CBS INSTAL·LACIÓ ALARMA INUNDACIÓ PASSADIS	ETAP CBS » EDIFICI DE FILTRES » FILTRES » PASSADIS
07/Nov 08h00	01_00001	Victor Ibáñez	M-CCB INSTAL·LACIÓ VARIADOR BOMBA 33	ETAP CBS » EDIFICI DE FILTRES » CENTRE CONTROL

Figura 4. Agenda de intervenções de manutenção corretiva

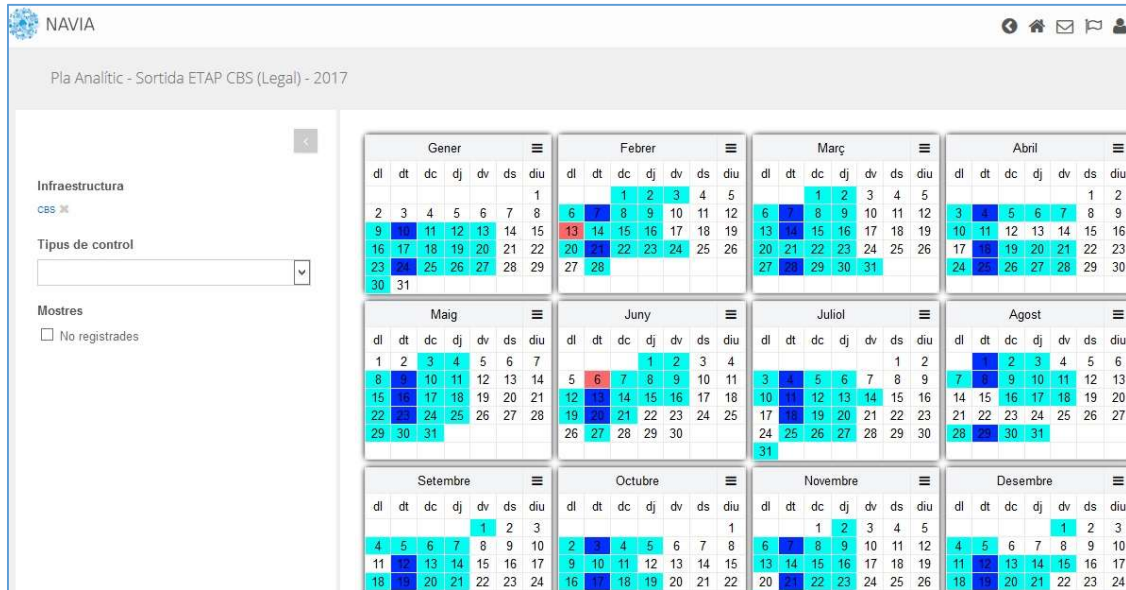


Figura 5. Exemplo de Plano Analítico na ABASTEM

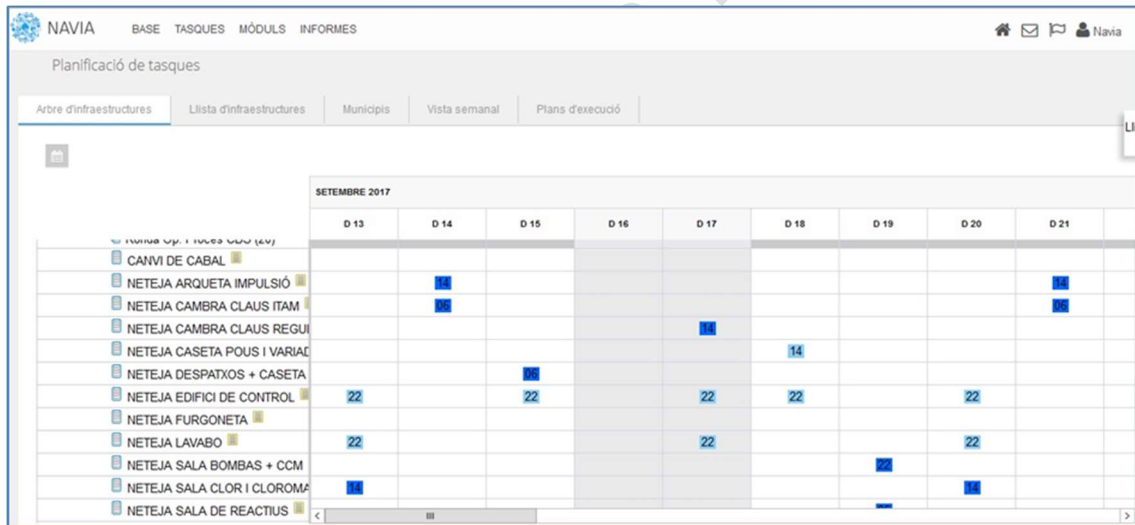


Figura 6. Exemplo de planificação de tarefas na ABASTEM

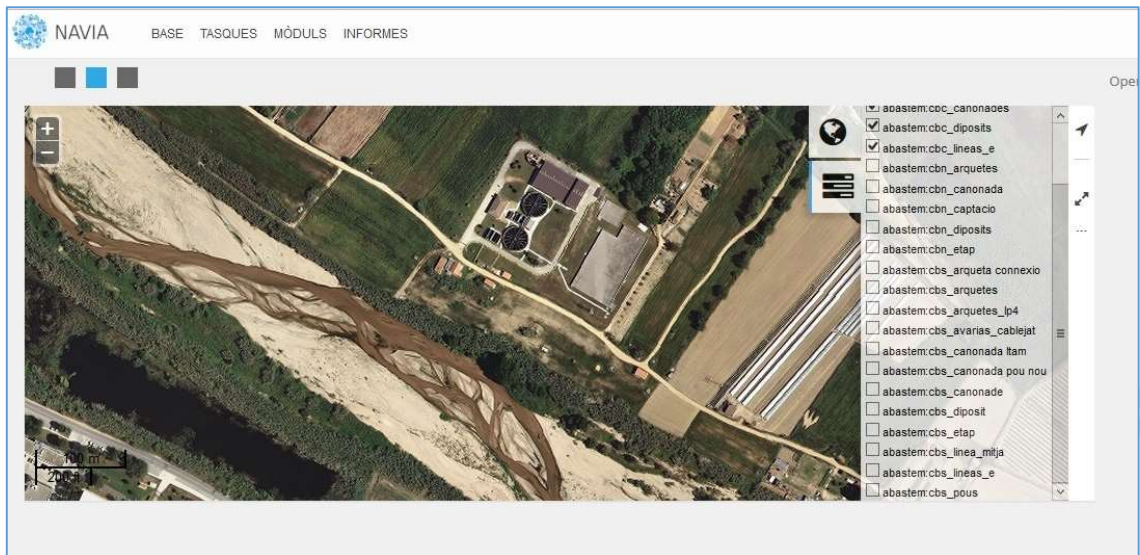


Figura 7. Visualização do SIG da ABASTEM “embebido” na plataforma

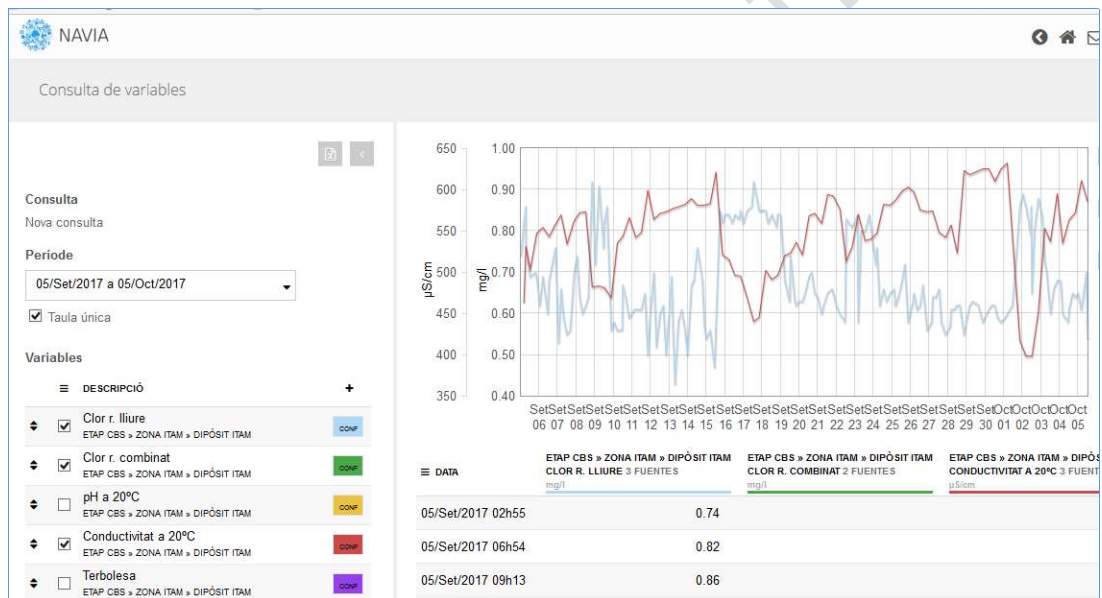


Figura 8. Exemplo de consulta de variáveis

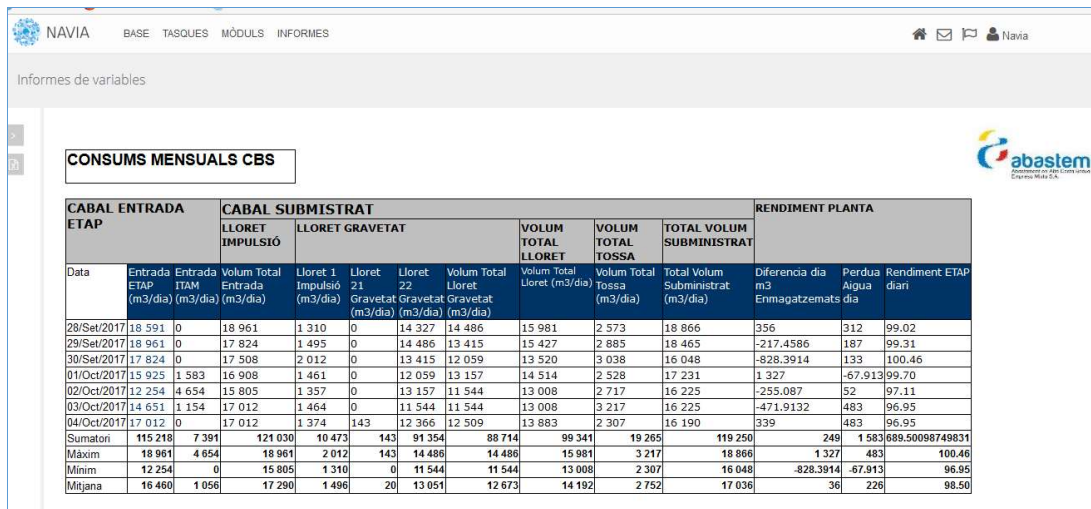


Figura 9. Exemplo de relatório na plataforma NAVIA

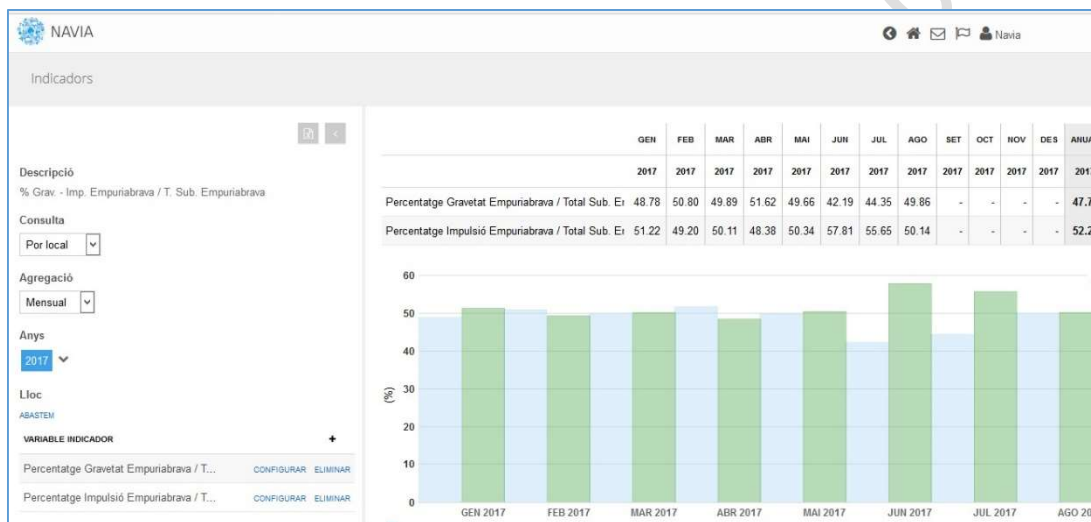


Figura 10. Exemplo de indicador na ABASTEM

É disponibilizada uma solução de painéis de controlo parametrizáveis que convertem dados em conhecimento disponível. Cada usuário da ABASTEM possui o seu próprio painel de trabalho, que está configurado de acordo com suas necessidades.

5. CONCLUSÕES

Em conclusão, a implementação da plataforma de gestão operacional NAVIA na ABASTEM foi bem-sucedida, permitindo um controlo mais eficiente do ponto de vista da qualidade e facilitando a otimização da operação da instalação. A empresa deixou de trabalhar em papel, para realizar todos os registos através da referida plataforma, obtendo toda a informação das suas três infraestruturas e a gestão de seus equipamentos numa única plataforma.

A implementação de uma plataforma baseada no conhecimento efetivo, permitiu à ABASTEM dar um salto qualitativo em toda a atividade operacional e de gestão da empresa, passando a existir informação tratada e concreta em vez de apenas dados dispersos. A maior fiabilidade, o aumento da capacidade de resposta, a capacidade de fundamentar decisões, aliados ao conhecimento em tempo real de todas as variáveis do sistema, são valias diretas associadas a esta mudança.

Nas palavras da Diretora Geral da ABASTEM, Maria Ramírez:

“A nossa principal preocupação era conseguir, a nível operacional, total transparência e rastreabilidade. O NAVIA não só oferece isso, como também uma grande melhoria na comunicação e controle das operações. Se é fácil medir, também é fácil saber o que fazer para otimizar.

Para além das muitas qualidades do software, o entusiasmo e o conhecimento da equipa que o desenvolve e implementa é uma grande vantagem, que se manifesta na sua melhoria permanente e na sua adequação à realidade dos sistemas de abastecimento”.

Pelo exposto conclui-se que as vantagens diretas são inúmeras e manifestam-se em economias significativas nos custos operacionais e de trabalho, no controlo de qualidade realizado em tempo real, no apoio à decisão, no *benchmarking* interno e, fundamentalmente, pelo facto de a empresa ser efetivamente a proprietária de um bem extremamente valioso, o conhecimento efetivo das suas infraestruturas, processos e recursos.

Com o NAVIA em plena produção há cerca de 2 anos, pode-se concluir desde já, que o resultado da sua implementação está a ser muito favorável. A administração da empresa considera inclusivamente que a gestão do seu negócio se orienta por um novo paradigma, cujas vantagens evidentes no imediato.

Fruto do trabalho desenvolvido na ABASTEM, esta implementação do NAVIA foi distinguida com o galardão de “**melhor projeto de internacionalização de serviços no setor da água**”, na edição 2018 dos PT Global Water Awards, numa iniciativa levada a cabo pelo jornal Água & Ambiente e pela Parceria Portuguesa para a Água.

Versão Provisória 2019-01-16

DRENAGEM URBANA: DESAFIOS E SOLUÇÕES PARA UMA INFRAESTRUTURA POUCO VISÍVEL

Carlos Augusto Furtado de Oliveira Novaes¹, Oscar de Moraes Cordeiro Netto²

INTRODUÇÃO

Infraestruturas de drenagem de águas pluviais, assim como as de esgotamento de águas residuárias (esgoto) tem como características demandarem altos investimentos, possuem grandes custos afundados (sunk costs), longos prazos de maturação e vida útil, e serem, na maioria das vezes, imperceptíveis aos cidadãos.

Os benefícios coletivos e individuais, não só em termos do desenvolvimento das atividades do dia a dia nas cidades, como de incremento na qualidade ambiental e na saúde pública, nem sempre são percebidos adequadamente pelas pessoas e, portanto, carregam consigo uma questão: quem deve arcar com os recursos necessários à esta “invisível” atividade?

Além do mais: de que forma devem ser esses recursos obtidos? A quem a gestão destes sistemas deve ser confiada? Como e quem fará a avaliação do desempenho desta infraestrutura?

DRENAGEM URBANA

As infraestruturas de drenagem, com a utilização das chamadas técnicas compensatórias, implementadas para compensar os efeitos da urbanização tem produzido a sua maior visibilidade. Esta tendência, incorporada cada vez mais ao urbanismo sustentável das cidades, traz os sistemas de drenagem urbana mais para a superfície do terreno.

A maior percepção de sua utilidade, contribui para que a sociedade compreenda melhor a necessidade de contar com instituições que planejem e cuidem continuamente destas infraestruturas.

A titularidade dos serviços públicos de drenagem urbana e manejo das águas pluviais cabe, no Brasil, constitucionalmente aos municípios, que podem delega-la a outros entes da federação, como os Estados. No entanto, existem situações em que a indefinição da titularidade se soma a inexistência de órgãos específicos, diluindo a responsabilidade e dispersando os esforços no território com reflexos no desempenho dos sistemas de drenagem. As soluções passam pela determinação de a quem cabem as responsabilidades pela gestão e pelo aporte de recursos aos sistemas de drenagem.

Com relação à necessidade de recursos a tabela 1, elaborada pelo PLANSAB – Plano Nacional de Saneamento Básico [1] propicia uma visão ampla da necessidade de investimentos em expansão e reposição e levam em conta não só a melhoria da infraestrutura física como de gestão.

¹ UnB-PTARH, Campus Darcy Ribeiro, Asa Norte, Brasília. cnovaes.augusto@gmail.com

² UnB-PTARH, Campus Darcy Ribeiro, Asa Norte, Brasília. cordeiro@unb.br

Tabela 1 - Necessidade de investimentos em drenagem e manejo das águas pluviais urbanas segundo macrorregiões do Brasil, entre o ano base de 2014 e os anos de 2018, 2023 e 2033. (em milhões de reais de dezembro/2012) natureza dos investimentos. Fonte: PLANSAB. Versão Conselhos Nacionais, 2013 [1].

Tipo de investimento	Expansão				Reposição		TOTAL		
	2014 a 2018	2014 a 2023	2014 a 2033	2014 a 2018	2014 a 2023	2014 a 2033	2014 a 2018	2014 a 2023	2014 a 2033
Norte	932	1.818	2.896	184	353	743	1.117	2.171	3.639
Nordeste	3.074	6.026	9.482	528	1.017	2.130	3.603	7.043	11.612
Sudeste	3.529	6.879	10.677	1.913	3.767	7.580	5.442	1.0646	18.257
Sul	8.466	16.862	25.420	958	1.893	3.800	9.425	18.755	29.220
Centro-Oeste	1.262	2.495	3.790	552	1.094	2.188	1.813	3.589	5.978
TOTAL	17.263	34.080	52.265	4.135	8.124	16.441	21.400	42.204	68.706

Os serviços de drenagem são não excludentes, não rivais e ofertados em regime de monopólio natural [2]. Para que não haja descontrole de preços ou tarifas e nem a perda de qualidade dos serviços, a regulação é requerida. Efetivar agentes reguladores junto aos prestadores dos serviços, inclusive de drenagem, a regulação, por meio de seus instrumentos, incluso a Análise de Impacto Regulatório – AIR, pode abrir o caminho para o melhor desempenho dos sistemas de saneamento.

RESULTADOS E CONCLUSÕES

O serviço de drenagem e manejo de águas pluviais urbanas é o serviço de saneamento básico de menor grau de institucionalização no país o que impacta na (e sofre impacto da) falta de:

- a) entidades públicas especializadas (autarquias, empresas públicas ou mistas) atuando como prestadoras de serviço público;
- b) receita específica decorrente do lançamento de taxa ou da cobrança de tarifa;
- c) atividade reguladora;
- d) adoção de técnicas compensatórias;
- e) orientação por meio de plano diretor setorial integrado ao plano de saneamento básico;
- f) desempenho adequado.

REFERÊNCIAS

- [1] BRASIL. Plano Nacional de Saneamento Básico – PLANSAB. Versão Conselhos Nacionais, 2013.
- [2] Nilo nascimento artigo ABARH, RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos Volume 11 n.2 Abr/Jun 2006, 15-25.

COMPARACIÓN ENTRE DISEÑOS DE RDAPS PRESENTADOS ANTE EL MECANISMO DE VIABILIZACIÓN DE PROYECTOS DE COLOMBIA Y LOS DISEÑOS OPTIMIZADOS DE LAS MISMAS REDES

Jorge Pérez¹, María Mendoza², Juan Saldarriaga³

RESUMEN

El Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio (MVCT) de Colombia es la institución a cargo de la regulación de inversión en proyectos del sector de agua potable y saneamiento básico, a través de la expedición de normativas y de la implementación de un mecanismo estandarizado de evaluación, exclusivo para proyectos de este sector. Este recibe el nombre de Mecanismo de Viabilización de Proyectos y considera aspectos técnicos, financieros, legales y socioeconómicos y determina cuáles proyectos son viables para ejecución con recursos de la nación. Hoy en día, existe gran variedad de metodologías de optimización de diseños de redes de distribución de agua potable (RDAPs), sin embargo, en Colombia no se exige normativamente la implementación de ninguna de estas metodologías. Con el objetivo de estimar el impacto que la aplicación de diseño optimizado tendría en los costos de construcción y resiliencia de RDAPs en Colombia, se compara una muestra de diseños de RDAPs presentados ante el Mecanismo de Viabilización de Proyectos del MVCT con los diseños optimizados de las mismas redes. Para el diseño optimizado se utilizan dos metodologías: OPUS y Algoritmos Genéticos. Se encuentra que aplicando diseño optimizado se aportaría significativamente a la construcción de nuevas RDAPs en Colombia.

Palabras clave

Optimización, Diseño de RDAPs, Mecanismo de Viabilización de Proyectos

1. INTRODUCCIÓN

El desarrollo del sector agua potable y saneamiento básico ha sido prioridad de los planes de desarrollo de los últimos gobiernos de Colombia. Sin embargo, los recursos de inversión son escasos limitando la ejecución de proyectos que tienen como objetivo fortalecer este sector. En muchos casos, las instituciones locales y regionales requieren apoyo financiero del gobierno central para llevar a cabo proyectos que mejoren la provisión de servicios de agua potable y alcantarillado para sus comunidades. Por esta razón, el gobierno central ha regulado la presentación, factibilidad, evaluación y aprobación de proyectos del sector agua y saneamiento básico para optimizar la asignación de recursos nacionales para la inversión en proyectos locales y regionales. El Ministerio de Vivienda,

¹ Centro de investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA), Universidad de Los Andes, Colombia, Carrera 1 Este N° 19A – 40, Bogotá D.C.

² Centro de investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA), Universidad de Los Andes, Colombia, Carrera 1 Este N° 19A – 40, Bogotá D.C.

³ Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Los Andes, Colombia, Carrera 1 Este N° 19A – 40, Bogotá D.C. jsaldarr@uniandes.edu.co

Ciudad y Territorio (MVCT) de Colombia es la institución a cargo de esta regulación a través de la expedición de normativas y de la implementación de un mecanismo estandarizado de evaluación, exclusivo para proyectos de este sector. Este mecanismo considera aspectos técnicos, financieros, legales y socioeconómicos de los proyectos y determina cuál de estos es viable para ejecución con recursos de la nación. Este último recibe el nombre de Mecanismo de Viabilización de Proyectos y se encuentra adscrito al Viceministerio de Agua y Saneamiento Básico.

En particular, la construcción de nuevas Redes de Distribución de Agua Potable (RDAPs) en áreas urbanas y rurales de Colombia ha sido parte de las acciones llevadas a cabo en búsqueda del desarrollo deseado del sector agua potable y saneamiento básico. Tradicionalmente, estas redes han sido diseñadas mediante el método de prueba y error basado en la experiencia del diseñador y en las restricciones establecidas por la normativa del sector. Debido a que este método no implementa criterios formales de optimización económica, las RDAPs en Colombia resultan ser hidráulicamente factibles, pero no garantizan la minimización de los costos asociados con su construcción, operación y mantenimiento. Por lo tanto, la filosofía tradicional de diseño parece no ser efectiva para abordar la problemática asociada con la escasez de recursos de inversión y el gran interés en la construcción de nuevas RDAPs en Colombia.

Hoy en día existe gran variedad de metodologías de optimización de diseño de RDAPs que pueden ser aplicadas con éxito en la solución de este problema. Además, de acuerdo con Saldarriaga [1], gracias a la existencia de las nuevas metodologías de optimización, el problema del diseño optimizado de RDAPs puede considerarse resuelto (siempre y cuando solo se considere la minimización de los costos de construcción como objetivo de diseño). Sin embargo, estas metodologías de optimización no se implementan en el diseño de RDAPs en Colombia. Esta falta de implementación puede atribuirse a que dichas metodologías no han sido exigidas a nivel nacional por el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico [2], ni tampoco a nivel local por reglamentos establecidos por empresas prestadoras del servicio de agua potable en los municipios y regiones del país, cuyos estándares deben ser de igual o mayor rigor que los del reglamento nacional. Ejemplos de estos reglamentos locales son el de las Empresas Públicas de Medellín – EPM [3] y la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá EAAB [4], las cuales son entidades prestadoras del servicio de acueducto en las dos ciudades con mayor población de Colombia.

Considerando lo anterior, el objetivo de esta investigación es cuantificar el impacto que la aplicación del diseño optimizado de RDAPs tendría en los costos y resiliencia de las RDAPs en Colombia. Para esto, se compara una muestra de diseños de RDAPs presentados en el Mecanismo de Viabilización de Proyectos del MVCT con los diseños optimizados de las mismas redes. Los diseños optimizados de las redes se logran a través de dos metodologías: Optimal Power Use Surface (OPUS) [5] y Algoritmos Genéticos [6]. La comparación entre las redes se realiza en términos de costos y resiliencia, teniendo en cuenta factores como: población servida y caudal suministrado. Los costos de las redes se estiman mediante ecuaciones de costos encontradas en la literatura y aplicables a las condiciones de las redes estudiadas. La resiliencia se estima mediante el Índice de Resiliencia de Todini [7].

En este trabajo se presenta una base de datos conformada por una muestra de RDAPs presentadas ante el Mecanismo de Viabilización de Proyectos del MVCT. Se muestran los costos de los diseños de la base de datos y los costos de los diseños optimizados de dichas redes. Se muestra un análisis de la disminución de costos a través del cálculo de la variación porcentual entre los costos de suministro e instalación de tuberías de las redes antes y después del diseño optimizado. De manera análoga, se presenta el resultado del cálculo de la resiliencia de las redes de la base de datos y de los diseños optimizados de dichas redes. Se presenta también un análisis de la variación porcentual de la resiliencia a causa del diseño optimizado. Además, la disminución de los costos y la variación de la

resiliencia se relacionan con la población servida y el caudal suministrado por cada una de las redes analizadas.

2. METODOLOGÍA

La metodología seguida para dar alcance al objetivo de la presente investigación incluye el desarrollo de trabajo de campo y uso de software. En general, esta metodología consiste en: 1) construcción de una base de datos con información hidráulica y topológica de una muestra representativa de los diseños de nuevas RDAPs presentados ante el Mecanismo de Viabilización de Proyectos del MVCT, 2) selección de funciones de costos aplicables a las redes incluidas en la base de datos 3) diseño optimizado de las redes incluidas en la base de datos, 4) estimación de costos y resiliencia de los diseños antes y después de ser optimizados, 5) comparación entre el diseño optimizado y el original según los resultados de costos y resiliencia de las redes incluidas en la base datos.

2.1 CONSTRUCCIÓN DE LA BASE DE DATOS DE RDAPS

En el archivo del MVCT se buscaron proyectos cuyo objetivo fuese la construcción de nuevas RDAPs y que presentaran información referente a la topología e hidráulica de las redes: diámetro, material, longitud, k_s o C de las tuberías; demandas, ubicación de nodos, embalses, tanques, bombas y válvulas. Adicionalmente, se buscaron las memorias de diseño de las redes incluidas en la base de datos con el fin de conocer las restricciones topológicas e hidráulicas bajo las cuáles fueron diseñadas dichas redes. Además, se pretendía también conocer, con la ayuda de las memorias de diseños, si se implementó alguna metodología optimización durante el proceso de diseño de las redes presentadas ante el Mecanismo de Viabilización de Proyectos.

2.2 SELECCIÓN DE FUNCIONES DE COSTO

Realizando una inspección preliminar de las redes incluidas en la base de datos, se determinó que el material en el que todas estaban diseñadas era Polietileno (PE) o Policloruro de Vinilo (PVC). Por esta razón, del trabajo de Marchionni et al. [8] se seleccionaron las ecuaciones (1) y (2) que corresponden a PE y PVC respectivamente y del trabajo de Peinado [9] se seleccionaron las ecuaciones (3), (4), (5) y (6) y se utilizaron de acuerdo con las características particulares que presentaba cada diseño para estimar los costos de suministro e instalación de las tuberías de las redes.

$$C_{HDPE\ PE\ 100/PN\ 10} \left(\frac{\text{€}}{m} \right) = 0.0003D^2 + 0.31D + 21.71 \quad (1)$$

$$D (mm) \in (50, 355); R^2 = 0.78$$

$$C_{PVC} \left(\frac{\text{€}}{m} \right) = 0.00047D^2 - 0.04D + 28.51 \quad (2)$$

$$D (mm) \in (63, 400); R^2 = 0.94$$

$$C_{HDPE\ PE\ 100/PN\ 10} \left(\frac{COP}{m} \right) = 2.323D^2 + 28.109D + 6392 \quad (3)$$

$$D (mm) \in (63, 500); R^2 = 0.99$$

$$C_{PVC\ RDE\ 32.5} \left(\frac{COP}{m} \right) = 0.2464D^2 + 557.26D + 36683 \quad (4)$$

$$D (mm) \in (76.2, 609.6); R^2 = 0.97$$

$$C_{PVC\ RDE\ 26} \left(\frac{COP}{m} \right) = 17.236D^{1.5927} \quad (5)$$

$$D (mm) \in (50.8, 500); R^2 = 0.98$$

$$C_{PVC\ RDE\ 21} \left(\frac{COP}{m} \right) = 1.243D^2 + 442.16D - 25926 \quad (6)$$

$$D\ (mm) \in (76.2, 700); R^2 = 0.97$$

En las anteriores ecuaciones, C_i = costo unitario de suministro e instalación de la tubería i $\left(\frac{COP}{m} \text{ o } \frac{\text{€}}{m} \right)$; D = diámetro nominal de tubería i (mm); R^2 = coeficiente of determinación (-).

2.3 DISEÑO OPTIMIZADO DE RDAPS DE LA BASE DE DATOS

El diseño optimizado de RDAPs ha sido abordado tradicionalmente como un problema de minimización de costos, restringido adicionalmente por limitaciones hidráulicas destinadas a garantizar un nivel aceptable de servicio al usuario [10]. Además, Yates et al. [11] demostraron que el diseño optimizado es un problema NP-duro, por lo cual solo se pueden utilizar métodos aproximados exitosamente para su solución. Por esta razón, se han desarrollado diversas metodologías para dar solución al diseño optimizado de RDAPs, algunas de carácter estocástico y otras determinísticas. Específicamente en este trabajo la optimización de los diseños se realizó con el programa REDES, el cual fue desarrollado por el Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA) de la Universidad de los Andes en Bogotá, Colombia [12]. En este punto, es importante mencionar que para esta investigación fue necesario modificar el código fuente del programa REDES con el fin de poder incluir todas las ecuaciones de costo seleccionadas. Esto debido a que la mayoría de estas ecuaciones presentan una forma polinómica de tres términos, mientras que la configuración de funciones preestablecida por el programa requería una formulación potencial de un solo término.

Para el diseño optimizado de las redes, se utilizó la metodología OPUS y Algoritmos Genéticos para el diseño optimizado de dichas redes. Ambas metodologías se encuentran programadas en el código fuente del programa REDES. Para estas metodologías el programa permite ajustar el valor de la presión mínima de diseño, la función de costos a minimizar, la lista de diámetros comerciales disponibles y la rugosidad del material de las tuberías.

La metodología Superficie de Uso Óptimo de Potencia (OPUS) fue desarrollada por el Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA) de la Universidad de los Andes con base en el trabajo de Wu [13]. OPUS puede catalogarse como determinística, basada enteramente en principios hidráulicos. Su objetivo es minimizar los costos de la red mediante el establecimiento de formas eficientes de disipación de energía y distribución del flujo a lo largo del sistema. Esta metodología fue introducida por primera vez por Saldarriaga et al. [5] y ha demostrado un gran desempeño de optimización en cuanto a la evaluación de la función objetivo y el bajo costo computacional que requiere su implementación.

Por otro lado, los Algoritmos Genéticos son un método de búsqueda aleatoria que simula el proceso de la selección natural de la teoría de la evolución de las especies. Los Algoritmos Genéticos son métodos de optimización combinatoria usados ampliamente en los últimos años para el diseño óptimo de RDAPs [1]. Debido a su carácter estocástico esta metodología no garantiza el encuentro de la solución óptima global ni tampoco un resultado óptimo local. Aun así, se consideran eficientes en la búsqueda dentro de espacios de solución tan complejos como el del diseño optimizado de RDAPs [6].

Con base en la información hidráulica disponible en los modelos de EPANET y en las memorias de diseño de cada red incluida en la base de datos, se identifican las restricciones bajo las cuáles fueron diseñadas cada una de estas redes. Se identifica la lista de diámetros comerciales considerada, el material y la presión mínima permisible por la normativa vigente al momento del diseño de la red. Para los casos en los que el modelo en EPANET presenta un patrón de consumo con factores

multiplicadores de la demanda base establecida por los diseñadores, se identifica la hora de mayor consumo y se diseña para las demandas correspondientes a dicha condición.

2.4 ESTIMACIÓN DE COSTOS Y RESILIENCIA

Se calcula el costo de las redes presentadas en el MVCT y las redes optimizadas con base en las ecuaciones de costo seleccionadas para cada caso y la siguiente expresión:

$$C_T = \sum_{i=1}^N L_i * Cp_i \quad (7)$$

Donde, C_T = Costo total de suministro e instalación de una red (COP); L_i = longitud de la tubería i de la red (m); costo unitario de suministro e instalación de la tubería i (COP/m); N = número de tuberías en la red (-).

Para la estimación de la resiliencia se utiliza el Índice de Resiliencia de Todini [7], cuyo cálculo se encuentra programado en el código del programa REDES, tal como se muestra a continuación:

$$I_r = \frac{\sum_{j=1}^{n_n} q_j^*(h_j - h_j^*)}{(\sum_{e=1}^{n_e} Q_e H_e + \sum_{i=1}^{n_b} P_i) - \sum_{k=1}^{n_n} q_k^* h_k^*} \quad (8)$$

En la cual, I_r = Índice de Resiliencia de una red (-); q_j^* = caudal demandado en el nodo j de la red (l/s); h_j^* = altura piezométrica mínima requerida en el nodo j de la red (m); h_j = altura piezométrica real en el nodo j de la red (m); Q_e = caudal ingresado desde el embalse e de la red (l/s); H_e = altura piezométrica real en el embalse e de la red (m); P_i = potencia adicionada por la bomba i de la red ($m * l/s$); n_n = número de nudos en la red (-); n_e = número de embalses en la red (-); n_b = número de bombas en la red (-).

2.5 COMPARACIÓN ENTRE LOS DISEÑOS ORIGINALES Y LOS DISEÑOS OPTIMIZADOS

Una vez se tienen los diseños optimizados de las redes de la base de datos se procede a comparar tales diseños con los diseños originalmente presentados ante el Mecanismo de Viabilización de Proyectos del MVCT. Esta comparación se realiza en términos de los costos y de resiliencia de las redes, ambos en relación con la población atendida y el caudal entregado.

Comparación de costos

Con los resultados de costos se estima la diferencia porcentual entre los costos correspondientes a la red presentada ante el MVCT y la red producto del diseño optimizado. Luego, se verifica si existe alguna relación entre estas diferencias porcentuales de los costos con la población atendida y el caudal entregado. A continuación, se muestran las ecuaciones utilizadas para la comparación de costos:

$$\delta C = \frac{(C_{Opt} - C_{MVCT})}{C_{MVCT}} * 100\% \quad (9)$$

En la cual, δC = diferencia porcentual de costos (%); C_{MVCT} = costo de la red original presentada ante el Mecanismo de Viabilización de Proyectos del MVCT (COP); C_{Opt} = costo de la red generada por el diseño optimizado (COP).

$$\delta C_p = \frac{\delta C}{P} \quad (10)$$

En la cual, δC_p = diferencia porcentual de costos per cápita ($\%/hab$); δC = diferencia porcentual de costos (%); P = población atendida por la red (hab).

$$\delta C_Q = \frac{\delta C}{Q} \quad (11)$$

Donde, δC_Q = diferencia porcentual de costos por unidad de caudal suministrado a la red (%/(l/s)); δC = diferencia porcentual de costos (%); Q = caudal total suministrado a la red (l/s).

Comparación de resiliencia

Se realiza una comparación de resiliencia para establecer si existe un cambio relevante en la confiabilidad de la prestación del servicio de las redes cuando estas son diseñadas de manera optimizada.

De manera análoga al análisis de costos, para cada una de las redes estudiadas se encontró la diferencia porcentual entre los valores de resiliencia de las redes presentadas ante el Mecanismo de Viabilización de Proyectos del MVCT y las redes optimizadas. Además, se busca relación entre los cambios porcentuales de la resiliencia con la población atendida, el caudal entregado. A continuación, se presenta las ecuaciones utilizadas para este análisis:

$$\delta I_r = \frac{(I_{r_{opt}} - I_{r_{MVCT}})}{I_{r_{MVCT}}} * 100\% \quad (12)$$

Donde, δI_r = diferencia porcentual de resiliencia (%); $I_{r_{MVCT}}$ = resiliencia de la red original presentada ante el Mecanismo de Viabilización de Proyectos del MVCT (-); $I_{r_{opt}}$ = resiliencia de la red generada por el diseño optimizado (-).

$$\delta I_{rP} = \frac{\delta I_r}{P} \quad (13)$$

En la cual, δI_{rP} = diferencia porcentual de resiliencia per cápita (%/hab); δI_r = diferencia porcentual de costos (%); P = población atendida por la red (hab).

$$\delta I_{rQ} = \frac{\delta I_r}{Q} \quad (14)$$

δI_{rQ} = diferencia porcentual de resiliencia por unidad de caudal suministrado a la red (%/(l/s)); δI_r = diferencia porcentual de resiliencia (%); Q = caudal total suministrado a la red (l/s).

3 RESULTADOS

Durante el trabajo de campo se seleccionaron 15 redes que contaban con la información suficiente para el análisis planeado para esta investigación. Las redes seleccionadas se ubican en diferentes municipios de Colombia tales como: Puerto Salgar, Santo Tomás, Santa Marta, Pivijay, Apulo, Yacuanquer, Trinidad, Malambo, La Unión, Alpujarra y Puerto Nariño. Las redes poseen características particulares de acuerdo con la zona donde se encuentran ubicadas y varían en su tamaño en un rango comprendido entre 6 nudos y 6 tuberías hasta 1,483 nudos y 1,484 tuberías. Adicionalmente, la longitud total de tuberías de las redes varía entre 878.6 metros y 29,416.3 metros. Luego de evaluar los costos de las redes originales y de las optimizadas con las ecuaciones establecidas en la sección anterior, se encuentran los resultados mostrados en la Tabla 1. Es importante mencionar que, finalmente, el diseño optimizado y el cálculo de los costos de las redes se realizó solo con base en las ecuaciones de Peinado [9], debido a que, después de unos cálculos preliminares, se encontró que los resultados del diseño optimizado con la metodología OPUS eran iguales si se usaban las ecuaciones de Peinado [9] o las de Marchionni et al. [8]. Entonces, teniendo en cuenta que las

ecuaciones de Peinado [9] se acoplan mejor a las condiciones de las redes en Colombia (puesto que fueron desarrolladas con base en información de este país), se decidió trabajar únicamente con ellas.

La disminución del valor del costo se considera como un ahorro que se hubiese podido obtener si las metodologías de optimización hubiesen sido usadas en vez del método tradicional de diseño. Entonces, se procedió a calcular el ahorro total que hubiese representado la implementación de las metodologías OPUS y Algoritmos Genéticos. Esto se hizo sumando los ahorros logrados para cada una de las redes. El ahorro total que se hubiese podido lograr aplicando la metodología OPUS es de 533,638,020 COP, mientras que con Algoritmos Genéticos se habrían podido ahorrar 334,101,383. Dichos valores alcanzarían para cubrir el costo de varias redes con costos similares a las analizadas en esta investigación.

Tabla 1. Resultados de costos de las redes antes y después del diseño optimizado.

Red	<i>Costo_{original} (COP)</i>	<i>Costo_{OPUS} (COP)</i>	<i>Costo_{AG} (COP)</i>
01	91,387,120	71,861,222	64,340,787
02	255,436,593	221,012,364	221,348,054
03	73,877,613	35,949,929	51,401,510
04	109,182,084	70,752,206	70,752,206
05	8,264,451	7,891,630	7,891,630
06	55,610,343	39,896,825	39,896,825
07	87,889,367	57,182,189	57,910,532
08	230,065,676	207,342,713	207,342,713
09	192,979,537	96,898,053	114,519,927
10	933,236,606	727,682,991	895,586,124
11	23,599,499	15,034,245	19,174,478
12	18,669,418	9,176,720	9,286,332
13	11,373,032	7,537,393	7,620,296
14	14,309,501	7,955,479	8,128,725
15	10,212,548	6,281,411	6,791,867

En la Figura 1(a) se observa que entre más grande es la población de las redes analizadas, menor fue la disminución porcentual de los costos correspondientes a una persona de la población. Esto quiere decir que, si el costo de las redes analizadas fuese asumido directamente por las personas de las poblaciones atendidas, entre más grande es la población, menor impacto en el beneficio porcentual respecto al costo experimentaría cada una de las personas.

Adicionalmente, en la Figura 1(b) se observa que entre más grande es el caudal total entregado por las redes analizadas, menor fue la disminución porcentual de los costos por litro de agua entregado cada segundo de agua. Esto quiere decir que, si el costo de las redes analizadas se evaluara por litro de agua que entregará cada segundo la red, se tiene que entre mayor es el caudal total entregado, menor impacto en el beneficio porcentual respecto al costo de inversión experimentaría la población por transportar un litro por segundo de agua adicional.

En la Tabla 2 se muestran los resultados de Índice de Resiliencia antes y después de la aplicación de diseño optimizado. Se encuentra que el diseño optimizado en casi todos los casos (con excepción de uno) genera una disminución en este. El proceso de optimización busca reducir los diámetros para disminuir el costo total, provocando un aumento de la velocidad del agua (debido a que se mantienen los caudales iniciales), lo que genera a su vez una elevación en las pérdidas de energía. Lo anterior provoca una disminución generalizada de las presiones en la red y por consiguiente la disminución del Índice de Resiliencia, puesto que lleva a las presiones del sistema a ser generalizadamente más cercanas a la presión mínima permisible para alcanzar el nivel de servicio aceptable.

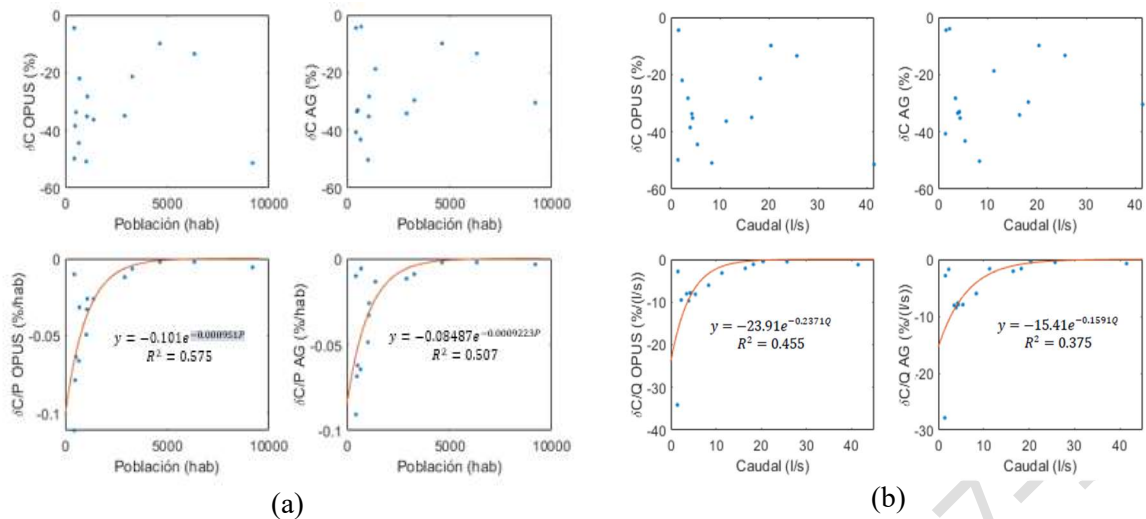


Figura 1. Relación entre cambio porcentual de costo con A) Población y B) Caudal.

Tabla 2. Resultados de resiliencia de las redes antes y después del diseño optimizado.

Red	$I_{rOriginal}$ (-)	I_{rOPUS} (-)	I_{rAG} (-)
01	0.922	0.393	0.302
02	0.437	0.190	0.183
03	0.215	0.260	0.297
04	0.954	0.547	0.547
05	0.973	0.961	0.961
06	0.885	0.646	0.646
07	0.909	0.163	0.102
08	0.594	0.522	0.522
09	0.989	0.898	0.897
10	0.892	0.606	0.625
11	0.467	0.430	0.456
12	0.809	0.565	0.559
13	0.636	0.253	0.310
14	0.782	0.619	0.608
15	0.840	0.555	0.686

Para la Figura 2(a), donde se observa una ligera tendencia exponencial entre la población y el cambio porcentual en la resiliencia per cápita. Se encuentra que, a mayor población, menor impacto tiene el diseño optimizado en la disminución de la resiliencia per cápita. Esto se puede interpretar como que entre más grande sea una población, menor empeoramiento porcentual hay en la confiabilidad del servicio per cápita por causa de la implementación del diseño optimizado.

El análisis para el caso descrito en la Figura 2(b) es similar al de la relación de población con la resiliencia. A mayores caudales, menor disminución porcentual de la resiliencia por unidad de caudal transportado por la red. Esto quiere decir que entre más agua demande una población, menor disminución de la confiabilidad hay por cada litro de agua entregado cada segundo.

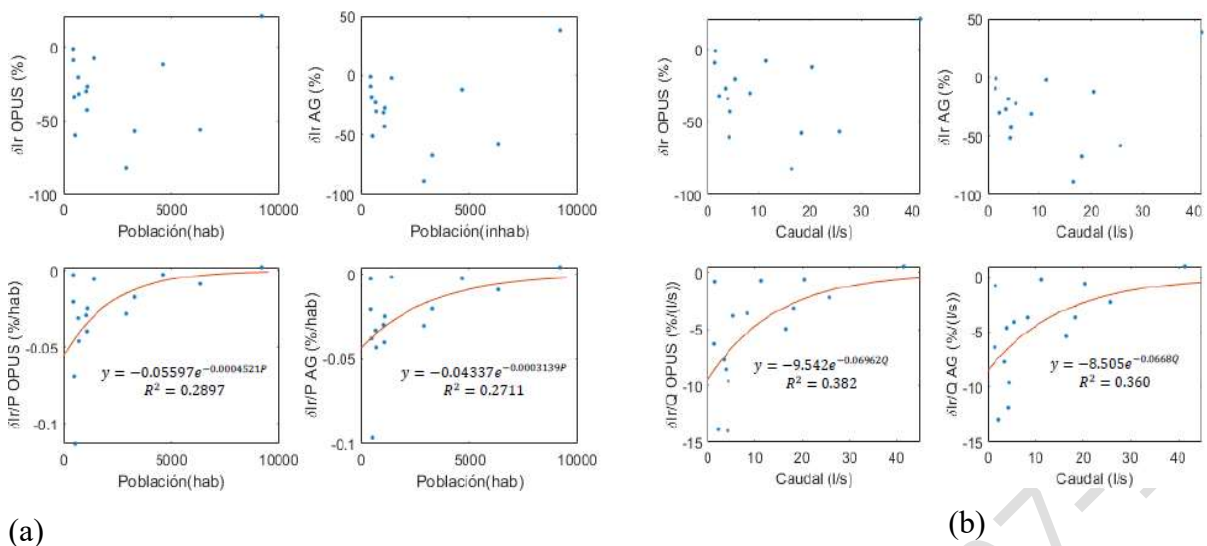


Figura 2. Relación entre cambio porcentual de Resiliencia con A) Población y B) Caudal.

4 CONCLUSIONES

Para todas las redes analizadas el diseño optimizado con OPUS y Algoritmos Genéticos redujo los costos de suministro e instalación de las tuberías. En la mayoría de los casos OPUS presentó una mayor disminución de costos en el diseño que AG. Excepto en un caso, la resiliencia de la red disminuyó cuando se realizó el diseño optimizado de las redes mediante las metodologías OPUS y Algoritmos Genéticos.

La metodología Algoritmos Genéticos presenta resultados similares a los de OPUS. Esto da indicios de que metodologías de optimización de distinta naturaleza (basada en criterios hidráulicos o métodos estocásticos) presentan desempeños similares en los diseños de RDAPs en Colombia.

El ahorro total logrado con la optimización de los diseños es suficiente para financiar varias redes como las analizadas en esta investigación. Con base en esto se puede afirmar que de implementarse el diseño optimizado se podrían liberar recursos para el financiamiento de nuevos proyectos de RDAPs en Colombia.

El tamaño de la población se encuentra relacionado de manera exponencial con el ahorro porcentual per cápita que produciría el diseño optimizado en las redes analizadas. El caudal entregado por una red se encuentra relacionado de manera exponencial con el ahorro porcentual unitario por unidad de caudal que produciría el diseño optimizado en las redes analizadas. Para poblaciones con menores consumos se presenta una mayor eficiencia, en términos porcentuales, en la inversión inicial para el transporte del agua, cuando se utiliza diseño optimizado.

El tamaño de la población se encuentra ligeramente relacionado de manera exponencial con la disminución porcentual de la resiliencia per cápita que produciría el diseño optimizado en las redes analizadas. En redes destinadas a poblaciones más pequeñas se espera una mayor disminución porcentual en la confiabilidad de la prestación del servicio para cada persona cuando se realice diseño optimizado.

El caudal entregado a una población se encuentra ligeramente relacionado de manera exponencial con la disminución porcentual de la resiliencia por unidad de caudal transportado por la red que produciría el diseño optimizado en las redes analizadas. Para poblaciones con menores consumos se presenta una mayor disminución porcentual en la confiabilidad de cada litro de agua entregado por segundo cuando se aplica el diseño optimizado a la red.

No es posible identificar una relación clara entre el valor del porcentaje de reducción de costos y las características de las redes analizadas tales como población, caudal entrega. Tampoco es posible identificar una relación clara entre el valor del porcentaje de variación de resiliencia y las características de las redes analizadas.

En Colombia hay un déficit en la exigencia normativa de la aplicación de metodologías de diseño optimizado, así como también de la inclusión de la resiliencia como criterio de diseño de RDAPs. Se recomienda que el MVCT demande la implementación de metodologías para el diseño optimizado de RDAPs con el fin de lograr la liberación de recursos económicos para inversión en la construcción de nuevas RDAPs. Así mismo, se sugiere que el MVCT incluya la resiliencia como criterio de diseño de nuevas RDAPs en Colombia.

REFERENCIAS

- [1] Saldarriaga, Juan. Hidráulica de Tuberías, Abastecimiento de Agua, Redes y Riegos. 3ra ed, Bogotá: ALFAOMEGA. 2016.
- [2] Ministerio de Vivienda, Ciudad y Territorio. Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico - RAS. Colombia. 2017.
- [3] Empresas Públicas de Medellín. Normas de Diseño de Sistemas de Acueducto de las Empresas Públicas de Medellín E.S.P. 2013.
- [4] Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá. Criterios para Diseño de Red de Acueducto Secundaria y Menor de Distribución. (2018).
- [5] Saldarriaga, J., Takahashi, S., Hernández, F., Díaz, D. M., & Ochoa, S. An Energy Methodology for the Design of Water Distribution Systems. En World Environmental and Water Resources Congress, Providence, Rhode Island, United States: ASCE, 2010, pp. 4303–4313.
- [6] Simpson, A. R., Dandy, G. C., & Murphy, L. J. Genetic Algorithms Compared to Other Techniques for Pipe Optimization. *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol. 120, no. 4, 1994, pp. 423–443.
- [7] Todini, E. Looped water distribution networks design using a resilience index based heuristic approach. *Urban Water*, vol. 2, no. 2, 2000, pp. 115–122.
- [8] Marchionni, V., Cabral, M., Amado, C., & Covas, D. Estimating Water Supply Infrastructure Cost Using Regression Techniques. *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol. 142, no. 4, 2016, 04016003.
- [9] Peinado, C. Ecuaciones de Costo para el Diseño Optimizado de Redes de Agua Potable y Alcantarillado. Universidad de los Andes, Bogotá. 2016
- [10] Laucelli, D., Giustolisi, O., & Todini, E. New Concepts and Tools for Pipe Network Design. *Water Distribution Systems Analysis*, Kruger National Park, South Africa: American Society of Civil Engineers, 2008, pp. 1–12.
- [11] Yates, D., Templeman, A., & Boffrey, T. The computational complexity of the problem of determining least capital cost designs for water supply networks. *Engineering Optimization*, vol 7, no. 2, 1984, pp. 143–155.
- [12] Saldarriaga, J., Lopez, L., Paez, D., Luna, D., & González, S. Diseño Optimizado de Redes de Distribución de Agua Potable (Programa REDES). XV Seminario Iberoamericano de Redes de Agua y Drenaje, SEREA2017, Bogotá, 2017.
- [13] Wu, I. P. Design of drip irrigation main lines. *Journal of Irrigation and Drainage Division*, vol. 101, no. 4, 1975, pp. 265-278.

GESTÃO OPERACIONAL DE INFRAESTRUTURAS HIDRÁULICAS. ESTUDO DE CASO: SISTEMA DE DRENAGEM DE ÁGUAS RESIDUAIS DA TROFA

Jorge Cardoso-Gonçalves¹, José Tentúgal-Valente²

RESUMO

A gestão da água depara-se com incertezas e riscos a diferentes níveis, devendo atender às necessidades da sociedade através de soluções resilientes (economicamente viáveis; ambientalmente sustentáveis; socialmente responsáveis) e considerar os desafios atuais, designadamente: salvaguarda das origens de água; segurança no abastecimento; preservação dos meios recetores; desenvolvimento sustentável; resposta a fenómenos extremos; adaptação dos sistemas a novas solicitações; gestão em cenários de escassez. De acordo com um compromisso de melhoria contínua e com uma dinâmica transversal a toda a organização das Entidade Gestoras (EG), a Gestão Operacional de Infraestruturas Hidráulicas (GOIH) deverá encontrar-se vocacionada para o incremento de padrões de eficiência, para a otimização operacional e para a procura de soluções robustas e eficazes.

O desenvolvimento da metodologia de GOIH, a que se refere a presente comunicação, enquadra-se numa tese de doutoramento em desenvolvimento (*Autor: Jorge Cardoso-Gonçalves¹; Orientador: José Tentúgal-Valente²*) e pretende sistematizar procedimentos de exploração de sistemas de abastecimento de água e de drenagem de águas residuais, e apoiar a tomada de decisão. A metodologia proposta procura agregar conceitos de gestão patrimonial, de gestão do risco e de gestão técnica, organizando-se nas seguintes componentes principais: Desafios; Organização; Áreas Operacionais (Avaliação de Infraestruturas; Exploração; Intervenção).

Tendo por base os dados reais de exploração das infraestruturas hidráulicas do Sistema de Drenagem de Águas Residuais da Trofa (SAR-Trofa), cuja EG é a Águas do Norte, S.A., ensaia-se a metodologia proposta e desenha-se uma estratégia de GOIH com vista à diminuição de encargos de exploração, ao incremento da qualidade do serviço prestado e à salvaguarda do ambiente. O estudo do SAR-Trofa, do ponto de vista da avaliação das infraestruturas, da análise e organização de procedimentos de exploração, e da sistematização e proposta de intervenções a executar, efetua-se com o objetivo de obter resultados práticos que apoiem a gestão operacional destas infraestruturas, com particular foco nas ações relacionadas com as aflúncias indevidas (pluviais e outras).

¹ FEUP / Mestre em Eng. Civil / Estudante de Doutoramento, Rua Dr. Roberto Frias, 4200-465 Porto

² 2FEUP / Doutor em Eng. Civil / Professor Associado, Rua Dr. Roberto Frias, 4200-465 Porto

O BIM APLICADO AO PROJETO DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA A PORTEL

Ana Amélia Santos¹, Manuel Fernandes, Susana Freitas

RESUMO

O projeto de execução do Sistema de Abastecimento de Água a Portel teve por base a metodologia BIM, com o objetivo presente de iniciar um ciclo de execução de projetos nesta metodologia, e com o objetivo futuro de melhorar e otimizar a gestão de ativos e a operação e manutenção e, principalmente, promover a interligação de todas as áreas de gestão da empresa logo na fase inicial do processo de decisão e implementação.

A aplicação desta metodologia ao processo AA Portel, permitiu ainda uma gestão integrada da informação das várias componentes do projeto, tornando possível um fluxo estruturado de partilha de informação entre os diferentes intervenientes. Por outro lado, o envolvimento de todas as áreas técnicas da EPAL/AdVT que irão receber o ativo na forma de um modelo BIM, que incorporará as respetivas necessidades futuras de cada área técnica, trará naturalmente mais valias na futura gestão do ativo.

Assim, considera-se ser este um projeto pioneiro, através do qual se pretendeu, criar uma nova abordagem de elaboração de projetos, de forma a acompanhar as tendências globais de modernização, possibilitando o desenvolvimento de projetos mais complexos, com mais qualidade, e uma construção mais económica, em prazos mais reduzidos, e menores riscos associados.

Palavras-Chave

Projeto, Metodologia, BIM

1. INTRODUÇÃO

Em 2018, a EPAL/AdVT decidiu desenvolver o projeto de execução do Sistema de Abastecimento de Água a Portel tendo por base a metodologia BIM. Para além de pretender iniciar um ciclo de execução de projetos nesta metodologia, os objetivos futuros serão melhorar e otimizar a gestão de ativos e a operação e manutenção e, principalmente, promover a interligação de todas as áreas de gestão da empresa logo na fase inicial do processo de decisão e implementação. Os principais usos BIM do futuro investimento são:

- Modelação das estruturas e sistemas de abastecimento;
- Extração de quantidades;
- Extração de peças desenhadas;
- Gestão de ativos;

¹ EPAL/AdVT- Águas do Vale do Tejo, Av. da Liberdade, 24 – Lisboa. TPF, Rua Laura Alves, 12 – 8º Lisboa. ana.a.santos@adp.pt

- Operação e manutenção.

Para além disso, pretende-se que o modelo integre as bases de dados existentes e de suporte da empresa, principalmente ao nível da gestão de ativos, da operação do sistema e manutenção, reorganizando-se e criando sinergias nos processos e fluxos.

Para este efeito, em parceria com a TPF, empresa projetista, foi desenvolvido o projeto nesta metodologia, pretendendo-se agora o lançamento para empreitada.

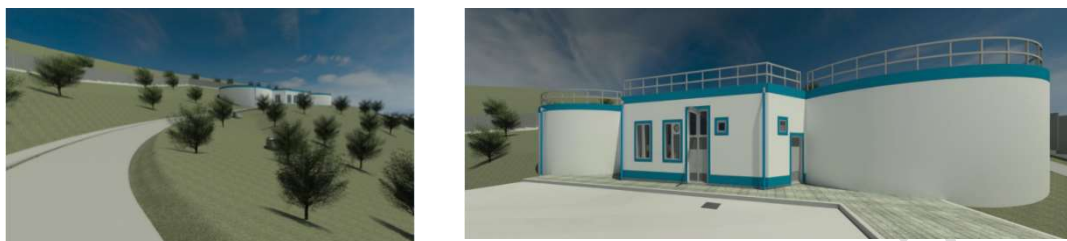


Figura 1. Infraestruturas do Sistema de abastecimento de água de Portel

Desta forma, a EPAL/AdVT acompanha a tendência atual do mercado internacional e adota as recomendações da União Europeia que se encontra a promover a adoção da metodologia BIM (Building Information Modeling) para obras públicas, e constituiu um grupo de trabalho para a divulgação e incentivo à adoção da metodologia - EU BIM Group.

Em Portugal, a Comissão Técnica 197 (CT197) do IPQ acompanha o Comité Técnico 442 (TC442) do CEN (Comité Europeu da Normalização) para promover a normalização das ferramentas e processos BIM. Pretendem com a normalização garantir ficheiros com formato aberto e definir regras de classificação para facilitar o uso do BIM.

2. METODOLOGIA

2.1 METODOLOGIA BIM – CONSIDERAÇÕES GERAIS

A definição da sigla BIM (Building Information Modeling) está associada a um modelo virtual tridimensional, que contém informação sobre os elementos integrantes do modelo, acessível e editável ao longo do ciclo de vida da obra e que permite gerir a informação de forma integrada e com elevado grau de automação.

BIM é um processo integrado de gestão da informação das várias componentes do projeto, construção e operação, por via do qual é possível gerar um fluxo estruturado de partilha de informação entre os diferentes intervenientes.

O processo é suportado por modelos computacionais tridimensionais, num ambiente digital integrado, dos quais se destacam os seguintes *softwares*:



Figura 2. Ambiente digital integrado

Estes *softwares* permitem representar com elevado grau de rigor virtualmente todas as características físicas e funcionais de uma construção, constituindo assim uma ferramenta poderosa no controlo e suporte à tomada de decisão ao longo das várias fases do ciclo de vida do ativo.

Esta metodologia transcende a mera componente tridimensional do protótipo digital do projeto. A sua grande força está na base de dados interna onde é organizada a informação do projeto e com a qual é possível interagir de diversas formas. O acesso direto à informação da base de dados permite, por um lado, agilizar consideravelmente o processamento, compilação e extração consistente de dados do projeto, e por outro, a programação de rotinas para automatizar processos de modelação e introdução de dados, ambos aspetos importantes para o aumento da produtividade e consistência dos resultados obtidos.

O potencial desta metodologia começa a ser irreversível e a tendência para o seu uso, começa a ser crescente e transversal às diferentes especialidades interessadas no projeto. O conceito BIM não se refere apenas a uma evolução tecnológica suportada por um qualquer software, mas é fundamentalmente numa alteração no processo produtivo, com reflexos e repercussões em toda a construção.

2.2 METODOLOGIA BIM – APLICADA À EPAL

A EPAL/AdVT, com a implementação da metodologia BIM, na sua área técnica, pretende em termos futuros, contribuir eficazmente para uma abordagem integrada ao processo construtivo, conduzindo à possibilidade de se desenvolver projetos mais complexos, com mais qualidade, e que permitam uma construção mais económica, em prazos mais reduzidos, e com menos riscos associados.

Da mesma forma pretende-se também melhorar a gestão do património, assim como, a manutenção e exploração dos sistemas, acompanhando as tendências globais de modernização ao nível da gestão.

A EPAL/AdVT decidiu assim desenvolver a metodologia BIM, tomando como pioneiro, o projeto do sistema de abastecimento de água a Portel (AA Portel), elaborado pela TPF.

Na fase de desenvolvimento do projeto, a metodologia BIM foi aplicada nas seguintes diferentes atividades:

- Análise de impacto na envolvente, espacial e de acessibilidades das infraestruturas em desenvolvimento;
- Modelação de arquitetura e especialidades;
- Estimativa de custos;
- Coordenação do projeto;
- Gestão dos ativos.

Nas fases subsequentes do ciclo de vida deste empreendimento, pretende-se que a metodologia BIM, seja aplicada em outras atividades, tais como:

- Controlo de custos;
- Fiscalização e planeamento de construção;
- Gestão de ativos (cont.);
- Planos de manutenção e exploração; Etc..

2.3 GESTÃO DO PROCESSO AA PORTEL

A gestão do processo AA Portel, teve o envolvimento de diferentes áreas da EPAL/AdVT, as quais contribuíram com os seus “inputs” ao longo do desenvolvimento do processo.

O desenvolvimento do processo deu origem a um conjunto de ficheiros que foram partilhados entre vários técnicos, através de uma plataforma colaborativa específica para o efeito (BIM 360).

Versão Provisória 2019-07-16

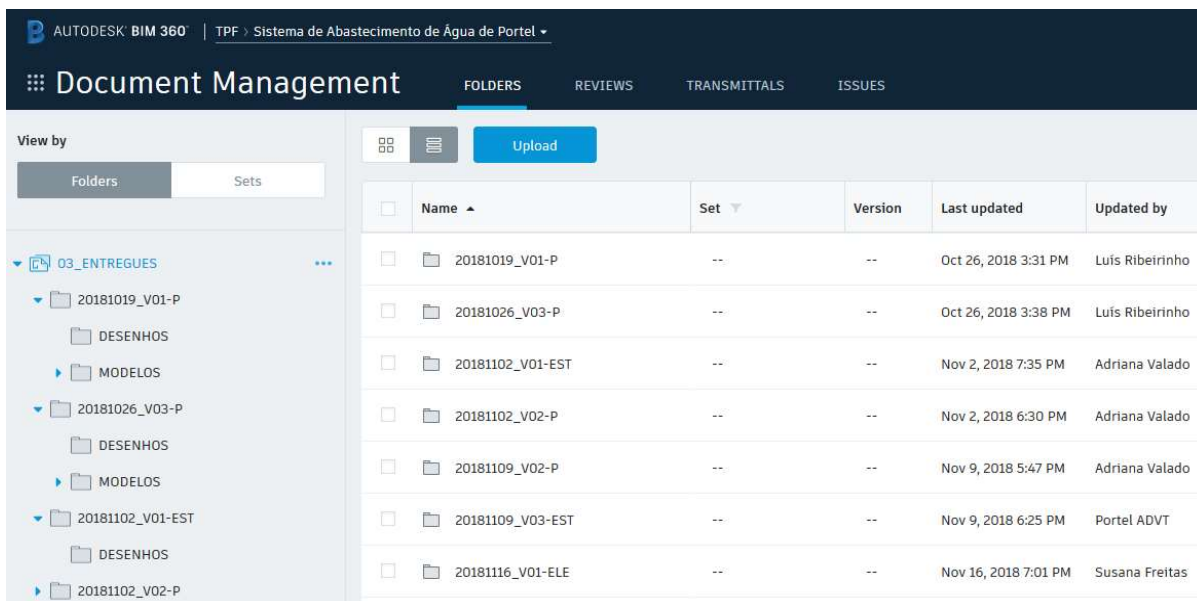


Figura 3. Ambiente BIM360

Esta forma de partilha de informação, a qual contribuiu muito positivamente para o desenrolar dos trabalhos, tem associada um sistema de autorizações, que garantem um adequado fluxo da informação gerada, com a segurança pretendida, em termos de acessibilidades.

Nesta plataforma foram carregados os elementos de projeto que se encontravam em curso e que aguardavam posteriormente validação com acesso condicionado às equipas definidas, permitindo a sua posterior divulgação a outras áreas.

A plataforma dispõe ainda de um conjunto de ferramentas que permitem inserir anotações e apresentar questões sobre os elementos do projeto, atribuindo-os a uma entidade ou a um colaborador específico, responsável por uma determinada especialidade.

Assim, a gestão do processo é realizada de um modo mais ágil e célere, através de um sistema de versionamento, que permite manter um histórico do desenvolvimento do projeto.

2.4 REQUISITOS TÉCNICOS CONSIDERADOS

Inicialmente, foi definido com a equipa projetista, o Plano de Execução BIM (PEB). Este plano de execução teve como objetivo a descrição dos processos, funções e obrigações de cada especialidade envolvida. Incluindo ainda, uma calendarização com os prazos de submissão e de aprovação da informação gerada.

Em termos gerais o PEB definiu os formatos para troca da informação, bem como toda a metodologia em termos dos cadastros, levantamentos topográficos (sistema de coordenadas e referenciais a utilizar, levantamento tradicional e por nuvem de pontos) e elementos existentes.

Ainda no que diz respeito à estrutura de pastas, nomenclaturas de ficheiros, peças desenhadas (incluindo anotações, símbolos), bem como no que respeita à desagregação dos modelos quando necessário, foram definidas as respetivas convenções, tendo-se, no entanto, em consideração os sistemas próprios da TPF.

Foi ainda definido no PEB, o sistema de classificação de informação a considerar, assim como todos os critérios de modelação a implementar.

Os níveis de desenvolvimento da informação (LOD - Level of Development) a serem tidos em conta ao nível da modelação e classificação dos objetos, assim com as tolerâncias ao nível da modelação geométrica foram definidos também inicialmente, para cada fase, de forma a garantir modelos compatibilizados e coordenados.

O LOD é uma classificação sugerida pelo AIA (Instituto Americano de Arquitetura), que pode ir de LOD100 a LOD 500, para organizar as etapas do desenvolvimento de um modelo em BIM. Esta classificação permite situar que nível de informações é preciso ter em cada etapa e determinar um nível de confiabilidade para esses dados. Os vários níveis de desenvolvimento são função das informações e pormenorização que o modelo contém. Um nível de desenvolvimento mínimo (LOD 100), corresponde à representação gráfica quase sem detalhes ou informações, para além da forma arquitectónica da construção, detalhes do terreno e outras informações preliminares. Um nível máximo (LOD 500) corresponde à etapa do modelo ultimado como será construído, onde todos os custos, fornecedores e especificações, de cada material já estarão inseridos no projeto.

No caso específico do AA Portel o modelo foi desenvolvido até ao nível LOD 300, o qual após o anteprojecto aprovado, corresponde à pormenorização da fase de projeto de execução, incluindo assim arquitetura, estruturas, dimensionamentos, modelos 3D, estimativa orçamental, tudo devidamente compatibilizado entre si, de forma a minimizar a existência de erros.

3. RESULTADOS

Reconhece-se que a aplicação da metodologia BIM, ao processo AA Portel, permitiu uma gestão integrada da informação das várias componentes do projeto, tornando possível um fluxo estruturado de partilha de informação entre os diferentes intervenientes.

No que respeita, à geração de modelos que serviram de base à conceção da solução de projeto, destacam-se como mais valias:

- a visualização 3D das infraestruturas;
- a interligação direta entre o dimensionamento e a definição das formas dos modelos;
- a identificação de interferências, que resultam na diminuição de conflitos em obra;
- a parametrização dos elementos modelados, que permite caracterizar detalhadamente todos os ativos numa infraestrutura;
- a quantificação direta dos trabalhos e respetiva estimativa orçamental;
- o potencial de geração de documentação ao nível da fase de projeto e na fase de gestão e acompanhamento de obra;
- o planeamento de execução da obra, que permite um acompanhamento direto entre o faseamento e a execução;
- o apoio na fases de exploração e manutenção, durante o ciclo de vida do ativo, como por exemplo na atualização das telas finais.



Figura 4. Mais valias da metodologia BIM

As mais valias anteriormente descritas e as quais se encontram identificadas na Figura 4, evidenciam-se seguidamente para o caso específico do AA Portel:

a) Visualização 3D



Figura 5. Vista exterior do reservatório



Figura 6. Vista interior do reservatório

Interligação entre o dimensionamento e a definição das formas dos modelos

Identificação de Interferências

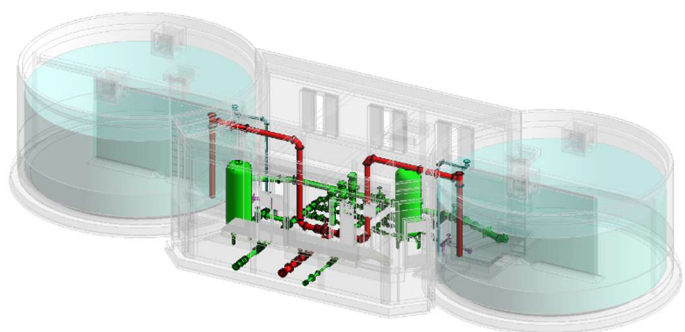
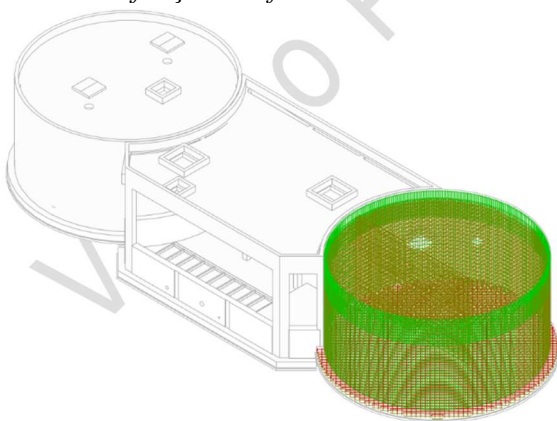


Figura 7. Dimensionamento estrutural do reservatório

Figura 8. Interferências entre circuitos hidráulicos

b) Quantificação direta dos trabalhos e estimativa orçamental

Mapa de Quantidades - Estruturas		
Betão de Limpeza	24,90 m³	
Ensoleiramento	78,13 m²	
Laje Maciça	40,20 m²	
Paredes Betão	89,07 m²	
Pilares Betão	4,72 m²	
Vigas Betão	6,37 m²	
Vigas Platibanda	6,85 m²	
	250,29 m²	

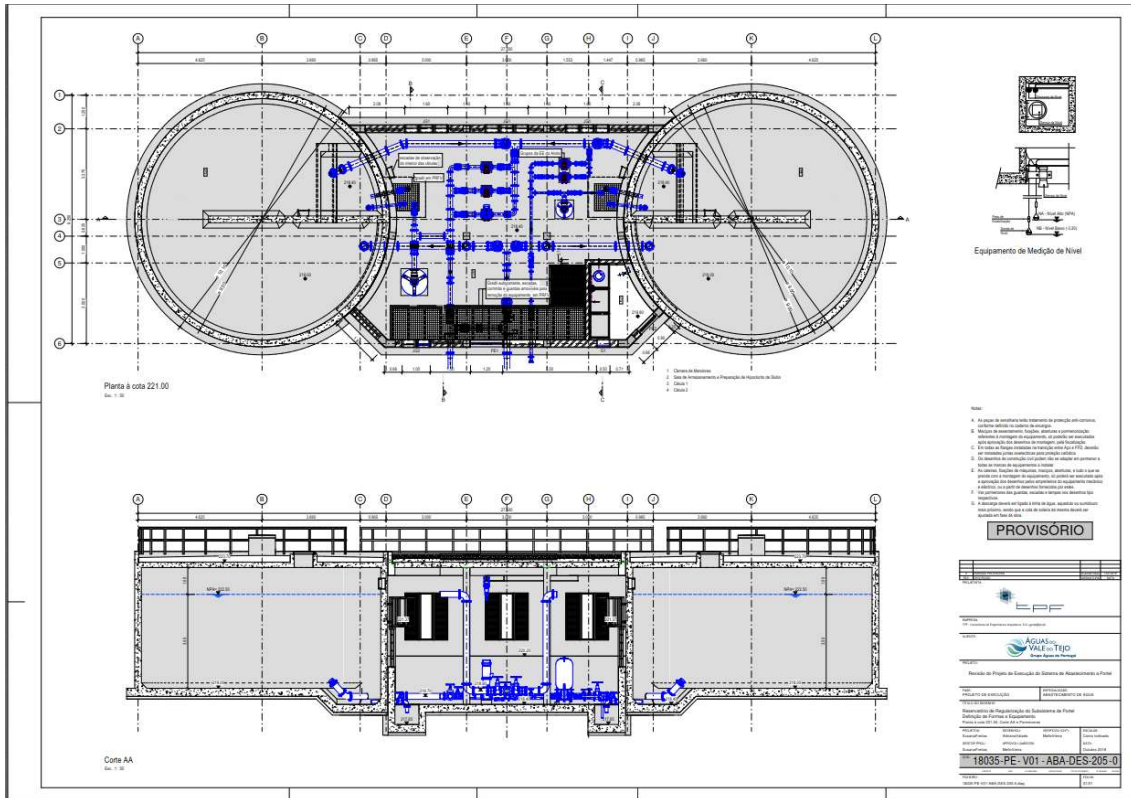


Figura 11. Definição de formas e equipamento

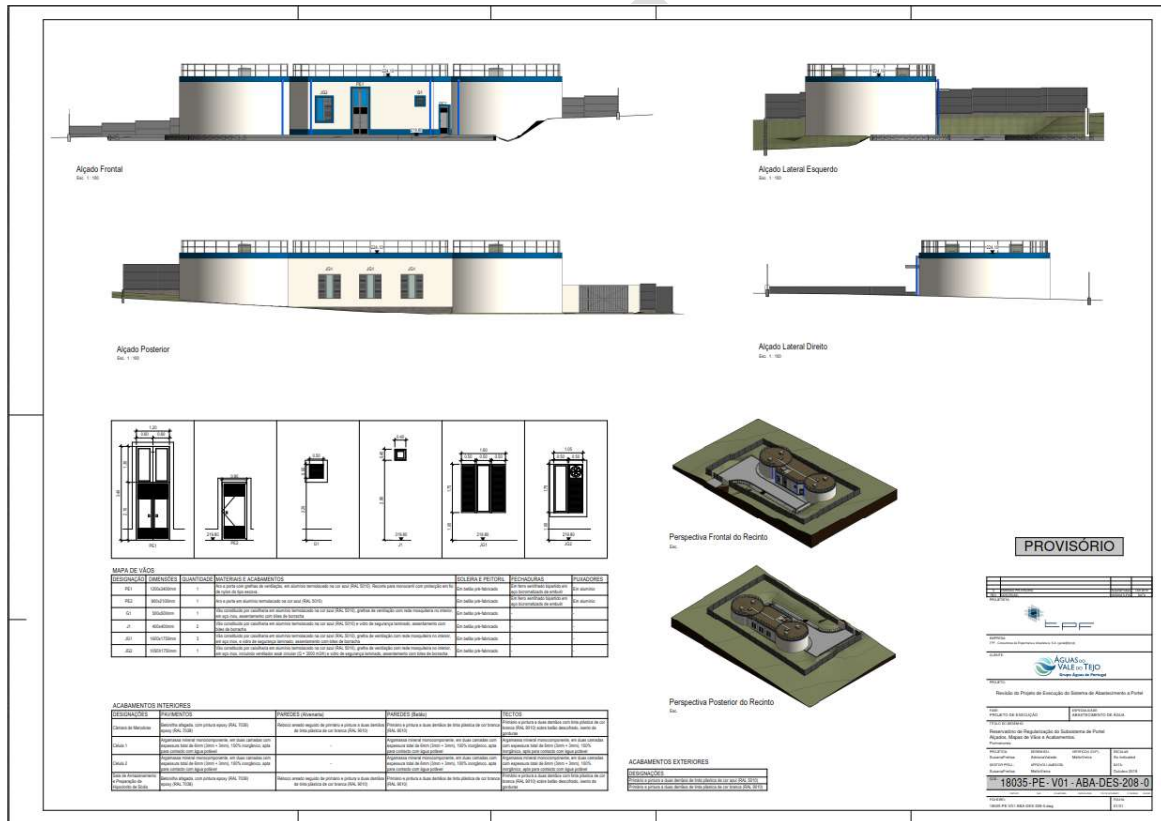


Figura 12. Alçados, Mapa de vãos e acabamentos

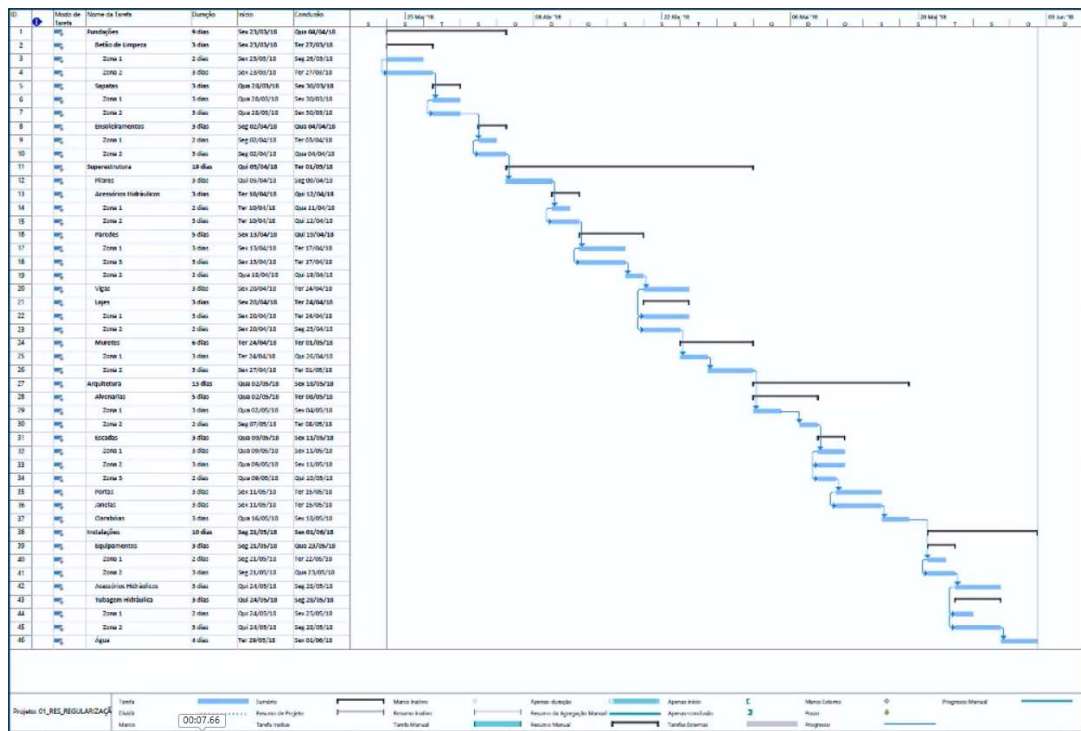


Figura 13. Planeamento de execução da obra (Fase inicial)

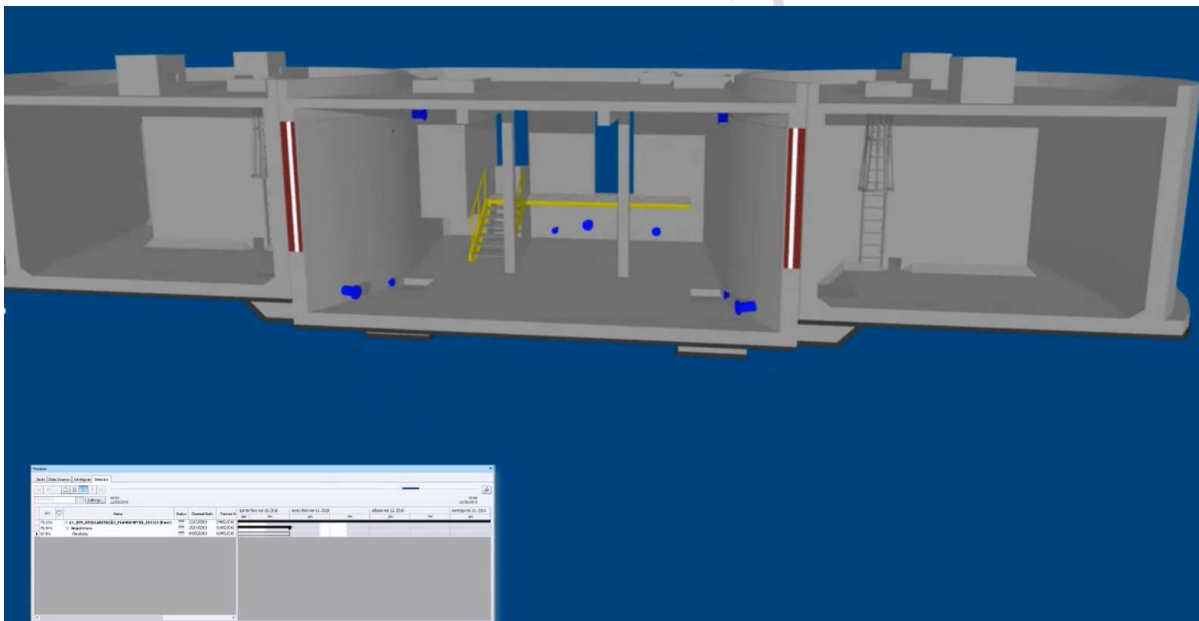


Figura 14. Planeamento de execução da obra (Durante a fase de execução)

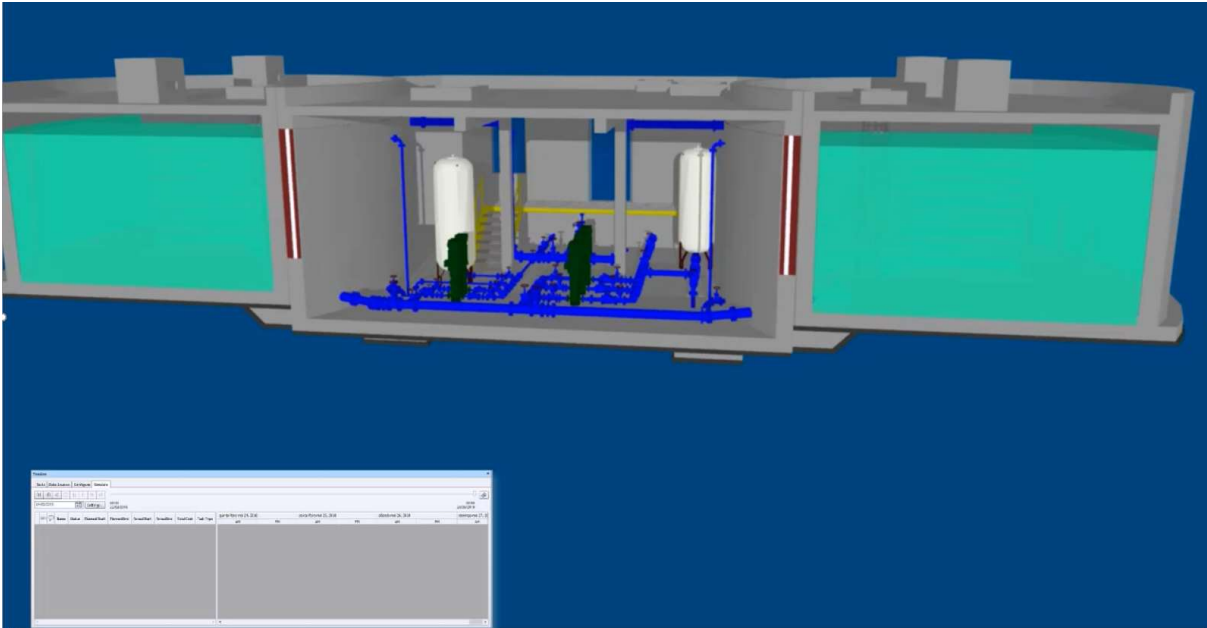
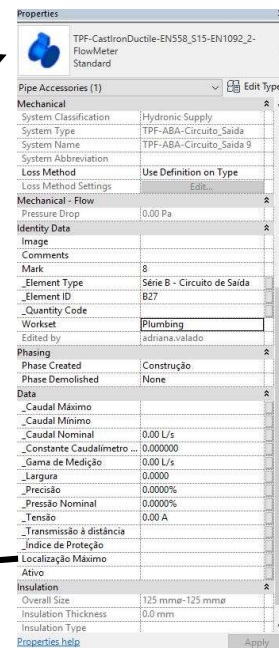
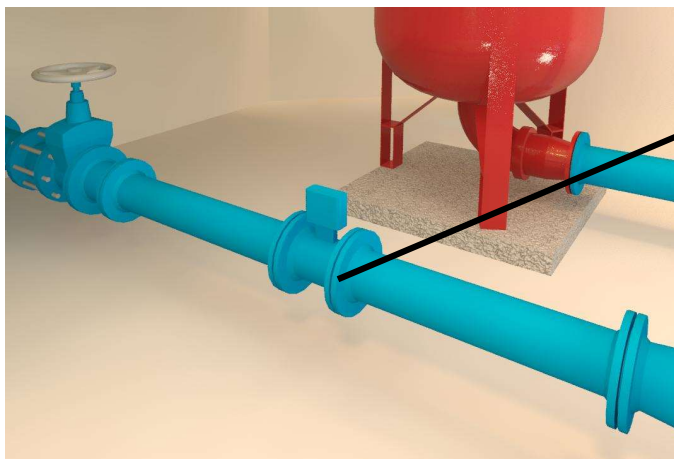


Figura 15. Término de execução da obra

d) Fases de exploração e manutenção



1-ACA-PORT-APORT
Código Localização – 5º Nível

Figura 16. Identificação e caracterização dos ativos

A EPAL/AdVT idealiza, com a aplicação desta metodologia, obter modelos na fase do projeto de execução, os quais serão atualizados na fase final da construção, constituindo não só as telas finais, mas também modelos “vivos” e atualizáveis durante todo o ciclo de vida das infraestruturas.

No desenvolvimento do projeto AA Portel, as etapas seguintes, passarão pelas seguintes ações:

- elaboração do Termos de Referência dos Concursos da Empreitada e Fiscalização com a obrigação do uso da metodologia BIM em obra;
- durante o decorrer da obra, as áreas técnicas da gestão de ativos e da operação e manutenção terão que promover reuniões técnicas com a coordenação do projeto e da obra para afinarem a metodologia de receção da obra e do modelo final;
- no final da obra, as Telas Finais serão entregues em formato BIM com todas as informações registadas na respetiva Base de Dados, nomeadamente, características dimensionais e técnicas, catálogos, marcas e modelos;
- posteriormente, toda a informação será transferida para a Base de Dados Máximo de uma maneira simples e eficaz;
- pretende-se, na receção provisória da obra, dispor-se de um modelo BIM da obra atualizado e representativo do real com a Base de Dados atualizada e compatibilizada com a Base de Dados Máximo;
- com a entrada em serviço do sistema AA de Portel, a operação e manutenção será feita utilizando o processo atual do Máximo e a mais valia de se ter um modelo BIM devidamente interligado e detalhado.

4. CONCLUSÕES

O desenvolvimento do projeto AA Portel, com a metodologia BIM contribuiu para a execução de um projeto pioneiro dentro da EPAL/AdVT, e da TPF, criando uma nova abordagem de elaboração de projetos (com a intervenção, desde o início do processo, com outras áreas técnicas que antigamente só interviriam no final da obra, nomeadamente gestão de ativos e operação e manutenção), despoletando internamente dentro das empresas o desenvolvimento das tendências globais de modernização ao nível da execução dos projetos e conduzindo à possibilidade de se desenvolver projetos mais complexos, com mais qualidade, e que permitam uma construção mais económica, em prazos mais reduzidos, e com menos riscos associados.

Por outro lado, o envolvimento de todas as áreas técnicas da EPAL/AdVT que irão receber o ativo na forma de um modelo BIM que incorporará as respetivas necessidades futuras de cada área técnica, trará naturalmente mais valias na gestão do ativo nos próximos anos.

A médio prazo, a EPAL/AdVT pretende ainda com a continuidade da aplicação desta metodologia na elaboração dos projetos, melhorar a gestão do património, assim como, a manutenção e exploração dos sistemas.

No entanto, a EPAL/AdVT reconhece ainda que todo este processo associado à implementação da metodologia BIM, carece de formações específicas dos técnicos das diferentes áreas intervenientes, de forma a potenciar a utilização da relevante informação inerente aos MODELOS, tornando mais eficiente a gestão do ativo, no seu ciclo de vida útil.

AGRADECIMENTOS

Desde já se agradece toda a colaboração da Administração da EPAL, bem como das diferentes áreas técnicas da EPAL e da AdVT. Estendendo-se ainda os agradecimentos à TPF, projetista deste empreendimento.

REFERÊNCIAS

- [1] António Aguiar Costa, Bruno de Carvalho Matos, Diogo Drumond; Inês Rodrigues, Guia de Contratação BIM – CT197-BIM; ONS/IST e apoio IPQ e IMPIC, 2017

[2] Filme do projeto em BIM do sistema de abastecimento de água de Portel, EPAL/AdVT: Editor TPF, 2018.

Versão Provisória 2019-07-16

CÁLCULO DEL DIÁMETRO ECONÓMICO DE UN ACUEDUCTO A PRESIÓN, PARA DISTINTOS MATERIALES EN LA TUBERÍA DE CONDUCCIÓN

Autrique Ruiz René¹, Rodal Canales Eduardo²

RESUMEN

Se presenta la función del diámetro económico, *FDE*, que permite calcular el diámetro económico de un acueducto a presión, es decir, aquél que corresponde al costo mínimo de proyecto, considerando los costos de potencia, de tubería, y de energía. Se escoge un acueducto típico de 10 km de longitud, con desniveles topográficos de 50 y de 100 m entre el punto de origen y el de destino, y que conduce desde 0.5 hasta 8 m³/s. Se calculan, para dos materiales, acero de alta resistencia y polietileno de alta densidad (PEAD), los diámetros económicos, las velocidades del agua asociadas, los costos de proyecto y de inversión, los costos unitarios por m³ de agua bombeada, y los costos energéticos, en kWh/m³. Con los resultados y las figuras presentadas se obtiene un panorama general del diseño de los acueductos a presión, y del peso e influencia de las distintas variables involucradas. Se exponen las ventajas y rangos de aplicación de los dos materiales usados en la tubería de conducción.

Palabras clave

Diámetro económico, acueductos, conducciones a presión, transferencia entre cuencas, fricción en tuberías, economía, consumo energético, PEAD, acero de alta resistencia.

1. INTRODUCCIÓN

Los acueductos modernos, que llevan agua de una cuenca a otra y deben vencer los parteaguas que las separan, son cada vez más requeridos para abastecer de agua potable a poblaciones urbanas crecientes, o para suministrar agua de riego a buenos suelos agrícolas que se encuentran en regiones secas. El proyecto de estos acueductos da lugar muchas veces a protestas y a conflictos con la cuenca que debe ceder el agua, mismos que, una vez resueltos con la aceptación de las partes, conducen al diseño del acueducto, que deberá reflejar los mejores criterios tanto económicos como ambientales [1]. Debe resaltarse también que en muchos casos las transferencias de agua entre cuencas son preferibles a la extracción y sobreexplotación de aguas subterráneas en las cuencas de consumo, situación que no es ya sostenible, siendo además que sus profundidades de extracción son muchas veces mayores a los desniveles que puede haber si se transfiere agua de otra cuenca a través de un acueducto.

El cálculo del diámetro económico de la tubería de un acueducto moderno, que conduce agua a presión de una localidad a otra, es un problema antiguo, que debe actualizarse continuamente para considerar los nuevos costos energéticos y los nuevos costos de los materiales de la tubería. En este problema, en el que se conocen tanto el caudal a transportar como la diferencia de alturas entre las dos localidades, debe escogerse el diámetro de la tubería que reduzca al mínimo los costos totales

¹ Policonductos, Cracovia 54, San Ángel, Ciudad de México, CP 01000. rautrique@prodigy.net.mx

² Instituto de Ingeniería, UNAM, Ciudad Universitaria, CP 04510. erc@pumas.ii.unam.mx

del proyecto, que son esencialmente la potencia requerida para bombear el agua, la energía que se consumirá durante la vida económica del proyecto, y el costo de la propia tubería. Este último costo dependerá de las envolventes presiones máximas y mínimas del acueducto, del material de la tubería y de las propiedades de peso y resistencia mecánica de este material. El problema debe plantearse inicialmente para la línea piezométrica correspondiente al flujo establecido, para posteriormente verificar el resultado obtenido para las condiciones extremas del golpe de ariete. De esta manera, para conocer la carga hidráulica total, deberá sumarse al desnivel topográfico entre las localidades de origen y destino la carga o altura hidráulica perdida por rozamiento o fricción entre el agua y las paredes de la tubería, lo que obligará a comparar entre distintas velocidades de flujo y a emplear las rugosidades y los coeficientes de fricción característicos de los materiales de la tubería. En este trabajo se considerarán únicamente dos materiales: el acero de alta resistencia y el polietileno de alta densidad (PEAD).

Los costos de la potencia instalada, de la energía consumida, y de la tubería son costos que varían en el tiempo y según la región o país, y en el caso del último concepto, la tubería, debemos también considerar la variación en los costos de los diferentes materiales con los que actualmente se fabrican las tuberías. Debe tomarse también en cuenta, para cada material, un valor representativo de su rugosidad, y en etapas de cálculo posteriores, la evolución esperada de esta en el tiempo, a partir de su valor inicial.

El suministro de agua potable es normalmente un servicio gubernamental, y deben definirse, en este tipo de proyectos, para poder presentar y establecer correctamente los criterios para las decisiones de autorización, de inversión y de operación, distintos montos y valores índice, como sigue: 1, Costo total del proyecto, incluidos los costos de energía durante un cierto número de años; 2, Monto total de la inversión, compuesta por el costo de la potencia requerida y el costo de la tubería; 3, Costo anual de la energía requerida por el bombeo; 4, Costos por m³ de agua; y 5, Energía requerida por m³ de agua.

En los apartados que siguen se calcularán y comentarán cada uno de los conceptos anteriores.

2. FUNCIÓN DEL DIÁMETRO ECONÓMICO (FDE)

La función del diámetro económico, *FDE*, propuesta aquí para plantear el problema del diámetro económico, se compone de tres elementos:

$$FDE = \text{Costo de potencia } (CPot) + \text{Costo de tubería } (CTub) + \text{Costo de energía } (CEnerg)$$

Estos tres elementos se definen como sigue:

$$FDE = C_{pot} \left(\frac{\gamma Q}{\eta} H \right) + C_{tub} \gamma_m \pi e (D - e) L + C_{energ} \left(\frac{\gamma Q}{\eta} H \right) t \quad FA \quad (1)$$

En esta función, como se verá más adelante, tanto el costo de potencia como el costo de energía decrecen con el diámetro, mientras que el costo de tubería crece con el diámetro. De esta manera, la función *FDE* tendrá un costo mínimo, al cual corresponderá el diámetro económico.

El primer elemento, el costo de la potencia, representa la potencia instalada necesaria para conducir el caudal *Q* hasta una nueva altura $H = H_0 + 3 + h_f$, en donde *H* es la carga hidráulica total, *H*₀ el

desnivel topográfico entre las localidades de origen y destino, y h_f la pérdida por fricción. Se han añadido 3 m de sumergencia en el punto de entrega. Se ha considerado que η , la eficiencia del sistema motor-bomba, tiene un valor de 0.85. C_{pot} , que vale 3250 USD/kW en este trabajo, representa el costo de un kW instalado. Este costo incluye un factor de reserva de 1.25, es decir, una bomba de reserva por cada cuatro bombas en operación, y considera también el costo de construcción de la estación de bombeo.

El segundo término representa el costo de la tubería instalada en campo. En esta expresión, D es el diámetro exterior, γ_m el peso unitario (kg/m^3) del material de la tubería, y C_{tub} el costo unitario de la tubería, según el material, en USD/kg. Como puede verse, el costo de la tubería depende tanto de su diámetro como de su espesor, que dependen a su vez de la carga hidráulica y del esfuerzo admisible en el material, así como de las limitaciones que puedan imponerse a la relación D/e para evitar riesgos de colapso. La longitud del tramo de tubería es L . Se consideraron longitudes de 10 y 25 km, ya que, aunque los acueductos pueden ser muy largos, de más de una centena de kilómetros, suelen tener varias estaciones de bombeo, lo que se traduce, al dividir la carga hidráulica total entre el número de estaciones de bombeo, en menores presiones de operación a lo largo del acueducto. En vista de que para los desniveles de cálculo de 50 y 100 m, no se encontraron diferencias en el diámetro económico para las longitudes de 10 y 25 km, se usó una longitud de 10 km para los cálculos subsecuentes. La Tabla 1 muestra los valores típicos usados para los distintos materiales considerados para las tuberías. En este trabajo se consideran dos materiales: el acero de alta resistencia ($\sigma_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$, ASTM 572 Gr 50), y el polietileno de alta densidad (PEAD, con resinas PPI PE 4710 [2,3]). Para ambos materiales, se siguieron los criterios de diseño de la American Water Works Association (AWWA, [4,5]). Así, para el acero, el esfuerzo admisible es 0.5 veces su esfuerzo de fluencia (que vale 3500 kg/cm^2), mientras que para el PEAD es 0.625 veces la base de diseño hidrostática (BDH, igual a 112 kg/cm^2).

Tabla 1. Valores característicos de los materiales de la tubería

Material	C_{tub}	γ_m	D/e_{min}	$D_{m\acute{a}x}$	$D/e_{m\acute{a}x}$	$e_{m\acute{a}x}$	σ
	USD/kg	kg/m^3		m		mm	kg/cm^2
Acero	3.15	7850	150	4.5	50	50	1750
PEAD	2.85	959	30	2.5	7	125	70

El último término de la FDE se refiere al valor presente una serie de anualidades que representan el costo energético de bombear, durante 7,300 horas al año (20 horas por día), el caudal requerido. Por cada m^3/s bombeado se obtendrán 26.3 millones de metros cúbicos por año. FA representa el factor de actualización de la serie de anualidades. En este trabajo, se considera una serie de 10 años y una tasa de actualización del 10% anual. La Tabla 2 muestra otros factores de actualización posibles.

Tabla 2. Factores de actualización (FA)

r	10 años	20 años
5	7.722	11.462
6	7.360	11.470
8	6.710	9.818
10	6.145	8.514

Como puede verse en la tabla, el factor de actualización escogido, 6.145, corresponde al mínimo de la tabla. Una mayor cantidad de años, o una menor tasa de actualización, se traducirán en un mayor

peso relativo del concepto energía en el valor total del proyecto. Si se escoge, por ejemplo, una tasa de actualización del 5% durante 20 años, el costo de energía se duplicaría. El costo unitario de la energía, C_{energ} , se consideró de 0.10 USD/kWh.

El valor total de la *FDE* representará así el costo total del proyecto, incluida la energía necesaria para su operación durante cierto número de años, típicamente entre 10 y 20 años. El costo de inversión será la suma del costo de potencia y del costo de tubería.

3. DIÁMETRO ECONÓMICO. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO.

El procedimiento es el siguiente:

- 1) Se propone un desnivel H_o . Se inicia con 50 m y se calcula también para 100 m.
- 2) Se propone un caudal, empezando con $Q = 0.5 \text{ m}^3/\text{s}$, y calculando también para $Q = 1, 2, 4 \text{ y } 8 \text{ m}^3/\text{s}$.
- 3) Se propone una velocidad v del agua. El primer valor es 0.8 m/s, y se calcula con incrementos de 0.05 m/s hasta alcanzar 2.8 m/s.

- 4) Se calcula el diámetro interior, con la expresión $D_{int} = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}}$

- 5) Se calcula H con

$$H = H_o + 3 + \frac{f L Q^2}{12.103 D_{int}^5} \quad (2)$$

- 6) Se calcula e con

$$e = \frac{D_{int} H}{(2\sigma - H)} \quad (3)$$

- 7) Se calcula el diámetro exterior, $D = D_{int} + 2e$

- 8) Se calcula *FDE*

- 9) Se vuelve a (3), para incrementar la velocidad en 0.05 m/s

- 10) Al alcanzar la velocidad máxima del agua, $v = 2.8 \text{ m/s}$, se vuelve a (2), para incrementar el caudal Q .

- 11) Al terminar los cálculos para $8 \text{ m}^3/\text{s}$, se vuelve a (1), y se calcula para $H_o = 100 \text{ m}$.

4. INFLUENCIA DEL PERFIL TOPOGRÁFICO DEL TERRENO

Una vez planteada la *FDE*, y su procedimiento de cálculo, debe analizarse la influencia de algunas variables que pueden influir en el resultado. Una de ellas es el perfil topográfico del terreno, que se estudia habitualmente para definir los dispositivos de control ante los efectos de los fenómenos transitorios. Así, por ejemplo, un perfil cóncavo favorecerá la instalación de una cámara de aire, y un perfil altamente convexo hará económica la instalación de una torre de oscilación.

Para este trabajo se estudiaron, con fines de comparación, tres perfiles, el perfil recto, el perfil cóncavo, y el perfil convexo (Figura 1). Para cada uno de ellos se definió la ecuación del perfil topográfico y la expresión para calcular la carga hidráulica aplicable en el tramo del cálculo. La longitud total L se dividió en cinco tramos de cálculo.

Para tuberías de acero, los resultados mostraron igualdad de costos para desniveles bajos ($H_o = 50 \text{ m}$), al dominar en casi todos los casos el espesor mínimo establecido, mientras que para desniveles altos ($H_o = 300 \text{ m}$), las diferencias resultaron menores al 3% en costo total y menores al 5% en

diámetro económico, al comparar los perfiles cóncavos, más costosos, o los convexos, menos costosos, con el perfil recto.

En el caso del PEAD, la Figura 2 muestra los costos de proyecto y los diámetros económicos para los tres perfiles, para un caudal de $2 \text{ m}^3/\text{s}$ y un desnivel topográfico H_o de 50 m. En este caso, las diferencias entre los perfiles curvos y el recto son menores al 10% en el costo total, y menores al 5% en el diámetro económico.

En vista de los resultados anteriores, se estableció el perfil recto entre el origen y el destino como perfil de cálculo.

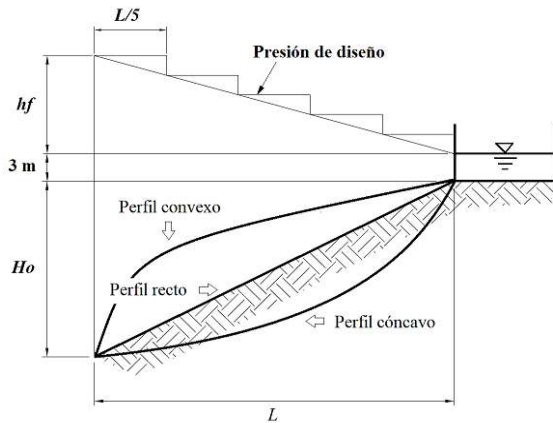


Figura 1. Esquema de la conducción

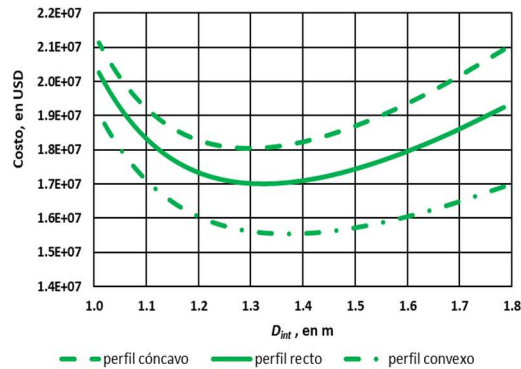


Figura 2. Costos totales de proyecto para perfiles cóncavo, recto y convexo. $H_o=50 \text{ m}$, $Q=2 \text{ m}^3/\text{s}$, tubería de PEAD.

5. INFLUENCIA DE LA FRICCIÓN

La segunda variable a analizar y a definir es la fricción. Se usa aquí, para el cálculo de las pérdidas de carga por fricción, la expresión de Darcy-Weisbach, como se indica en el procedimiento de cálculo del diámetro económico. Para la determinación del coeficiente de fricción f , se usa la expresión explícita de Swamee-Jain [6], en términos de la rugosidad relativa ϵ/D y del número de Reynolds, Re :

$$f = \frac{0.25}{\left[\log \left(\frac{\epsilon/D}{3.7} + \frac{5.74}{Re^{0.9}} \right) \right]^2} \quad (4)$$

El acero ha sido hasta ahora, junto con el concreto reforzado o presforzado, el material más usado para los acueductos a presión. Se usa para este material una rugosidad absoluta ϵ de 0.05 mm [7]. Para el polietileno de alta densidad (PEAD), que se usa ya también en los acueductos, la recomendación de los manuales de diseño es usar una rugosidad absoluta ϵ de 0.0015 mm [5].

La aproximación de la expresión explícita de Swamee-Jain resultó ser suficientemente exacta, para los fines de este trabajo. Se recalculó en algunos casos el valor de f con la expresión clásica de Colebrook-White, sin encontrar diferencias en las tres primeras cifras significativas. No se consideraron variaciones en el tiempo de los valores de f .

6. PRESENTACIÓN GENERAL DE RESULTADOS

La Figura 3 muestra, para una tubería de acero, $Q=0.5 \text{ m}^3/\text{s}$, $H_o=50 \text{ m}$, y $L=10 \text{ km}$, los valores del costo total del proyecto, en función del diámetro de la tubería, así como los costos parciales de potencia, energía, y tubería. Los dos primeros decrecen con el diámetro, mientras que el costo de la

tubería crece con el diámetro, lo que da lugar a un diámetro, 0.67 m, para el cual el costo es mínimo, en este caso 5.62 M USD.

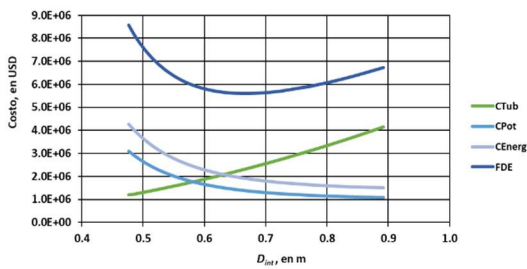


Figura 3. Costos parciales y totales para tubería de acero, $Q=0.5 \text{ m}^3/\text{s}$, $L=10 \text{ km}$ y $Ho=50 \text{ m}$

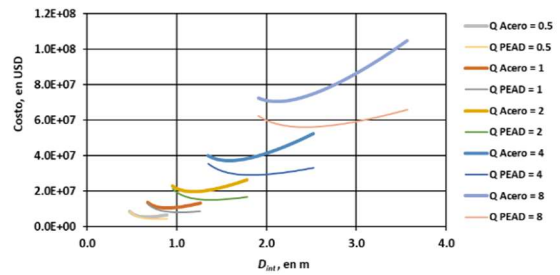


Figura 4. Función del diámetro económico (FDE) para $L=10 \text{ km}$ y $Ho=50 \text{ m}$

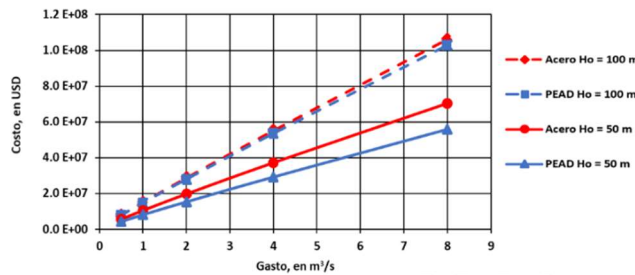


Figura 5. Función del diámetro económico (FDE) para $L=10 \text{ km}$, $Ho=50 \text{ m}$ y $Ho=100 \text{ m}$

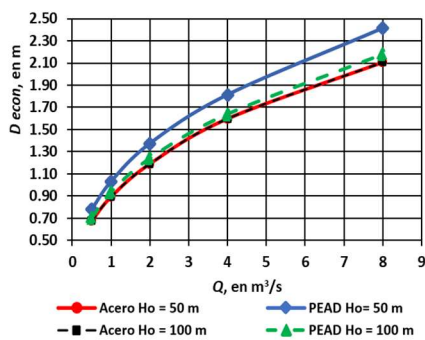


Figura 6. Diámetro económico vs gasto

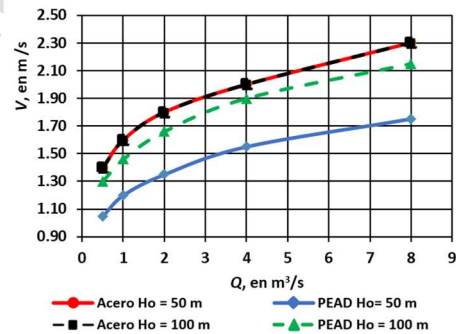


Figura 7. Velocidad asociada al costo mínimo

La Figura 4 muestra las curvas de costos totales para acueductos con $Ho=50 \text{ m}$ y $L=10 \text{ km}$, para cinco caudales diferentes y para dos materiales en la tubería, acero y PEAD. Con el caudal aumenta el costo y el diámetro económico, y para este desnivel, 50 m, los proyectos con tuberías de PEAD resultan siempre con costos menores a aquéllos que usan tuberías de acero. En la Figura 5 se muestran los costos totales de proyecto en función del caudal Q , para desniveles de 50 y 100 m, y para tuberías de acero y de PEAD. Como puede esperarse, los costos se incrementan con el caudal y con el desnivel, al ser los tres términos de la FDE funciones casi lineales del producto QH_o . El costo del PEAD es bastante menor para un desnivel de 50 m, aunque para un desnivel de 100 m su costo es apenas ligeramente menor al del acero. Las Figuras 6 y 7 muestran los diámetros económicos y sus velocidades asociadas en términos del caudal Q , para los dos materiales y para los dos desniveles topográficos usados. Es de notarse que, en el caso del acero, los diámetros económicos resultan iguales para ambos desniveles, y que en el caso del PEAD los diámetros económicos disminuyen y las velocidades de flujo aumentan al incrementarse el desnivel topográfico. Con el caudal se incrementan tanto los diámetros económicos como las velocidades de flujo.

7. COSTOS POR M³ DE AGUA

La Figura 8 muestra el costo unitario, por m³ de agua, en función del diámetro de la tubería, para acero y para PEAD. La Figura 9 muestra los costos unitarios en términos del caudal Q , para desniveles de 50 y 100 m, y para tuberías de acero y PEAD.

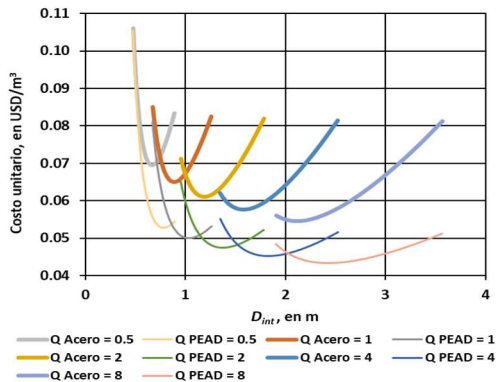


Figura 8. Costo unitario vs diámetro interior

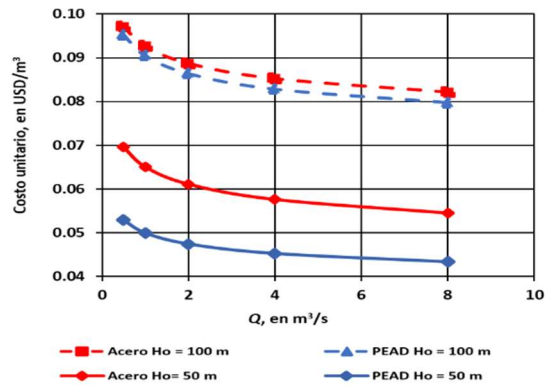


Figura 9. Costo unitario vs gasto

8. ENERGÍA REQUERIDA POR M³ DE AGUA

Igualmente, interesantes son las Figuras 10 y 11, que muestran los consumos energéticos, en kWh por metro cúbico de agua, en función del diámetro y de la velocidad de flujo. Se aprecia que el consumo energético tiende hacia un mínimo, de aproximadamente 0.18 kWh/m³ para 50 m de desnivel y 10 km de longitud, que corresponde a los mayores diámetros y a las menores velocidades, para los casos mostrados. Como los diámetros económicos no son los mayores, los consumos energéticos de un acueducto de costo mínimo serán mayores al valor mínimo mencionado arriba, como puede verse en la Figura 11, que muestra los consumos energéticos correspondientes a los diámetros económicos, en función del caudal Q , y para desniveles de 50 y 100 m y tuberías de acero y PEAD. Es de notarse que consumo para el PEAD, para un desnivel de 50 m, es muy cercano al valor mínimo mencionado arriba.

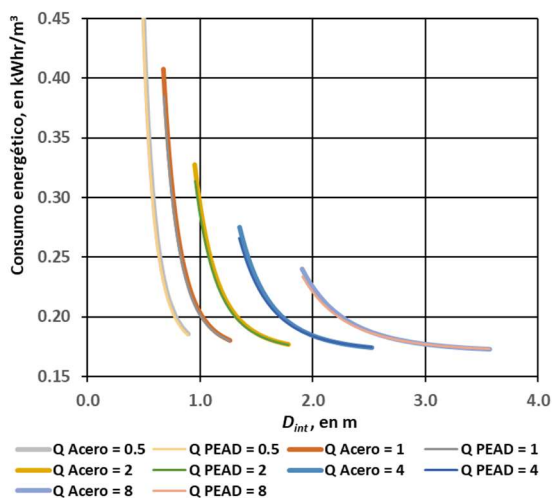


Figura 10. Consumo energético vs diámetro $L = 10 \text{ km}$ y $H_o = 50 \text{ m}$

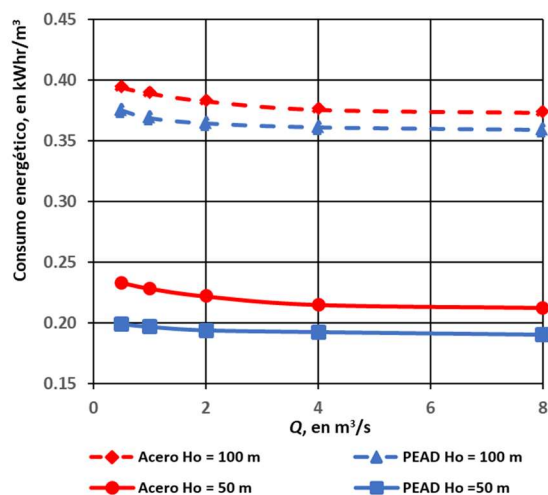


Figura 11. Consumo energético vs gasto $L = 10 \text{ km}$, $H_o = 50 \text{ y } 100 \text{ m}$

9. COSTOS RELATIVOS DE LOS CONCEPTOS POTENCIA, TUBERÍA Y ENERGÍA

Los valores relativos de los conceptos potencia, energía y tubería, para desniveles de 50 y 100 m, aparecen en las Figuras 12, para el acero, y 13, para el PEAD. Es notable, para el caso del acero, la alta variación de los costos relativos al incrementarse el desnivel, y el alto costo de la tubería para $H_o=50$ m, reflejando en ambos casos la baja eficiencia de este material para desniveles topográficos pequeños. Para el PEAD, es menor la variación de los costos relativos al incrementarse el desnivel, lo que refleja rangos de utilización adecuados. El costo de energía es generalmente el más significativo. Variaciones al alza o a la baja en los costos unitarios definidos para esos tres conceptos traerán incrementos o decrementos en el valor relativo de cada uno de estos conceptos.

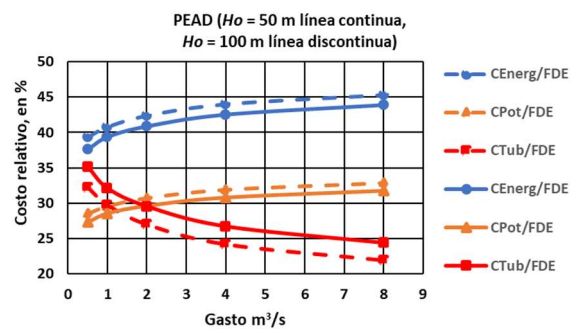
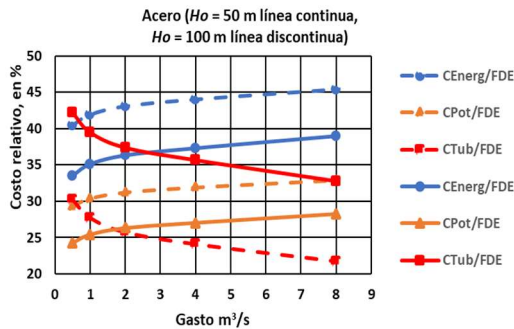


Figura 12. Costos relativos, acero: Potencia, Tubería y Energía. $L=10$ km; $H_o=50$ y 100 m

Figura 13. Costos relativos, PEAD: Potencia, Tubería y Energía. $L=10$ km; $H_o=50$ y 100 m

10. RELACIONES ENTRE COSTO DE TUBERÍA Y FRICCIÓN

De acuerdo con Stephenson [8], si se desea obtener el diámetro óptimo con respecto al caudal Q , puede tomarse el cociente FDE/Q , derivarlo con respecto a Q , e igualarlo a cero,

$$\frac{\partial FDE/Q}{\partial Q} = 0 \quad (7)$$

Obteniendo

$$2 [C_{pot} + C_{energ} t FA] \frac{\gamma Q h_f}{\eta} = C_{tub} \gamma_m \pi e(D - e) L \quad (8)$$

lo que significa que el costo de la tubería debe ser dos veces el costo de la potencia y la energía requeridas para vencer la fricción. Se llamará $C_{t/f}$ al cociente entre el costo de la tubería y el costo de la fricción, que teóricamente debe ser igual a 2. La Figura 15 muestra los valores de $C_{t/f}$ con respecto al caudal Q , para los diámetros económicos. Estos valores no son los teóricos, pero muestran uniformidad. Para el acero, son casi constantes, así como para el PEAD, para gastos mayores a $2 m^3/s$. De hecho, el valor teórico de 2 se alcanza, en el acero, para diámetros ligeramente menores a los económicos. Lo que la Figura 15 indica es que, para los costos unitarios usados, el costo de la fricción es alto para el acero y bastante menor para el PEAD, con respecto al costo de la tubería. Como referencia, en la Figura 14 se muestran los valores relativos de la carga de fricción con respecto a la carga hidráulica total, para distintos gastos, materiales, y desniveles topográficos.

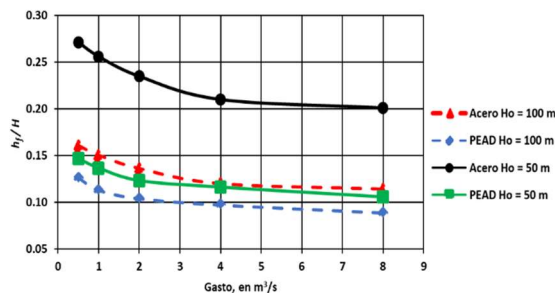


Figura 14. Carga de fricción entre la carga total (h_f/H) en función de Q

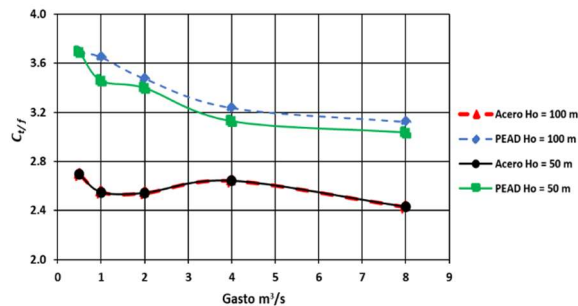


Figura 15. Cociente entre el costo de tubería y costo de la fricción ($C_{t/f}$) en función de Q

11. PESO TOTAL DE LA TUBERÍA A TRANSPORTAR Y KW INSTALADOS

El peso total de la tubería y la potencia instalada requerida pueden ser variables a considerar desde el punto de vista ambiental, mostradas en las Figuras 16 y 17, en toneladas y en kW, en función del caudal Q , para desniveles de 50 y 100 m. Se aprecia la ventaja en peso del PEAD, que para $Ho=50$ m representa el 66% del peso de la solución en acero, aunque para 100 m de desnivel esta ventaja desaparece, siendo mayor el peso del PEAD. La potencia instalada requerida es menor para el PEAD, para ambos desniveles topográficos.

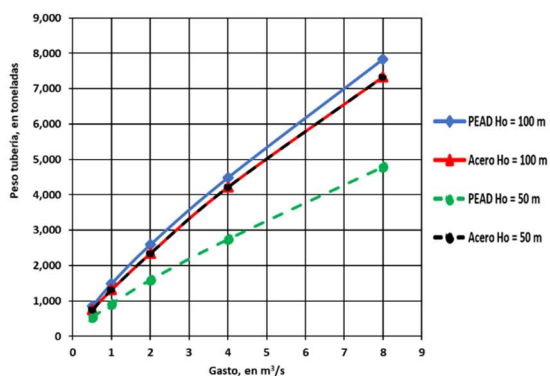


Figura 16. Peso de la tubería en función del gasto

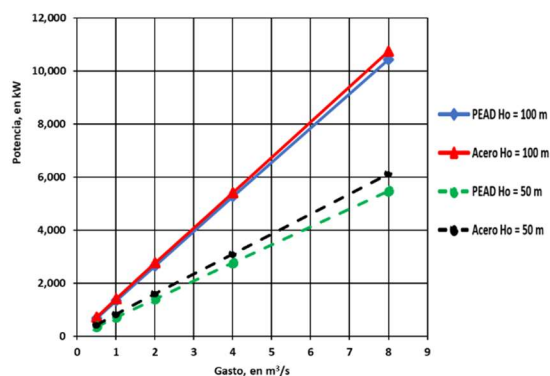


Figura 17. Potencia instalada en función del gasto

El peso total de la tubería de acero para $Ho = 50$ m y $Ho = 100$ m es prácticamente el mismo, dado que el espesor calculado es casi siempre menor al espesor mínimo establecido para evitar riesgo de colapso, $e_{min} = D/150$ [9]. De hecho, esta relación D/e corresponde, para un acero de alta resistencia, a una presión o carga hidráulica de 233 metros de columna de agua, por lo que el uso del acero se justifica plenamente por encima de este último valor.

12. REVISIÓN FINAL POR GOLPE DE ARIETE

La revisión final se hace con las envolventes de presiones máximas y mínimas. En lo que se refiere a las presiones mínimas o depresiones, al escoger las relaciones D/e_{min} de 150 [9] para el acero y de 30 para el PEAD (Tabla 1), se aseguró la protección de las tuberías ante el riesgo de colapso por vacío interno, que representa la situación más extrema y adversa. En cuanto a las sobrepresiones, la norma AWWA permite para el acero una presión 1.5 veces mayor a la del diseño para flujo establecido, y para el PEAD una presión 2 veces mayor. Podemos por tanto considerar que no es necesario modificar los diámetros y espesores calculados para el flujo establecido son válidos

también para el flujo transitorio, siendo que las sobrepresiones permitidas por las normas son altas y existiendo los dispositivos de control de transitorios que pueden asegurar sobrepresiones menores a las admisibles [10].

13. CONCLUSIONES

Se presentó una función del diámetro económico, FDE , que permite calcular los diámetros económicos de acueductos a presión, tanto en proyectos genéricos como en proyectos específicos. Para el caso de los proyectos genéricos, se presentaron figuras e interpretaciones que permiten tener una visión general del problema. Para los proyectos específicos, bastará con aplicar los valores de las variables y los costos unitarios específicos del lugar y del momento.

La FDE , que representa el costo total de un acueducto, refleja claramente una relación prácticamente lineal con el caudal Q y el desnivel H_o , al depender los tres términos de la FDE ($CPot$, $CTub$, y $CEnerg$) del producto QHo . Además del costo total, el monto de inversión y el costo energético dependen también directamente del producto QHo . El costo por m^3 es casi directamente proporcional al desnivel H_o .

El PEAD presenta ventajas para desniveles menores o iguales a 100 m. Estas son las siguientes: menor costo total, menor consumo energético, menor costo por m^3 , menor costo de la tubería, y menor monto de inversión. Sin embargo, tiene algunas limitaciones, impuestas por el espesor máximo de pared (110 mm), ya que su desnivel máximo factible es $H_o=120$ m, para gastos de $1 m^3/s$ y menores. Para $H_o=100$ m, admite un caudal máximo de $2 m^3/s$. Si $H_o=50$ m, el PEAD puede cubrir toda la gama de gastos.

El acero, en cambio, domina en los desniveles mayores a 100 m, alcanzando su mayor eficiencia como material por encima de los 200 m, y en los caudales que requieren grandes diámetros, para los cuales la tecnología actual del PEAD, si bien alcanza diámetros de 2.50 m, no suministra aún los espesores requeridos.

Los pasos siguientes a ejecutar en este trabajo son: 1, Adaptar los resultados a los diámetros y espesores comerciales, ya que aquí se calculó para valores continuos, y 2, Considerar otros materiales para las tuberías, esencialmente concreto y hierro dúctil, y también PVC y PRFV, a pesar de que estos materiales son menos resilientes y sus inconvenientes pueden ser mayores a sus ventajas.

Nomenclatura

$CEnerg$	Costo total del concepto energía, en USD
$CPot$	Costo total del concepto potencia, en USD
$CTub$	Costo total del concepto tubería, en USD
C_{energ}	Costo unitario de la energía, en USD/kWh
C_{pot}	Costo unitario de la potencia, en USD/kW
C_{tub}	Costo unitario de la tubería, en USD/kg
$C_{t/f}$	Cociente entre el costo de la tubería y el costo de la fricción
D	Diámetro exterior de la tubería, en m
D_{int}	Diámetro interior de la tubería, en m
D_{econ}	Diámetro económico, en m
η	Eficiencia del sistema motor-bomba
ϵ	Rugosidad absoluta del material de la tubería, en m
e	Espesor de pared de la tubería, en m
f	Coefficiente de fricción de Darcy-Weisbach
FDE	Función del diámetro económico
FA	Factor de actualización

γ	Peso específico del agua, en kN/m ³
γ_m	Peso específico del material de la tubería, en kg/m ³
H	Carga hidráulica total, en m
h_f	Carga de fricción, en m
H_o	Desnivel topográfico entre los puntos de origen y destino, en m
L	Longitud del acueducto, en m
Q	Gasto o caudal, en m ³ /s
Re	Número de Reynolds, adimensional
r	Tasa de actualización
t	Tiempo de operación del acueducto, en horas/año
v	Velocidad del agua en la tubería, en m/s
σ	Esfuerzo admisible de trabajo en la tubería, en kg/cm ²
σ_y	Esfuerzo de fluencia del acero, en kg/cm ²

REFERENCIAS

- [1] F. Ghassemi and I. White. *Interbasin Water Transfer*. Cambridge Univ. Press, Cambridge, 2007.
- [2] Plastics Pipe Institute. *Report TR-4. HDB/HDS/MRS/Listed Materials*. Irving, Texas, 2018.
- [3] Plastic Pipe Institute. *Handbook of polyethylene pipe*. PPI, 2ª Ed, Irving, Texas, 2009.
- [4] AWWA. Manual M 11. Steel Water Pipe – A Guide for Design and Installation. 4th Ed, Denver, 2006.
- [5] AWWA. Manual M 55. PE Pipe – Design and Installation. 1st Ed, Denver, 2006.
- [6] Swamee, P.K.; Jain, A.K. (1976). “Explicit equations for pipe-flow problems”. *ASCE, Journal of the Hydraulics Division*. **102** (5): 657-664.
- [7] Moody, L.F. “Friction factors for pipe flow”. *Transactions ASME*, Vol 66 No 671, 1994.
- [8] D. Stephenson. *Pipeline design for water engineers*. Developments in Water Science, Vol 15, 2nd Ed, Elsevier, Amsterdam, 1981.
- [9] R. Autrique and E. Rodal. “Experimental verification of steel pipe collapse under vacuum pressure conditions”. *28th Symposium on Hydraulic Machinery and Systems, IAHR*, Grenoble, 2016. (Disponibile en Research Gate).
- [10] R. Autrique and E. Rodal. “The unitary aqueduct method. A new tool for the design of air chambers”. Paper 262, *29th Symposium on Hydraulic Machinery and Systems, IAHR*, Kyoto, 2018. (Disponibile en Research Gate).

CUSTOS DE CONSTRUÇÃO DE INFRAESTRUTURAS ASSOCIADAS AO CICLO URBANO DA ÁGUA

Marta Cabral¹, Alexandre Pinheiro², Valentina Marchionni³, Sara Antunes⁴, Nuno Lopes⁵,
Luís Mamouros⁶, Nuno Brôco⁷, Dídía Covas⁸,

RESUMO

A presente comunicação tem como objetivo apresentar os resultados de um estudo exaustivo efetuado em Portugal pelo Instituto Superior Técnico (IST) e financiado pela Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR) e pelo Programa Operacional para a Sustentabilidade e Eficiência no Uso de Recursos (POSEUR), com vista à obtenção e validação de funções de custos de construção de diferentes infraestruturas do ciclo urbano de água. A metodologia utilizada para a construção e validação de funções de custo inclui quatro etapas principais: 1) Recolha, seleção e processamento de dados; 2) Atualização dos custos à data de referência; 3) Estabelecimento das rubricas de custo e identificação dos parâmetros característicos; 4) Cálculo e validação das funções de custos obtidas. Foram utilizados mapas orçamentais provenientes de várias entidades gestoras de serviços de águas e de águas residuais em Portugal. Os custos de construção foram obtidos com base em contratos de construção em Portugal realizados entre 1998 e 2016. As funções de custo foram calculadas através de regressões lineares simples ou múltiplas e para os diferentes componentes do sistema de abastecimento de água e de saneamento.

Palavras-Chave

Custos de construção, Abastecimento de água, Gestão de águas residuais

1. INTRODUÇÃO

A tomada de decisão nos sistemas de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais requer uma abordagem abrangente que garanta o melhor desempenho a um nível de risco aceitável, tendo em consideração os custos de construção, operação, manutenção e eliminação de ativos ao longo do seu ciclo de vida [1]. As funções de custo permitem a determinação do custo de substituição de infraestruturas atuais e a estimativa do custo de projetos futuras [2]. As funções de custo constituem ferramentas essenciais na análise de custos, uma vez que fornecem informação útil para a conceção de novos sistemas e a gestão de sistemas existentes, contribuindo para uma gestão mais sustentável a curto, médio e longo prazo [34].

Foram desenvolvidos muitos trabalhos nesta temática, nomeadamente a construção de modelos de custos para os diferentes tipos de infraestruturas do ciclo urbano de água. A nível nacional, salienta-se uma publicação de referência, pioneira nesta temática, intitulada “Custos de Construção e

¹ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Av. Rovisco Pais, Lisboa, Portugal. marta.f.cabral@tecnico.ulisboa.pt

² CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal

³ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal

⁴ AdP Serviços, Rua Visconde de Seabra, Lisboa, Portugal.

⁵ AdP Serviços, Rua Visconde de Seabra, Lisboa, Portugal.

⁶ AdP Serviços, Rua Visconde de Seabra, Lisboa, Portugal.

⁷ AdP Serviços, Rua Visconde de Seabra, Lisboa, Portugal.

⁸ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. didia.covas@tecnico.ulisboa.pt

Exploração” [5]. Posteriormente, o Grupo Águas de Portugal (AdP Serviços, S.A. – Direção de Engenharia), iniciou um estudo que resultou na publicação de três relatórios internos de carácter confidencial. Tiveram como objetivo coligir e analisar os preços unitários das obras adjudicadas nas diferentes empresas do Grupo AdP e obter funções de custo de construção para previsão de valores de investimento associados a novas infraestruturas. A nível internacional, destacam-se os trabalhos de Clark *et al.* [6] que utilizou uma base de dados de custos fornecidos pela USEPA, para desenvolver um modelo de regressão capaz de estimar os custos de construção, expansão, reabilitação e reparação dos sistemas de distribuição de água. Walski [7] apresentou um resumo de equações de custo para estações elevatórias de águas e águas residuais com recomendações de aplicação. Foram apresentadas outras funções de custo por Bester *et al.* [8] para diferentes infraestruturas de águas residuais no Sul de África.

O presente estudo tem como objetivo apresentar os resultados de um estudo efetuado em Portugal pelo Instituto Superior Técnico (IST) e financiado pela Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR) e pelo Programa Operacional para a Sustentabilidade e Eficiência no Uso de Recursos (POSEUR) [9], com vista a estabelecer e validar funções de custo de construção de diferentes infraestruturas do ciclo urbano de água. Incluindo o sistema de abastecimento de água (e.g., condutas de adução e de distribuição e ramais, reservatórios e estações elevatórias) e o sistema de saneamento de águas residuais (e.g., coletores domésticos e pluviais e ramais, condutas elevatórias, emissários gravíticos e estações elevatórias). A construção das funções de custo teve em consideração as características físicas (e.g., material, diâmetro nominal, volume) e as características hidráulicas dos componentes (e.g., potência hidráulica, altura de elevação e caudal).

A metodologia adotada e a utilização de modelos de regressão linear simples e múltipla permitiram a construção de funções de custo tendo por base dados de custo e de infraestruturas provenientes de diferentes entidades gestoras em Portugal. As principais contribuições inovadoras deste estudo incluem: i) a utilização de dados de custos de contratos adjudicados, os quais foram analisados e processados de forma a obter resultados fiáveis; ii) o desenvolvimento de uma metodologia robusta para a estimativa de funções de custos, que poderá ser adotada noutros domínios; e iii) a construção de funções de custo explicadas por variáveis com significado físico descrito por parâmetros característicos físicos e hidráulicos dos diferentes componentes.

2. METODOLOGIA

A metodologia adotada para obter e validar os custos unitários de construção de diferentes componentes do ciclo urbano de água é constituída por quatro etapas: 1) Recolha, seleção e processamento dos dados; 2) Atualização de custos à data de referência; 3) Estabelecimento das rubricas de custo e identificação dos parâmetros característicos; 4) Cálculo e validação das funções de custos de construção. As etapas serão descritas em detalhe nas secções seguintes.

2.1. RECOLHA, SELEÇÃO E PROCESSAMENTO DE DADOS

A informação utilizada para a obtenção dos custos de construção tem por base contratos de construção de obras adjudicadas e realizadas em Portugal continental, fornecidos por entidades gestoras, pela ERSAR e pelo POSEUR. Estes contratos incluem os custos de construção dos principais componentes das infraestruturas analisadas. O universo de contratos de empreitadas apresenta o intervalo temporal entre 1998 e 2016, tendo sido recolhidos contratos de todas as regiões do país, de modo a constituírem uma amostra de dados representativa da realidade nacional. Uma vez selecionados os contratos, procede-se à análise dos mapas orçamentais por forma a recolher informação relativa aos custos de construção de cada componente e à elaboração de uma base de dados por tipo de componente onde foi incluída a identificação do componente, a origem da informação, as suas principais características físicas, a data do contrato e os respetivos custos discriminados por rubricas ou de forma agregada.

2.2. ATUALIZAÇÃO DE CUSTOS À DATA DE REFERÊNCIA

Os contratos das empreitadas referem-se a datas de construção distintas, entre 1998 e 2016, devendo os custos das infraestruturas serem atualizados a uma mesma data de referência. Adotou-se para o presente estudo, o ano de referência 2016. A atualização de custos é efetuada tendo por base os valores do Índice Harmonizado de Preços no Consumidor (IHPC), disponibilizados pelo Banco de Portugal. Os custos de construção são atualizados para o ano de 2016, com base nos fatores de atualização acumulados através da seguinte fórmula:

$$C_a = C_n \cdot \prod_{i=n+1} (1 + t_i) = C_n \cdot Fa_n \quad (1)$$

sendo C_a , o custo atualizado ao ano 2016 (€), C_n , o custo de construção da empreitada no ano n (€), t_i , o índice de preços anual (IHPC), entre o ano seguinte em que foi construída a empreitada e o ano 2016 (-), n , o ano de adjudicação da empreitada (anos), e Fa_n fator de atualização correspondente ao IHPC anual acumulado entre o ano de construção n e o ano de 2016 (-).

2.3. RUBRICAS DE CUSTO E PARÂMETROS CARACTERÍSTICOS

As funções de custo expressam a relação entre os custos e os parâmetros característicos associados a cada componente, com as diversas operações associadas à construção e instalação do mesmo.

Nos reservatórios e estações elevatórias de águas e águas residuais, os custos são divididos em duas componentes: custo de construção civil (C_{cc}), que inclui os custos do estaleiro, movimento de terras, fundações e estruturas, arquitetura e outros trabalhos de construção civil; e custo de equipamento eletromecânico e instalações elétricas (C_e), que inclui os custos da tubagem, acessórios e componentes eletromecânicos e instalações elétricas.

Nos reservatórios, o custo depende da tipologia de reservatório (apoiado ou elevado), da existência de estação elevatória associada e da sua capacidade. A capacidade ou volume, V (m^3), é o parâmetro característico mais importante dos reservatórios apoiados; se existir estação elevatória associada é necessário incluir também a potência de escoamento; no caso dos reservatórios elevados, o custo depende do volume e da altura do fuste, h (m).

Nos que diz respeito às estações elevatórias, o parâmetro característico utilizado para a obtenção dos custos de construção é a potência hidráulica de escoamento, P_e (kW), descrita pela seguinte equação:

$$P_e = \gamma QH \quad (2)$$

sendo γ , o peso volumico da água (9.81 kN/m^3), Q , caudal nominal total correspondente à soma de caudais nominais dos grupos eletrobomba instalados em paralelo, excluindo o grupo de reserva (m^3/s), e H , altura nominal de elevação de cada grupo em paralelo, admitindo que os grupos são iguais (m). Considerou-se sempre a existência de um grupo eletrobomba de reserva, sendo a potência instalada e o caudal considerados os referentes ao número de grupos ativos; considerou-se também que os grupos estavam sempre instalados em paralelo, exceto se houvesse informação em contrário.

As funções de custo de reservatórios e estações elevatórias são definidas como funções de potência dos parâmetros característicos acima referidos.

Os custos de construção de tubagens são definidos em função das rubricas de custo e das dimensões da vala, descrita pela seguinte equação:

$$C = C_{Pav} L' + C_E PL + C_{Tub} + C_A \quad (3)$$

sendo C_{Pav} , o custo de levantamento e reposição de pavimento por unidade de área ($€/m^2$), C_E , o custo de movimento de terras por unidade de volume ($€/m^3$), C_{Tub} , o custo de tubagem por unidade de comprimento ($€/m$), C_A , o custo de acessórios por unidade de comprimento ($€/m$), L' , a largura de

pavimento removido e recolocado (m), L , a largura da vala (m), e P , a profundidade da vala (m). O custo de levantamento e reposição do pavimento, C_{pav} , depende do tipo de pavimentação e da largura da área de pavimentação (e.g., largura da vala ou a largura total do arruamento), assim, optou-se pelo cálculo destes custos em separado, os quais deverão ser adicionados ao custo de tubagem.

2.4. CÁLCULO E VALIDAÇÃO DAS FUNÇÕES DE CUSTOS

A estimativa das funções de custo é baseada em vários modelos de regressão linear simples e múltipla, cuja forma geral é:

$$Y_i = b_{0i} + b_{1i}X_i \quad (4)$$

sendo Y_i , as variáveis dependentes; X_i , as variáveis independentes; b_{0i} , b_{1i} os coeficientes estimados. No presente estudo, as variáveis dependentes correspondem aos custos unitários de construção e as variáveis independentes correspondem aos parâmetros característicos representativos, que afetam significativamente a variação dos custos. A regressão polinomial pode ser considerada um caso especial da regressão linear simples. As regressões lineares também podem ser utilizadas com as relações que não são inerentemente lineares (por exemplo, função de potência), mas pode ser linearizado após uma transformação matemática. A análise estatística foi efetuada utilizando o *software R* (<http://www.r-project.org>), um conjunto integrado de ferramentas estatísticas computacionais para análise dos dados de distribuição gratuita.

Nas funções polinomiais de segundo grau e nas funções lineares simples utilizadas na construção das funções de custo de condutas, coletores e emissários, foram assumidos pressupostos para o valor da constante b_{0i} . Esta constante representa o custo de abertura de vala sem instalação de tubagem e acessórios, o qual corresponde ao somatório do valor mediano do custo associado ao movimento de terras para uma vala com largura mínima (0.5 m) e profundidade mínima (1.0 m para condutas, 1.2 m para emissários e 1.4 m para coletores pluviais) e o valor mediano do custo de estaleiro.

Sempre que possível, a estimativa das funções de custo inclui a definição de bandas de predição de 90% para a previsão de dados futuros. Por outro lado, as funções determinadas são apenas válidas dentro do domínio de valores do(s) parâmetro(s) característico(s) da amostra, designado por domínio de aplicação. No caso dos custos de levantamento e reposição de pavimento são reportados intervalos descritivos recorrendo a quartis; estes são representados através de gráficos em forma de diagramas de caixa indicando os percentis 5 e 95%, os valores máximo e mínimo e a mediana da amostra.

O teste e a validação dos modelos são importantes para atribuir a confiabilidade dos modelos. Uma vez construídos os modelos de regressão, é importante confirmar a qualidade do ajuste do modelo e a significância estatística do modelo e dos parâmetros estimados, de modo a identificar observações que merecem maior atenção e consideração, como em particular observações atípicas, ou seja, valores anómalos. Além disso, uma forma de medir a qualidade do ajuste do modelo é através do coeficiente de determinação, R^2 , que indica quanto o modelo é capaz de explicar os dados analisados; este valor pode variar no intervalo [0; 1] ou [0; 100]%, sendo que o valor 1 indica que o modelo é bastante adequado e o valor zero que o modelo é inadequado. No caso dos modelos de regressão múltipla é aconselhável a utilização do coeficiente de determinação ajustado, R_{adj}^2 .

3. CASOS DE ESTUDO

O presente estudo utiliza dados de custo de infraestruturas do ciclo urbano de água, entre 1998 e 2016 provenientes de diferentes entidades gestoras de Portugal. A caracterização da amostra por componente é apresentada na Quadro 1, incluindo o tipo de componente, o número de elementos, a data dos contratos e as características dos componentes.

Quadro 1. Caracterização da amostra dos diferentes componentes do ciclo urbano de água

Componentes		Número de elementos	Período	Características
Abasteci- mento de água	Conduatas adutoras	535	[2004; 2016]	Material: Aço, PEAD, FFD, PVC L (m): [10; 21 522] Conduatas – DN (mm): [50; 1 800] Ramais – DN (mm): [20; 200]
	Conduatas de distribuição	424		
	Ramais	359		
	Reservatórios apoiados sem estação elevatória	126		
	Reservatórios apoiados com estação elevatória	32	[2005; 2014]	V (m ³): [75; 6 000] Q (l/s): [1; 722] H (m c.a.): [13; 307]
	Estações elevatórias	37	[2005; 2015]	P _e (kW): [0.13; 430]
Sanea-mento de águas residuais	Emissários gravíticos	370	[1998; 2016]	Material: PPc, FFD, PVC, Betão, PEAD L (m): [10; 69 320] DN (mm): [80; 1 600]
	Coletores domésticos	155		
	Coletores pluviais	42		
	Conduatas elevatórias	205		
	Ramais	99		
	Estações elevatórias convencionais e compactas	360	[2005; 2015]	Q (l/s): [3; 1 329] H (m c.a.): [3; 83]

Q = caudal (l/s); H = altura de elevação (m c.a.); L = extensão (m); V = volume (m³); P_e = potência hidráulica de escoamento (kW); DN = diâmetro nominal (mm); PEAD = polietileno de alta densidade; FFD = ferro fundido dúctil; PVC = policloreto de vinilo; PPc = Polipropileno corrugado.

4. RESULTADOS

As funções de custo obtidas são apresentadas nas seguintes secções para os diferentes componentes dos sistemas de abastecimento de água e de saneamento de águas residuais. Para cada componente é apresentado o R² e o domínio de aplicação de cada função de custo.

4.1. LEVANTAMENTO E REPOSIÇÃO DE PAVIMENTO

O custo de pavimentação inclui o arranque e reposição do pavimento, assim como a marcação e o corte do mesmo. A área de pavimentação corresponde à área relativa às conduatas ou coletores e a das às caixas de visita e ramais domiciliários. Existem vários tipos de pavimentação: LR1 – Betume asfáltico em estradas municipais; LR2 – Betume asfáltico em estradas nacionais; LR3 – Cubos de granito, calçada à portuguesa, blocos de encaixe, paralelos e pedra do chão; LR4 – Saibro, terra batida e brita; LR5 – Macadame; LR6 – Betonilha esquartelada; LR7 – Pavimento genérico (corresponde ao custo mediano dos diferentes tipos de pavimento definidos – 14.4 €/m²). A marcação do pavimento apresenta um custo unitário (mediano) de 0.2 €/m e o corte do pavimento apresenta 0.8 €/m. Os custos unitários das tipologias de pavimentos são expressos em €/m² (Figura 1). Assim, para obter os custos de referência em €/m é necessário multiplicar estes valores pela largura de pavimentação pretendida.

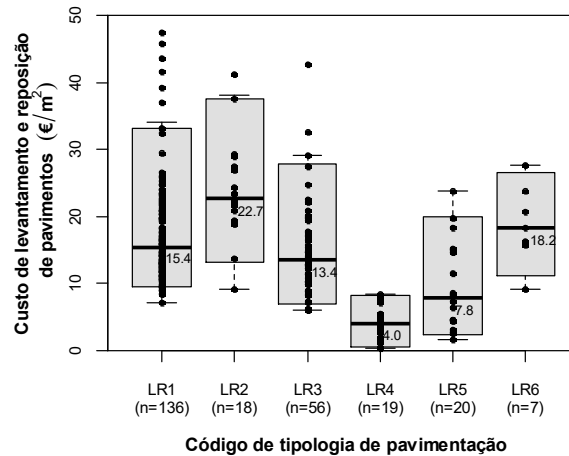


Figura 1. Custo de levantamento e reposição das diferentes tipologias de pavimentação

4.2. ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS DE ÁGUAS E ÁGUAS RESIDUAIS

Os custos das estações elevatórias (EE) de água são expressos em função da potência hidráulica de escoamento, P_e (Figura 2a). As funções de custo apresentam coeficientes de correlação razoáveis, R^2 igual a 0.83 para a C_{cc} e 0.86 para a C_e . O C_{cc} varia entre 10 a 30% do custo total para $P_e > 50$ kW, mas para potências inferiores apresenta uma variação entre 20 a 50%. Isto poderá ser explicado pelo facto de estações elevatórias de baixa potência serem mais sensíveis ao tipo de equipamento eletromecânico e elétrico instalado, bem como aos materiais utilizados na construção do edifício.

As EE de águas residuais foram divididas em três tipos, de acordo com o número de grupos eletrobomba e o tipo de edifício: Tipo I – compactas e convencionais sem edifício; Tipo II – convencionais com edifício 1+1; e Tipo III – convencionais com edifício 2+1 ou 3+1. Observa-se um aumento do custo de construção das EE do Tipo I para o Tipo II, e do Tipo II para o Tipo III (Figura 2b).

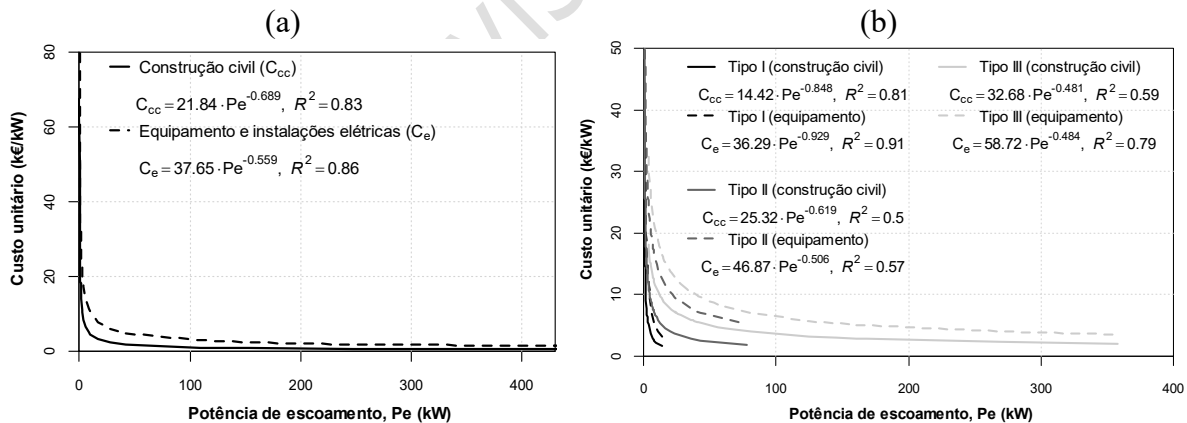


Figura 2. Funções de custo de estações elevatórias: (a) de águas; (b) de águas residuais

4.3. RESERVATÓRIOS APOIADOS

Os reservatórios foram divididos em reservatórios apoiados com ou sem EE associada. O seu custo é expresso em função do volume e da potência hidráulica de escoamento da EE (caso exista). As funções de custo obtidas são apresentadas na Figura 3.

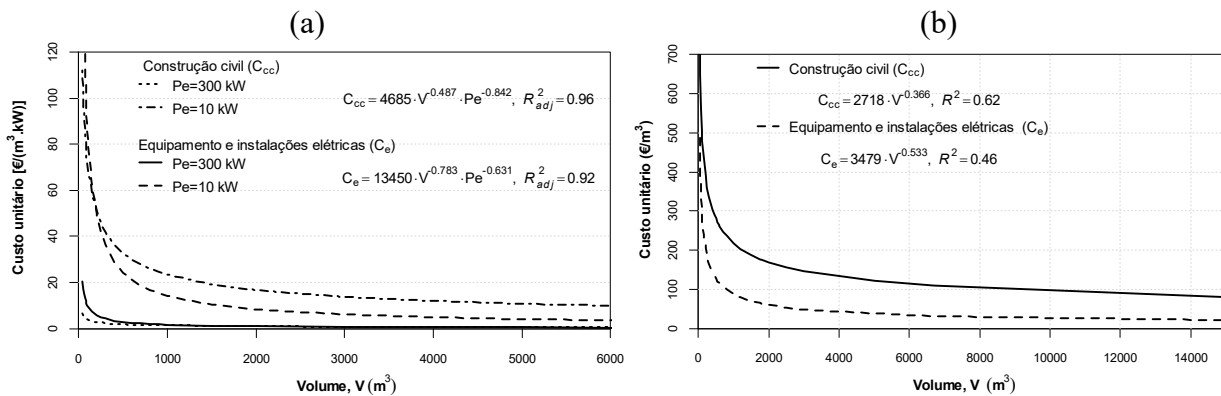


Figura 3. Funções de custo de reservatório apoiado: a) com EE; b) sem EE

4.4. CONDUTAS ADUTORAS E DE DISTRIBUIÇÃO

Nas condutas adutoras e de distribuição as funções de custo foram obtidas em função do diâmetro nominal, DN (mm), e do material de tubagem. No entanto, existem outros fatores que influenciam os custos de construção das condutas como, por exemplo, o volume e natureza do movimento de terras (% de rocha), extensão e localização. Estes parâmetros característicos contribuem para a dispersão de dados da amostra.

Nas condutas adutoras, os principais materiais utilizados são FFD, Aço e PEAD. As funções de custo são apresentadas na Figura 4(a), verificando-se que a tubagem de PEAD é utilizada para diâmetros nominais mais pequenos (< 710 mm), o FFD abrange uma maior gama de diâmetros nominais e o aço inclui os maiores diâmetros (> 500 mm). Em termos de custos de construção, o FFD apresenta custos mais elevados, seguido do aço e, por último, o PEAD.

Nas condutas de distribuição, os materiais considerados foram os seguintes: FFD, PVC e PEAD. As funções de custo para as condutas de distribuição (Figura 4b) mostram que os três materiais são utilizados para gamas de diâmetros nominais semelhantes. No caso do PEAD, devido à elevada variabilidade de custos, os elementos foram divididos em dois grupos consoante a sua localização de obra: zona rural a medianamente urbana e zona urbana. Verifica-se ainda, que o FFD apresenta o custo unitário mais elevado para diâmetros superiores a 150 mm, seguido do PEAD e por último o PVC. No caso do PEAD o custo é mais elevado para a zona urbana.

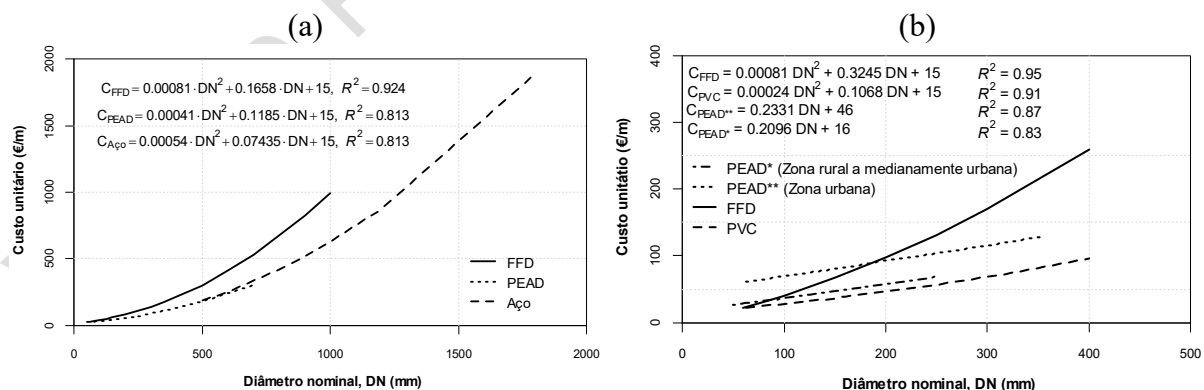


Figura 4. Funções de custo de: a) condutas adutoras; b) condutas de distribuição

4.5. REDES DE DRENAGEM E INFRASTRUTURAS DE TRANSPORTE

Os emissários gravíticos incluem os materiais de FFD, PEAD, PPc e PVC. O FFD foi dividido em dois tipos: em vala ou em travessia. No caso do PPc e PVC, estes materiais apresentam custos muito semelhantes nas diversas rubricas, pelo que foram agrupados os elementos para obter um único custo

de construção. Em termos de custos, o FFD apresenta o maior custo de construção até diâmetros de 700 mm, valor a partir do qual o PEAD torna-se o material de emissário mais caro (Figura 5a). Os elevados custos para os maiores diâmetros de PEAD são justificados pelas características das empreitadas, localizadas junto a ETAR e com significativos trabalhos de entivação. No FFD, o custo é superior para emissários instalados em vala, uma vez que FFD instalado em travessia não inclui os custos associados ao movimento de terras.

As condutas elevatórias incluem os materiais de FFD, PEAD e PVC com diâmetros nominais entre 80 e 1 000 mm. O FFD apresenta o custo mais elevado comparativamente com os restantes materiais (Figura 5b); enquanto que o PEAD e o PVC apresentam custos semelhantes. Por outro lado, o FFD apresenta a maior gama de diâmetros nominais (entre 80 e 1 000 mm), seguido do PEAD (entre 90 e 800 mm) e, por último, o PVC (entre 90 e 200 mm).

Os coletores domésticos incluem os materiais de PPc, PVC e FFD com diâmetros nominais entre 200 e 400 mm. No caso do PPc e PVC, estes materiais apresentam custos muito semelhantes nas diversas rubricas, pelo que foram agrupados. O FFD apresenta uma gama menor de diâmetros (entre 200 e 250 mm), no entanto, os custos de construção são significativamente superiores, comparativamente com o PPc/PVC (Figura 5c).

Os coletores pluviais analisados incluem os materiais de betão e PPc com diâmetros que variam entre 300 e 800 mm. O betão abrange a maior gama de diâmetros, enquanto que o PPc é utilizado para coletores até aos 630 mm. Em termos de custos de construção, o PPc apresenta um custo mais elevado comparativamente com o betão (Figura 5d).

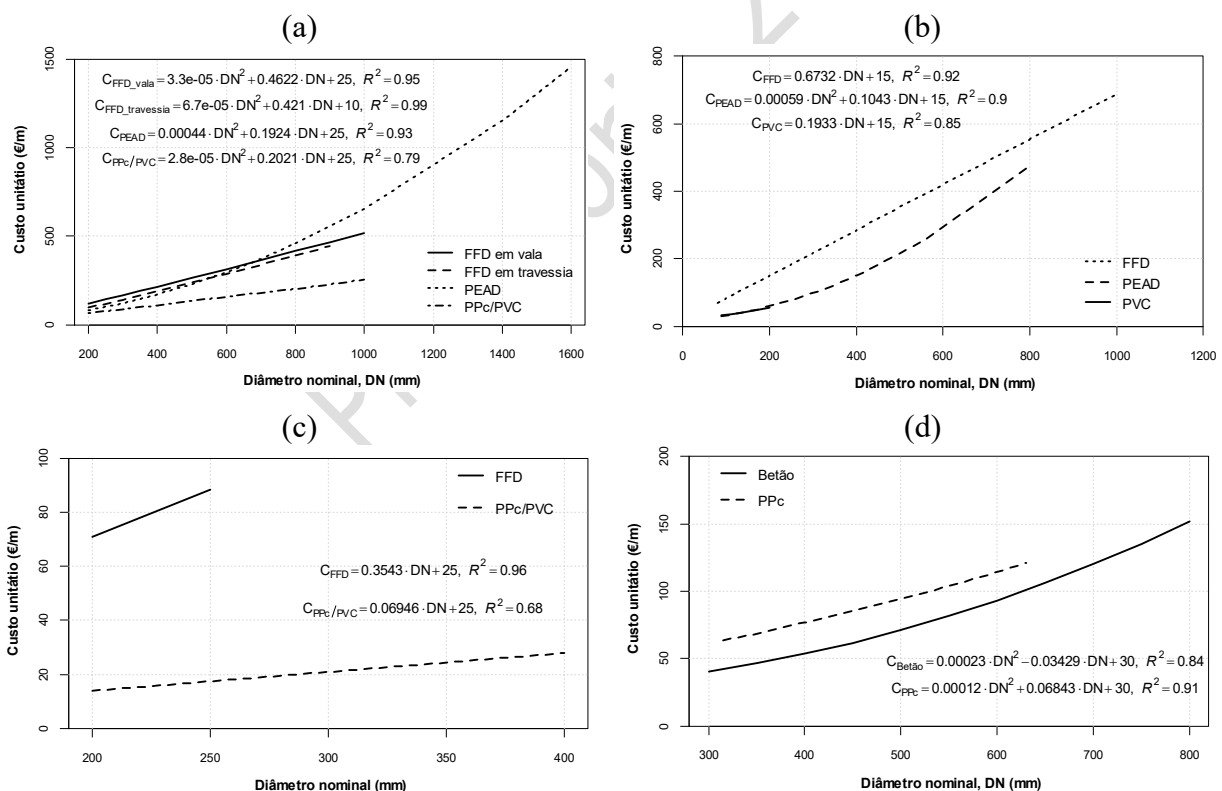


Figura 5. Funções de custo de: a) emissários gravíticos; b) condutas elevatórias; c) coletores domésticos; d) coletores pluviais

4.6. RAMAIS DE LIGAÇÃO DOMICILIÁRIOS

Os ramais de ligação domiciliários de águas estudados correspondem apenas ao material de PEAD com diâmetros nominais entre 20 e 200 mm (Figura 6a). À semelhança das condutas de distribuição

em PEAD, também os ramais em PEAD foram divididos em dois grupos (zona rural a medianamente urbana e zona urbana). Os parâmetros característicos utilizados foram o diâmetro nominal, a densidade e o número de ramais de ligação. O custo dos ramais de ligação é calculado em função do respetivo diâmetro (€/unidade), devendo o mesmo ser somado ao custo das condutas de redes de distribuição em função da densidade de ramais e diâmetro médio dos mesmos.

Os ramais de ligação domiciliários de águas residuais estudados incluem os materiais de PPc e PVC, os quais, à semelhança dos coletores domésticos, foram agrupados de modo a obter um custo único (Figura 6b).

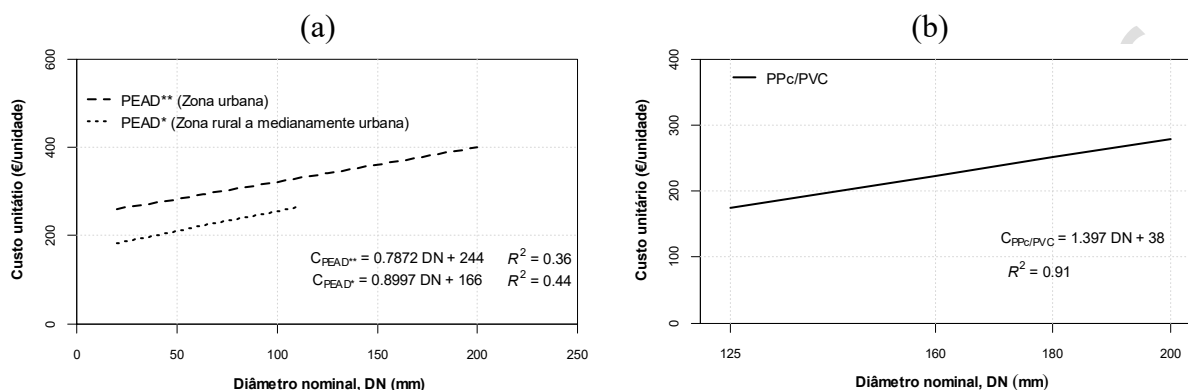


Figura 6. Funções de custo de ramais de ligação domiciliários: a) de água; b) de águas residuais

5. CONCLUSÃO

Este estudo permitiu obter funções de custo para os diferentes componentes do ciclo urbano de água (incluindo reservatórios, estações elevatórias e tubagem) tendo em conta as características físicas (volume, diâmetro nominal e material) e hidráulicas (caudal, potência hidráulica de escoamento e altura de elevação). A obtenção dos custos de construção teve subjacente um conjunto de pressupostos que deverão ser atendidos aquando da utilização das mesmas, em particular:

- O estudo não inclui os custos de manutenção, associados a encargos referentes à conservação das infraestruturas, nem custos de operação.
- Os custos de construção retirados dos mapas orçamentais não incluem IVA.
- Os custos obtidos referem-se a componentes novos a construir, não incluindo obras de reabilitação, remodelação ou beneficiação.
- Todos os custos obtidos têm um domínio de aplicação e são rigorosamente válidos no âmbito do mesmo.
- Os custos não incluem os custos de trabalhos especiais (e.g., tecnologias sem abertura de vala, terraplanagem ou sistemas de telegestão).

Existem, também, um conjunto de outros fatores que podem contribuir para desvios nos custos de construção obtidos, nomeadamente, o valor da obra, a localização da empreitada, a conjuntura do país nesse ano, entre outros. Os documentos resultantes deste estudo ressaltam a representatividade das funções de custo obtidas face aos fatores que resultam em desvios dos valores de custo.

Ao custo de construção obtido pelas funções de custo devem ser adicionados outros custos associados a estudos e projetos, à fiscalização, a assessorias diversas, à aquisição de terrenos, a expropriações e a servidões, por forma a estimar o valor do investimento. O peso relativo destes custos representa em média 15% do custo de construção para os componentes do ciclo urbano da água excluindo tratamento.

Este estudo constitui um contributo não só para estimar os custos de construção de obras novas, como também para avaliar o valor atual das infraestruturas existentes.

AGRADECIMENTOS

Um agradecimento especial à ERSAR, que financiou e promoveu este projeto, em particular à equipa constituída pela Eng.^a Paula Freixial, Eng.^a Maria José Franco, Eng.^a Margarida Monte, Eng.^a Rute Rodrigues e Eng.^o Pedro Gonçalves e ao POSEUR, em particular ao Eng.^o Luis Santos que apoiou este estudo. Os autores agradecem também à Professora Conceição Amado pela sua ajuda na componente de análise estatística.

REFERÊNCIAS

- [1] H. Alegre, D. Covas, S. T. Coelho, M. C. Almeida e M. A. Cardoso, “An integrated approach for infrastructure asset management of urban water systems”. WAMI, vol. 8, no. 2, 2012, pp. 10-14.
- [2] NSW, Department of Primary Industries, Office of Water, “NSW reference rates manual - Valuation of water supply, sewerage and stormwater assets,” 2014, Sidney, NSW, Austrália.
- [3] V. Marchionni, N. Lopes, L. Mamouros e D. Covas, “Modelling sewer systems costs with multiple linear regression,” Water Resources Management, vol. 28, 2014, pp. 4415-4431.
- [4] V. Marchionni, M. Cabral, C. Amado e D. Covas, “Estimating Water Supply Infrastructure Cost Using Regression Techniques,” Jour. of Water Resources Plan. and Manag., 142(4), Abril 2016.
- [5] A. Lencastre, J. Carvalho, J. Gonçalves e M. Piedade, Gestão de Sistemas de Saneamento Básico, Volume 9. Custos de construção e exploração. Direção Geral do Ambiente do Ministério do Ambiente e Recursos Naturais, LNEC, Lisboa, 1995.
- [6] R. M. Clark, M. Sivaganesan, A. Selvakumar e V.Sethi, “Cost models for water supply distribution systems,” Jour. of Water Resources Plan. and Manag., 128, (5), 2002, pp. 312-321.
- [7] T. M. Walski, “Planning-level capital cost estimates for pumping,” Journal of Water Resources Planning and Management, vol. 138, no. 3, 2012, pp. 307-310.
- [8] A. J. Bester, H. E. Jacobs, J. Van Der Merwe e M. Fuamba, “Unit cost functions for value estimation of waterborne sewer infrastructure”. Discussion paper, Water Institute of Southern Africa (WISA) Biennial Conference & Exhibition, 2010.
- [9] D. Covas, M. Cabral, A. Pinheiro, V. Marchionni, S. Antunes, N. Lopes, L. Mamouros e N. Brôco, Custos de construção de infraestruturas associadas ao ciclo urbano da água, Guia Técnico N.º 23, Instituto Superior Técnico (IST), Entidade Reguladora dos Serviços de Água e Resíduos (ERSAR), ISBN: 978-972-98996-4-5, 2018.

CUSTOS DE INTERVENÇÕES DE REABILITAÇÃO EM RESERVATÓRIOS APOIADOS DE ÁGUA

Marta Cabral¹, Dália Loureiro², Dídía Covas³

INTRODUÇÃO

A deterioração dos ativos decorrente da sua utilização contribui para o aumento dos custos de operação, manutenção e reabilitação, o aumento das perdas de água, a redução na qualidade do serviço e a redução na qualidade da água fornecida [1]. A maioria das entidades gestoras, em Portugal, apresenta uma qualidade de serviço média a insatisfatória, relativamente à taxa de reabilitação de condutas, correspondendo a valores de 0 e 1% de reabilitação por ano, sendo os valores de referência para uma adequada qualidade de serviço entre 1-4% [2].

O conceito de reabilitação é definido “qualquer intervenção física que prolongue a vida de um sistema existente e/ou melhore o seu desempenho estrutural, hidráulico e/ou de qualidade da água, envolvendo uma alteração da sua condição ou especificação técnica” [3]. A reabilitação corresponde a intervenções de substituição, renovação, reforço e, ocasionalmente, reparação dependendo do tipo de anomalia. O estudo de funções de custo de reabilitação é fundamental para o apoio no diagnóstico das infraestruturas existentes e para preparar programas de investimentos de médio e longo prazo como parte do plano estratégico de entidades gestoras.

Esta comunicação tem como objetivo estabelecer e validar funções de custo de intervenções de reabilitação em reservatórios apoiados de águas, utilizando técnicas de regressão e comparando com as funções de custo de construção. Os custos de reabilitação podem ser obtidos com base nas características físicas dos ativos (e.g., volume) ou em parâmetros associados às intervenções de reabilitação (e.g., área de parede, volume de betão).

METODOLOGIA

A metodologia adotada foi desenvolvida por [4] e é constituída por cinco etapas: 1) Recolha, seleção e processamento dos dados; 2) Atualização dos custos à data de referência; 3) Identificação dos parâmetros característicos e estabelecimento de função de custo; 4) Estimativa das funções de custo; e 5) Teste e validação das funções de custo. Para o efeito, foram recolhidos, processados e analisados dados infraestruturais e de custos de reabilitação de várias entidades gestoras de Portugal, provenientes de mapas orçamentais adjudicados. As funções de custo foram obtidas através de modelos de regressão lineares simples e múltiplos, as quais foram, posteriormente, testadas e validadas com dados selecionados aleatoriamente da amostra original. As funções de reabilitação foram comparadas com os custos de construção, provenientes de estudos anteriores [4].

¹ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Av. Rovisco Pais, Lisboa, Portugal. marta.f.cabral@tecnico.ulisboa.pt

² Núcleo de Engenharia Sanitária, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. Do Brasil, Lisboa, Portugal

³ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Av. Rovisco Pais, Lisboa, Portugal.

RESULTADOS E CONCLUSÕES

Neste estudo, foram obtidas funções de custo de intervenções de reabilitação divididas em custos de construção civil e custos de equipamento eletromecânico e instalações elétricas em reservatórios apoiados de água e comparadas com os custos de construção destes ativos. Foram, também, identificadas as intervenções de reabilitação (e.g., substituição de equipamentos, pintura de edifícios) e obtidos os respetivos custos unitários. Um total de 17 contratos de adjudicação foram analisados, correspondendo ao estudo de reabilitação de 27 reservatórios localizados em Portugal continental. A Figura 1 exemplifica as funções de custo obtidas para reservatórios apoiados, incluindo os custos de construção e reabilitação. Cada elemento da amostra que compõe a função de custo de reabilitação corresponde a uma intervenção de reabilitação num reservatório. Ambas as curvas de regressão diminuem com o parâmetro característico: o volume do reservatório.

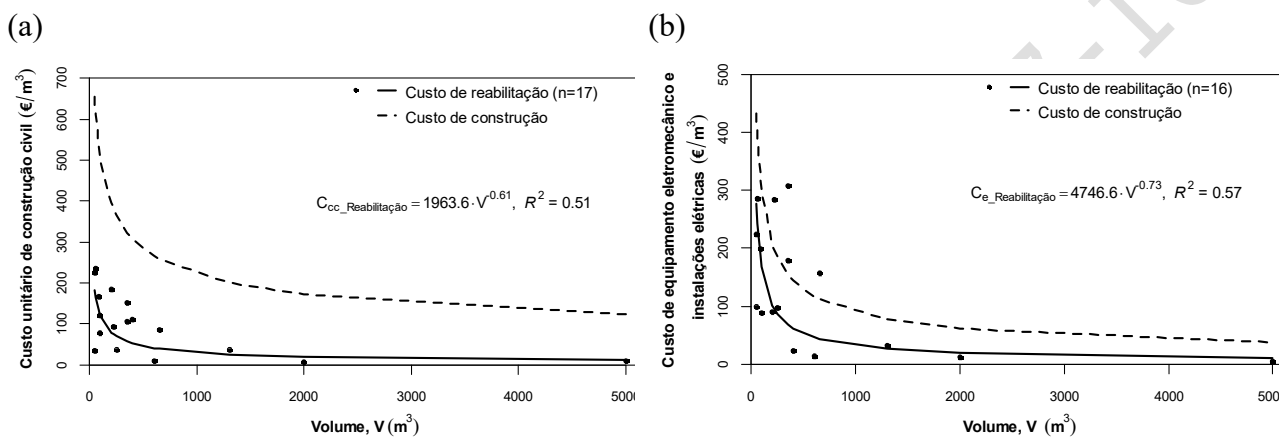


Figura 1. Custos de construção e reabilitação de reservatórios apoiados: (a) construção civil; (b) equipamento eletromecânico e instalações elétricas

REFERÊNCIAS

- [1] Y. Kleiner, B. J. Adams, e J. S. Rogers, “Long-term planning methodology for water distribution system rehabilitation,” *Water resources research*, vol. 34, no. 8, 1998, pp. 2039-2051.
- [2] RASARP, *Relatório Anual dos Serviços de Água e Resíduos em Portugal, Volume I – Caracterização do setor da água e resíduos*, Entidade Reguladora dos Serviços de Água e Resíduos (ERSAR), 2015.
- [3] H. Alegre, W. Hirner, J. M. Baptista, e R. PARENA, “Indicadores de desempenho para serviços de água,” Lisboa, IRAR e LNEC, ISBN: 972-99354-2-4, 2004.
- [4] D. Covas, M. Cabral, A. Pinheiro, V. Marchionni, S. Antunes, N. Lopes, L. Mamouros, N. Brôco, “Custos de construção de infraestruturas associadas ao ciclo urbano da água,” *Guia Técnico N.º 23*, Instituto Superior Técnico (IST), Entidade Reguladora dos Serviços de Água e Resíduos (ERSAR), ISBN: 978-972-98996-4-5, 2018.

CARACTERIZAÇÃO DOS RESERVATÓRIOS DE ÁGUA PARA CONSUMO HUMANO EM PORTUGAL

Laura Monteiro¹, Alexandre Pinheiro², Dídía Covas³

INTRODUÇÃO

Os reservatórios de abastecimento de água para consumo humano são tradicionalmente projetados para compensar as flutuações do consumo, equilibrar as pressões na rede de distribuição e garantir volumes de reserva em situações de emergência (e.g. combate a incêndios) [1]. A prática de projeto leva a que os reservatórios, de uma forma geral, estejam sobredimensionados e não garantam a mistura e renovação adequada da água no seu interior, levando à formação de zonas de estagnação com elevados tempos de residência da água [2]. A estagnação da água nos reservatórios propicia o decaimento do desinfetante residual, a formação de subprodutos de desinfecção, o crescimento de biofilme e a acumulação de sedimentos [3], sendo esta a mais frequente razão para a realização de limpezas e desinfecções periódicas de reservatórios. Estas ações acarretam custos significativos para as entidades gestoras dos sistemas de abastecimento de água. Importa, portanto, conhecer melhor a dinâmica do escoamento dentro dos reservatórios, identificando os fatores que condicionam o tempo e percurso da água e as medidas adequadas para a melhoria das condições de mistura. A mistura num reservatório encontra-se intrinsecamente relacionada com a configuração do mesmo (geometria, localização e número de entradas/saídas de água) e condições de operação (e.g., níveis máximos e mínimos, quantidade de movimento do jato à entrada). O projeto IMIST - *Melhorar a mistura em reservatórios para o abastecimento de água mais seguro*, em curso no Instituto Superior Técnico, com o apoio da Águas do Algarve e dos SIMAS Oeiras e Amadora, visa contribuir para o avanço do estado do conhecimento e para a conceção de soluções viáveis que permitam melhorar o projeto e operação de novos reservatórios e apoiar a reabilitação dos já existentes. No âmbito deste projeto foi realizado um estudo de caracterização dos reservatórios de água existentes em Portugal, com o objetivo de identificar as características e problemas mais comuns.

METODOLOGIA

O estudo baseou-se num inquérito, em formato de uma folha de cálculo em Microsoft Excel, distribuído a 13 entidades gestoras de sistemas de abastecimento de água em Portugal. Às entidades participantes foi pedido que registassem, para cada um dos reservatórios do seu sistema, características como forma (retangular, cilíndrico, quadrangular), tipo (enterrado, semi-enterrado, apoiado, elevado), número de células, dimensões de cada célula, capacidade de cada célula, número, diâmetro e localização das condutas de entrada e saída de água, níveis mínimos e máximos, caudais de operação e existência ou não de septos.

RESULTADOS E CONCLUSÕES

A amostra deste estudo é composta por 436 reservatórios com 682 células, incorporados em sistemas de distribuição em baixa (49%), em alta (21%) ou mistos (30%). Cerca de metade dos reservatórios

¹ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Av. Rovisco Pais, Lisboa, Portugal. laura.monteiro@tecnico.ulisboa.pt

² CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Av. Rovisco Pais, Lisboa, Portugal

³ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Av. Rovisco Pais, Lisboa, Portugal

(51%) têm apenas uma célula, 44% têm duas células e apenas 5% têm três ou mais células. As células são predominantemente de geometria cilíndrica (65%), 13% são prismáticas-retangulares e apenas 6% são tronco-cônicas. Os reservatórios são maioritariamente apoiados (55%), havendo cerca de 34% de reservatórios semi-enterrados e apenas 10% elevados. Em geral, os reservatórios de menor capacidade são circulares. Nos reservatórios de maiores dimensões, retangulares e quadrangulares, a mediana do rácio diâmetro equivalente (D_{eq})/ altura máxima (H_{max}) é de 5.7 e 5.0, respetivamente (Figura 1), isto é, a largura é cerca de 5 vezes superior à altura máxima de água. O estudo mostra também que algumas entidades gestoras desconhecem características estruturais e operacionais dos seus reservatórios, o que enfatiza a necessidade de criar e manter atualizadas bases de dados com os registos das principais características e estado de conservação dos seus ativos físicos para uma gestão mais eficiente e sustentada dos serviços de águas.

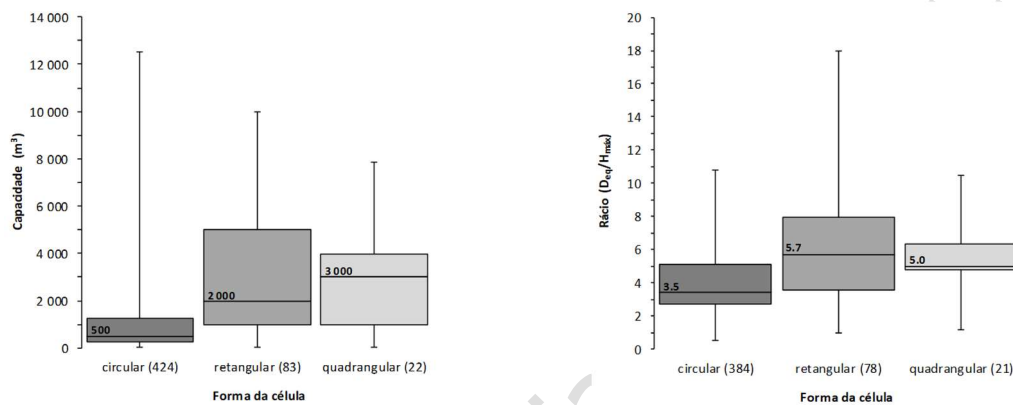


Figura 1. Distribuição da capacidade (esquerda) e do rácio D_{eq}/H_{max} (direita) das células de reservatórios apoiados e semienterrados

REFERÊNCIAS

- [1] DR n.º 23/95. (1995). Regulamento Geral dos Sistemas Públicos e Prediais de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais. 5284–5319.
- [2] Grayman, W. M., Rossman, L. A., Deininger, R. A., Smith, C. D., Arnold, C. N., and Smith, J. F. (2004). Mixing and Aging of Water in Distribution System Storage Facilities. *Journal of the American Water Works Association*, 96(9), 70–80.
- [3] Clark, R. M., Abdesaken, F., Boulos, P. F., Mau, R. E. (1996). Mixing in Distribution System Storage Tanks: Effect on Water Quality. *Journal of Envir. Eng.*, 122(9), 814–821.

DESARROLLO DE UN MODELO PREDICTIVO DE VIDA ÚTIL DE TUBERÍAS EN SERVICIO Y SU APLICACIÓN A LA GESTIÓN DE ACTIVOS

Roberto Ramírez¹, Ricardo Cobacho², David Torres³, P. Amparo López-Jiménez⁴

RESUMEN

Actualmente, el estado operativo de las tuberías es uno de los aspectos que más atención reciben en la gestión de los abastecimientos de agua en el corto, mediano y largo plazo, y para ello resulta fundamental un conocimiento adecuado de la vida útil concreta de las mismas. Frente a otros enfoques con una alta complejidad de cálculo o necesidad de datos, en este artículo se presenta una primera aproximación al problema que busca un equilibrio entre una información necesaria fácilmente disponible, un análisis estadístico bien fundamentado y unos resultados suficientemente significativos. Así, se propone una clasificación de las tuberías según su material y diámetro, se requiere el histórico de intervenciones en las misma y se plantea el ajuste a distribuciones paramétricas (Weibull principalmente) de dos variables: edad y tiempo entre fallos. Los resultados obtenidos para cada subgrupo, vida útil estimada, predicción de fallos y situación sobre la curva de bañera se ilustran sobre el caso de un abastecimiento real.

Palabras clave

Renovación tuberías, vida útil, envejecimiento

1. INTRODUCCIÓN

Los sistemas de distribución de agua potable son infraestructuras clave en la subsistencia y desarrollo de las poblaciones. Desde la antigüedad, distintas civilizaciones han utilizado los conocimientos y medios a su alcance para transportar y abastecerse de este recurso. A nivel global, en la actualidad hemos alcanzado un desarrollo tecnológico tal, que en una ciudad resulta innatamente concebible el dotar de agua a cientos de miles o millones de personas diariamente.

Sin embargo, en la época actual problemas como el cambio climático, el crecimiento poblacional, la migración, sequías, envejecimiento de la infraestructura, etc., plantean nuevos retos en los cuales temas como la gestión eficiente de la infraestructura y de los recursos pasan a ser las nuevas dificultades a superar.

Por ejemplo, un caso preocupante es la baja tasa de renovación de las redes de agua, lo cual es un factor que puede condicionar el aseguramiento del suministro a futuro. Según la guía técnica de gestión de activos para redes de abastecimiento preparada por la AEAS [1], en España actualmente el porcentaje anual de renovación está próximo al 0.6%, cuando lo recomendable sería un 2%, con la consecuencia de un envejecimiento progresivo de las redes. Otro ejemplo se relaciona con la escasez del agua, así se da el caso de ciudades con crisis hídrica donde además de tomar medidas de ahorro y

¹ ITA-Dpto. Ing. Hidráulica y Medio Ambiente, Universitat Politècnica de València

² ITA-Dpto. Ing. Hidráulica y Medio Ambiente, Universitat Politècnica de València. rcobacho@ita.upv.es

³ EMIVASA (Empresa Mixta Valenciana de Aguas, S.A.) - Global Omnium, Valencia

⁴ Dpto. Ing. Hidráulica y Medio Ambiente, Universitat Politècnica de València

conservación sobre el uso del agua, es necesario conseguir mejorar la eficiencia de las redes a fin de minimizar su desperdicio. Todo lo relatado da una idea de lo imperativo de llevar a cabo una operación y mantenimiento de la infraestructura adecuada, además del cuidado del recurso, con el objeto de garantizar su sostenibilidad en el tiempo.

Entre los elementos que conforman una red de agua, las tuberías forman parte esencial de los mismos y en general éstas representan una parte muy importante de los activos con los que cuentan los municipios para brindar su servicio. Es así como el estudio de factores que las afectan, o el análisis de su supervivencia, continuamente ha ido adquiriendo un mayor interés por parte de las empresas gestoras de estas redes, a fin de evitar o prevenir su desgaste, fallos repentinos o incluso poder predecirlos; de manera que se puedan planificar y tomar las acciones más acertadas en cuanto a su operación y mantenimiento. Todo ello para lograr una disminución del riesgo y una mejora tanto en el desempeño del sistema como en el manejo de las inversiones.

En diversos estudios [2,3,4] se proponen modelos de predicción de fallos y análisis de factores de influencia sobre las redes agua que permiten valorar su estado y plantear diferentes acciones. Sin embargo, si bien es necesario contar con una base de datos que identifique con gran precisión los elementos, sus características y los factores que las afectan (externos o internos de la red); muchos de estos modelos requieren de un extenso registro de historial de incidencias de fallos para brindar resultados confiables. Estas condiciones en la realidad no son demasiado frecuentes, ya que no ha sido sino hasta hace relativamente poco cuando los abastecimientos han ido sistematizando y estandarizando tanto sus procedimientos de registro como sus bases de datos, y la mayor parte de la información más antigua aún se encuentra en formatos poco accesibles.

Poniendo en valor la importancia de las herramientas predictivas, en este trabajo se presenta el desarrollo de un modelo estadístico de predicción de la vida útil de las tuberías en servicio de un abastecimiento, del cual se cuenta con una estructura de datos básica, donde además de contar con la identificación de cada uno de los elementos de la red, se tiene para su análisis un limitado número de características propias de las tuberías, siendo las principales el diámetro, material y fecha de instalación. Debido a la limitación o ausencia de datos de los factores o variables de influencia, se analizará explícitamente el patrón de fallo que siguen las tuberías, sin tomar en consideración el efecto de posibles covariables o variables explicativas.

Inicialmente, el estudio de análisis de supervivencia se inició dentro del campo de la medicina y posteriormente se ha trasladado a otras áreas del conocimiento como la ingeniería, economía, biología, etc. Dentro de la ingeniería, se ha desarrollado en el área de confiabilidad y mantenibilidad, la cual se concentra en la aplicación de procesos analíticos para el análisis de fallos en diferentes tipos de sistemas y el mejoramiento de los mismos aplicando tácticas de mantenimiento correctivo, preventivo y predictivo. Mora [5] hace una recopilación de estos procesos y los presenta su trabajo como “Síntesis Universal de Medición CMD”.

Dentro de este ámbito, en el presente trabajo se ha contemplado la aplicación de las técnicas de la ingeniería de confiabilidad y mantenibilidad, aplicadas al estudio de las redes de distribución de agua potable; y más concretamente, al análisis de supervivencia y estimación de vida útil de las tuberías. Este trabajo, además, pretende brindar un enfoque sencillo y práctico de análisis de supervivencia de redes a partir de un modelo estadístico, que pueda ser una opción para aquellos abastecimientos que cuentan con una estructura de datos básica con un historial de fallos muy acotado y que buscan lograr una primera aproximación al problema con el objetivo, a medio o largo plazo de alcanzar una gestión de activos desarrollada.

Para el desarrollo del trabajo se tienen en consideración varias premisas o hipótesis:

- El análisis de supervivencia se realiza para subgrupos de tuberías que comparten características homogéneas como material, diámetro, etc. En este trabajo se considera que un

subgrupo tiene un tamaño significativo si cuenta con un número mayor de treinta registros de incidencias de fallos.

- Debido a la estructura y disponibilidad de los datos, el análisis de supervivencia y vida útil se realiza tomando en consideración sólo el primer evento de fallo que presenta cada tubería. Por lo tanto, se asume que cada elemento de la red falla si lo hace una vez.
- Se analiza exclusivamente el patrón de fallos durante un tiempo de observación acotado, sin tomar en consideración los modos de fallo o las causas que los generan. A esto se le suma que el patrón de fallos puede ser representado mediante de una función de distribución de tipo paramétrica.

2. METODOLOGÍA

2.1 OBJETIVOS

En este trabajo se busca alcanzar los siguientes objetivos:

- Estimar el tiempo de vida útil de servicio de las tuberías, a partir de datos de edad y tiempos entre fallos. Para ello, a partir de la población general de la totalidad de las tuberías de la red, se definirán grupos o subpoblaciones representativas de tuberías de similares características.
- Cuantificar mediante un índice o factor el estado de las redes y poder planificar la renovación de las mismas.
- Predecir, para un cierto horizonte de tiempo, el número o probabilidad de ocurrencia de fallos en las tuberías.

2.2 ETAPAS

A continuación, se presenta una simplificación adaptada de [5], donde se han tomado en consideración las premisas e hipótesis planteadas más arriba. El proceso propuesto se compone de tres etapas siguientes.

La etapa 1 (Figura 1) engloba todo lo relativo a la recopilación de los datos disponibles del abastecimiento. A partir de ellos se forma una nueva base de datos depurada y se realiza la selección de grupos o subgrupos de tuberías a analizar. Previamente a esta selección de subgrupos conviene realizar un análisis estadístico descriptivo general de la red, lo cual permitirá conocer sus características y, especialmente, los posibles grupos de tuberías de interés a analizar.

En la etapa 2 se desarrolla el análisis estadístico de los subgrupos seleccionado. En ella se realiza la comparación entre las funciones de distribución acumuladas empírica y teórica, y se determina si cada subgrupo puede ser representada mediante una distribución de tipo paramétrico. Esto se determina mediante pruebas de bondad de ajuste con un intervalo de confianza del 95%. La distribución teórica paramétrica inicial a asumir es la distribución Weibull. Si esta no llega a ajustarse, se puede tomar en consideración la aplicación de las distribuciones Gamma, Lognormal o Normal, donde su elección dependerá del parámetro de forma (β) calculado previamente con la distribución Weibull. En el caso en el que ninguna de las distribuciones cumpla con la prueba de bondad de ajuste, se deberá volver al inicio del proceso y replantear la selección del subgrupo en estudio o esperar a tener nuevos registros de datos que se ajusten a las distribuciones paramétricas disponibles.

Finalmente, en la etapa 3 se realiza el análisis de los resultados obtenidos, es decir, de los parámetros de la función de distribución, a partir de los cuales se puede deducir la vida útil del subgrupo y calificar el estado de la red. Para ello, se interpretan conjuntamente los resultados obtenidos del

análisis de edades y tiempos entre fallos de las tuberías. A partir de todo ello, se concluye proponiendo tácticas o acciones de mantenimiento recomendadas a aplicar.

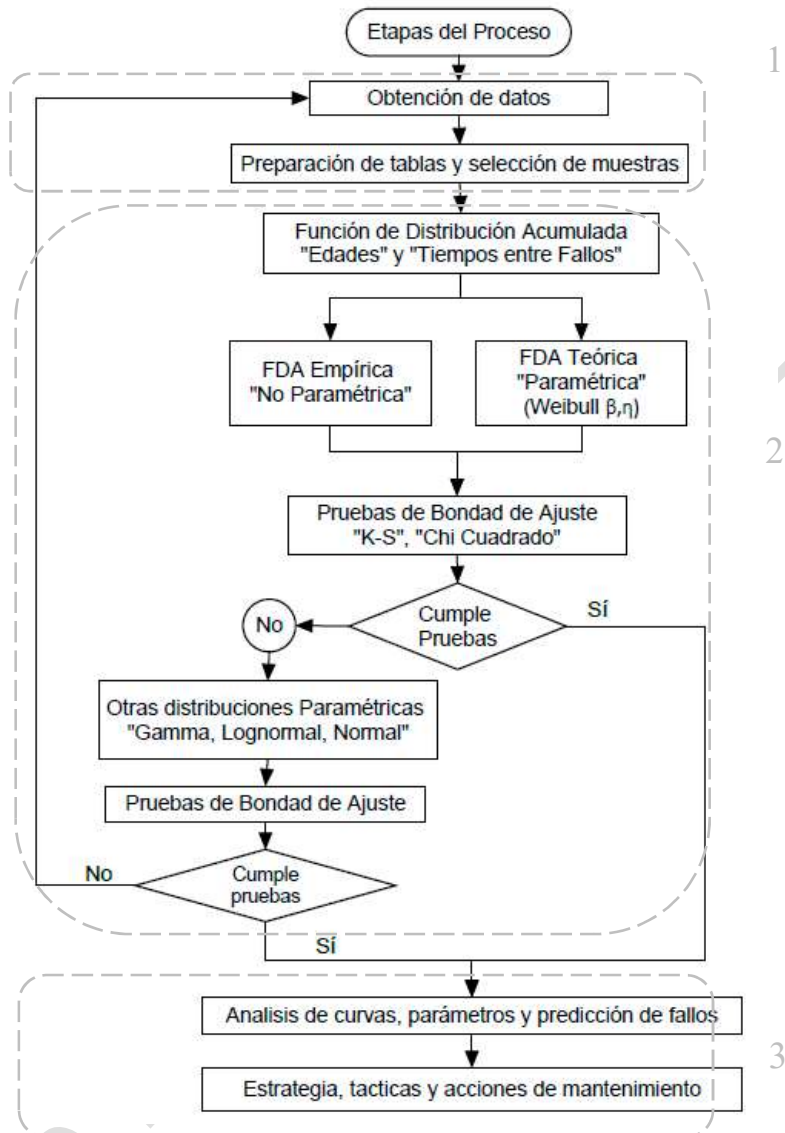


Figura 1. Etapas del proceso de cálculo

2.3 PRESENTACIÓN DEL CASO DE ESTUDIO

Para un abastecimiento de agua de tamaño medio, se cuenta con el histórico de reparaciones entre los años 2017 al 2018, así como con datos del sistema de información geográfica para la identificación de cada tramo de tubería. La Tabla 1 presenta los grupos de materiales más representativos de la red, con sus frecuencias relativas por material, longitud y eventos de fallo registrados (entendiéndose por eventos de fallo, el número total de tramos de tubería que registran por lo menos un fallo durante el periodo en estudio).

Tabla 1. Datos generales de las tuberías de la red por material

Grupo Mat.	Material		Longitud		Fallos		Fallos/ Long
	NºTub	Frec. Rel.	Nºkm	Frec. Rel.	NºFallos	Frec. Rel.	
Fibrocemento (FC)	11368	0.23	346.0	0.30	95	0.18	0.27
Fundición dúctil (FD)	17463	0.35	315.8	0.27	75	0.14	0.24
Fundición gris (FG)	8384	0.17	196.3	0.17	108	0.20	0.55
Polietileno (PE)	12353	0.25	296.7	0.26	257	0.48	0.87
Total	49568	1.00	1154.7	1.00	535	1.00	0.46

Dado que en la selección de subgrupos se requiere agrupar tuberías con características homogéneas, en este trabajo se ha definido el tipo de material y el diámetro como los principales criterios para su selección. Según su diámetro, las tuberías se han distribuido en los seis grupos mostrados por la Tabla 2. La Tabla 3, por su parte, presenta los subgrupos que se han tomado de la población de tuberías, junto con la información principal de cada una de ellas.

Tabla 2. Grupos de tuberías según su diámetro exterior

Grupo Diam.	1	2	3	4	5	6
Rango D (mm)	[20, 63)	[63, 140)	[140, 200)	[200, 280)	[280, 400)	>400

Tabla 3. Subgrupos de tuberías tomados en este trabajo

Subgrupo	Grupo Mat.	Grupo Diam.	NºTub	NºFallos
1	FC	2	6149	62
2	FD	2	8278	56
3	FG	2	5242	70
4	PE	2	5382	166

3. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Como se ha indicado anteriormente, se han analizado las edades de las tuberías, así como el registro del tiempo entre fallos, durante todo el periodo de observación.

Para ambas variables, existen tuberías que al final del tiempo de observación no presentan fallos. Estas tuberías que no presentan fallos se consideran como censuradas y en el análisis contribuyen a la supervivencia del subgrupo al que pertenecen. Por el contrario, las tuberías que sí presentan fallos contribuyen a cuantificación de la densidad de probabilidad de fallo del subgrupo.

La Tabla 4 presenta los parámetros obtenidos, para cada subgrupo, tras ajustar la variable edad de las tuberías a una función de distribución Weibull y realizar las pruebas de bondad de ajuste. Por su parte, la Tabla 5 muestra los resultados equivalentes tras el ajuste de la variable tiempo entre fallos.

Tabla 4. Ajuste estadístico de la edad de cada subgrupo

Subgr.	Grupos Mat. / Diám.	Distribución Weibull				Prueba de bondad de ajuste		
		β	η	μ	s	Dmax.	Dcr.	Evaluación
1	FC / 2	6.93	88.27	82.53	13.99	0.059	0.017	No cumple
2	FD / 2	9.82	84.48	80.31	9.82	0.003	0.014	Cumple
3	FG / 2	5.08	161.44	148.37	33.47	0.304	0.018	No Cumple
4	PE / 2	6.96	77.90	72.85	12.30	0.010	0.018	Cumple

Las pruebas de bondad de ajuste se cumplen cuando el valor D_{max} resulta ser menor que el valor D_{cr} . En tal caso, se acepta la hipótesis nula, que supone que la distribución de datos del subgrupo puede ser efectivamente representada mediante una función Weibull [5,6].

Tabla 5. Ajuste estadístico del tiempo entre fallos de cada subgrupo

Subgr.	Grupos Mat. / Diám.	Distribución Weibull				Prueba de bondad de ajuste		
		β	η	μ	s	D_{max}	D_{cr}	Evaluación
1	FC / 2	0.90	312.83	327.39	360.67	0.001	0.017	Cumple
2	FD / 2	1.33	83.47	76.68	57.93	0.0008	0.014	Cumple
3	FG / 2	1.02	135.54	134.34	131.45	0.002	0.018	Cumple
4	PE / 2	1.12	44.41	42.65	38.28	0.003	0.018	Cumple

En la Tabla 4 los resultados obtenidos para las edades de los subgrupos 1 y 3, correspondientes respectivamente a los materiales fibrocemento y fundición gris, no cumplen las pruebas de bondad de ajuste. De este modo, estos resultados deberían descartarse. Sin embargo, los resultados obtenidos para el tiempo entre fallos de estos mismos subgrupos (Tabla 5), sí cumplen las pruebas de bondad de ajuste. Por lo tanto, estos subgrupos pueden ser analizados a partir de estos resultados. Si bien en las tablas presentadas sólo se muestran los resultados obtenidos con la distribución Weibull, se verificó también que para el resto de distribuciones las pruebas de bondad de ajuste no se cumplen en dichos subgrupos.

Las siguientes gráficas presentan la función de distribución acumulada empírica (FDAE) de cada subgrupo. En las mismas, se puede verificar su ajuste respecto a la distribución Weibull, donde además han sido incluidas otras distribuciones paramétricas.

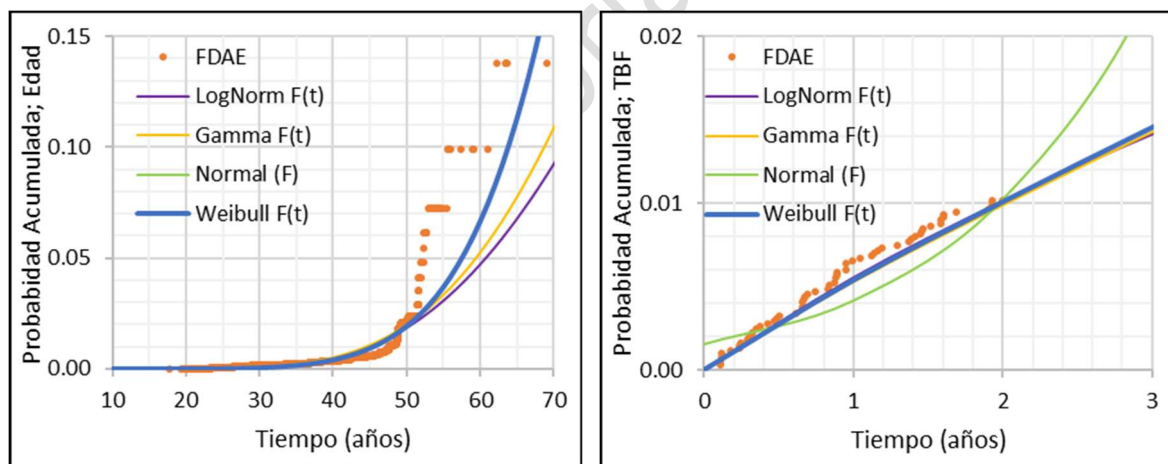


Figura 2. Datos y ajuste para edad (izda.) y tiempo entre fallos (dcha.) del subgrupo 1

En las Figuras 3 e 4 correspondientes a los subgrupos 1 y 3, respectivamente, que no cumplen las pruebas de bondad de ajuste para la variable edad, se aprecia cómo los datos de la probabilidad acumulada son más dispersos específicamente sobre la cola superior de cada una de ellas. Si a partir de estos subgrupos se asumen los datos de mayor edad como datos marginales, es posible tener un mejor ajuste para estos subgrupos, tal como muestra la Figura 5.

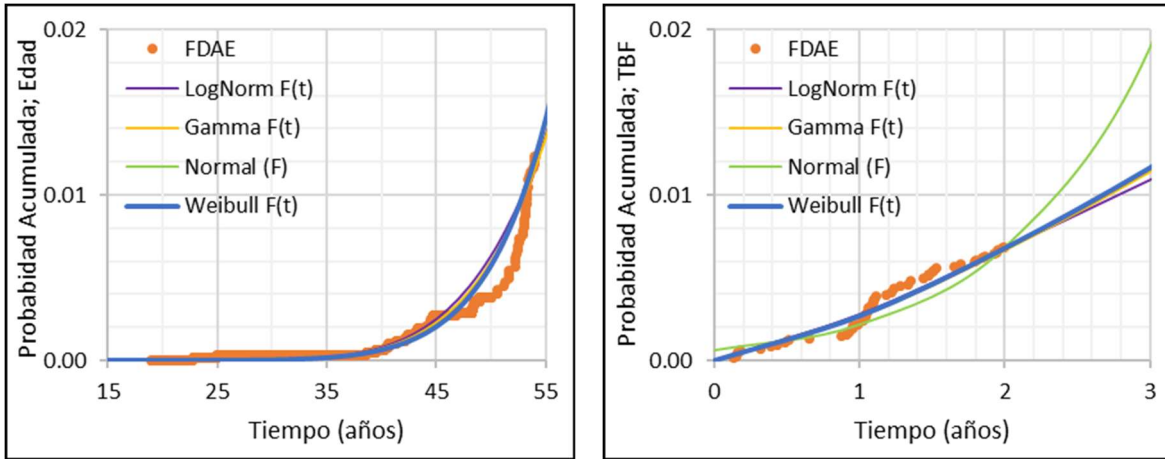


Figura 3. Datos y ajuste para edad (izda.) y tiempo entre fallos (dcha.) del subgrupo 2

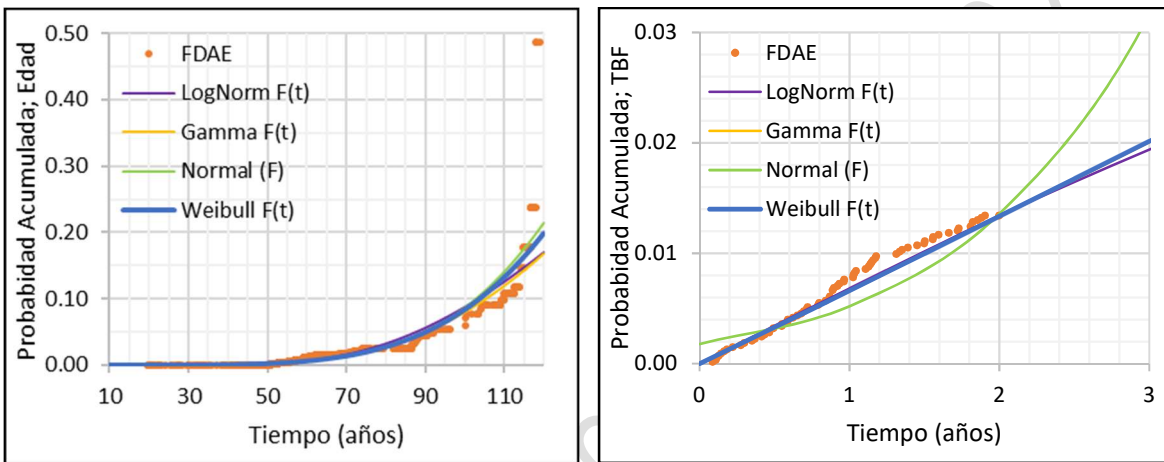


Figura 4. Datos y ajuste para edad (izda.) y tiempo entre fallos (dcha.) del subgrupo 3

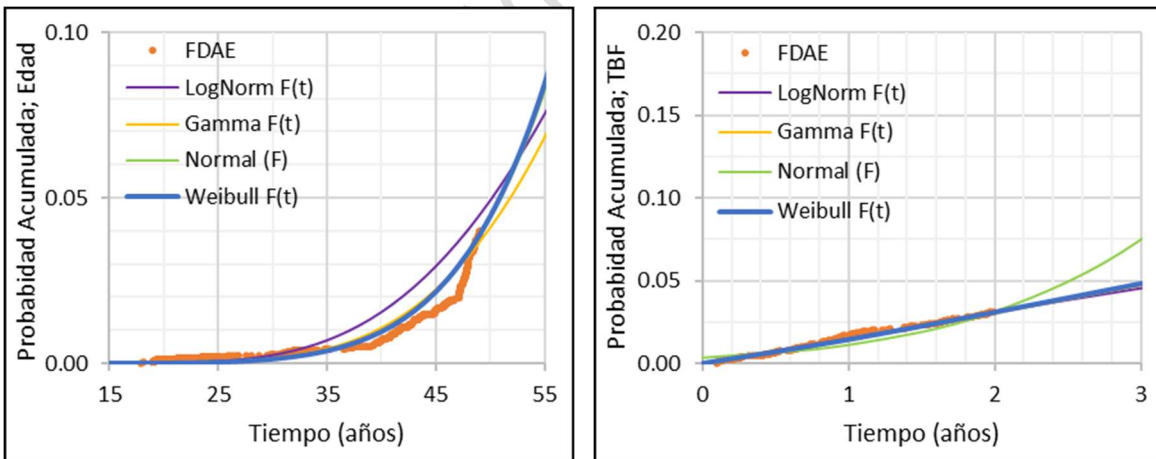


Figura 5. Datos y ajuste para edad (izda.) y tiempo entre fallos (dcha.) del subgrupo 4

Siguiendo el esquema de la Figura 1, se ha vuelto a seleccionar el subgrupo, esta vez incluyendo la edad como un nuevo criterio de selección, y se han vuelto a calcular los parámetros de la distribución Weibull, comprobando finalmente, que sí se verifica su ajuste (Tabla 6).

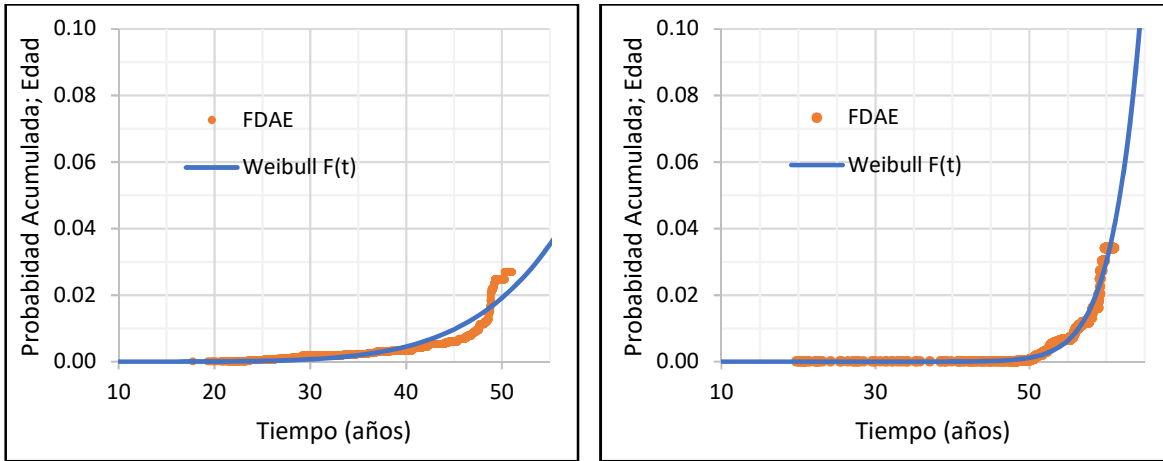


Figura 6. Nuevo ajuste para la edad de los subgrupos 1 (izda.) y 3 (dcha.)

Tabla 6. Nuevo ajuste estadístico de la edad para los subgrupos 1 y 3

	Subgrupo Mat.; Diám.; Edad	Distribución Weibull				Prueba de bondad de Ajuste		
		β	η	μ	s	Dmax.	Dcr.	Evaluación
1	FC; 2; <50 años	6.49	91.84	85.57	15.42	0.007	0.017	Cumple
3	FG; 2; < 60 años	17.94	72.91	70.78	4.87	0.006	0.020	Cumple

Los parámetros del tiempo entre fallos se ven afectados con el nuevo criterio de selección para las subgrupos 1 y 3, por lo que han sido nuevamente calculados (Tabla 7).

Tabla 7. Nuevo ajuste estadístico el tiempo entre fallos para los subgrupos 1 y 3

#	Subgrupo Mat.; Diám.; Edad	Distribución Weibull				Prueba de bondad de Ajuste		
		β	η	μ	s	Dmax.	Dcr.	Evaluación
1	FC; 2; <50 años	0.86	455.08	488.49	563.89	0.001	0.017	Cumple
3	FG; 2; < 60 años	0.93	297.38	307.38	330.42	0.0003	0.020	Cumple

3.1 ESTIMACIÓN DE VIDA ÚTIL

La vida útil se estima a partir del parámetro de escala, η , de la distribución Weibull. Este parámetro también es conocido como “vida característica”. La consideración de este parámetro para determinar la vida útil de un subgrupo se justifica por el hecho de estar relacionada al valor medio del subgrupo y no depender del parámetro de forma β que describe la distribución Weibull. Para este caso, consideramos el parámetro de escala de la edad para estimar la vida útil de cada subgrupo. Esto es debido a la alta variación o dispersión que presentan los parámetros obtenidos para el tiempo entre fallos. La Tabla 8 presenta la estimación de la vida útil de cada subgrupo.

Tabla 8. Estimación de vida útil para cada subgrupo

Subgr.	Grupos Mat. / Diám. / Edad	Estimación Vida útil (años)
1	FC / 2 / <50 años	91.8
2	FD / 2	84.5
3	FG / 2 / < 60 años	72.9
4	PE / 2	77.9

3.2 VALORACIÓN DEL ESTADO DE LA RED

La función de riesgo de la distribución Weibull tiene la capacidad de representar las diferentes fases de la curva de la bañera (Figura 7), y su parámetro de forma, β , define la forma de esta función. Es así como, a partir de este parámetro, se puede determinar el estado de la red.

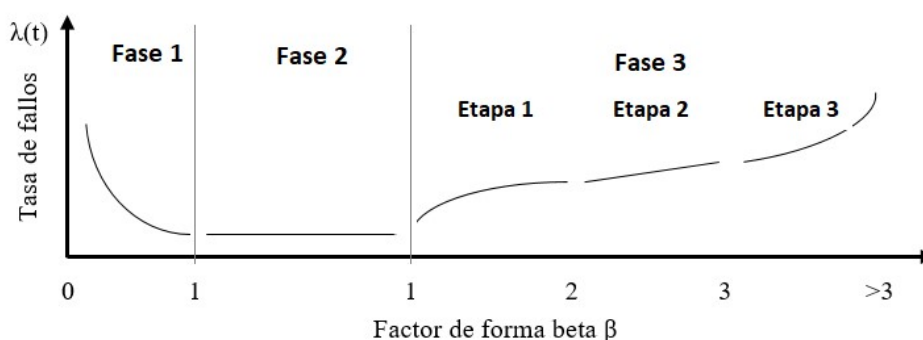


Figura 7. Fases de la curva de bañera según el factor de forma

De esta manera, en la fase 1, o fase de rodaje (con $\beta < 0.95$), se presentan fallos que decrecen rápidamente en el tiempo hasta estabilizarse. La fase 2, o fase de vida útil (con β entre 0.95 y 1.05), se manifiestan fallos aleatorios en el sistema, pero constantes en el tiempo debido principalmente a causas operativas. La fase 3, o fase de envejecimiento (con $\beta > 1.05$), representa la última fase de deterioro significativamente creciente en el tiempo. A su vez, esta última fase se divide en tres etapas, de menos a más crítica.

Para evaluar el estado de los subgrupos, se han empleado los parámetros de forma β obtenidos del tiempo entre fallos. No se utiliza el parámetro de forma de la edad ya que éste suele estar sobrestimado o ser muy tendencioso. Además, partiendo del hecho de que se cuenta con datos acotados (trucados por la izquierda y censurados por derecha), resulta sensato basar el análisis solo de acuerdo con las incidencias que se presentan durante el periodo de observación, dado que es incierto lo ocurrido antes de dicho periodo.

Atendiendo al análisis del tiempo entre fallos, la Tabla 9 muestra cómo, a partir del β obtenido para subgrupo, los subgrupos 1 (fibrocemento) y 3 (fundición gris) presentan un comportamiento propio de tuberías más nuevas, frente a los subgrupos 2 (fundición dúctil) y 4 (polietileno) cuyo comportamiento sería más propio de tuberías envejecidas. Y así resultan las acciones genéricas recomendadas para subgrupo en la misma tabla.

Tabla 9. Acciones recomendadas para cada subgrupo según los resultados del análisis

Subgr.	Grupos Mat. / Diám. / Edad	β	Fase	Etapa	Acción Táctica recomendada
1	FC / 2 / <50 años	0.86	1	-	Correctiva
2	FD / 2	1.30	3	1	Preventiva
3	FG / 2 / < 60 años	0.93	1	-	Correctiva
4	PE / 2	1.12	3	1	Preventiva

3.3 PREDICCIÓN DE FALLOS

La predicción de fallos para los subgrupos de tuberías seleccionadas (Tabla 10) se realizará tomando en consideración las observaciones del tiempo entre fallos. Para ello, se asume que el subgrupo, para el tiempo horizonte de predicción, mantiene el comportamiento que describe la distribución paramétrica. O bien, en otras palabras, que conserva la fase que describe su estado en la curva de la bañera.

Tabla 10. Predicción de fallos para cada subgrupo

Subgr.	Grupos Mat. / Diám. / Edad	Predicción	Tiempo (años)				
			1	2	3	4	5
1	FC / 2 / <50 años	Nº Fallos	26	24	22	21	20
		Probabilidad Fallo	0.005	0.009	0.013	0.016	0.020
2	FD / 2	Nº Fallos	31	39	44	48	52
		Probabilidad Fallo	0.002	0.007	0.012	0.017	0.023
3	FG / 2 / < 60 años	Nº Fallos	18	17	16	16	16
		Probabilidad Fallo	0.005	0.009	0.013	0.018	0.022
4	PE / 2	Nº Fallos	86	94	98	102	104
		Probabilidad Fallo	0.014	0.030	0.047	0.065	0.083

No se recomienda realizar predicciones a largo plazo con esta metodología debido a que el tiempo de los fallos puede comportarse de una manera diferente a la que contempla la función de distribución. Por lo tanto, sería recomendable realizarlo sólo en el corto plazo y procediendo actualizaciones continuas para verificar el ajuste de las predicciones y un posible cambio de fase de los subgrupos.

4. CONCLUSIONES

En este trabajo se ha presentado una metodología para estimar la vida útil de las tuberías de una red de distribución de agua en función de los datos históricos de reparaciones en las mismas. Para ello se han clasificado la totalidad de las tuberías en diferentes subgrupos según su material y diámetro, y se ha realizado el análisis estadístico de cuatro de los subgrupos más representativos. Dicho análisis se ha centrado en la edad de cada tubería en el momento del primer fallo y, también, en el tiempo entre fallos. Finalmente, mediante este método es posible estimar vidas útiles para diferentes subgrupos de tuberías, así como plantear una predicción de los fallos futuros y la situación de cada subgrupo dentro de la característica curva de bañera (evolución de la tasa de fallos frente al envejecimiento).

Si bien los resultados concretos obtenidos deben ser considerados con una cierta precaución, dado lo estrecha que ha sido la ventana temporal para la que se ha trabajado con el histórico de fallos (2 años), el procedimiento en sí mismo ha mostrado ser robusto y sencillo. Esto lo convierte en una buena opción inicial para los abastecimientos que puedan acercarse a este tipo de análisis por vez primera. Asimismo, la novedad de utilizar metodologías predictivas basadas en teorías de mantenimiento es novedosa y se encuentra en fases iniciales, lo que permitirá su mejora en el futuro con la incorporación de nuevos desarrollos.

AGRADECIMIENTOS

Los autores de este artículo desean agradecer el todo apoyo prestado, tanto de forma directa como a través de la Cátedra Aguas de Valencia de la UPV, por Global Omnium para el desarrollo de los trabajos aquí presentados.

REFERENCIAS

- [1] AEAS. “Guía Técnica Gestión de Activos para redes de abastecimiento” (en fase de publicación). 2019
- [2] E. Kimutai, G. Betrie, R. Brander, R. Sadiq y S. Tesfamariam. “Comparison of statistical models from predicting pipe failures: illustrative example with the city of Calgary water main failure”. *Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice*. DOI: 10.1061/(ASCE)PS.1949-1204.0000196. 2015.
- [3] Y. Kleiner y B. Rajani. “Comprehensive review of structural deterioration of water mains: statistical models”. *Urban Water*. 3 (2001), 131 – 150
- [4] P.D. Rogers y N.S. Grigg. “Failure assessment model to prioritize pipe replacement in water utility asset management”. 8th Annual Water Distribution Systems Analysis Symposium, Cincinnati, Ohio, USA, August 27-30, 2006
- [5] L.A. Mora, "Mantenimiento planeación, ejecución y control". México: Ed. Alfaomega. 2009.
- [6] Luis, R. y Maya, P. "Fundamentos de Inferencias Estadísticas", Madrid: Ed. E. AC,1999.

Versão Provisória 2019-07-16

METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA FIABILIDAD DE LOS DIFERENTES MÉTODOS DE DISEÑO UTILIZADOS EN LAS REDES INTERIORES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA EN VIVIENDAS

Raziel-Yarib Aponte¹, Pedro L. Iglesias-Rey², Gonzalo López Patiño³, F. Javier Martínez-Solano⁴

RESUMEN

En un conjunto de viviendas se encuentran diversos aparatos sanitarios para satisfacer las demandas de agua, pero existe una incógnita interesante: ¿Cuántos aparatos sanitarios se utilizan a la vez? la respuesta está directamente relacionada con el caudal máximo que circulará a través de la tubería principal. Se encuentran variedades de métodos para realizar los diseños de las redes interiores de distribución de agua potable y se desea conocer que tan fiables resultan para diferentes escenarios, esto motiva a desarrollar un modelo de simulación que permita asociar a cada caudal obtenido una cierta probabilidad de no excedencia, con el fin de determinar el comportamiento de los métodos más empleados en la práctica profesional. Se realizan simulaciones para tres tipos de viviendas, agrupando hasta 90 viviendas en una misma edificación, dando esto como resultado que el método racional español es el método más constante en los escenarios evaluados, y que el método UNE 149201 es el que ofrece mayor fiabilidad para pocas viviendas agrupadas (entre 20 y 30), brindando valores de probabilidad de no excedencia superiores a 95%. Puede apreciarse como la fiabilidad asociada a los diferentes métodos no depende únicamente de éste, sino también del número y tipo de viviendas.

Palabras clave

Redes de distribución internas, Caudal punta, Método de Montecarlo.

1. INTRODUCCIÓN

Las metodologías de diseño tradicionalmente empleadas para dimensionar las redes de distribución interna (RDI) están basadas en la aplicación de códigos, normativas o expresiones más o menos comunes en la práctica profesional. De hecho, es frecuente que en un mismo país coexistan diversos métodos para el dimensionado de las RDI, lo que suele generar incertidumbre a los diseñadores. Por este motivo en este trabajo se plantea desarrollar una metodología que permita establecer la fiabilidad de cada uno de los métodos de diseño de RDI existentes.

Uno de los métodos de caracterización del patrón de comportamiento de los consumos que se presentan en las RDI es el definido por Buchberger (1996), quien establece que cada consumo queda representado mediante tres parámetros: intensidad, duración y frecuencia (IDF). Posteriormente,

¹ Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València. Camino de Vera s/n. 46022 Valencia (España)

² Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València. Camino de Vera s/n. 46022 Valencia (España). piglesia@upv.es

³ Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València. Camino de Vera s/n. 46022 Valencia (España)

⁴ Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València. Camino de Vera s/n. 46022 Valencia (España)

Blokker (2010) desarrolla un modelo para predecir las demandas instantáneas de agua de un conjunto de viviendas basándose en la determinación de los parámetros IDF definidos por Buchberger y en la aplicación de un método Montecarlo.

En este trabajo se desarrolla un modelo de predicción del caudal máximo simultáneo de una vivienda o un grupo de viviendas, basado en los trabajos de Blokker y Buchberger, en base a la utilización de datos estadísticos de los usuarios y de los aparatos sanitarios instalados. El objetivo es poder definir el nivel de fiabilidad de las metodologías de diseño de RDI más empleadas.

2. METODOLOGÍA

El diseño de redes internas de distribución de aguas potables (RIDAP) tiene como principal característica la dificultad de estimar la demanda, producto de la naturaleza estocástica del fenómeno que se presenta (que cada usuario tiene poder de decidir cuándo utilizar cada aparato, aunque también tiene necesidades fisiológicas que ameritan usar algunos aparatos sanitarios aún sin planearlo).

La representación más común a este inconveniente consiste en calcular una simultaneidad de uso de los aparatos, que intenta estimar el porcentaje de los aparatos que están siendo utilizados a la vez. Desde esta perspectiva parten varios métodos de diseño, como el llamado método francés y el método racional español; se presentan estos y otros métodos de los más utilizados en la práctica profesional.

2.1 MÉTODOS DE DISEÑO DE RIDAP MAS EMPLEADOS

Método Francés: Llamado también método del factor de simultaneidad, se basa en calcular un coeficiente de simultaneidad (k_1), el cual se multiplica por el caudal instantáneo (caudal máximo emitido por los aparatos), obteniéndose así un caudal punta (Páez, 2011). Este coeficiente de simultaneidad depende del número de aparatos conectados al tramo en cuestión, y recomiendan diversos autores utilizar un valor mínimo de 0.20; para calcular el coeficiente de simultaneidad se emplea la siguiente expresión:

$$k_1 = \frac{1}{\sqrt{n-1}}$$

Finalmente, el caudal punta se calcula:

$$Q_p = k_1 \sum_{i=1}^n q_i * n_i$$

Método Racional Español: Es una modificación del método francés, donde se contabilizan los aparatos de cada vivienda, y se obtiene el caudal punta para cada vivienda aplicando el factor k_1 , para luego alterar la suma de todos estos caudales (uno de cada vivienda), multiplicándola por un coeficiente de simultaneidad (Carmona, 2010) de viviendas (k_2), que se obtiene empleando la expresión:

$$k_2 = \frac{n_R + 19}{10 * (n_R + 1)}$$

Método UNE 149201: La norma española de abastecimiento de agua (específicamente la parte titulada: “Dimensionado de instalaciones de agua para consumo humano dentro de los edificios”) publicada en febrero de 2008, presenta unas expresiones para calcular el caudal simultáneo (Q_p) partiendo de conocer el caudal instantáneo (suma de los caudales promedio de los aparatos aguas abajo). Para edificios de viviendas:

- Si $Q_i \geq 20$ L/s se emplea $Q_p = 1.7 * Q_i^{0.21} - 0.7$
- Si $Q_i \leq 20$ L/s dependiendo de los caudales instantáneos mínimos (Q_{min}):

No que se refiere a los caudales instantáneos mínimos, tem-se

- Si todo $Q_{\min} < 0.5 \text{ L/s}$ se emplea $Q_p = 0.682 * Q_i^{0.45} - 0.14$
- Si algún $Q_{\min} \geq 0.5 \text{ L/s}$ se emplea $Q_p = 1.7 * Q_i^{0.21} - 0.7$; siempre que $Q_i \leq 1 \text{ L/s}$, en cuyo caso no se aplicaría simultaneidad ($Q_p=Q_i$)

Esta norma tiene también expresiones para hallar el caudal simultáneo para oficinas, estaciones, aeropuertos, hoteles, discotecas, museos y centros comerciales. Es importante mencionar que las siglas UNE (Una Norma Española) representan un conjunto de normas creadas en los Comités Técnicos de Normalización (CTN) de la Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), estas normas son por definición de cumplimiento voluntario en España.

De cumplimiento obligatorio (en los edificios de nueva construcción) en España se tiene el código técnico de la edificación (CTE), que se compone de una serie de normativas, que se dividen en dos categorías (Documentos Básicos de Seguridad y Documentos Básicos de Habitabilidad), donde la parte que corresponde al agua potable es el DB-HS (Documento Básico de Salubridad), específicamente en la sección 4, que se titula: “Suministro de agua”.

En el **DB-HS4** se proporciona una tabla con los caudales instantáneos mínimos de cada aparato sanitario, así como otra tabla con los diámetros nominales de las tuberías según el caudal máximo simultáneo que se requiere trasegar a través de las mismas, pero no se dice de manera explícita como obtener dicho caudal simultáneo. La sección que hace referencia al caudal simultáneo dicta realizar el “*establecimiento de los coeficientes de simultaneidad de cada tramo de acuerdo con un criterio adecuado*”, con lo cual queda entendido que se da libertad al ingeniero a la hora de seleccionar el método de diseño a utilizar.

2.2 MODELO MONTECARLO

El método desarrollado toma como punto de partida un modelo Montecarlo que determina el caudal máximo simultáneo de consumo de una vivienda o grupo de viviendas, en base a los aparatos instalados y una serie de datos estadísticos de los usuarios. Los datos principales para modelación del fenómeno son intensidad, frecuencia y duración.

La **intensidad** se refiere al caudal trasegado para que un aparato sanitario entre en servicio, por tanto, depende de la marca y modelo del aparato que se utilice (por ejemplo, en una ducha depende del tipo de cabeza de salida que esta tenga), aunque suelen existir unos valores típicos para cada aparato (regularmente basados en el caudal promedio, ya que el caudal varía en el tiempo incluso en el mismo aparato), para el modelo desarrollado se emplean los caudales dados en el DB-HS 4.

La **frecuencia** de uso se refiere a la cantidad de veces que entra en servicio un aparato sanitario al día, depende mayormente del comportamiento de los usuarios, así como también de la disponibilidad y precio del agua potable. Se utilizan las frecuencias en usos por habitantes por día (Blokker 2010), y son representadas para cada tipo de aparato sanitario, por una función de distribución de probabilidad característica para este.

La **duración** se refiere al tiempo de uso de cada aparato, se determina a partir del uso del agua (comportamiento de los usuarios al tomar un baño, cepillarse los dientes, etc.) y también a partir de información técnica de algunos aparatos (el tiempo que tarda en llenarse la cisterna del inodoro, el agua utilizada por la lavadora de ropa o la máquina lavaplatos). Se utilizan las duraciones representadas por funciones de distribución de probabilidad y para algunos aparatos sanitarios se utilizan duraciones fijas (Blokker 2010).

Tabla 1. Intensidad de cada aparato sanitario

Tipo de aparato	Caudal instantáneo mínimo de agua fría [dm ³ /s]
Lavamanos	0,05
Lavabo	0,10
Ducha	0,20
Bañera de 1,40 m o más	0,30
Bañera de menos de 1,40 m	0,20
Bidé	0,10
Inodoro con cisterna	0,10
Inodoro con fluxor	1,25
Urinarios con grifo temporizado	0,15
Urinarios con cisterna (c/u)	0,04
Fregadero doméstico	0,20
Fregadero no doméstico	0,30
Lavavajillas doméstico	0,15
Lavavajillas industrial (20 servicios)	0,25
Lavadero	0,20
Lavadora doméstica	0,20
Lavadora industrial (8 kg)	0,60
Grifo aislado	0,15
Grifo garaje	0,20
Vertedero	0,20

Tabla 2. Frecuencia y duración de uso de cada aparato sanitario

End-use type / subtype	Frequency (day ⁻¹)		Duration		Intensity (L/s)		
	μ	pdf	μ	pdf	μ	pdf	
Bath tub	120 litres	0.044	Poisson	10 min	N.A. (fixed)	0.200	N.A. (fixed)
Bathroom tap	Washing and shaving	4.1	Poisson	40 s	Log-normal	0.042	Uniform
	Brushing teeth			15 s			
Dish washer	Brand and type	0.3	Poisson	Specific dishwashing pattern (4 cycles of water entering, total 84 seconds, 0.167 L/sec = 14 L)			
Kitchen tap	Consumption	12.6 [†]	Negative binomial (r = 3, p = 0.192)	16 s	Log-normal	0.083	Uniform
	Doing dishes	48 s		0.125			
	Washing hands	15 s		0.083			
	Other	37 s		0.083			
Outside tap	Garden	0.44	Poisson	300 s	Log-normal	0.1	Uniform
	Other			15 s			
Shower	Normal	0.7	Binomial	8.5 min [†]	χ^2	0.142 ²	N.A. (fixed)
	Water saving type			0.123			
Washing machine	Brand and type	0.3	Poisson	Specific washing pattern (4 cycles of water entering, total 5 minutes, 0.167 L/sec = 50 L)			
WC	6-litre cistem	6.0	Poisson	2.4 min ⁵	N.A. (fixed)	0.042	N.A. (fixed)
	9-litre cistem			3.6 min			

Las expresiones matemáticas para las funciones de distribución de probabilidad empleadas son las siguientes:

Tabla 3. Funciones de distribución de probabilidad empleadas

Distribution	Probability Distribution Function	Mean	Variance
Normal	$y = f(x \mu, \sigma) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}}$	μ	σ^2
Lognormal	$y = f(x M, S) = \frac{1}{S\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\ln x - M)^2}{2S^2}}$	$e^{(M+S^2/2)}$	$e^{(2M+S^2)}(e^{S^2} - 1)$
χ^2	$y = f(x \nu) = \frac{x^{(\nu/2)-1} e^{-x/2}}{2^{\nu/2} \Gamma(\nu/2)}$	ν	2ν
Poisson	$y = f(x \lambda) = \frac{\lambda^x e^{-\lambda}}{x!} I(0,1,\dots)^x$	λ	λ
Negative Binomial	$y = f(x r, p) = \binom{r+x-1}{x} p^r (1-p)^x I(0,1,\dots)^x$	$\frac{r(1-p)}{p}$	$\frac{r(1-p)}{p^2}$

Los patrones de comportamiento de los usuarios (Blokker 2010) se vuelven importantes a la hora de conocer los intervalos de tiempo en que se utilizan con regularidad los aparatos sanitarios en una vivienda, es lógico pensar que a las 4 de la madrugada no es común encontrar un usuario lavando los platos, por ello se limita el intervalo de servicio de los aparatos a 15.5 horas de las 24 que tiene un día, esto de tomar como media 8.5 horas en las que las personas duermen (o no se encuentran en la vivienda).

Tabla 4. Patrones de comportamiento de los habitantes de viviendas

	Weekday					Weekend day
	Child	Teen	Adult with out-of-home job	Adult without out-of-home job	Senior	
Time of getting up	μ 7:00	7:00	7:00	8:00	8:00	9:00
	σ 1:00	1:00	1:00	1:00	1:00	1:30
Time of leaving the house	μ 8:30	8:15	8:00	13:00	13:00	13:00
	σ 0:30	0:30	0:45	3:00	3:00	3:00
Duration of being away	μ 7.0 h	8.0 h	9.5 h	10.0 h	10.0 h	10.0 h
	σ 2.0 h	2.0 h	3.25 h	4.5 h	4.5 h	4.5 h
Duration of sleep	μ 10.0 h	9.0 h	7.0 h	8.0 h	8.0 h	9.0 h
	σ 1.0 h	1.0 h	1.0 h	1.0 h	1.0 h	1.5 h

El modelo trabaja con funciones de distribución de probabilidad para calcular algunos parámetros, de manera tal que se debe introducir al inicio del mismo una probabilidad de no excedencia deseada, de modo que el algoritmo trabaja en base a ella para conseguir un caudal máximo simultáneo asociado a la misma.

El algoritmo desarrollado en Microsoft VBA (Visual Basic for Applications) para modelar el fenómeno utilizando el método de Montecarlo funciona de la siguiente manera:

1. Se selecciona un número de simulaciones a realizar (donde cada simulación equivale a calcular el caudal para un día de servicio)

2. Se introducen los datos de la vivienda (o el grupo de viviendas), tales como tipo de aparatos, número de aparatos de cada tipo y número de habitantes por vivienda. Se introduce la probabilidad de no excedencia con la que se trabajará.
3. Para el aparato Tipo i en la simulación 1: se calcula la frecuencia para ese aparato i utilizando la función de distribución de probabilidad de los aparatos Tipo I. De la misma manera se calcula la duración (si el aparato Tipo I tiene duración constante, no hay que utilizar función de distribución de probabilidad) y se toma el valor de intensidad para el aparato tipo I.
4. Se genera un número eventos asociados a este sólo aparato, este número de eventos depende de la frecuencia calculada, y es un número entero que representa las veces que se utilizará este aparato en esta simulación.
5. Se genera un evento pseudoaleatorio (una hora de inicio del uso del aparato sanitario, mediante un generador de números aleatorios) para cada uno de los eventos asociados a este aparato en esta simulación.
6. Se crea un vector $Q_{APARATOi}(t)$ para este aparato (en esta simulación) relacionado con las horas del día, el cual en la hora de inicio de un evento agrega el caudal consumido, durante el periodo de duración del consumo. De modo que en este paso se tiene para el aparato un vector con los caudales que este aparato demanda en cada instante del día (para una simulación)
7. Se repiten los pasos desde el 3 hasta 6 para todos los aparatos existentes.
8. Se genera un vector $Q(t)$ con la sumatoria de los vectores de caudal instantáneo $Q_{APARATOi}(t)$ de todos los aparatos existentes.
9. Se toma el valor máximo de $Q(t)$. Esto completa la primera simulación.
10. Para realizar la segunda simulación se repiten los pasos desde el 3 hasta el 9; se realiza esto hasta completar el número de simulaciones elegidas
11. Se crea un vector $Q(n)$ con un numero de filas igual al número de simulaciones realizadas, donde cada valor del mismo representa el caudal máximo que ocurrió en esa simulación.

Luego de esto se realiza un análisis estadístico a este vector y se obtiene el caudal asociado a la probabilidad de no excedencia introducida en el paso 2; este es el caudal simultáneo máximo para dicho valor de probabilidad.

3. RESULTADOS

Se estudiaron varios tipos de viviendas características en España, cuyas distribuciones se detallan en la siguiente tabla:

Tabla 5. Tipo de viviendas analizadas

Vivienda	Aparatos sanitarios
Tipo B	1 cuarto de baño, 1 lavadora y 1 fregadero
Tipo C	1 cuarto de baño, 1 cuarto de aseo, 1 fregadero, 1 lavadora y 1 lavadero
Tipo D	2 cuartos de baño, 1 lavadero, 1 lavadora y 2 fregaderos (uno es lavavajillas)

Donde un cuarto de baño incluye: lavamanos, inodoro y ducha; mientras el cuarto de aseo sólo incluye lavamanos e inodoro.

Se ejecutan mil simulaciones para cada escenario de estudio, esta cantidad de simulaciones fue seleccionada luego de realizar un estudio estadístico donde resultó que con esta cantidad los resultados logrados son satisfactorios.

Los resultados obtenidos para cada tipo de vivienda se expresan de manera gráfica:

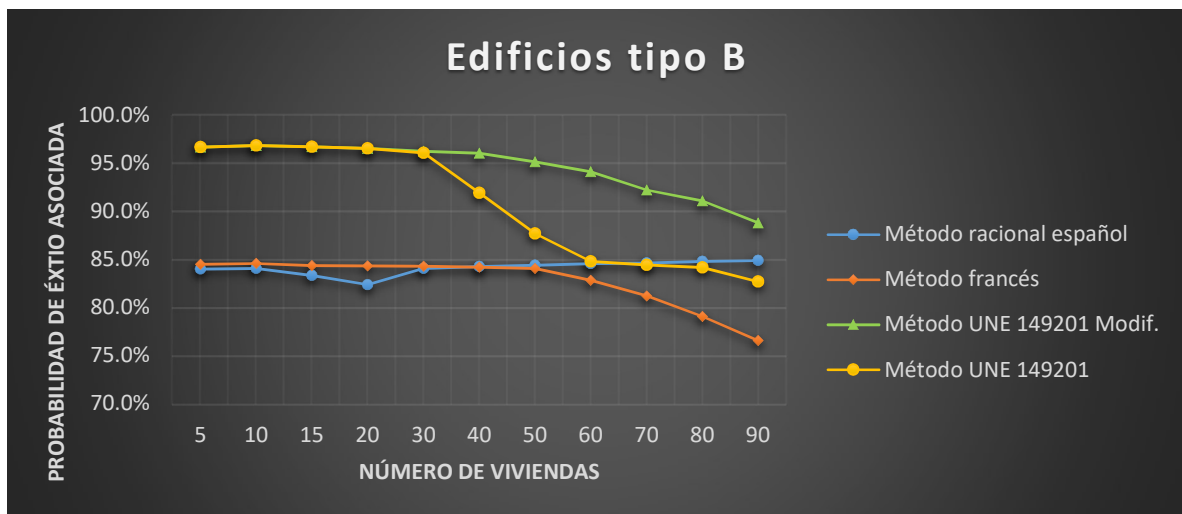


Figura 1. Resultados de grupos de viviendas tipo B

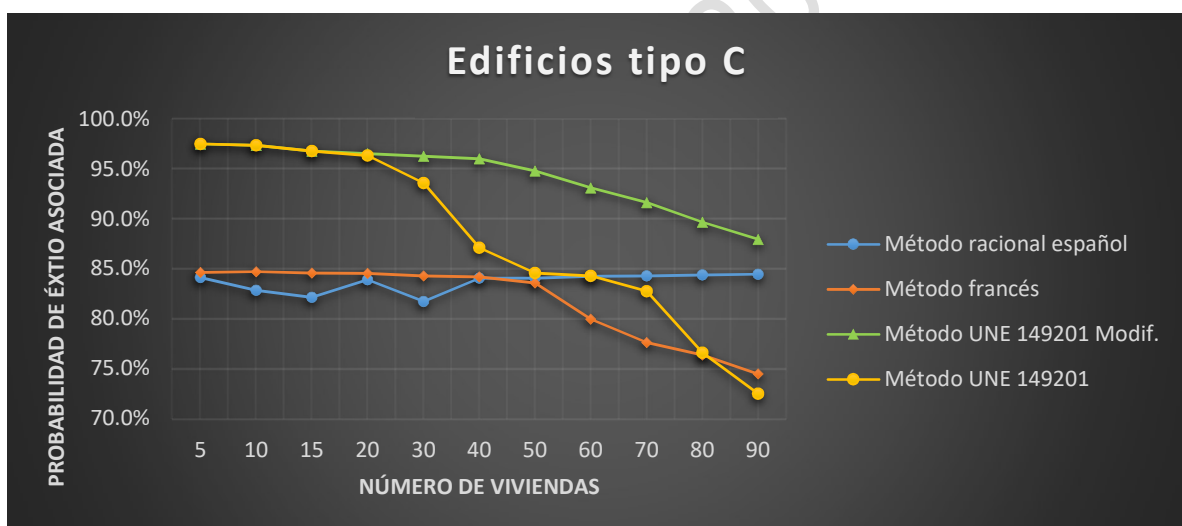


Figura 2. Resultados de grupos de viviendas tipo C

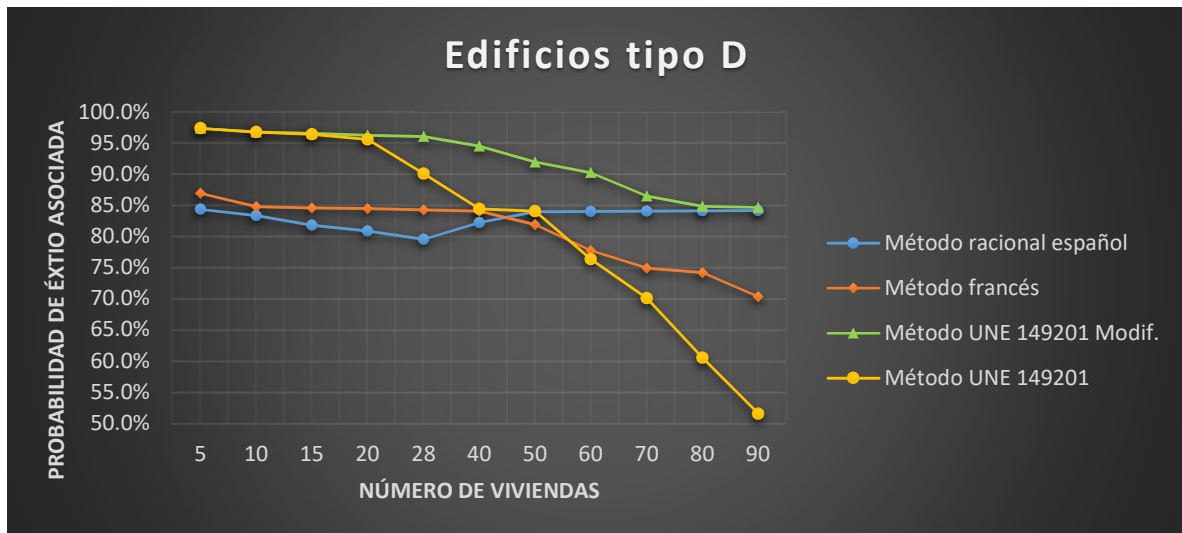


Figura 3. Resultados de grupos de viviendas tipo B

Es importante mencionar que el método aquí llamado *UNE 149201 Modificado* es el método recomendado en la norma UNE 149201, pero utilizando como única expresión para el cálculo del caudal simultáneo máximo:

$$Q_p = 0.682 * Q_i^{0.45} - 0.14;$$

indistintamente se tenga o no un caudal instantáneo que supere los 20 L/s, este método se implementó para los análisis al notar que la probabilidad de no excedencia que se obtiene con su uso es bastante alta.

4. CONCLUSIONES

En los casos estudiados el método UNE 149201 modificado es el que brinda las probabilidades de no excedencia más altas, mientras el método UNE 149201 original brinda probabilidades altas con un número de viviendas menor a 20, pero luego va decayendo a medida que aumenta el número de viviendas, llegando a un punto que para 90 viviendas tipo D da una probabilidad de no excedencia asociada menor a 55%.

El método racional español se muestra muy constante en todos los tipos de viviendas, brindando probabilidades de no excedencia entre 85 y 80%; mientras el método francés brinda mejores resultados con hasta 50 viviendas en conjunto, pero luego de superar este umbral de viviendas se muestra decadente en comparación con el método racional, llegando a presentar valores de probabilidad de no excedencia cercanos al 70% para 90 viviendas tipo D.

Los resultados permiten no solo analizar qué métodos son más o menos conservadores, sino también establecer una referencia numérica de la fiabilidad de cada uno de ellos.

Puede apreciarse como la fiabilidad asociada a los diferentes métodos no depende únicamente de éste, sino también del número y tipo de viviendas que se estudien.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Politécnica de Valencia por el acogimiento, especialmente al cuerpo docente del Máster Universitario en Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente.

Nomenclatura

k_1	Factor de simultaneidad del tramo analizado
n	Número de aparatos sanitarios aguas abajo de la tubería analizada
Q_p	Caudal punta del conjunto de viviendas (caudal simultáneo máximo)
q_i	Caudal promedio emitido por el aparato i
k_2	Factor de simultaneidad de viviendas
n_R	Número de unidades residenciales aguas abajo de la tubería analizada
Q_i	Caudal instantáneo (suma de los caudales promedio de los aparatos aguas abajo)
Q_{min}	Caudal mínimo instantáneo

REFERENCIAS

- [1] S. Buchberger y G. Wells, “Intensity, Duration, and Frequency of Residential Water Demands,” *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol. 122, no. 1, January-February, 1996, pp. 11-19.
- [2] M. Blokker, “Stochastic water demand modelling for a better understanding of hydraulics in water distribution networks,” *Water Management Academic Press*, The Netherlands, 2010.
- [3] D. Páez, “Análisis de redes internas de distribución de agua potable utilizando simulación de eventos discretos”, Universidad de Los Andes, 2011.
- [4] R. Carmona, “Diseño de instalaciones hidrosanitarias y de gas para edificaciones” (No. 696/697 628.4). e-libro, Corp., 2010.
- [5] Salubridad, D. B. H. “Código Técnico de la edificación. Documento Básico Salubridad, HS4 Suministro de agua”, 2017.
- [6] Norma U. N. E. 149201: 2008. “Abastecimiento de agua. Dimensionado de instalaciones de agua para consumo humano dentro de los edificios”, 2008.

MODELACIÓN DE LAS MASAS HIDROGEOLÓGICAS ASOCIADAS AL BOSQUE LA PRIMAVERA, MÉXICO

Navarro-Farfán María del Mar¹, Sánchez-Quispe Sonia Tatiana², Hernández-Hernández Mario Alberto³, González-Arreguín Iván⁴

RESUMEN

La Zona Metropolitana de Guadalajara es la segunda concentración de población más grande en México, la cual se encuentra al Este del Bosque La Primavera que funge como pulmón para sus alrededores. Debido a la falta de estudios tanto en el bosque como en la urbe, es imposible aprovechar los recursos hídricos de forma óptima, además, debe considerarse que ambos comparten el mismo lecho geológico lo que genera un vínculo subterráneo importante; por ello, pese a que los pozos de extracción para uso agrícola y urbano no se encuentran dentro del bosque, este se ve afectado de manera directa. Para realizar las modelaciones por medio del software libre MODFLOW, se delimita la zona de estudio a partir de las masas geológicas que constituyen el área de interés y como resultado de la modelación, se obtiene un descenso en los niveles de agua en toda la zona de estudio; además, al centrarnos en el bosque, resulta que el descenso es aún mayor.

Palabras clave

Masas geológicas, niveles estáticos, MODFLOW.

1. INTRODUCCIÓN

La motivación para realizar el estudio es la falta de información acerca de la zona, más en concreto con el comportamiento de los acuíferos que se encuentran debajo de la Zona Metropolitana de Guadalajara (ZMG) y el Área de Protección de Flora y Fauna La Primavera (APFFLP). Se sabe que tanto la ZMG y el APFFLP comparten el mismo lecho geológico, y por ello, conceptualizar la zona de estudio como masas geológicas y no solo como acuíferos, permite generar la hipótesis sobre el comportamiento que se tiene con respecto al inadecuado manejo en la zona, donde se entiende que las acciones que se aplican en un punto determinado, afectan a toda la masa geológica a la que pertenece.

El Área de Protección de Flora y Fauna La Primavera (APFFLP) se localiza en el costado poniente de la Zona Metropolitana de Guadalajara (ZMG), la cual es el segundo núcleo urbano más poblado de México con alrededor de 4.8 millones de habitantes, agrupados en los municipios de Guadalajara, Zapopan, San Pedro Tlaquepaque, Tlajomulco de Zúñiga, Tonalá, El Salto, Ixtlahuacán de los Membrillos y Juanacatlán [1]; los cuales se muestran en la Figura 1.

¹ Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Avenida Francisco J. Múgica S/N, Ciudad Universitaria, 58030 Morelia, Michoacán, México . mar.farfan@hotmail.com

² Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo

³ Cátedras Conacyt - Instituto de Geofísica Universidad Nacional Autónoma de México. Circuito de la Investigación Científica s/n Ciudad Universitaria, Delegación Coyoacán, 04510, Ciudad de México, México

⁴ Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo

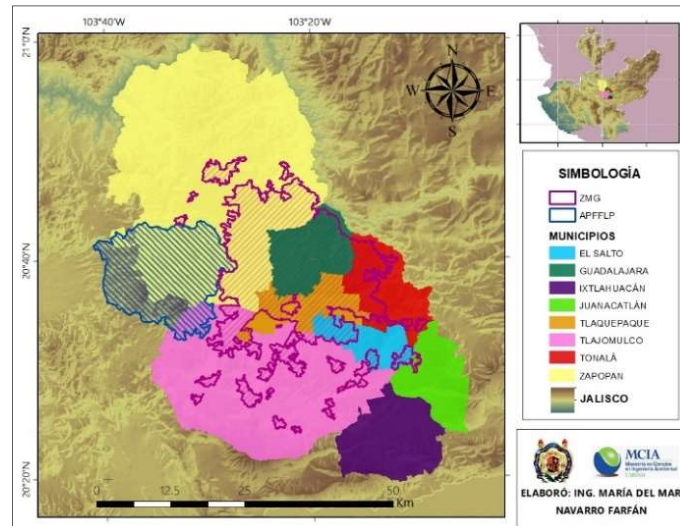


Figura 1. Municipios de la Zona Metropolitana de Guadalajara.

El APFFLP se reconoció como área natural protegida por el gobierno de México y como Reserva de Biosfera MAB (Man and the Biosphere Programme) por la UNESCO desde el 2006 [2]. El APFFLP cumple con una labor indispensable para mantener el equilibrio ecológico del valle de Atemajac, al grado que una buena parte del microclima de la ZMG depende de su buen estado de conservación, razón por la cual se le atribuye el nombre de “el pulmón de Guadalajara”; entonces, debido a que el bosque es una importante fuente de bienes y servicios ambientales debido al alto valor ecológico y a la relación de cercanía con la ZMG, desde principios del siglo XX ha existido una continua lucha por la explotación de los recursos productivos del bosque, que se ha acelerado en los últimos años con el crecimiento de la mancha urbana, dejando a la zona de protección con un alto grado de vulnerabilidad [3].

Pese a que se tiene comprendido el peligro que sufre el APFFLP, éste solo se representa de forma superficial, es decir lo que se observa o determina de manera directa; sin embargo, al hablar de la vulnerabilidad del bosque, se debe comprender que también se ven afectados los recursos naturales de la zona, como es el caso del recurso hídrico, tanto superficial como subterráneo. Aunado a esto, el crecimiento acelerado de la población en zonas urbanas, la inadecuada planeación de la infraestructura hídrica y la ineficiente regulación de contaminantes se han convertido en algunas de las causas que afectan el abasto, la distribución y la calidad del agua [4].

Se tiene también conocimiento, como se muestra en la Figura 2, de que el APFFLP y la ZMG se encuentran en la intersección de 5 acuíferos: Ameca, Arenal, Atemajac, San Isidro y Toluquilla; sin embargo, en México la delimitación de ellos se debe principalmente a la conveniencia política, es por ello que se decide determinar la zona de estudio a partir de las masas geológicas que conforman dichos acuíferos, lo que permite además, determinar las características hidrogeológicas en la zona, como son coeficiente de almacenamiento y conductividad hidráulica.

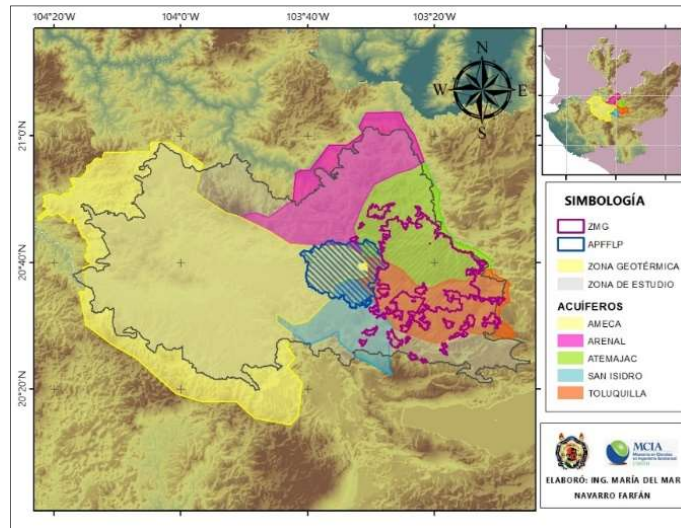


Figura 2. Acuíferos que se encuentran presentes en la ZMG y el APFFLP, con los cuales se obtiene la zona de estudio.

Como se muestra en la Figura 3, la ZMG y el APFFLP comparten el mismo lecho geológico, que está formado principalmente por toba riolítica, la cual se caracteriza por su consistencia porosa y liviana.

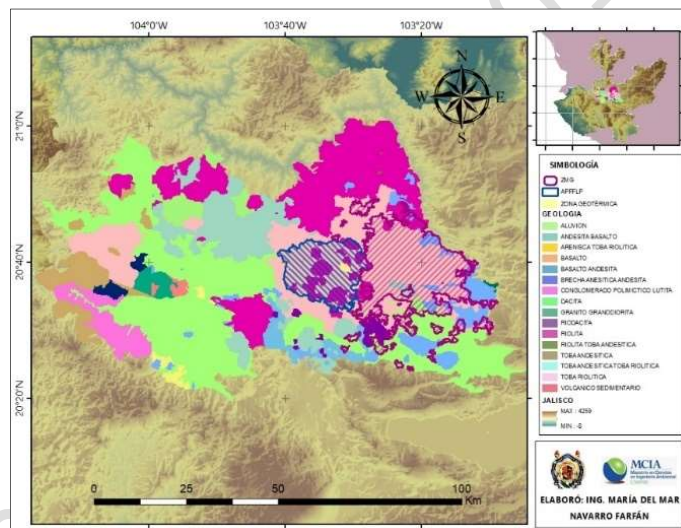


Figura 3. Masas Geológicas en la zona de estudio, donde el APFFLP y la ZMG comparten lecho geológico de toba riolítica.

2. METODOLOGÍA

Resulta importante mencionar que se realiza una gestión de datos en todos los pasos de la simulación. En este sentido, se tiene que para poder realizar la modelación subterránea con MODFLOW, se requiere conocer la recarga natural en la zona de estudio. Para ello, se realiza la modelación superficial a partir de series de precipitación y temperatura por medio del método precipitación-escorrentía de Humedad del Suelo, a través del Software WEAP (Water Evaluation and Planning System); con el cual, se obtienen series de recarga mensual natural para un periodo histórico establecido.

Con los resultados obtenidos en WEAP y considerando la cantidad y la calidad de información con la que se cuenta, se discretiza la zona de estudio a través de una red de bloques o celdas distribuidas en filas, columnas y capas. Entonces, a cada celda se le asocian los valores mensuales de extracción

de pozos y recarga natural y por retorno de riego; además de conocer la ubicación de los manantiales que se localizan dentro de la zona de estudio, así como valores que dependen de la geología, como son conductividad hidráulica y coeficiente de almacenamiento.

Como menciona Harbaugh [5], MODFLOW se basa en diferencias finitas que definen el flujo en el medio poroso; dada su discretización, el control volumétrico de lo que entra y lo que sale es exacto y cumple con condiciones que varían con el tiempo, teniendo también, un control del agua proveniente de almacenamiento.

El movimiento tridimensional del agua subterránea a través del material poroso puede ser descrito por la Ecuación 1 como una diferencial parcial:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) - W = S_s \frac{\partial h}{\partial t} \quad (1)$$

Donde

K_{xx} , K_{yy} y K_{zz} son valores de conductividad hidráulica a lo largo de los ejes cartesianos x , y , y z , que se supone que son paralelos a los principales ejes de la conductividad hidráulica ($L T^{-1}$); h es altura piezométrica (L); W es un flujo volumétrico por unidad de volumen que representa las fuentes y/o sumideros que permiten la entrada ($W > 0$) o salida ($W < 0$) de agua del sistema (T^{-1}); S_s es el almacenamiento específico del material poroso (L^{-1}); t es el tiempo (T). La ecuación anterior describe el flujo saturado en un medio poroso heterogéneo y anisótropo en régimen transitorio. La ecuación anterior junto con condiciones iniciales y de contorno, constituyen el modelo matemático del flujo subterráneo.

El desarrollo de la ecuación del flujo en diferencias finitas resulta de aplicar la ecuación de continuidad a una celda: la suma de todos los flujos que entran y salen de la celda debe ser igual al cambio en el almacenamiento. Suponiendo que la densidad del agua subterránea es constante y considerando que junto con las condiciones iniciales y de contorno, se tiene que la ecuación de continuidad que expresa el balance de flujo en una celda es:

$$\sum Q_i = S_s \frac{\Delta h}{\Delta t} \Delta V \quad (2)$$

Así, Q_i es el caudal que entra en la celda por una cara (L^3/T), S_s es el coeficiente de almacenamiento específico del medio (T^{-1}), ΔV es el volumen de la celda (L^3), Δh es la variación en el potencial por unidad de peso en el intervalo de tiempo Δt (L).

MODFLOW tiene presentes diferentes tipos de celda; dichas celdas son utilizadas para simular condiciones de contorno se agrupan en dos categorías: celdas de altura constante y celdas sin flujo. Las celdas de altura constante son aquellas para las que se especifica la altura para cada momento, y dicho valor no cambia como resultado de la resolución de las ecuaciones de flujo; así mismo, las celdas sin flujo son aquellas en las que no se permite ningún flujo de entrada o salida de la celda; además, están las celdas de altura variable, que se caracterizan por tener alturas no especificadas y libres de variar con el tiempo; de esta forma, la ecuación de continuidad se aplica únicamente a las celdas activas y así, evitar redundar en la simulación.

3. RESULTADOS

Es necesario delimitar la zona de estudio, de tal forma que se consideren las masas geológicas que se encuentran cerca del bosque La Primavera; se tiene que, al Este se encuentra la Zona Metropolitana de Guadalajara con una concentración importante de pozos de extracción y al lado Oeste, se encuentra una zona con una baja concentración de pozos, y el área en sí es de uso agrícola. La selección de las masas geológicas adyacentes al bosque sin tanta actividad proporciona heterogeneidad a la muestra, de esta forma, no se modela únicamente el área crítica, si no toda la superficie que puede ser afectada.

Se considera que el periodo de simulación va de octubre de 1989 a septiembre de 2014, lo que representa 300 pasos de tiempo en 25 años.

Para poder utilizar el software MODFLOW, es necesario conocer aquellas celdas que se encuentran activas dentro de la malla que cubre la zona de estudio; como se muestra en la Figura 4 las celdas no son del mismo tamaño, lo que permite mantener una mayor atención a algún área en específico, como es el caso del Bosque La Primavera y la Zona Metropolitana de Guadalajara.

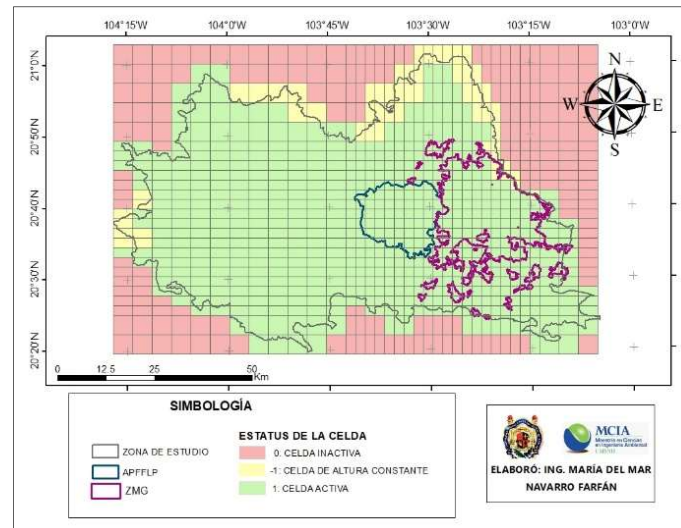


Figura 4. Mallado en la zona de estudio con tamaño variable.

Se observa que la malla es rectangular y sobresale de la zona de estudio, por ello es importante que al modelar en MODFLOW, las celdas que si están intersecadas con la zona de estudio se consideren como activas o de altura constante y las demás como inactivas y de esta forma, se evita que el modelo realice el balance en las celdas que no están dentro de la zona de estudio; en este caso, las celdas de altura constante se considera debido a la presencia del Río Grande Santiago en la parte norte de la zona con dirección Este – Oeste.

Además, se obtienen en forma de matrices los valores presentes para cada celda activa, así se considera la infiltración total como es la recarga natural que proviene del Método de Humedad del Suelo y el retorno por riego (Figura 5).

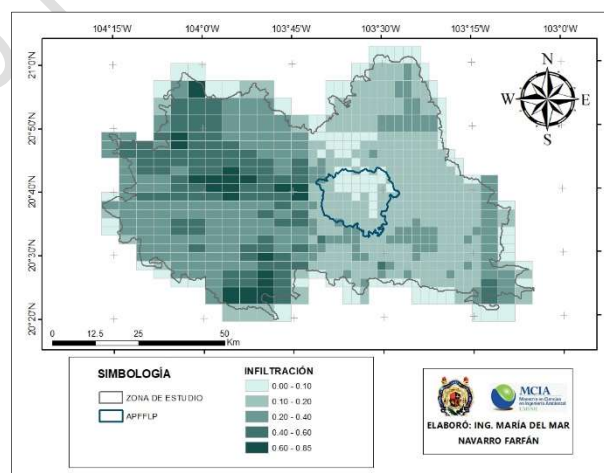


Figura 5. Volúmenes de infiltración en la zona de estudio, considerando los obtenidos con WEAP y el retorno de riego en Hm^3/mes .

En la Figura 6, se muestran el número de pozos destinados a uso agrícola por celda que otorgan infiltración por retorno de riego; de esta forma, el 20% del volumen concesionado se toma como infiltración por retorno de riego.

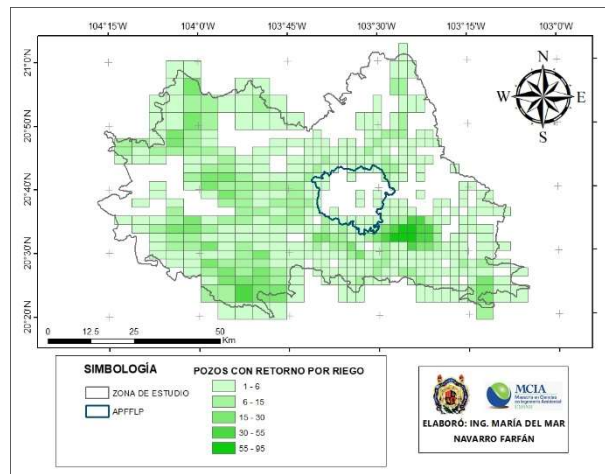


Figura 6. Número de pozos por celda con retorno de riego.

De la misma forma, se requieren conocer los pozos de extracción en la zona de estudio y, así, conocer el volumen concesionado que se tiene y que se extrae mensualmente; es por ello que como se muestra en la Figura 7, la mayor concentración de pozos se encuentra al sur de la ZMG; o en las inmediaciones del Sureste del APFFLP.

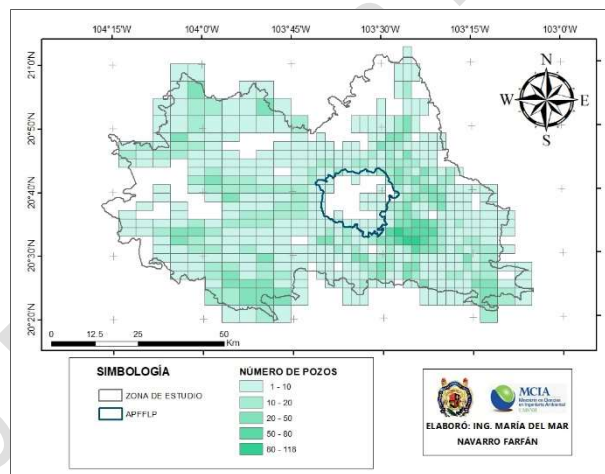


Figura 7. Número de pozos de extracción que se tienen por celda.

En la Figura 8, muestra por código de colores el volumen extraído de los acuíferos en la zona de estudio; claramente se observa que dentro del Bosque La Primavera, el volumen parece ser casi inexistente; y aquellos pozos que se localizan dentro son para uso agrícola y para uso doméstico, debido a que el terreno dentro del bosque es uso particular o ejidal.

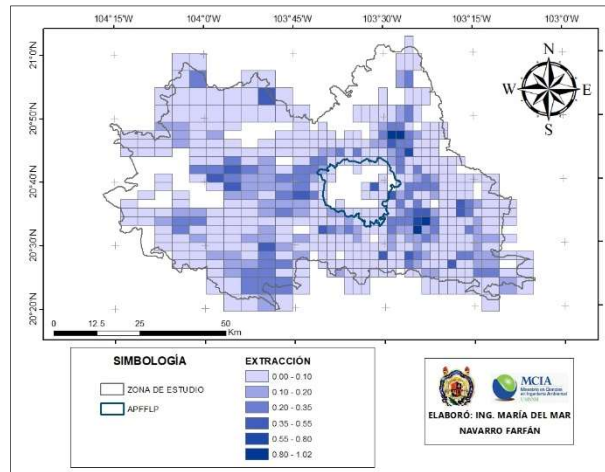


Figura 8. Volúmenes de extracción en la zona de estudio, en hm^3/mes .

Además de conocer los volúmenes de extracción y la recarga, es importante localizar aquellas zonas donde el agua subterránea tiene contacto con la superficie de manera natural; en este caso se observa en la Figura 9 que en la zona de estudio existen 229 manantiales distribuidos en 164 celdas; los cuales son de agua fría y agua termal; con temperaturas que logran alcanzar los $80^{\circ}C$.

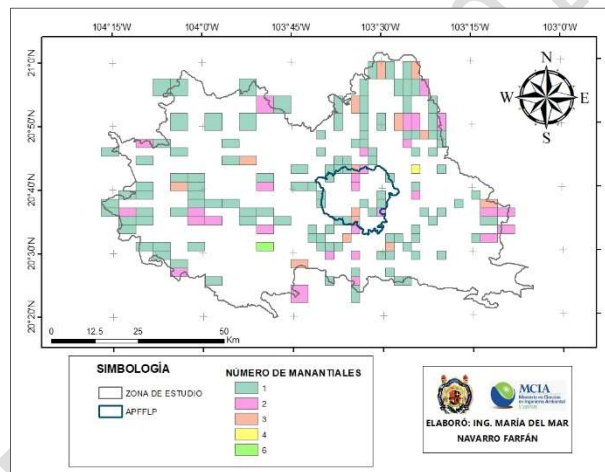


Figura 9. Número de manantiales por celda en la zona de estudio.

Como se mostró en la metodología, MODFLOW requiere que se conozcan parámetros hidrogeológicos en la zona de estudio; es por ello que, en la Figura 10 se muestra el coeficiente de almacenamiento, el cual indica el volumen de agua liberada al disminuir la presión en el acuífero y, de la misma forma, en la Figura 11 se muestra el rango de valores de conductividad hidráulica utilizada en la modelación de las masas geológicas.

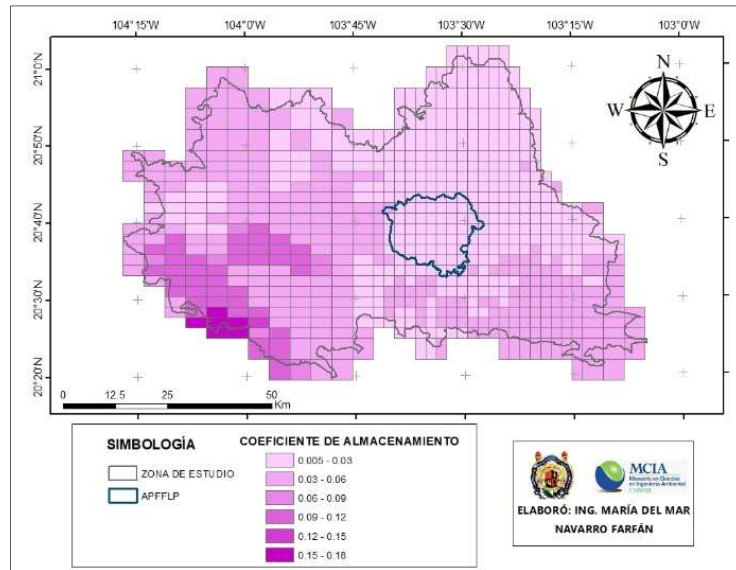


Figura 10. Valores de coeficiente de almacenamiento en la zona de estudio.

Se muestra claramente que predominan valores bajos en la zona del APFFLP y en la ZMG; éstos oscilan en un rango similar debido a que el lecho geológico se conforma principalmente de toba riolítica y toba. El valor del coeficiente de almacenamiento que se utiliza en la modelación es de 0.005, el cual corresponde al valor máximo; así mismo, la conductividad hidráulica que se utiliza es de 0.164 m/d, que corresponde a la conductividad hidráulica mínima según los datos obtenidos de Dunn [6].

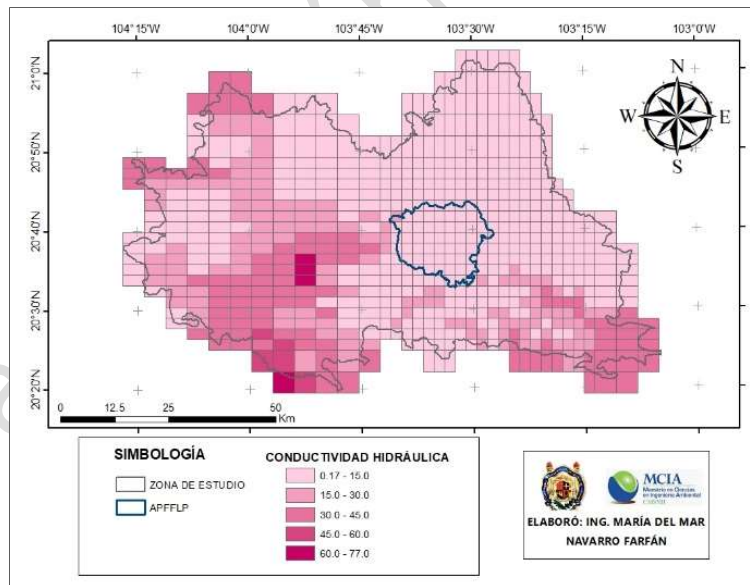


Figura 11. Valores de conductividad hidráulica en la zona de estudio.

Una vez que se ingresan todas las matrices al sistema, el software se ejecuta y se obtienen los resultados, los cuales son presentados por medio de los niveles estáticos representados en m s. n. m. En general, lo que sucede con el paso de tiempo es que el agua se mueve hacia las zonas con menor nivel estático, para así, tratar de mantener una altura uniforme a lo largo de las masas geológicas.

Como se observa al comparar las Figuras 12 y 13, los niveles de 1990 (Figura 12) disminuyen conforme avanza el tiempo; es por ello que en la Figura 13 que muestra los niveles en 2014, el valor máximo presente en toda la zona de estudio es 80m menor con respecto al de 1990; además, se observa que las celdas con elevación superior dentro de zonas con una elevación constante, se homogenizan, de tal forma que se tienen áreas de igual o similar elevación bien delimitadas.

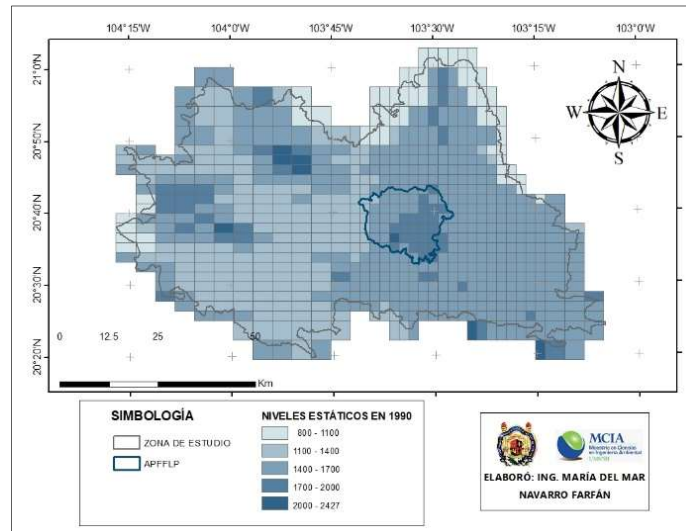


Figura 12. Niveles estáticos en la zona de estudio en 1990.

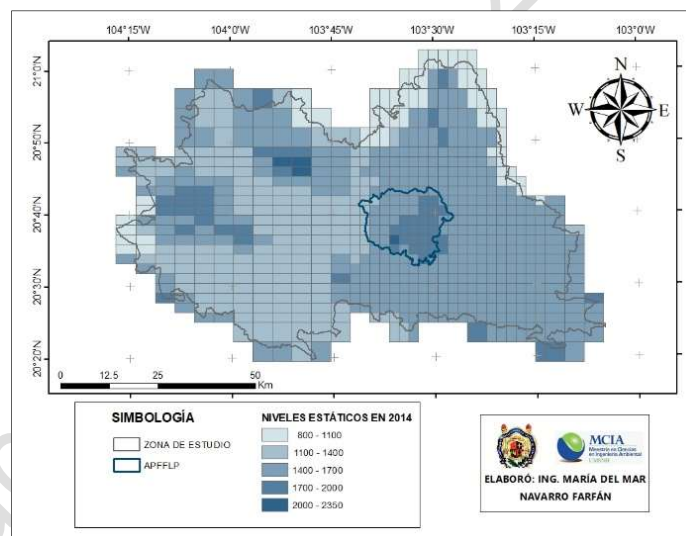


Figura 13. Niveles estáticos en la zona de estudio en 2014.

En la Figura 14, se muestra el comportamiento del nivel estático a través del tiempo de modelación con respecto al promedio de toda la zona de estudio; donde se tiene un descenso general de 0.3m; si se considera que el área de la zona de estudio es de 5590km², en veinticinco años se tiene una pérdida de 1527 Hm³.

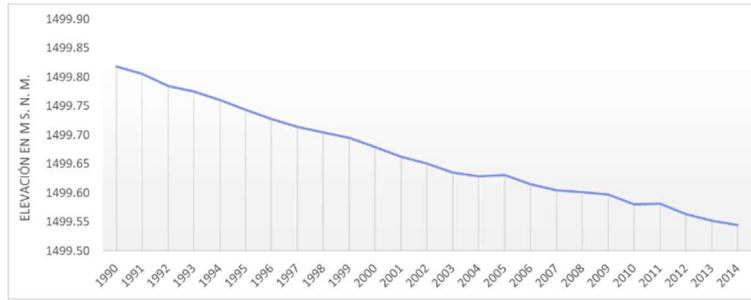


Figura 14. Gráfica de variación de los niveles estáticos en la zona de estudio en el periodo de 1990 a 2014.

Por otra parte, en la Figura 15 se observa el comportamiento promedio de los niveles estáticos únicamente en las celdas que intersecan el APFFLP. Se obtiene que el descenso es de 2m; lo que quiere decir que efectivamente, el bosque se ve afectado por la extracción de agua en la ZMG y con esto, se tiene que el volumen perdido es de 610Hm³.

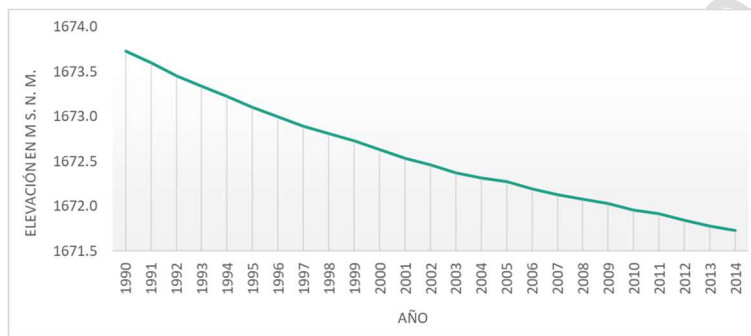


Figura 15. Gráfica de variación de los niveles estáticos en las celdas de simulación que intersecan el APFFLP en el periodo de 1990 a 2014.

Para poder observarlo de una forma más simple, la Figura 16 muestra la variación del nivel estático en todas las celdas de la zona de estudio; de esta forma se muestra que las celdas de color verde suben de nivel, con un máximo de 100m para las celdas verde oscuro; mientras que las celdas de amarillo, naranja y rojo representan aquellas que bajan su nivel a lo largo de la simulación hasta un máximo de 275m.

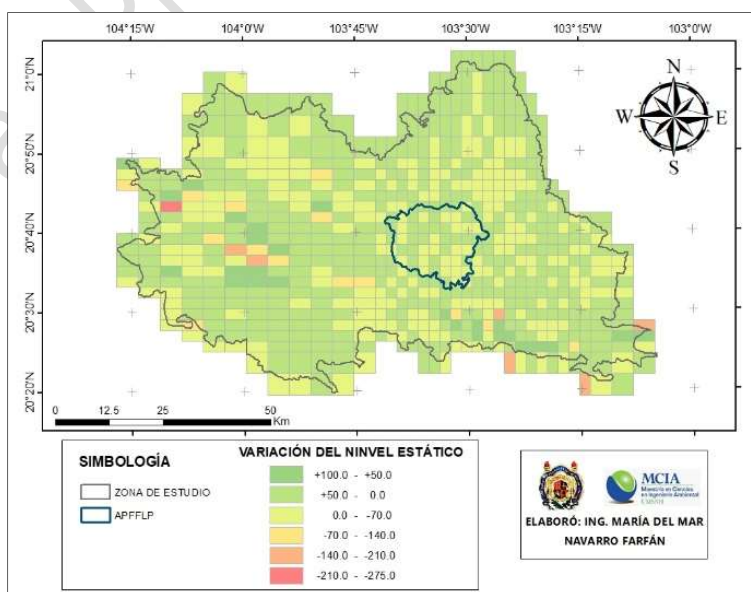


Figura 16. Variación del nivel estáticos en la zona de estudio.

4. CONCLUSIONES

Es importante considerar las celdas de altura de nivel constante en la modelación de la zona subterránea, debido a que ayuda a determinar la dirección de flujos que se presenta en la zona de estudio; además de evitar el cálculo del nivel estático en zonas en las que éste no varía.

Resulta fundamental contar con información geológica real de la zona, debido a que prácticamente los valores hidrogeológicos (coeficiente de almacenamiento y conductividad hidráulica) son los que ayudan a calibrar el modelo subterráneo.

El descenso del nivel estático en el APFFLP se debe a la concentración de pozos que se tiene en la misma masa geológica; queda demostrado que, para evitar afectar una zona, es necesario revisar todas las interacciones que pueden llegar a tener con las adyacentes; en este caso, la subterránea.

Se muestra que los descensos presentes en la zona de estudio son menores que los que se presentan específicamente en el bosque y que, del volumen total de agua perdido en la zona de estudio, el bosque representa el 40%.

REFERENCIAS

- [1] ITESO y UNIVA, «Jalisco Cómo Vamos,» 21 02 2019. [En línea]. Disponible: <http://www.jaliscocomovamos.org/donde-es-el-area-metropolitana-de-guadalajara>.
- [2] UNESCO, «Biosphere Reserve Information» 12 abril 2019. [En línea]. Disponible: <http://www.unesco.org/new/en/natural-sciences/environment/ecological-sciences/biosphere-reserves/latin-america-and-the-caribbean/>.
- [3] P. Alcocer Santos y S. Valdés Valdés, Anillo Primavera. Perspectivas en la gestión de la zona de amortiguamiento del bosque La Primavera desde la visión de los Paisajes Culturales, Guadalajara: ITESO, 2014.
- [4] F. T. Lugo Arias, «Agua y Reservas Hrológicas» Programa Sectorial, Jalisco, México, 2014.
- [5] A. W. Harbaugh, MODFLOW-2005, The U. S. Geological Survey Modular Ground-Water Model, Estados Unidos: U.S. Geological Survey, 2005.
- [6] D. Dunn, «Darrel Dunn - Hydrogeologist – Geologist» 01 05 2019. [En línea]. Disponible: <http://www.dunnhydrogeo.com/home/aquifer-storativity-nt/aquifer-storativity-t>.

VARIAÇÃO NA TEMPERATURA E PRECIPITAÇÃO EM DUAS REGIÕES DO BRASIL

Reginaldo Ferreira Santos¹, Chaiane Bassegio², Tatieli Knoner Santos³, Ana Kariny da Silva Eckhardt⁴, Douglas Bassegio⁵, Samuel Nelson Melegari de Souza⁶

INTRODUÇÃO

O interesse pelo clima faz parte do dia a dia seja no campo ou na cidade, na indústria ou no comércio, ou em qualquer outra área de interesse da humanidade. As previsões meteorológicas estão disponíveis de forma on line no mundo atual. As mudanças climáticas tem deixado leigos e especialista sempre em máximo estado de alerta ao se perceber as graves consequências do aquecimento global [1].

O efeito causado pela elevação da temperatura do ar e variação das chuvas, tem despertado a atenção do mundo e afinado um discurso climático na pauta de várias das decisões geopolíticas importantes deste planeta. Tem se verificado que ano após ano passam a ocorrer sucessões recordes de eventos meteorológicos extremos como calor, frio, secas, enchentes e tempestade [2].

O planeta tem passado, ao longo de sua historia geológica, por variações climáticas [3]. Entretanto, há claras evidências científicas de que as mudanças mais recentes não são variações naturais e sim devido ao aumento na temperatura da Terra, causado por atividades antrópicas, principalmente o consumo de combustíveis fósseis, como carvão mineral, petróleo e gás natural, assim como pelos desmatamentos e queimadas [4].

Outro ponto a considerar é que as formas utilizadas pelo homem para atender as demandas necessárias para o desenvolvimento local, têm levado a pequenas mas significativas mudanças ao longo do tempo nos climas regionais, influenciando a variação do clima em escala global. Estas variações dizem respeito principalmente a mudanças de temperatura, precipitação em relação às médias históricas [1].

As cidades possuem um comportamento climático próprio, resultante da interferência de todos os fatores que processam sobre a camada que envolve o limite urbano e que agem no sentido de alterar o clima em escala local [5]. A cidade de Cascavel-PR, por exemplo, possuía uma população, no início da década de 70 de cerca de 80 mil habitantes, com 39% da população no meio rural, em 2010 a cidade chegou a aproximadamente 300 mil habitantes com mais de 95% da população vivendo na zona urbana [6]. Este fato pode mudar todo o contexto do balanço energético em uma área geográfica.

Entre as áreas de atividade humana, a agricultura é a que possivelmente mais será afetada pelas mudanças no clima. A ocorrência de eventos extremos pode causar diretamente a redução da produtividade ou ainda favorecer a ocorrência de pragas e doenças nas plantas e nos animais [7]. Os cultivos de verão, safrinha e inverno constituem hoje uma atividade de elevado risco no Sul do Brasil, principalmente durante o período de outono e inverno, pela ocorrência de temperaturas baixas, secas e períodos chuvosos nas fases de reprodução e colheita das culturas.

¹ Universidade Estadual do Oeste do Paraná/Unioeste, Cascavel PR. reginaldo.santos@unioeste.br

² Universidade Estadual do Oeste do Paraná/Unioeste, Cascavel PR

³ Universidade Estadual do Oeste do Paraná/Unioeste, Cascavel PR
Centro Universitário Assis Gurgacz/FAG, Cascavel PR

⁴ Biowatts Energia Solar, Cascavel PR

⁵ Universidade Estadual do Oeste do Paraná/Unioeste, Cascavel PR

⁶ Universidade Estadual do Oeste do Paraná/Unioeste, Cascavel PR

Este estudo teve como objetivo analisar a tendência do comportamento de temperaturas mínimas e a variação de precipitações ao longo de um período histórico recente em duas cidades da região Sul do Brasil.

METODOLOGIA

Para avaliar a precipitação de Cascavel/PR, foram utilizados dados mensais correspondentes ao período de 1973 a 2018, obtidos através de dados históricos do Instituto das Águas do Paraná. Os dados de temperaturas mínimas de Maringá/PR foram fornecidos pelo instituto agrônomo do Paraná-IAPAR.

RESULTADOS E CONCLUSÕES

Pelo comportamento dos dados das temperaturas mínimas na Figura 1, é possível verificar que ao longo dos anos analisados há tendência de aumento de valores absolutos da temperatura mínima.

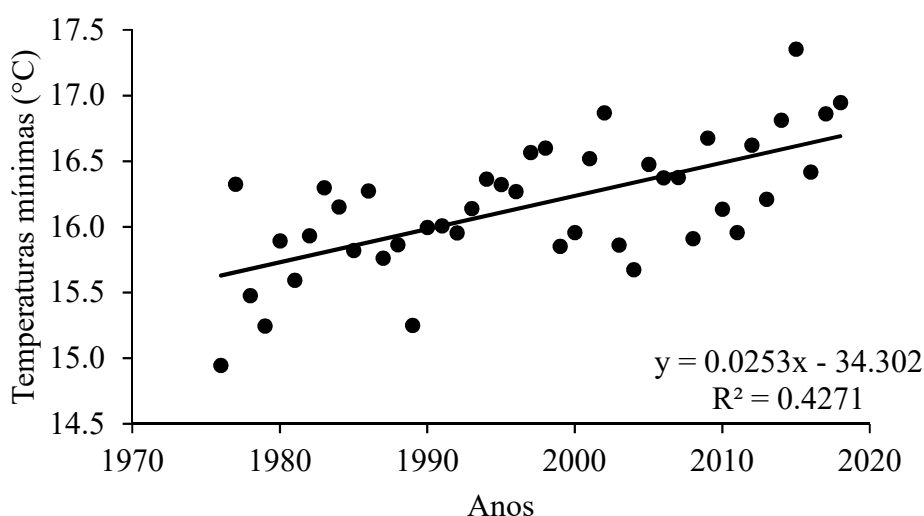


Figura 1. Variação das temperaturas mínima anual de Londrina-PR ao longo dos anos.

O comportamento do estudo dos dados apresentados na Figura 1 evidencia a ocorrência de mudanças climáticas. A temperatura do ar demonstram tendências de elevação relacionadas a temperatura noturna [8]. Não foi observado tendências climáticas significativas em uma série de dados da cidade de Piracicaba, SP [9]. No entanto, estudos utilizando séries de temperatura, indicam indícios de tendência de aumento na temperatura para o Estado de São Paulo [10]. O comportamento da temperatura para estes autores está diretamente relacionado com o crescimento urbano das cidades e as mudanças no uso do solo.

Considerando-se os prognósticos futuros de aumento das temperaturas pode-se admitir que, nas regiões de climas limítrofes aquelas de delimitação de cultivo adequado de plantas agrícolas, a anomalia positiva que venha a ocorrer será desfavorável ao desenvolvimento vegetal, podendo expandir o cultivo de várias espécies de regiões tropicais para regiões subtropicais e mesmo temperadas [11].

A região Sul do Brasil vem apresentando um aquecimento sistemático desde o início do século 20, o que certamente se associa ao aumento da área de plantio e à urbanização crescente das cidades. Ao se observar em dados históricos, verifica-se que o aquecimento sistemático do Atlântico Sul, desde 1950, é outro fator que contribui para o aumento da temperatura nessas regiões [9 e 12]. Este fato não é só observado na região Sul, pois a região Amazônica apresentou aumento de temperatura de 0,63°C em um intervalo de 100 anos [13].

Ao observar o comportamento da distribuição das chuvas ao longo dos períodos analisados pode se verificar evidências de variações climáticas nos últimos anos na região.

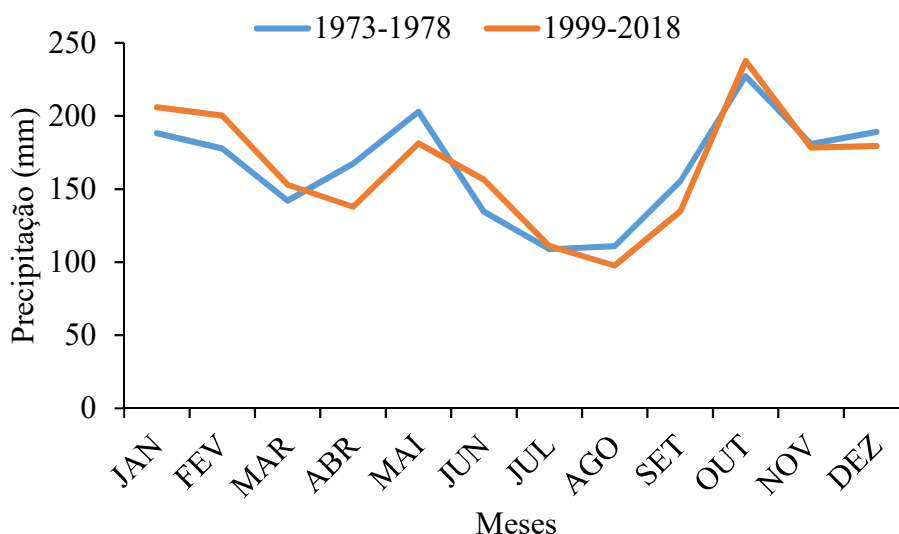


Figura 2. Valores médios de precipitação ao longo do ano de Cascavel, PR (1973 a 2010).

Ao se conhecer as características pluviométricas de uma região, pode se ter em mãos um conjunto de ferramentas fundamentais para um bom planejamento e gerenciamento da atividade agrícola [14]. No planejamento e gerenciamento das atividades mecanizadas, por exemplo, a ocorrência de dias secos durante o período chuvoso ou vice-versa influencia decisivamente o cronograma rural, principalmente as atividades de preparo do solo, semeadura, aplicação de defensivos, irrigação e colheita [2]. Embora a seca seja considerada por muitos como um fenômeno normal, é a variável meteorológica menos compreendida entre os riscos naturais e a que afeta mais pessoas que qualquer outro risco meteorológico [15].

Devido à necessidade de aumento na produção agrícola nacional, o acesso à informações relacionadas com as variáveis climáticas tende a facilitar a tomada de decisão pelos produtores e profissionais da agricultura. De acordo com [16], vários estudos mostram que a definição das épocas de plantio por meio da análise da quantidade e distribuição pluvial pode contribuir para diminuir o risco de deficiência hídrica nas culturas.

Em função das atuais mudanças climáticas, faz-se necessário um tratamento qualitativo do veranico a fim de identificar o seu comportamento de espaço e tempo nas regiões mais e menos afetadas, sendo também importante um tratamento quantitativo para determinar a amplitude, frequência e a probabilidade de ocorrência do veranico [17].

A ocorrência de dias secos reduz a quantidade de água disponível no solo para as plantas e também pode afetar o desenvolvimento das culturas. Se estes impactos negativos à cultura ocorrerem durante fases fenológicas nas quais as plantas necessitam de maiores quantidades de água, tais como: floração, frutificação e enchimento de grãos, prejudicará a produtividade final [18]. Já a ocorrência de dias chuvosos prejudica a agricultura, devido ao escoamento superficial, que é provocado quando a intensidade de precipitação excede a taxa máxima de infiltração na camada superficial do solo, principalmente em regiões de solos arenosos e sujeita à intensidade de precipitações elevadas.

Embora largamente discutindo, o efeito do excesso e escassez das precipitações em função da mudança do clima global, o grau de importância desses processos hidrológico e suas relações entre si exigem que esforços sejam direcionados para o desenvolvimento de pesquisas, com diferentes enfoques, no sentido de avaliar o efeito destes fenômenos. A detecção de mudanças climáticas em

séries temporais, sobre regiões do globo, como no caso citado de Cascavel-PR, além de ser um resultado científico importante, pode servir como parâmetro para o entendimento dos efeitos das mudanças climáticas sobre os sistemas hidrometeorológicos regionais, fundamental para o planejamento futuro de uso dos recursos hídricos e produção de alimentos [19].

O comportamento médio das variáveis meteorológicas ao longo de um período define a condição climática de um local, bem como a macro e micro fauna e flora. Tanto para o hemisfério Sul como para o Norte, a região próxima à linha do equador entre os trópicos de capricórnio e os de câncer, a precipitação pluvial é um dos principais elementos meteorológicos que está diretamente relacionado ao desenvolvimento da flora e da fauna e principalmente ao rendimento das plantas cultivadas [20].

Entretanto, o comportamento extremo de variáveis meteorológicas, como excesso de chuva, seca, frio, calor, vento dentre outros, pode repercutir negativamente no bem estar dos seres vivos, principalmente daqueles que habitam as grandes cidades. O conforto térmico é uma condição da mente que expressa a satisfação do indivíduo com o ambiente e pode ser analisado como sendo as trocas térmicas que dependem de fatores ambientais ou pessoais, comandados por processos físicos. Essas amplitudes térmicas podem trazer desconforto aos animais e as plantas. Assim, a modificação das condições ambientais pode desencadear reações ou respostas fisiológicas dos seres vivos, muitas vezes indesejáveis [21].

Pelo exposto, é inegável que o clima global passa por rápidas e bruscas mudanças devidas, principalmente ao aumento da concentração de CO₂ na atmosfera provindo do atual modelo energético, do aumento da demanda por alimentos e do aumento da impermeabilização do solo. Como o número de veículos, a demanda por alimentos e as áreas construída praticamente triplicará no século XXI, é provável que o problema relativo ao aquecimento do planeta continuará. Isto mostra a insustentabilidade atual do modelo de produção e consumo. Talvez seja este um dos principais desafios para a humanidade [22].

A preocupação mundial com o esgotamento e o alto custo de exploração das reservas de combustíveis fósseis têm levado à necessidade de estudos para aproveitamento de fontes alternativas que possam ser utilizadas com eficiência energética, preços adequados e com baixo impacto ambiental [23].

No caso do Brasil, há hoje efetivos incentivos à ampliação de sua matriz energética. Em nível mundial se destaca o conhecimento, possibilidades e utilização de fontes alternativas de energia, como, por exemplo, o uso do etanol e biodiesel [24]. O Brasil vem se destacando no cenário mundial, principalmente pela sua expertise em agroenergia e pela extensa área territorial, o que permite uma grande diversidade de produção de espécies vegetais e produção animal. No caso brasileiro, o biodiesel também passa ter mais importância estratégica e promissora dentro da área agroenergética, pelas oportunidades, sobretudo aquelas ligadas à geração de emprego, renda e possibilidades de um caráter social voltado para a inclusão da agricultura familiar.

Com o envolvimento das comunidades, governos, pesquisadores e agentes técnicos, pode-se impulsionar uma revolução no padrão de desenvolvimento, principalmente agrícola, diferente do ocorrido na revolução verde onde se existia os pacotes tecnológicos prontos e uso intensivo apenas do mono cultivo da soja. O atrativo governamental para o uso da agroenergia precisa estar palpado nos benefícios sociais, econômicos e ambientais. Contudo, em razão dos diferentes níveis de desenvolvimento econômico e social, esses benefícios devem ser considerados diferentemente [25]. Os incentivos econômicos para os diferentes setores produtivos têm que fazer parte de um pacote de medidas a serem adotadas pelo governo brasileiro, de forma que inclua principalmente altos investimentos em ciência e tecnologia.

O grande mercado energético brasileiro e mundial poderá dar sustentação a um imenso programa de geração de emprego e renda no campo a partir da produção de bionergia. Com isto, sugere-se uma mudança ao meio rural, passando de uma matriz puramente alimentar para uma matriz também

energética [26]. O avesso à tradição atual, fundada no grande latifúndio. Exibir-se a existência de um novo e distinto eixo de desenvolvimento.

Os países desenvolvidos tentam estrangular, interditar, com subsídios e tarifas a possibilidade de um renascer agrícola pelo caminho da agroenergia de muitos países em desenvolvimento [26]. Entretanto, a entrada do biodiesel no mercado nacional e a descoberta do pré-sal vão permitir respectivamente a redução da importação do diesel e a exportação do biodiesel adicionado ao diesel, o que certamente irá fomentar a criação de empregos no meio rural, por meio da agricultura familiar e desenvolver a indústria nacional. Para que o projeto alcance êxito é fundamental a união dos esforços de todos os elos da cadeia produtiva rural. Investimentos em pesquisa, assistência técnica e extensão rural irão transferir tecnologia e viabilizar economicamente essas atividades.

REFERÊNCIAS

- [1] R. F. Santos, J. A. Siqueira, Fontes renováveis: agroenergia, Edunioeste ed; vol. 1, Cascavel, 2012.
- [2] R. F. Santos, D. Bassegio, Comportamento histórico da precipitação e ocorrências de dias secos e chuvosos em Cascavel, Paraná. Revista Thêma et Scientia, vol. 1, 2011, pp. 30-40.
- [3] M. L. Alves, A. J. Marengo, Assessment of regional seasonal predictability using the PRECIS regional climate modeling system over South America, Theoretical and Applied Climatology, vol. 100, 2010, pp. 337–350.
- [4] M. G. A. I. Juras, Aquecimento global e mudanças climáticas: uma introdução. Plenarium, vol. 5, 2008 , pp. 34-46.
- [5] F. MENDONÇA, V. DUBREUIL, Termografia de superfície e temperatura do ar na RMC (região metropolitana de Curitiba/PR). Raega-O Espaço Geográfico em Análise, 2005, vol. 9.
- [6] PERFIL MUNICIPAL, Cascavel PR, 4.2 – Dados Demográficos, Prefeitura Municipal de Cascavel 2003 e 2011.
- [7] S. W. Ricce, Análise de tendências na temperatura e precipitação em Londrina, Estado do Paraná. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE AGROMETEOROLOGIA, 15., 2009, Belo Horizonte. Anais... Belo Horizonte: Sociedade Brasileira de Agrometeorologia – SBA, 2009.
- [8] A. L. Vincent, C. T. Peterson, R. V. Barros, B. M. Marino, M. Rusticucci, G. Carrasco, E. Ramirez, M. L. Alves, T. Ambrizzi, A. M. Berlato, M. A. Grimm, A. J. Marengo, L. Molion, F. D. Moncunill, E. Rebello, T. M. Y. Aunciação, J. Quintana, L. J. Santos, J. Baez, G. Coronel, J. Garcia, I. Trebejo, M. Bidegain, R.M. Haylock, D. Karoly, Observed trends in indices of daily temperature extreme in South America 1960-2000. Journal of Climate, vol 18, 2005, pp. 5011-5023.
- [9] A. C. Sansigolo, Distribuições de extremos de precipitação diária, temperatura máxima e mínima e velocidade do vento em Piracicaba, SP (1917-2006). Revista Brasileira de Meteorologia, vol. 23, 2008, pp.341-346.
- [10] S. A. Dufek, T. Ambrizzi, Variabilidade Climática da Temperatura no Estado de São Paulo. In: Congresso Brasileiro de Meteorologia 14., 2006, Florianópolis. Anais... Florianópolis: Sociedade Brasileira de Meteorologica, 2006.
- [11] P. T. F. Torres, O. J. P. Machado, Introdução a Climatologia. Série de textos básicos de Geografia. Cengage Learning, 2008.
- [12] S. Venegas, L. Mysak, N. Straub, Atmospherreocan coupled variability in the south Atlantic, Journal of Climate, vol. 10, 1998, pp. 2904-2920.

- [13] L. R. Victoria, J. Martinelli, V. M. Moraes, A. Ballester, G. Kruche, R. Pellegrino, J. Richey (1998), Surface air temperature variations in the Amazon region and its border during this century, *Journal of Climate*, vol. 11, 1998, pp. 1105-1 110.
- [14] S. E. Cruz, D. F. Carvalho, M. B. Ceddias, M. A. Antunes, R. M. Aquino, Ocorrência de veranicos no estado do Rio de Janeiro, *Engenharia Agrícola*, vol. 24, 2004, pp. 68-79.
- [15] G. Hagman, 1984, Prevention Better than Cure, Report on Human and Environmental Disasters in the Third World, Preparado para a Cruz Vermelha da Suécia, Estocolmo.
- [16] S. Gomes, M. L. J. Souza, C. M. Melo, E. P. Pachechenik, Programa para estimar a probabilidade de ocorrência de chuva mensal. In anais do XXXIII Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola. São Pedro, SP, 2004.
- [17] A. J. Martins, R. Dallacort, S. A. Inoue, A. Santi, M. E. Kolling, J. A. Coletti, Probabilidade de precipitação para a microrregião de Tangará da Serra, Estado do Mato Grosso, *Pesquisa Agropecuária Tropical*, vol. 40, 2010, pp. 291-296.
- [18] F. R. Santos, R. Carlesso, Déficit hídrico e os processos morfológico e fisiológico das plantas. *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, vol. 2, 1998, pp. 287-294.
- [19] J. Marengo, C. G. C. Camargo, Caracterización y Evaluación de Métodos de Predicción de Eventos Extremos de Clima y de la Hidrología en la Cuenca del Plata. Componente 2ª: definición del sistema de predicción hidroclimática. Tema 3: eventos hidrometeorológicos extremos. Informe final. Versão 2. Nov. 2004.
- [20] L. A. Carvalho, Probabilidade de ocorrência de períodos secos para a região de Rio Largo, Alagoas. In: Congresso Brasileiro de Agrometeorologia, XVI, Belo Horizonte – MG, Anais....(CD-Rom), 2009.
- [21] M. I. Silva, R. L. Gonzalez, F. D. Silva Filho, Recursos naturais de conforto térmico: um enfoque urbano. *Revista da Sociedade Brasileira de Arborização Urbana*, vol. 6, 2011, pp. 35-50.
- [22] D. Satterwaite, Cidades e mudanças climáticas. Newspaper Essay, South America, December 2008.
- [23] R. L. Holanda, O diesel complementado com o biodiesel de microalgas: uma análise sob a ótica da teoria dos jogos In: CONGRESSO NACIONAL DE EXCELÊNCIA EM GESTÃO, 7., 2011. Anais... Rio de Janeiro, 2011.
- [24] F. R. Santos. Brazil's potential for electricity generating of bioas stillage. In: World Renewable Energy Congress 2011, Sweden, 2011, Linkoping. World Renewable Energy Congress 2011.
- [25] P. S. Carvalho, B. O. J. Marin, Agricultura familiar e agroindústria canavieira: impasses sociais. *Ver. Econ. Social. Rural*, vol. 49, 2011, pp. 682-707
- [26] D. A. Poole, H. Geller, The Emerging ESCO Industry in Brazil. American Council for na Energy-Efficient Economy – ACEEE, Washington, DC, Mar. 1997.
- [27] O. J. Graziano da Silva, renascimento da agenda agrária. *Folha de São Paulo*, 20/02/2008.

Capítulo 3 |
Alterações climáticas e resiliência.
Cambio climático y resiliencia

Versão Provisória 2019-07-16

MODELAÇÃO 1D/2D DE SISTEMAS DE DRENAGEM COM VISTA À AVALIAÇÃO DA RESILIÊNCIA URBANA

João Barreiro¹, Ruth Lopes², Filipa Ferreira³, José Saldanha Matos⁴

RESUMO

A ocorrência de eventos extremos de precipitação tem colocado grandes pressões sobre entidades gestoras e tomadores de decisão no que respeita à necessidade de implementação de medidas de adaptação. Adicionalmente, as alterações climáticas vêm adicionar uma elevada incerteza às condições futuras. Por este motivo, torna-se pertinente dispor de ferramentas que permitam compreender e avaliar melhor o desempenho dos sistemas de drenagem. Naturalmente, esta avaliação tem de incluir as interações existentes entre o escoamento de superfície e o sistema de drenagem enterrado, o que, recorrendo a modelos de simulação 1D, é frequentemente desconsiderado. Assim, a presente comunicação apresenta a aplicação de um modelo de simulação integrado 1D/2D, recorrendo a ferramentas de acesso livre, o Modelo Integrado SWMM+BASEMENT. Este modelo está a ser aplicado, no âmbito do projeto *RESCCUE - Resilience to Cope with Climate Change in Urban Areas: a multi-sectorial approach focusing on water*, à Baixa de Lisboa, apresentando resultados promissores. A modelação 1D/2D revela-se uma ferramenta fundamental para a avaliação da resiliência urbana, constituindo-se como um ponto de partida para a avaliação da perigosidade e caracterização de efeitos em cascata associados a eventos de precipitação.

Palavras-Chave:

Drenagem urbana, Modelação hidrodinâmica 1D/2D, Resiliência urbana

1. INTRODUÇÃO

A crescente consciencialização dos impactes das alterações climáticas nas cidades tem evidenciado a necessidade de dispor de ferramentas que permitam adquirir conhecimento relativamente à reação dos sistemas urbanos face a este tipo de eventos e, simultaneamente, possibilitem tomadas de decisão fundamentadas e informadas na definição, seleção e aplicação de medidas de adaptação. Esta abordagem toma especial importância no contexto da resiliência urbana, frequentemente conceptualizada como a capacidade que os indivíduos, comunidades, instituições, negócios e sistemas de uma cidade têm de sobreviver, adaptar-se e crescer, independentemente do tipo de stresses crónicos e choques intensos experienciados, bem como de se transformarem quando as condições o

¹ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Estudante de Doutoramento, Av. Rovisco Pais 1, 1049-001 Lisboa. joao.barreiro@tecnico.ulisboa.pt

² HIDRA, Hidráulica e Ambiente Lda., Av. Defensores de Chaves, 31 1ºEsq., 1000 111 Lisboa. r.lopes@hidra.pt

³ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Estudante de Doutoramento, Av. Rovisco Pais 1, 1049-001 Lisboa. filipamferreira@tecnico.ulisboa.pt

⁴ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Estudante de Doutoramento, Av. Rovisco Pais 1, 1049-001 Lisboa. jose.saldanha.matos@tecnico.ulisboa.pt

requerem [1]. De facto, a ocorrência de eventos extremos de precipitação e consequentes inundações em meio urbano têm colocado em causa o desempenho de serviços fundamentais, como os de transporte, distribuição elétrica e comércio, ameaçando a funcionalidade das cidades e resultando em prejuízos socioeconómicos. Por este motivo, a modelação e simulação dinâmica do desempenho dos sistemas de drenagem revela-se fundamental.

Nas últimas décadas, a modelação computacional dos sistemas de drenagem urbana tem sido realizada, sobretudo, recorrendo a modelos de simulação 1D, sendo de realçar o modelo *Storm Water Management Model* (SWMM), desenvolvido pela *United States Environmental Protection Agency* (US EPA) [2], um modelo de código aberto (*open-source* na terminologia anglo-saxónica) amplamente utilizado e recomendado. Contudo, a simulação 1D do comportamento dos sistemas de drenagem tem-se revelado usualmente insuficiente para o estudo das inundações urbanas por considerar, de forma limitada, a sua relação com o comportamento do escoamento superficial, através dos dispositivos de interceção [3]. Recentemente, vários softwares comerciais têm vindo a ser desenvolvidos com vista à modelação 1D/2D de inundações urbanas, contudo, a abordagem comercial é de licenciamento de software (*closed-source* na terminologia anglo-saxónica). Não obstante, a disponibilidade de ferramentas *open-source* com esta finalidade é, ainda, escassa [3]. Neste contexto, a investigação e desenvolvimento de modelos integrados 1D/2D (*coupled models* na terminologia anglo-saxónica), com modelação 1D dos sistemas de drenagem e integração da modelação 2D do escoamento superficial, tem-se desenvolvido, existindo na literatura um conjunto de abordagens, mais ou menos complexas, que recorrem a maiores ou menores simplificações conceptuais dos processos envolvidos [4].

A presente comunicação apresenta o trabalho desenvolvido em Lisboa no âmbito do projeto europeu RESCCUE – *Resilience to Cope with Climate Change in Urban Areas: a multi-sectorial approach focusing on water*, cofinanciado pela Comissão Europeia sob o Programa H2020, no que respeita ao desempenho do sistema de drenagem e aos impactes das alterações climáticas, nomeadamente face a eventos extremos de precipitação e à subida do nível médio da água do mar, e à sua relevância como serviço responsável pela resposta da cidade a estes eventos e pelo controlo das inundações urbanas. Esta avaliação é realizada com base em modelação hidrodinâmica 1D/2D, através da aplicação do Modelo Integrado SWMM+BASEMENT à baixa de Lisboa.

2. MODELAÇÃO 1D/2D DE SISTEMAS DE DRENAGEM

2.1 MODELAÇÃO 1D - SWMM

O SWMM, desenvolvido pela US EPA desde 1971, é um modelo de simulação dinâmica que considera situações de tempo seco e eventos pluviométricos, incluindo a modelação do desempenho de infraestruturas como coletores, canais, estruturas de armazenamento, grupos eletrobomba e reguladores de caudal, entre outras. No que diz respeito à modelação e métodos de cálculo, o SWMM aplica os princípios de conservação de massa, energia e momento, permitindo a modelação do escoamento nos coletores através de equações de conservação de massa e momento para escoamentos variáveis e gradualmente variados, isto é, através da resolução das equações unidimensionais de Saint-Venant, utilizando o método de onda dinâmica (em terminologia anglo-saxónica “*dynamic wave*”) [2]. Desta forma, o SWMM permite a simulação de escoamento sob pressão, contra-escoamento e reentrada de descargas, originando resultados que podem ser considerados teoricamente comparáveis com o comportamento real do escoamento em sistemas de drenagem.

2.2 MODELAÇÃO 2D – BASEMENT

O BASEMENT (*Basic Simulation Environment*) é um modelo *freeware* desenvolvido pelo Laboratório de Hidráulica, Hidrologia e Glaciologia do Instituto Federal de Tecnologia de Zurique,

desde 2006, originalmente aplicável à simulação de modelos hidro e morfodinâmicos, tais como escoamentos fluviais e roturas de barragens ou diques. O BASEMENT tem a capacidade de simular o comportamento de escoamentos em condição permanente ou variável num terreno de geometria irregular, bem como simular a erosão e deposição de sedimentos, permitindo selecionar diferentes abordagens de cálculo para resolver os algoritmos computacionais. A simulação do escoamento superficial é realizada assumindo uma distribuição de pressões estática e desprezando as componentes verticais do escoamento, sendo as equações de Navier-Stokes simplificadas para o caso bidimensional, com base nas equações de águas pouco profundas. Os efeitos de turbulência são tidos em conta através de um coeficiente de atrito [5].

2.3 MODELO INTEGRADO SWMM+BASEMENT

Como mencionado anteriormente, a integração de um modelo 1D (rede de drenagem enterrada) com um modelo 2D (escoamento superficial) consiste na consideração do processo que medeia as trocas de caudal entre os mesmos, ou seja, a captação de caudal pelos dispositivos de interceção e o extravasamento de caudais para a superfície quando a capacidade do sistema de drenagem é insuficiente. De facto, o modelo SWMM considera que o escoamento gerado numa dada sub-bacia é totalmente encaminhado para o respetivo nó de entrada, refletindo-se numa eficiência de interceção dos respetivos dispositivos de interceção de 100%, o que não representa rigorosamente a realidade. Embora os dispositivos de interceção, em teoria, possam ter eficiências de captação elevadas, na realidade, estas eficiências tendem a não se verificar por variados motivos, como o posicionamento inadequado em relação à berma do passeio e outros elementos urbanos; a deformação do pavimento envolvente devido a elevadas temperaturas ou tráfego elevado; obstrução da entrada dos dispositivos por folhas e outros detritos; e a obstrução de caixas de visita, coletores ou outros equipamentos a jusante, uma vez que, quando o sistema entra em carga, é possível ocorrerem extravasamentos através dos próprios dispositivos de interceção, perdendo a sua função durante este período [6].

Desta forma, desenvolveu-se uma metodologia que permite a integração dos modelos SWMM e BASEMENT, o Modelo Integrado SWMM+BASEMENT, através da definição de um parâmetro de eficiência dos dispositivos de interceção, o parâmetro alfa (α), que atua sobre o hidrograma gerado em cada sub-bacia, limitando a afluência do escoamento ao sistema de drenagem de acordo com o número e características dos dispositivos de interceção existentes. Assim, o MISB integra o seguinte processo sequencial: primeiramente, o caudal gerado por um dado evento de precipitação (representado por um hietograma) é estimado pelo modelo SWMM. Seguidamente é calculado o caudal afluente aos dispositivos de interceção e a sua eficiência de captação (parâmetro alfa). Considera-se que o caudal intercetado é encaminhado para o sistema de drenagem, e simulado através do modelo SWMM, e o caudal não intercetado, que origina o escoamento superficial, origina o escoamento superficial, sendo simulado através do modelo BASEMENT. Caso ocorram extravasamentos em câmaras de visita, por entrada em carga do sistema de drenagem, os caudais são considerados como *input* no modelo BASEMENT. Este processo encontra-se esquematizado na Figura 1

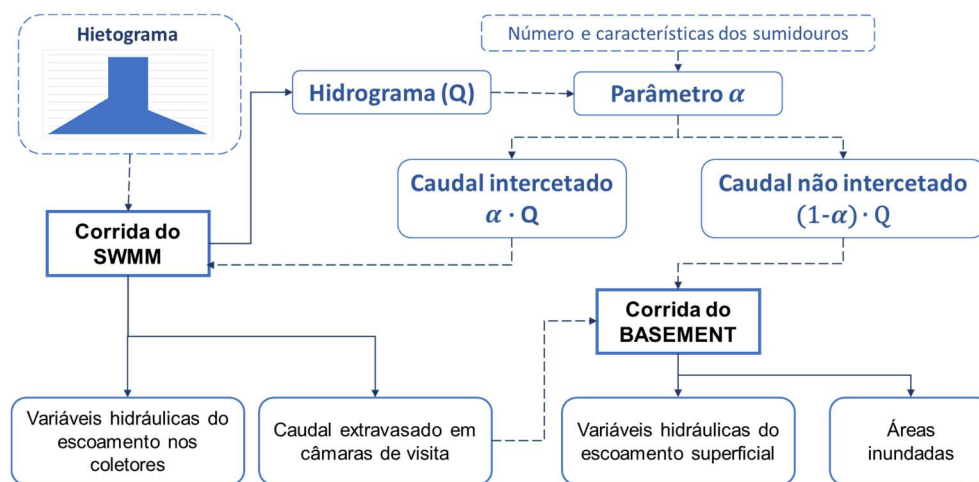


Figura 1. Conceptualização do processo sequencial do MISB

3. RESULTADOS

3.1 APLICAÇÃO DO MODELO INTEGRADO SWMM+BASEMENT À BAIXA DE LISBOA

O modelo integrado SWMM+BASEMENT (MISB) foi aplicado à zona da baixa de Lisboa, nomeadamente às bacias de drenagem da Avenida da Liberdade (Bacia J) e Avenida Almirante Reis (Bacia L), que confluem na zona ribeirinha da Baixa Pombalina (Bacia KJL). Estas bacias, com uma área de cerca de 630 ha, constituem uma elevada importância para a dinâmica da cidade de Lisboa e são frequentemente afetadas por inundações induzidas por eventos de precipitação intensos associados à ocorrência de níveis elevados de maré. O sistema de drenagem é unitário (o transporte de águas residuais domésticas e pluviais ocorre nas mesmas infraestruturas) e contempla cerca de 140 km de coletores, na sua maioria construídos antes da primeira metade do século XX [7].

A aplicação do MISB inclui duas componentes: a componente do modelo SWMM, que integra os principais coletores destas bacias, com diâmetros superiores a 800 mm, totalizando uma extensão de cerca de 15 km; e a componente do modelo BASEMENT, constituída pelos arruamentos, compondo uma malha triangular irregular com 43661 (com áreas compreendidas entre os 3 e os 92 m²), totalizando cerca de 246 ha, sendo excluídas as áreas correspondentes a edifícios e logradouros.

No âmbito do projeto RESCCUE, num contexto de estudo dos impactes das alterações climáticas, foi considerado um cenário atual e um cenário de alterações climáticas para o final do século. Para a definição do cenário correspondente à situação atual, recorreu-se às curvas intensidade-duração-frequência (IDF) definidas para o posto IGIDL de Lisboa por Brandão, *et al* [8], por forma a estimar o hietograma de projeto para Lisboa [9], com duração total de 4 horas e período crítico concentrado de 1 hora, tendo sido considerados eventos de precipitação com período de retorno de 10 e 100 anos. O nível de maré foi considerado de acordo com os registos do Porto de Lisboa, tendo sido considerado que a máxima preia-mar de águas vivas (MPMAV) atinge uma cota referida ao nível médio das águas do mar de 2,27 m. Contudo, face à reduzida probabilidade de ocorrência simultânea de precipitações extremas e de MPMAV, considera-se como referência um nível de 6/7 da MPMAV [7], ou seja, 1,95 m. A definição do cenário de alterações climáticas foi realizada considerando as projeções obtidas no âmbito do *Work Package 1 – Climate Change Scenarios* do projeto RESCCUE [10], resultando num agravamento da intensidade de precipitação máxima em 17 e 19%, para os eventos de precipitação com período de retorno com 10 e 100 anos, respetivamente. Para a definição do agravamento de nível de maré foi considerado o grau de perigosidade intermédia de acordo com o Estudo de Avaliação da Sobrelevação da Maré [11], realizado no âmbito da Estratégia Municipal de Adaptação às Alterações Climáticas da Câmara Municipal de Lisboa, sendo previsto, no final do século, um nível MPMAV de

3.25 m. Tal como na situação atual, considerou-se como referência um nível de 6/7 da MPMAV, ou seja, 2.8 m. Na Figura 2 apresentam-se os hietogramas de projeto considerados, bem como as projeções de máxima preia-mar para Lisboa.

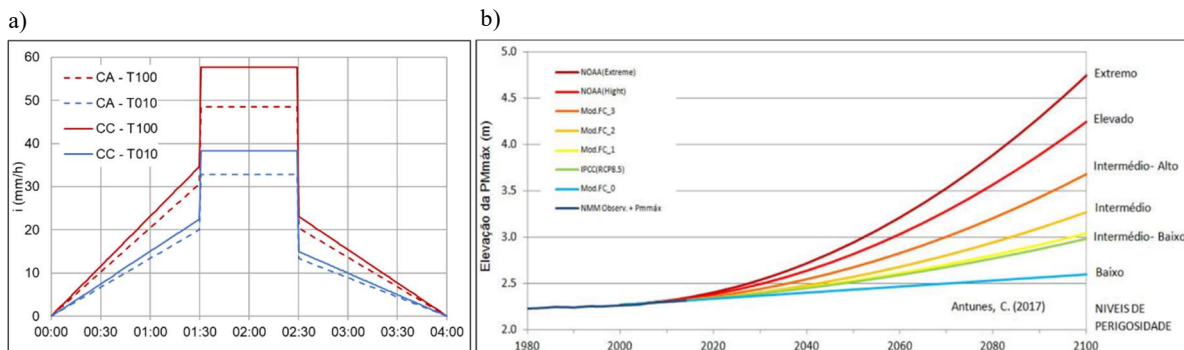


Figura 2. a) Hietogramas de projeto para Lisboa considerados para o cenário atual (CA) e cenário de alterações climáticas (CC); b) Projeções de Máxima Preia-mar para Lisboa [11]

Apresentam-se, nas Figuras 3 e 4, os resultados obtidos relativamente às alturas de água atingidas no período crítico dos eventos de precipitação considerados, para os períodos de retorno (T) de 10 e 100 anos, com enfoque na zona da Baixa Pombalina, onde se verificam as situações mais graves.

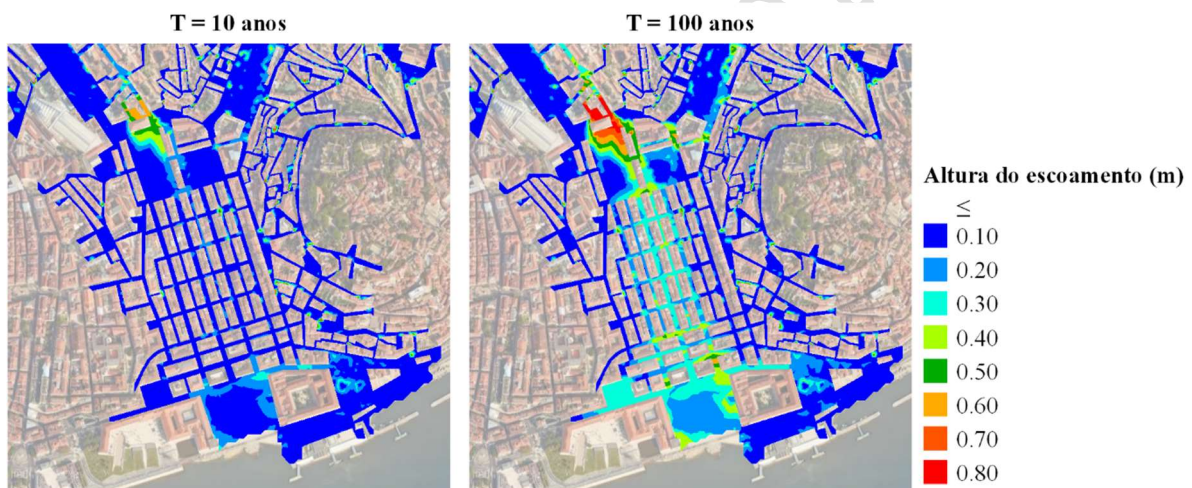


Figura 3. Resultados obtidos pela aplicação do MISB à zona baixa de Lisboa para o cenário atual

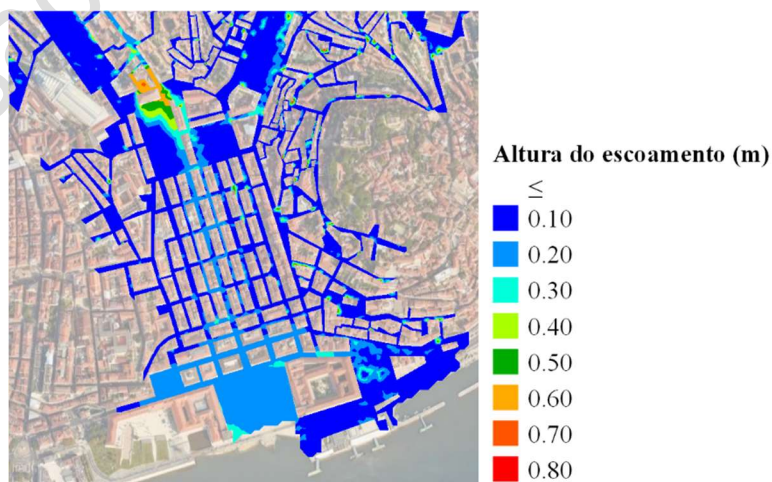


Figura 4. Resultados obtidos pela aplicação do MISB à zona baixa de Lisboa para o cenário de alterações climáticas, para evento de precipitação com período de retorno de 10 anos

Verifica-se, para um mesmo período de retorno, um ligeiro aumento da área afetada e da altura de água atingida, ainda que, genericamente, de forma pouco pronunciada. Depreende-se que este agravamento seja promovido, por um lado, pelo aumento da intensidade de precipitação do evento e, por outro, pelo aumento do nível de maré, que condiciona a descarga dos caudais. De facto, verifica-se que as áreas em que se verifica um maior agravamento se situam na zona ribeirinha. Comparando as situações originadas por um evento com período de retorno de 10 e 100 anos, verifica-se, naturalmente, um agravamento significativo em relação às áreas afetadas e respetivas alturas de água. Os resultados obtidos evidenciam a falta de capacidade de captação dos dispositivos de interceção existentes face aos caudais gerados, bem como do próprio sistema de drenagem em transportar os caudais captados.

3.2 APRECIACÃO DOS RESULTADOS

De forma a garantir resultados de qualidade, não é suficiente dispor de ferramentas avançadas de modelação hidrológica e hidráulica, existindo um conjunto de aspetos a ter em elevada consideração, nomeadamente: dados topográficos detalhados que descrevam morfologias urbanas complexas; metodologias capazes de ter em conta as trocas de caudal entre a superfície e o sistema de drenagem enterrado; registos de precipitação e caudal/altura de escoamento nos coletores para a calibração dos parâmetros dos modelos e consequente validação; e séries temporais de operação de infraestruturas de saneamento e drenagem (estações elevatórias, válvulas, etc.) [12].

A presente aplicação do MISB à baixa de Lisboa carece de registos sistemáticos das alturas de água atingidas à superfície e do desempenho do sistema de drenagem, sendo que a sua calibração e validação se constitui como um desafio. Não obstante, estudos efetuados no âmbito do Plano Geral de Lisboa 2016-2030 [7], recorrendo à integração do modelo SWMM (1D) com modelo MOHID LAND (2D), conduziu a resultados semelhantes aos obtidos através da aplicação do MISB, para as mesmas condições na situação atual. Na Figura 5 apresenta-se a comparação destes resultados, verificando-se, de forma geral, uma concordância nas áreas afetadas por inundações e respetivas alturas atingidas.

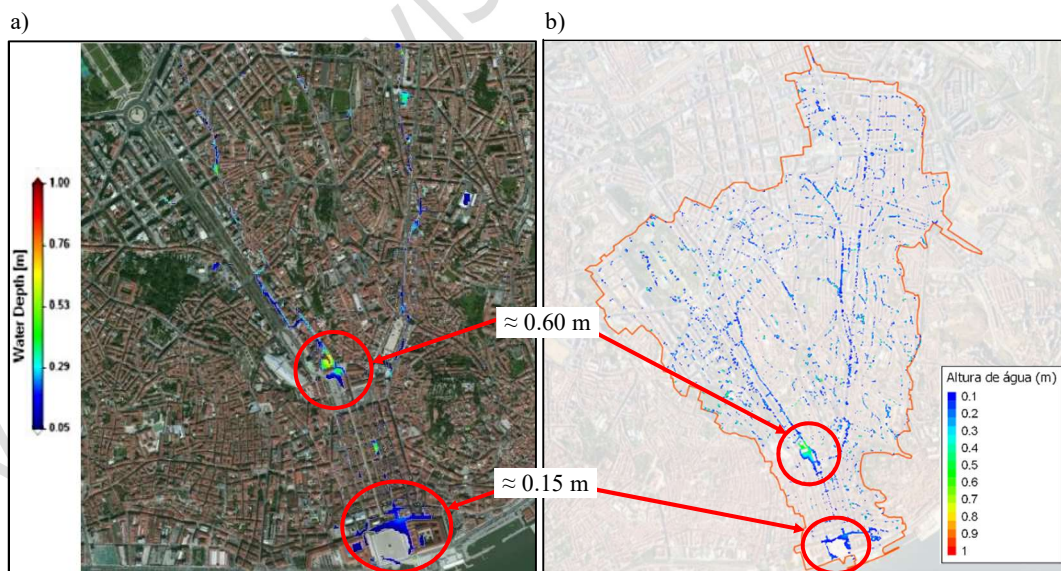


Figura 5. a) Resultados obtidos através do modelo MOHID LAND; b) Resultados obtidos através do MISB (para as mesmas condições: $T=10$ anos e nível de maré=1.95 m)

Face ao exposto, acredita-se que a aplicação MISB apresenta resultados positivos, capazes de identificar as áreas mais vulneráveis à ocorrência de inundações tendo em conta a capacidade de captação dos dispositivos de interceção, o desempenho do sistema de drenagem face aos caudais

captados, as trocas de caudal entre o sistema de drenagem e a superfície e a própria orografia e características da superfície urbana.

3.3 MODELAÇÃO SETORIAL E AVALIAÇÃO DE RESILIÊNCIA URBANA

As interdependências complexas existentes entre os serviços e infraestruturas de uma cidade podem conduzir a que a avaliação da resiliência urbana se revele um exercício de extrema dificuldade e complexidade, sem uma solução simples, e que é percecionado de forma diferente por diferentes *stakeholders*. Por este motivo, no projeto RESCCUE, é realizada uma dupla abordagem bidirecional: uma abordagem holística, em que se realiza um diagnóstico aos diferentes serviços urbanos e às suas relações, nomeadamente, interdependências e redundâncias; e uma abordagem detalha, com o desenvolvimento e aplicação de modelos de simulação setorial que permitam avaliar o impacto de um dado evento num serviço específico e diretamente afetado por esse evento. A aplicação do MISB integra-se nesta segunda abordagem, detalhada. Simulando o desempenho do sistema de drenagem face a um dado evento de precipitação obtêm-se resultados que são utilizados como *input* em modelos setoriais de outros serviços interdependentes (como de distribuição elétrica, por exemplo), permitindo, desta forma, obter uma visão panorâmica do funcionamento da cidade e conhecer em maior detalhe os efeitos em cascata originados por um dado evento disruptivo. Estes resultados são cruciais pois permitem enriquecer a abordagem holística e abordar a resiliência urbana não apenas sectorialmente, mas entendendo a cidade como um sistema de sistemas complexos, permitindo estreitar ligações institucionais e multissetoriais.

A análise à Baixa de Lisboa incluiu diversos serviços urbanos, nomeadamente, distribuição elétrica, telecomunicações móveis, transportes públicos (autocarros e metro), recolha de resíduos urbanos, adução e distribuição de água, drenagem e tratamento de águas residuais e pluviais e o meio recetor, como serviço ambiental. Sempre que possível, esta análise foi realizada ao nível das infraestruturas mais relevantes para cada um dos serviços, de forma a descrever as suas interações da forma mais detalhada possível.

Os resultados obtidos pela aplicação do MISB e estudo dos serviços/infraestruturas revelam que os efeitos em cascata originados por ocorrência de inundação são pouco pronunciados, existindo de facto, um maior constrangimento à operação de serviços de fim de cadeia, isto é, serviços que são prestados diretamente aos cidadãos e cuja operação depende do espaço público e das condições de circulação rodoviária. Entre estes, destacam-se o serviço de autocarros e recolha de resíduos urbanos. Denota-se que a afetação destes serviços é geralmente parcial e concentrada nos locais afetados pelas inundações, sendo que as secções dos circuitos que não são afetados diretamente pela inundação são geralmente mantidas sem grandes constrangimentos através da adoção de circuitos alternativos, detonando alguma redundância por parte destes serviços. Realça-se ainda que a entrada em carga do sistema de drenagem origina a descarga de efluentes não tratados para o meio recetor, sendo que se considera a existência de uma afetação deste serviço ambiental importante para a cidade. Os restantes serviços analisados, nomeadamente os serviços de distribuição elétrica, telecomunicações e distribuição de água não se apresentam em risco devido às inundações, por um lado, devido à sua baixa exposição e, por outro, devido ao seu funcionamento em rede malhada, o que acrescenta uma elevada redundância aos sistemas, permitindo cumprir os seus níveis de serviço recorrendo a infraestruturas alternativas.

Desta forma, considerando que os maiores constrangimentos decorrentes de eventos de inundação se refletem, maioritariamente, numa afetação direta dos cidadãos e à sua circulação pedestre e rodoviária, realizou-se uma análise relativa à perigosidade das inundações para pedestres e veículos. Esta análise só é possível devido aos resultados obtidos por modelação 1D/2D relativos às variáveis hidráulicas do escoamento de superfície, como a velocidade e altura do escoamento.

A perigosidade para pedestres foi estimada por aplicação de critérios de perigosidade estabelecidos pela Agência Ambiental do Reino Unido [13]. A partir do cálculo do perigo da inundação, de acordo com a equação (1), são definidos critérios para a consequente classificação da perigosidade da inundação para pedestres, apresentados no Quadro 1.

$$HR = d \times (v + 0.5) + DF \quad (1)$$

O índice *HR* (*Flood Hazard Rating*) representa o perigo da inundação, *d* representa a altura do escoamento à superfície (m), *v* representa a velocidade do escoamento (m/s) e *DF* representa um coeficiente de detritos (0.5 para $d \leq 0.25$ m e 1 para $d > 0.25$ m).

Quadro 1. Definição dos critérios adotados para a classificação da perigosidade para pedestres [13]

Critérios	Classificação da perigosidade para pedestres	Descrição
$HR \leq 0.75$	Baixa	Cautela: zona inundada com águas pouco profundas ou águas paradas com alguma profundidade
$0.75 < HR \leq 1.25$	Moderada	Perigo para os mais vulneráveis (crianças, idosos e enfermos): zona inundada com águas profundas ou águas correntes
$1.25 < HR \leq 2.00$	Significativa	Perigo para a maioria (cidadãos em geral): zona inundada com águas profundas e rápidas
$HR > 2.00$	Extrema	Perigo para todos (serviços de emergência): zona inundada com águas profundas e rápidas

Na Figura 6 apresentam-se os resultados obtidos de perigosidade para pedestres consoante os critérios previamente enunciados, para a situação atual.

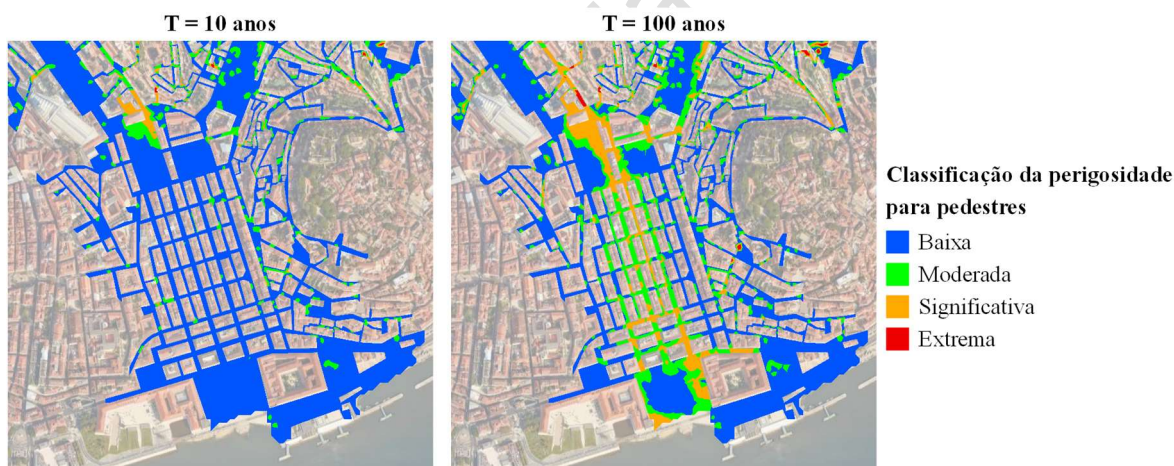


Figura 6. Resultados de perigosidade para pedestres obtidos por aplicação do MISB, para o cenário atual

Naturalmente, os resultados obtidos evidenciam um claro agravamento da perigosidade para pedestres para um evento com período de retorno de 100 anos face a um evento com período de retorno de 10 anos. Para o período de retorno de 100, as principais artérias da zona baixa de Lisboa apresentam perigosidade entre moderada e significativa, chegando a atingir, pontualmente, a classificação de perigosidade extrema, o que, face ao elevado número de pedestres que frequentemente estão presentes nesta zona, apresenta um risco significativo.

A perigosidade para veículos foi estimada de acordo com a metodologia proposta por Martínez *et al.* [14], tendo sido considerado como veículo ligeiro de referência o modelo Seat Ibiza. De acordo com esta metodologia estabelecem-se três níveis de perigosidade em função das características do escoamento, apresentadas no Quadro 2, em função da profundidade, *d*, em m, e da velocidade do escoamento, *v*, em m/s.

Quadro 2. Definição dos critérios adotados para a classificação da perigosidade para veículos [14]

Critérios	Classificação da perigosidade para veículos
$d \leq 0.28$ e $d \times v \leq 0.40$	Baixa
$d \leq 0.28$ e $0.40 < d \times v \leq 0.55$	Moderada
$d > 0.28$ e $d \times v > 0.55$	Elevada

Na Figura 7 apresentam-se os resultados de perigosidade para veículos obtidos consoante os critérios previamente enunciados, para a situação atual.

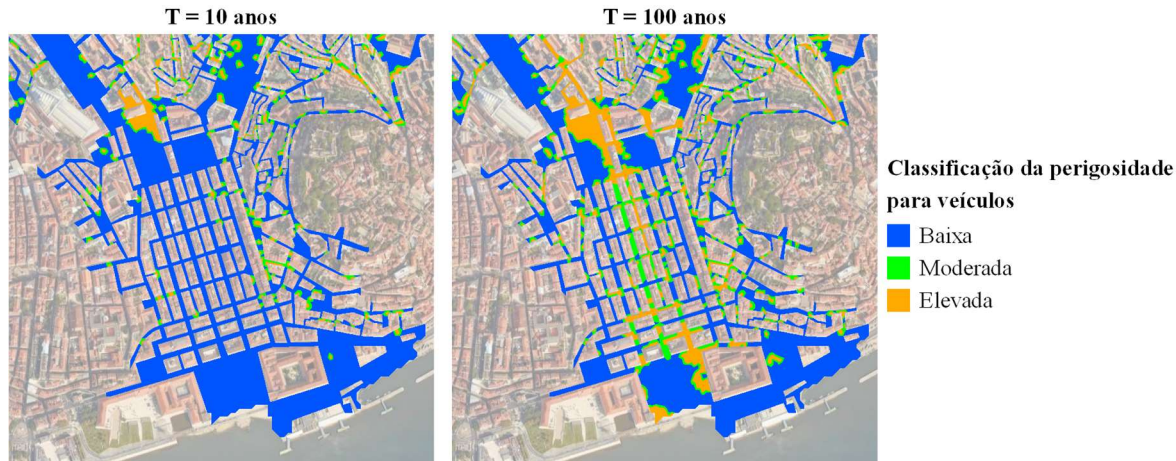


Figura 7. Resultados de perigosidade para veículos obtidos por aplicação do MISB, para o cenário atual

Dos resultados obtidos relativamente à perigosidade para veículos obtêm-se conclusões análogas às retiradas para os resultados de perigosidade para pedestres, sendo que as principais artérias da zona baixa de Lisboa podem apresentar constrangimentos significativos ao tráfego rodoviário.

Adicionalmente, a modelação 1D/2D possibilita a análise do desempenho do sistema face à adoção de estratégias de adaptação, fornecendo informação crucial que permite melhorar o processo de avaliação e decisão no que respeita aos investimentos a realizar por forma a reduzir os impactos das alterações climáticas nos sistemas urbanos, trabalho que ainda está a ser desenvolvido no âmbito do projeto RESCCUE, nomeadamente pela simulação do desempenho do sistema de drenagem considerando a construção de um túnel com aproximadamente 5 m de diâmetro e 5 km de extensão, uma das principais medidas contempladas no Plano Geral de Drenagem de Lisboa 2016-2030 [7] com vista à redução das inundações.

4. CONCLUSÕES

O desenvolvimento e aplicação do Modelo Integrado SWMM+BASEMENT pretende dar resposta à escassez de modelos de acesso livre que permitam simular o comportamento do escoamento de superfície e dos sistemas de drenagem de forma integrada, através de metodologias que considerem as trocas de caudais entre a superfície e os sistemas de drenagem. A sua aplicação à Baixa de Lisboa apresenta resultados promissores que permitem conhecer melhor o desempenho do sistema de drenagem e aumentar a resiliência da cidade face à ocorrência de inundações

No âmbito do projeto RESCCUE, a partir da modelação 1D/2D do desempenho do sistema de drenagem e do comportamento do escoamento superficial face a eventos de precipitação com variados períodos de retorno, para a situação atual e para a situação futura, tendo em conta as alterações climáticas, conclui-se que os efeitos em cascata gerados por este tipo de eventos são limitados, sendo os serviços críticos da área em estudo constituídos de autonomia e redundância. Em última análise, a população em geral (população residente, população flutuante e turistas) é a mais afetada por constrangimentos nas suas possibilidades de deslocação, tanto por via pedonal como veicular, ou seja,

embora os serviços críticos da cidade sejam dotados de alguma resiliência, a funcionalidade da cidade é colocada em causa por inibição do estado normal da vivência dos seus cidadãos, o que se pretende colmatar com o aumento da resiliência urbana. No futuro, serão modeladas as medidas de adaptação contempladas no Plano Geral de Drenagem de Lisboa 2016-2030, nomeadamente os túneis de Monsanto-Santa Apolónia e Chelas-Beato e infraestruturas complementares, bem como diferentes soluções de controlo na origem. Proceder-se-á à avaliação dos resultados obtidos, de forma análoga à realizada presentemente, de forma a aferir a redução dos impactes na população e o aumento da resiliência da cidade face à ocorrência de inundações.

AGRADECIMENTOS

Agradece-se o apoio de toda a equipa do projeto RESCCUE, cofinanciado pela Agência Executiva do Conselho Europeu de Investigação sobre o Horizonte 2020 – Programa-Quadro Comunitário de Investigação & Inovação (Grant Agreement nº 700174).

REFERÊNCIAS

- [1] Arup & Rockefeller Foundation, “City Resilience Index - Understanding and Measuring City Resilience,” Arup, 2016.
- [2] EPA, “Storm Water Management Model User’s Manual Version 5.1,” Environmental Protection Agency, Cincinnati, 2015.
- [3] J. Leandro e R. Martins, “A methodology for linking 2D overland flow models with the sewer network model SWMM 5.1 based on dynamic libraries,” *Water Science & Technology*, vol. 73, nº 12, pp. 3017 - 3026, 2016.
- [4] W. Chen, G. Huang e H. Zhang, “Urban stormwater inundation simulation based on SWMM and diffuse overland-flow model,” *Water Science & Technology*, vol. 76, nº 12, 3392 - 3403, 2017.
- [5] VAW-ETHZ, “System Manuals of BASEMENT, Version 2.7,” ETH Zurich: Laboratory of Hydraulics, Glaciology and Hydrology, Zurich, 2017.
- [6] J. Despotovic, J. Plavsic e D. Oavlovic, “Inefficiency of storm water inlets as a source of urban floods,” *Water Science and Technology*, vol. 51, nº 2, pp. 139 - 145, 2005.
- [7] HIDRA, Engidro & Bluefocus, “Plano Geral de Drenagem de Lisboa 2016-2030,” Câmara Municipal de Lisboa, Lisboa, 2015.
- [8] C. Brandão, R. Rodrigues e J. P. d. Costa, “Análise de Fenómenos Extremos: Precipitações Intensas em Portugal Continental,” *Direção dos Serviços de Recursos Hídricos*, Lisboa, 2001.
- [9] R. Matos, “Métodos de Análise e de Cálculo de Caudais Pluviais em Sistemas de Drenagem Urbana, Estudo referenciado em dados experimentais de bacias urbanas portuguesas.,” LNEC, Lisbon, 1987.
- [10] R. Monjo, C. Paradinas, E. Gaitán, D. Redolat, C. Prado, J. Pórtoles, L. Torres, B. Russo, M. Velasco, L. Puget, S. Vela, L. M. David, M. Morais e J. Ribalaygua, “Deliverable D1.3: Report on extreme events prediction,” RESCCUE Project (Grant Agreement n. 700174), 2018.
- [11] C. Antues, C. Catita e C. Rocha, “Estudo de Avaliação da Sobrelevação da Maré,” Instituto Dom Luiz - Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa, Lisboa, 2017.
- [12] B. Russo, D. Sunyer, M. Velasco e S. Djordjević, “Analysis of extreme flooding events through a calibrated 1D/2D coupled model: the case of Barcelona (Spain),” *Journal of Hydroinformatics*, vol. 17, nº 3, pp. 473 - 490, 2015.

- [13] Defra and Agency, Framework and Guidance for Assessing and Managing Flood Risk for New Development, London: HR Wallingford et al. did the report for Defra/EA Flood and Coastal Defence R&D Programme, 2005.
- [14] E. Martínez, M. Gómez, B. Russo e S. Djordjević, “A new experiments-based methodology to define the stability threshold for any vehicle exposed to flooding,” Urban Water Journal, vol. 14, nº 9, pp. 930 - 939, 2017.

Versão Provisória 2019-07-16

AVALIAÇÃO DA RESILIÊNCIA DOS SERVIÇOS URBANOS DE ÁGUAS FACE ÀS ALTERAÇÕES CLIMÁTICAS

Maria Adriana Cardoso¹, Rita Salgado Brito², Cristina Pereira³, Luís Mesquita David⁴

INTRODUÇÃO

As áreas urbanas constituem sistemas dinâmicos, complexos e vulneráveis que envolvem múltiplos serviços urbanos estratégicos, entre os quais abastecimento de água (SAA), gestão de águas residuais (SAR), pluviais (SAP) e resíduos, fornecimento de energia, transporte. As pressões e os impactos causados por eventos climáticos que afetam o ciclo hidrológico urbano, como chuvas intensas e de curta duração, efeito de maré ou secas, podem produzir impactos diretos significativos sobre estes serviços e causar efeitos em cascata, com graves consequências para pessoas, meio ambiente natural e atividades económicas. Os potenciais efeitos da dinâmica climática nas áreas urbanas envolvem o agravamento das condições existentes, bem como a ocorrência de novos perigos ou fatores de risco. Os desafios gerados pelas alterações climáticas (AC) nessas áreas, esperados até 2100, exigem uma abordagem integrada para aumentar a resiliência urbana. Os serviços urbanos de águas, sendo fundamentais para a resiliência urbana apresentam, em geral, elevada vulnerabilidade aos impactos causados pelas AC. Para compreender a resiliência urbana é essencial avaliar a resiliência destes serviços e respetivas infraestruturas, com base numa abordagem integrada e envolvendo os vários *stakeholders* ao longo de todo o processo [1].

Neste contexto, no âmbito do projeto H2020 RESCCUE – *Resilience to cope with climate change in urban areas*, foi desenvolvido o RAF (*Resilience Assessment Framework*), um quadro de avaliação da resiliência urbana às alterações climáticas com foco na água considerando uma abordagem orientada por objetivos e quatro dimensões de resiliência: *organizacional*, relações de governança; *espacial*, espaço urbano e meio ambiente; *funcional* direcionada para serviços estratégicos e *física*, focando as infraestruturas. Os objetivos são descritos através de critérios, que expressam diferentes pontos de vista, que são avaliados por indicadores ou métricas. A aplicação deste quadro de avaliação permitirá às cidades e serviços efetuar uma avaliação da resiliência e apoiar a tomada de decisão sobre estratégias a adotar bem como o desenvolvimento de planos de resiliência a implementar no curto, médio e longo prazos [2]. O presente artigo descreve o RAF para os serviços urbanos de águas e apresenta os resultados da sua aplicação, às três cidades do projeto, Lisboa, Bristol e Barcelona.

METODOLOGIA

O RAF procurou o alinhamento com quadros de referência internacionais para a avaliação de resiliência, como o UNISDR Scorecard [3] e o City Resilience Index [4], tendo tido significativos desenvolvimentos no que respeita aos serviços urbanos. Considera as quatro dimensões do programa de análise de resiliência das cidades da UN-Habitat [2]: organizacional, espacial, funcional (F) e física (P). As duas últimas dimensões têm maior foco na avaliação da resiliência dos serviços urbanos de águas face às AC. estando relacionadas, respetivamente, com a prestação do serviço e com as infraestruturas. O RAF procura direcionar e facilitar um diagnóstico de resiliência dos serviços,

¹ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Avenida do Brasil 101, 1700-066 Lisboa. macardoso@lnec.pt

² Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Avenida do Brasil 101, 1700-066 Lisboa.

³ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Avenida do Brasil 101, 1700-066 Lisboa.

⁴ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Avenida do Brasil 101, 1700-066 Lisboa.

orientado por objetivos que são descritos através de critérios, avaliados por métricas. Os objetivos de resiliência considerados são os seguintes: *planeamento e gestão do risco* (O.F1), *autonomia* (O.F2) e *preparação do serviço* (O.F3); *segurança* (O.P1), *autonomia e flexibilidade* (O.P2) e *preparação da infraestrutura às AC* (O.P3). A avaliação permite identificar pontos fortes, áreas a melhorar, oportunidades e ameaças, apoiando a identificação de medidas e estratégias a adotar, assim como o desenvolvimento de planos de resiliência. Permite, ainda, conhecer a contribuição dos serviços para a resiliência da cidade.

RESULTADOS E CONCLUSÕES

O RAF foi aplicado pelas três cidades, incluindo os serviços SAA, SAR e SAP. No artigo são apresentados resultados obtidos para estes serviços, resumindo-se nas Figuras 1 e 2 as métricas respondidas, por dimensão e objetivo.

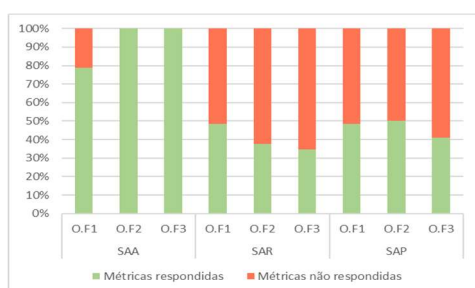


Figura 1. Respostas à dimensão funcional

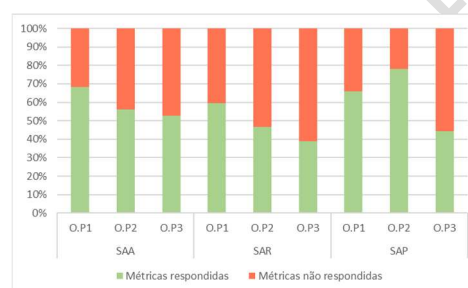


Figura 2. Respostas à dimensão física

Registaram-se respostas em todos os objetivos dos serviços e, na dimensão funcional, maior percentagem para os SAA do que para SAR e SAP, revelando menor informação ou maior dificuldade nas respostas para os últimos. A aplicação do RAF aos serviços de águas das cidades é fundamental não só para validar a sua aplicabilidade, mas também para evidenciar a sua eficácia como base de conhecimento e como suporte ao planeamento para a melhoria da resiliência dos serviços urbanos de águas.

REFERÊNCIAS

- [1] Cardoso, M.A., Almeida, M.C., Telhado, M.J., Morais, M., Brito, R.S. (2018). Assessing the contribution of climate change adaptation measures to build resilience in urban areas. Application to Lisbon. 8th International Conference on Building Resilience, 14-16 November, Lison, Portugal.
- [2] Pagani, G., Fournière, H., Cardoso, M.A., Brito, R.S. (2018). “Report with the resilience diagnosis for each city” D6.1 Projeto RESCCUE (Confidencial), 2018.
- [3] UNIDSR (2017). Disaster resilience scorecard for cities. Preliminary level assessment. United Nations Office for Disaster Reduction.
- [4] ARUP (2015). City Resilience Framework. 100 Resilient cities. The Rockefeller Foundation, ARUP.

PROCEDIMENTO SIMPLIFICADO DE AVALIAÇÃO DA RESILIÊNCIA ÀS INUNDAÇÕES EM CENÁRIOS DE ALTERAÇÕES CLIMÁTICAS

Ingrid Tonon¹, Tiago Pereira², Filipa Ferreira³, José Saldanha Matos⁴

INTRODUÇÃO

As inundações urbanas constituem uma preocupação relevante na sociedade, interagindo com aspetos físicos, sociais e ambientais. Atualmente, o fenómeno tornou-se mais intenso e severo tornando-se mais preocupante com as alterações climáticas. Muitas ações vêm sendo desenvolvidas no âmbito da resiliência urbana, com vista a mitigar os inconvenientes para a sociedade frente aos distúrbios, principalmente em meios urbanos vulneráveis. Salienta-se que a definição de resiliência urbana usada propõe uma abordagem integrativa, que se refere à capacidade do sistema urbano e suas redes constituintes, manter ou retornar rapidamente suas funções diante de um distúrbio e adaptar ou transformar os sistemas que limitam a capacidade de resiliência. Neste contexto, surge a necessidade do desenvolvimento de ferramentas quantitativas, baseadas em indicadores, para avaliação da resiliência em meio urbano. Assim, é proposta uma metodologia simplificada de avaliação da resiliência às inundações em meio urbano, em cenários de alterações climáticas. Como exemplo de aplicação da metodologia visando a resiliência urbana em áreas susceptíveis a inundações, apresenta-se o caso de estudo do bairro de Bento Ferreira em Vitória, ES – Brasil.

METODOLOGIA

Um desastre natural acarreta perdas diretas como destruição de infraestruturas, queda de serviços como água, energia, comunicação e transporte público e também perdas indiretas como prejuízos para o comércio, escassez de mão de obra, falta de segurança, entre outros. Os instrumentos de organização e gestão de desastres deve abranger todos os tipos de prejuízos, sendo, portanto, um desafio para o poder público apresentar respostas a uma ampla gama de recursos que englobam o humano, social, financeiro, económico e ambiental com efeitos que podem ser duradouros e multigeracionais. A rede de interdependência também é um fator a ser levado em consideração, já que consiste em numerosas interações e efeitos cascata (Ganapathy, 2018).

Em função disso, é proposto um estudo baseado no levantamento dos equipamentos urbanos usualmente mais atingidos por inundações e sua espacialização através de mapas, com vista ao estudo das interdependências e do efeito cascata, diante da observação do número de conexões entre elementos. Os elementos urbanos principais, que apresentarem maior número de ligações a outros setores, serão considerados de maior risco e terão maior peso na definição dos parâmetros de resiliência. A metodologia proposta, que se desenvolverá em detalhe no artigo, é esquematizada na Figura 1.

¹ CERIS, Instituto Superior Técnico (IST), Universidade de Lisboa, Av. Rovisco Pais, 1049-001. ingridtononm@hotmail.com

² CERIS, Instituto Superior Técnico (IST), Universidade de Lisboa, Av. Rovisco Pais, 1049-001

³ CERIS, Instituto Superior Técnico (IST), Universidade de Lisboa, Av. Rovisco Pais, 1049-001

⁴ CERIS, Instituto Superior Técnico (IST), Universidade de Lisboa, Av. Rovisco Pais, 1049-001

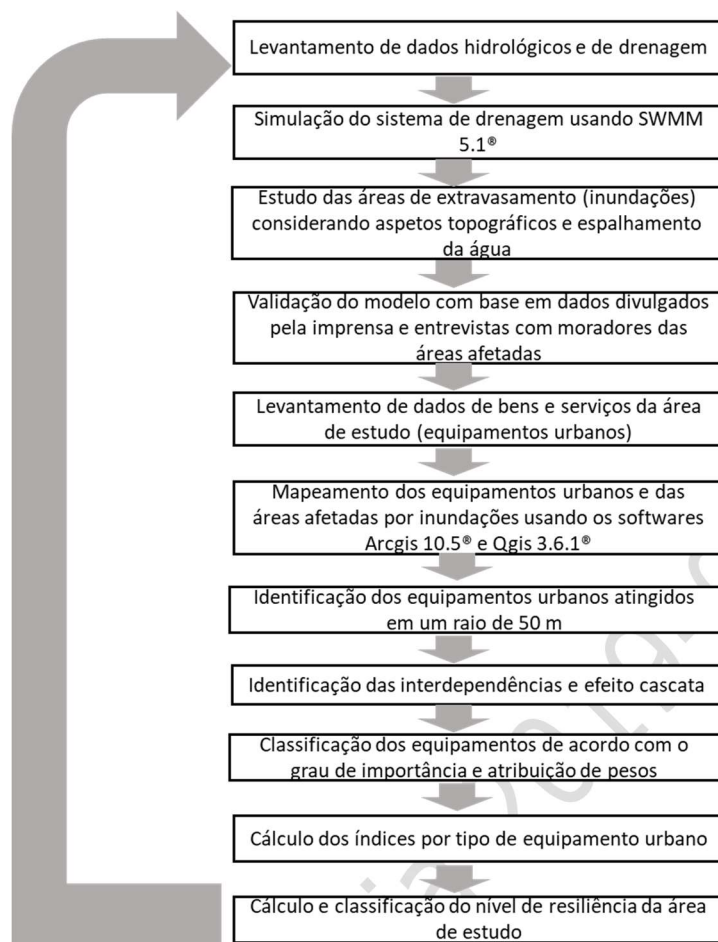


Figura 1. Metodologia proposta

CONSIDERAÇÕES FINAIS

A presente comunicação pretende divulgar o trabalho em curso, com recurso a simulação dinâmica do comportamento do sistema de drenagem da cidade e à avaliação das áreas inundáveis e das infraestruturas e serviços afetados com base em instrumentos SIG. Procedeu-se ao cálculo de indicadores de resiliência e de matrizes de interdependências de forma a identificar os setores mais vulneráveis a fim de, numa fase posterior, em curso, propor medidas de mitigação e de adaptação, estruturais e não estruturais, com vista ao incremento da resiliência urbana.

REFERÊNCIAS

- [1] Ganapathy, Venkatesh, 2018. A roadmap for managing disasters in India. A Peer Reviewed Research Journal aWeshkar, Vol. XXIV, WeSchool.

AS SOLUÇÕES BASEADAS NA NATUREZA COMO INSTRUMENTOS PARA A RESILIÊNCIA URBANA

Paula Beceiro¹, Rita Salgado Brito², Ana Galvão³

INTRODUÇÃO

A resiliência emergiu como uma perspetiva atraente em relação às cidades, teorizadas como sistemas altamente complexos e adaptativos [1]. Um dos objetivos do desenvolvimento sustentável, propostos pela UNHABITAT, estabelece a resiliência nas cidades como uma questão crítica. A resiliência é usualmente entendida como a capacidade do sistema de absorver perturbações e reorganizar-se enquanto sofre mudanças. Este processo, de melhoria contínua, visa essencialmente reter a mesma função, estrutura e identidade do sistema [2]. As soluções baseadas na natureza (Nature Based Solutions, NBS) surgiram como soluções sustentáveis para contribuir para a resiliência das cidades de forma a enfrentar os desafios das alterações climáticas. Alguns exemplos de NBS para controlo de caudais pluviais são bacias de retenção, coberturas verdes, zonas húmidas contruídas, valas com cobertura vegetal, entre outras. A União Europeia (UE) define NBS como ações que visam ajudar as sociedades face aos desafios ambientais, sociais e económicos de forma sustentável [3].

Esta comunicação visa apresentar a contribuição das NBS para a resiliência urbana, analisando os vários projetos e identificando as lacunas existentes. Também será desenvolvida uma análise dos sistemas de avaliação existentes e apresentada a estrutura preliminar de um sistema de avaliação do contributo das NBS para a resiliência urbana.

RESILIÊNCIA NAS CIDADES

As alterações climáticas aumentaram a necessidade de desenvolver e melhorar a resiliência urbana, promovendo cidades capazes de absorver as perturbações, aprender com o passado, adaptar-se, transformar-se e preparar-se para o futuro. Diversas organizações (e.g. UE, Fundação Rockefeller) desenvolveram programas e projetos focados no desenvolvimento sustentável e na resiliência urbana. Um sistema de avaliação de desempenho representa uma base adequada para o diagnóstico da situação atual de uma cidade, bem como para a seleção de soluções para os problemas identificados e para monitorizar a implementação das soluções. Para medir a resiliência urbana é necessário o desenvolvimento de um sistema de avaliação que permita: i) integrar informação subjetiva e objetiva; ii) avaliar a resiliência numa única escala; iii) incorporar indicadores qualitativos e quantitativos; iv) considerar as relações existentes entre indicadores.

O PAPEL DAS NBS PARA O AUMENTO DA RESILIÊNCIA URBANA

A agenda política da UE para a investigação e inovação na área das “NBS e da renaturalização da cidade” visa tornar a UE líder na "Inovação com a Natureza" [3]. As NBS envolvem ações de

¹ Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Av. Do Brasil, 101, 1700-066, Lisboa, Portugal. pbeceiro@lnec.pt

² Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Av. Do Brasil, 101, 1700-066, Lisboa, Portugal

³ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Av. Rovisco Pais, 1049-001, Lisboa, Portugal

conservação ou reabilitação de ecossistemas naturais, assim como a melhoria ou criação de processos naturais em ecossistemas modificados ou artificiais [6]. Existe uma série de oportunidades baseadas na natureza para a adaptação e mitigação das alterações climáticas, quer através da implementação das NBS quer no estabelecimento de sinergias entre os diferentes setores [3]. O Programa Europeu de Investigação e Desenvolvimento promove o desenvolvimento de um grande número de projetos focados nas NBS com o objetivo de aumentar o conhecimento e criar condições técnicas para a renaturalização das cidades.

Atualmente, é necessário o desenvolvimento de ferramentas que demonstrem o valor deste tipo de soluções a longo prazo para aumentar a resiliência urbana. Dentro das lacunas existentes para um correto desenvolvimento e avaliação das NBS, destaca-se a falta de informação sobre a eficiência das NBS, os co-benefícios sociais e os instrumentos e requisitos legais, e a falta de conhecimento sobre a incorporação em estruturas tradicionais [4]. Foram desenvolvidas algumas propostas de avaliação da eficácia das NBS face às alterações climáticas [4] e de indicadores que apoiem o desenho e a avaliação do impacto das NBS face aos desafios ambientais, económicos e sociais existentes [5]. Embora os indicadores disponíveis na bibliografia não avaliem diretamente a resiliência, podem contribuir para o desenvolvimento de um sistema de avaliação específico focado na resiliência urbana.

Na presente comunicação será apresentada a estrutura preliminar de um sistema de avaliação do contributo das NBS para a resiliência urbana.

REFERÊNCIAS

- [1] S. Meerow, J.P. Newell, M. Stults. “Defining urban resilience: A review. Landscape and urban planning”, vol. 147 pp. 38-49. 2016.
- [2] C. Folke C. Resilience: the emergence of a perspective for social-ecological systems analyses. *Global Environmental Change*, 16 (3) 253-267. 2006.
- [3] European Commission. Towards an EU research and innovation policy agenda for nature-based solutions and re-naturing cities. Final Report of the Horizon 2020 expert group on nature-based solutions and re-naturing cities (Full version). Bruxelas. 2015.
- [4] N. Kabisch, N. Frantzeskaki, S. Pauleit, S. Naumann, M. Davis, M. Artmann, D. Haase, S. Knapp, H. Korn, J. Stadler K. Zaunberger, A. Bonn. “Nature-based solutions to climate change mitigation and adaptation in urban areas: perspectives on indicators, knowledge gaps, barriers, and opportunities for action”. *Ecology and Society*, 21(2). 2016.
- [5] C.M. Raymond et al. An Impact Evaluation Framework to Support Planning and Evaluation of Nature-based Solutions Projects. Report prepared by the EKLIPSE Expert Working Group on Nature-based Solutions to Promote Climate Resilience in Urban Areas. Centre for Ecology & Hydrology, Wallingford, United Kingdom. 2017.
- [6] UNESCO. 2018 UN World Water Development Report, Nature-based Solutions for Water. UNESCO. 2018.

LOCALIZACIÓN OPTIMIZADA DE TANQUES DE TORMENTA EN SECTORES DE BOGOTÁ Y MEDELLÍN, COLOMBIA

Laura Pulgarín¹, Jorge Garzón², Juan Saldarriaga³

1. INTRODUCCIÓN

Las inundaciones urbanas se han convertido en una de las principales preocupaciones relacionadas con la gestión del agua en las ciudades por el impacto que pueden tener en la salud pública y las pérdidas económicas que generan. Esta problemática se ha acrecentado por el aumento de la población que ha traído consigo el crecimiento de las ciudades y su densificación, lo que implica un incremento de las superficies impermeables. Esto a su vez está cambiando el ciclo hidrológico local y tiene como resultado un aumento en la producción de escorrentía, la cual se debe evacuar a través de los sistemas de drenaje de forma rápida y eficaz con el fin de evitar inundaciones. A este incremento en la producción de escorrentía se le debe agregar la falta de mantenimiento y monitoreo de los sistemas de drenaje en Colombia, lo que se traduce en la disminución progresiva de su capacidad y buen funcionamiento. A esto se le suma el efecto de Cambio Climático, el cual se espera genere un incremento en la frecuencia de periodos intensos de lluvia en algunas zonas del planeta. Para evitar incurrir en altos costos relacionados con la rehabilitación del sistema de drenaje se propone el uso de los Sistemas de Drenaje Urbano Sostenibles (SUDS), los cuales buscan reducir la producción de escorrentía al añadir controles del agua lluvia en el área que se desea intervenir. La principal ventaja de los SUDS frente a otras alternativas reside en los costos, ya que se logra disminuir el volumen y caudal pico de la escorrentía de una forma más económica si se compara con los métodos tradicionales.

Los tanques de tormenta son estructuras del alcantarillado diseñadas para detener y retener el agua lluvia, principalmente la primera porción de la escorrentía. Estos tanques se diseñan para funcionar cuando la precipitación es intensa y la capacidad del sistema de drenaje se ve sobrepasada. Es en este punto donde el sistema es incapaz de llevar toda la escorrentía al punto de descarga. Por lo tanto, con el fin de asegurar un buen funcionamiento de los tanques, se debe realizar un diseño hidráulico eficaz que garantice el manejo adecuado del agua lluvia a través de toda la vida útil de la estructura. Reconociendo esta ventaja se puede realizar un estudio más detallado de la viabilidad de instalar este tipo de estructuras en diferentes ciudades. Para esto se deben contemplar las condiciones hidrológicas de la zona de estudio, los cambios futuros en la precipitación por el cambio climático en el área de interés, la topología y topografía de la red, el nivel de densificación de zona, entre otros.

A partir de esta información se puede utilizar algún programa que localice y dimensione los tanques de tormenta de forma óptima, además de ser capaz de determinar el porcentaje de reducción en la inundación que se logra con la implementación de los tanques de tormenta. En el proyecto “Drenaje Urbano y Cambio Climático: hacia los sistemas de alcantarillado del futuro” realizado en la Universidad de los Andes, se desarrollaron dos programas conocidos como OptSU [1] y OptiTank

¹ Investigador, Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA), Universidad de los Andes, Colombia, Carrera 1 Este N° 19A – 40, Bogotá

² Investigador, Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA), Universidad de los Andes, Colombia, Carrera 1 Este N° 19A – 40, Bogotá

³ Profesor Titular, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de los Andes, Colombia, Carrera 1 Este N° 19A – 40, Bogotá. jsaldarr@uniandes.edu.co

[2]. Las metodologías fueron planteadas teniendo en cuenta dos configuraciones del tanque de tormenta; en la primera la entrada está regulada por el tamaño del orificio (control hidráulico), a través del programa OptSU, y en la segunda por el nivel del agua (sin control hidráulico), a través del programa OptiTank. El desempeño de estos dos programas se evaluó utilizando la red de Chicó Sur, la cual se encuentra ubicada en la ciudad de Bogotá y la red del Prado, la cual se encuentra localizada en la ciudad de Medellín, ambas en Colombia.

2. METODOLOGÍA

La metodología de esta investigación está dividida en tres grandes partes. La primera está relacionada con el modelo hidráulico de la red de estudio, la segunda con la precipitación con la que se va a simular y encontrar la inundación asociada, la tercera con la localización de los tanques de tormenta en la red.

2.1 MODELO HIDRÁULICO DE LA RED

El Modelo Hidráulico de la Red se obtiene de la empresa que se encargue de la gestión del alcantarillado pluvial de la zona de estudio. En el caso de Bogotá esta información le pertenece a la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá (EAAB), en Medellín las Empresas Públicas de Medellín (EPM) son las que administran la información. Debido a que hay zonas que se construyeron hace varios años y es difícil validar los datos en campo de toda la ciudad, hay zonas con información incompleta, por lo que hay que hacer las suposiciones que sean pertinentes.

Lo mínimo con lo que se debe contar para realizar el modelo hidráulico de la red son las coordenadas de los nudos y las tuberías, las cotas de fondo y rasantes de cada uno de los nudos, las cotas de batea, el diámetro, longitud y el material de las tuberías, además del tipo de sección de los conductos (circular o rectangular). Esta información generalmente es proporcionada en formato ESRI Shapefile (shp), el cual es el formato de archivo que utiliza ArcGIS. Lo mínimo con lo que se debe contar para realizar el modelo hidráulico de la red son las coordenadas de los nudos y las tuberías, las cotas de fondo y rasantes de cada uno de los nudos, las cotas de batea, el diámetro, longitud y el material de las tuberías, además del tipo de sección de los conductos (circular o rectangular). Esta información generalmente es proporcionada en formato ESRI Shapefile (shp), el cual es el formato de archivo que utiliza ArcGIS. A partir de esta información se deben delimitar las cuencas de drenaje; para cada una de estas se define el porcentaje de área impermeable y se calcula el ancho aproximado. Después se encuentra la pendiente promedio, en porcentaje, para cada una de las cuencas y se realiza el cálculo de la infiltración para cada una de ellas. El siguiente paso consiste en realizar el cálculo de la profundidad máxima de cada uno de los nudos al restar la cota rasante de la cota de fondo. Luego se define, para cada una de las tuberías, los nudos de entrada y salida y se establecen sus propiedades (longitud, rugosidad, sección transversal y coordenadas X y Y de los nudos). Una vez se tiene esta información, se puede generar un archivo de entrada que represente la red en el programa *Stormwater Management Model* (SWMM) creado por la Agencia de Protección Ambiental (EPA).

2.2 EVENTOS DE PRECIPITACIÓN

Después de contar con el modelo de la red se procede a seleccionar el evento de precipitación que se va a emplear para utilizar los programas. Lo anterior, con el objetivo de encontrar la inundación asociada con ese evento de lluvia. En esta investigación se usó el procedimiento descrito en el informe “Drenaje urbano y Cambio Climático: hacia los sistemas de alcantarillado del futuro” [3], con el fin de considerar los efectos de Cambio Climático.

En general, el procedimiento consiste en utilizar los Modelos Climatológicos Globales (MCGs), los cuales permiten realizar predicciones climatológicas en todo el mundo. Sin embargo, los MCGs, por ser de carácter global, no simulan con la misma precisión las condiciones climáticas en todo el mundo.

Por esto, es necesario realizar un proceso de validación en el cual se determine qué modelos representan de forma más apropiada las condiciones climáticas de la zona de estudio. “La validación se realiza tomando como referencia las curvas IDF actuales de la zona de estudio y las series de precipitación históricas que arrojan los MCGs. El ajuste de los datos de precipitación obtenidos se realizó con la Función Generalizada de Valores Extremos (conocida como GEV por sus siglas en inglés) para obtener en este periodo histórico la precipitación diaria correspondiente a 3, 5, 10, 25, 50 y 100 años de periodo de retorno, y a partir de estos resultados se construyeron las Curvas IDF de duración de 24 horas para la zona de estudio.” [3]

Con las series de los MCGs se construyen curvas IDF con una duración de 24 horas y se compararon con las curvas reales. Una vez se validan los MCGs y se seleccionan los que mejor representan las condiciones del área de estudio, se debió realizar una interpolación de los datos, debido a que los MCGs tienen una resolución de $0.25^\circ \times 0.25^\circ$ (grillas de 25 km x 25 km, aproximadamente), entonces se llevaron los datos de los MCGs a la zona de estudio; para esto se pondera por el inverso de la distancia. Una vez se obtiene una serie de precipitación diaria en la zona de estudio (interpolada también por el inverso de las distancias a las estaciones pluviométricas), estas fueron ajustadas utilizando una vez más la distribución GEV con sus parámetros calculados con el método de los L-momentos. A continuación, se obtiene la precipitación diaria correspondiente a diferentes periodos de retorno. Con esto, se obtienen las curvas IDF de 24 horas para los escenarios de Cambio Climático; finalmente, se convirtieron los datos de precipitación diaria en curvas IDF para diferentes duraciones.

El primer método fue ideado por la Universidad Nacional de Colombia en 2009 [4] y se desarrolló para ser aplicado principalmente en la Región Andina Colombiana. En este estudio se planteó la siguiente ecuación:

$$I_t^T = \left([0.88 * I_{24h} - 0.004] + \left[0.12 * \frac{I_{24h}}{0.5772} * -\ln \left[\left(-\ln \left(1 - \left(\frac{1}{T} \right) \right) \right) \right] \right] \right) * \left(\frac{t}{1440} \right)^{-0.829} \quad \text{si } t \geq 60 \quad (1)$$

$$I_{60} * (0.54t^{0.25} - 0.5) \quad \text{si } t < 60$$

En la ecuación anterior I_{24} corresponde a la intensidad promedio diaria en mm/hr, T es el periodo de retorno considerado en años, t es la duración para la cual se quiere determinar la intensidad en minutos e I_{60} corresponde a la intensidad para un evento de precipitación con una duración de una hora. Aunque en la Ecuación 1 los parámetros se adaptaron para representar las condiciones climáticas de Colombia, fue necesario plantear un método que realizara la conversión a intensidades de eventos cortos de precipitación para su aplicación específica en la zona de estudio. Para cumplir con esto se planteó la metodología del CIACUA [3].

En este estudio se utilizaron estas dos metodologías debido a la incertidumbre asociada con la aplicación de cualquier método de estimación de precipitación con duraciones cortas. Finalmente, se encontraron los hietogramas de precipitación a partir de las curvas IDF. La obtención de hietogramas de precipitación se realizó utilizando el método de la intensidad instantánea, el cual consiste en suponer que la lámina de agua es igual al valor dado por la curva IDF para un periodo de duración T_d alrededor del pico de la tormenta, suponiendo que la intensidad varía de manera continua durante el evento de precipitación.

2.3 LOCALIZACIÓN DE TANQUES DE TORMENTA

Para localizar los tanques de tormenta en la red se usaron dos herramientas, la primera se conoce como OptSU y la segunda como OptiTank. Estos dos programas fueron diseñados para correr la red de la zona de estudio internamente utilizando el programa SWMM, específicamente la versión 5.0 en español. El programa OptSU [1] fue desarrollado por expertos de la Universidad de Coímbra en Portugal y es un modelo de optimización que busca instalar tanques de almacenamiento en la red de drenaje pluvial de forma inteligente. Para esto tiene en cuenta las restricciones hidráulicas, de espacio

y normativas asociadas a cada red. El programa OptiTank [2] fue desarrollado por expertos de la Universidad Politécnica de Valencia en España y busca minimizar el número y tamaño de los tanques de tormenta que se van a instalar en la red de drenaje de aguas pluviales. Además, tiene la opción de rehabilitar ciertas tuberías de la red. Estas dos funcionalidades buscan reducir la inundación al tener en cuenta las restricciones hidráulicas, de espacio y normativas asociadas con cada red.

2.4 RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Los resultados indican que la red de Chicó Sur es muy susceptible a inundaciones, inclusive cuando se hace la simulación de la red sin considerar efectos de Cambio Climático, ya que se presentan altos volúmenes de inundación (30298 m³). Esto indica que se deben hacer cambios importantes en la red en los próximos años con el fin de disminuir el riesgo de pérdidas económicas importantes en la zona.

En cuanto a la red del Prado se puede afirmar que la inundación obtenida al realizar la simulación de la red sin considerar los efectos del Cambio Climático es pequeña (1349 m³), por lo tanto, los esfuerzos se deben centrar en adaptar la red al aumento de la intensidad de las lluvias, que según estudios del IDEAM se espera se encuentre entre el 10% y 30% para 2030 en esta zona [5].

Por otro lado, se puede afirmar que OptSU logró reducciones en el volumen de inundación hasta un 68.2% en la red de Chicó Sur y de 90.5% en la red del Prado. En cuanto a OptiTank, este programa fue capaz de reducir la inundación hasta un 95.7%, y hasta un 97.8% en la red del Prado. Aunque los resultados no son comparables, debido a que se le realizaron modificaciones a la red de Chicó Sur que se corrió en OptSU, es posible afirmar que ambos programas reducen la inundación de forma considerable.

En esta investigación se encontró que OptSU funciona muy bien en redes con altas pendientes, como la red del Prado, pero en redes planas donde la caída en las cámaras es muy pequeña o inexistente no es conveniente usarlo. Este es el caso de la red de Chicó Sur donde fue necesario realizar cambios en la red con el fin de probar esta metodología.

Es recomendable realizar más simulaciones en el programa OptSU cambiando el conjunto de parámetros del programa, con el fin de calibrar estos valores en la red de estudio. Esto es muy aconsejable si se trata de una red pequeña, donde se garantiza que el tiempo de simulación es razonable. De lo contrario, se puede realizar en una porción de la red o en una simplificación de esta para reducir el costo computacional antes de realizar la simulación con la red real. De igual forma, es útil cambiar los parámetros del pseudo algoritmo genético de OptiTank cuando se incrementa el espacio de solución, con el fin de disminuir la probabilidad de quedarse estancado en un mínimo local.

REFERENCIAS

- [1] M. Cunha, J. Zeferino, N. Simoes, y J. Saldarriaga. "Optimal location and sizing of storage units in a drainage system." *Environmental Modelling and Software*. Elsevier (DOI: 10.1016/j.envsoft.2016.05.15) 83 (2016): 155-166.
- [2] P. Iglesias, J. Martínez, J. Saldarriaga, y D. Vallejo. "Localización de tanques de tormenta para control de inundaciones mediante un algoritmo pseudo- genético." XIII Simpósio Iberoamericano de Redes de Agua, Esgoto e Drenagem. Fortaleza, Brazil, 2014.
- [3] Universidad de los Andes y PAVCO. *Drenaje Urbano y Cambio Climático FASE I-II: Hacia los sistemas de alcantarillado del futuro*. Bogotá, Colombia, 2014.
- [4] D. Pulgarín, E. Fórmulas regionales para la estimación de curvas intensidad-frecuencia-duración basadas en las propiedades de escala de la lluvia. Medellín: Universidad Nacional de Colombia, 2009.

[5] Alcaldía de Medellín. Plan Municipal de Gestión del Riesgo de Desastres en Medellín 2015 – 2030. Medellín, Colombia, 2017.

Versão Provisória 2019-07-16

Capítulo 4 |
Avaliação de desempenho e da qualidade do serviço.
Evaluación de desempeño y calidad de servicio

Versão Provisória 2019-07-16

PIGOO: PROGRAMA DE INDICADORES DE GESTIÓN D E ORGANISMOS OPERADORES EN MÉXICO

Hansen Rodríguez, M.P.¹, Rodríguez Varela, J.M., Martínez Ocampo, G.A., Casados Prior, J.A., Antúnez Leyva, E., Gómez Lugo, L.

RESUMEN

El desempeño en la calidad del servicio que ofrece un organismo operador de cualquier ciudad, se puede medir según: la eficiencia y eficacia con la que suministra el agua, recolecta y trata las aguas residuales; la satisfacción de los usuarios; el suministro de agua continuo en cantidad y calidad; el conocimiento de los elementos que forman su infraestructura; la obtención de un registro fiable de usuarios; el conocimiento de la producción y entrega de agua a los consumidores; la utilización de toda la capacidad de sus unidades de tratamiento; y la atención de las quejas de los usuarios en un tiempo razonable, asimismo, el pago oportuno del servicio; y la amortización por el propio sistema de los costos de operación, mantenimiento y administración.

El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), lleva a cabo el programa de participación voluntaria, sobre indicadores de gestión de organismos operadores (PIGOO), este programa se inicia en el año 2005 y al 2018 el número de organismos operadores se ha incrementado de 50 a 199 (IMTA, 2018), éstos dan servicio al 60% de la población en México. Así mismo, el número de indicadores de gestión calculados pasó de 12 a 29. Se cuenta con información de los organismos participantes publicados en el sitio web <http://www.pigoo.gob.mx/>, y con la opción de consulta en dispositivos móviles.

La batería de 29 indicadores de gestión permite medir el desempeño y la eficiencia de los sistemas de agua potable en los aspectos técnico operativos, comerciales y financieros. Idealmente, los indicadores de desempeño de un organismo operador deben estar ligados a un objetivo o estrategia que establezca la misma entidad. Estos son calculados a partir de datos anuales, de variables tales como el volumen de agua producido, número de empleados, ingresos y egresos totales, incidencia de fugas, reclamaciones, etcétera.

El sitio web cuenta, entre otras opciones, con la posibilidad de comparar los indicadores, consulta geográfica, filtros de consulta con aspectos demográficos, geográficos y rangos de valores de los indicadores de gestión (IMTA, 2019). El trabajo presenta los diversos temas y opciones que ofrece el programa, así como el análisis de sus resultados.

PALABRAS CLAVE

Indicadores de desempeño, organismos operadores de Agua, PIGOO, México

¹ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Coordinación de Hidráulica, Subcoordinación de Hidráulica Urbana, Paseo Cuauhnáhuac 8532, Col. Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550, México. Email: phansen@tlaloc.imta.mx

1. INTRODUCCIÓN

En los Estados Unidos Mexicanos, la Constitución Política de 1917 es la Carta Magna que rige jurídicamente al país, ésta fija límites y define relaciones entre los poderes de la federación: poder legislativo, ejecutivo y judicial, entre los tres niveles diferenciados del gobierno: el federal, estatal y municipal, y entre todos aquellos y los ciudadanos. Asimismo, fija las bases para el gobierno y para la organización de las instituciones en que el poder se asienta y establece, en tanto que pacto social supremo de la sociedad mexicana, los derechos y los deberes del pueblo mexicano.

En el Artículo 27 de La Constitución se establece, que las aguas nacionales son propiedad de la nación, en el Artículo 115 se adjudica la responsabilidad de los gobiernos municipales para prestar los servicios de agua potable, drenaje, alcantarillado, tratamiento y disposición de las aguas residuales (Cámara de Diputados, 2016).

La Ley de Aguas Nacionales reglamenta la explotación, aprovechamiento, distribución y control del agua, la cual es de observancia obligatoria en todo el país (Cámara de Diputados, 2016). Adicionalmente existen las leyes estatales de agua. Este conjunto de instrumentos jurídicos establece los lineamientos para el aprovechamiento y conservación de este recurso, así como los derechos y obligaciones que asume el organismo operador o empresa privada con la concesión de los servicios.

Según los censos económicos del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI, 2011), en México, para realizar la captación, tratamiento y suministro de agua, se identificaron 2,517 organismos operadores; de ellos 44 fueron clasificados en el sector privado y el resto en el sector público.

Por el tipo de cobertura geográfica, 1,302 organismos operadores de agua trabajaron sólo en las zonas urbanas, donde la concentración de la población y las actividades económicas generan mayor demanda de infraestructura de los servicios de agua, mientras que 1,215 organismos prestaron sus servicios tanto en área urbana como en área rural.

En México, la legislación no establece lineamientos que obliguen a los organismos operadores de agua potable, alcantarillado y saneamiento (OOAPAS) a reportar la información técnica, administrativa y financiera sobre el funcionamiento en la prestación del servicio, así como tampoco a llevar un sistema de información sobre los indicadores de gestión que les muestre el desempeño del servicio que proporcionan a los usuarios.

Resulta importante entonces conformar un sistema de indicadores que permita evaluar la evolución de este proceso de desarrollo y modernización de los organismos operadores de agua potable, alcantarillado y saneamiento, fijar estándares meta y contribuir a la transparencia de información nacional.

Además de ello es importante que los usuarios interesados en el tema cuenten con herramientas de comunicación eficaz y confiable. En este caso el IMTA desarrolló un sitio web que permite a los usuarios de manera fácil y rápida, conocer el comportamiento de los indicadores de los diferentes organismos operadores participantes en el programa.

En el presente trabajo se muestran las herramientas desarrolladas, así como algunos resultados alcanzados en el programa, información más detallada puede ser consultada en el sitio web del programa PIGOO en el periodo de estudio 2012-2018.

2. METODOLOGÍA

2.1 DESCRIÇÃO GERAL

Para definir los indicadores estratégicos a valorar en los organismos operadores, se realiza en el programa un análisis en la literatura técnica, en la cual se consideró al principio, doce de ellos; sin

embargo, por la evolución y para tener más información de los OOAPAS en la prestación del servicio, se incrementó el número de indicadores a 29, de los cuales 19 evalúan el área de operación, 5 el área financiera y 5 la eficiencia general del sistema (Tabla 1).

Tabla 1. Diferentes indicadores

INDICADORES DE OPERACIÓN	INDICADORES FINANCIEROS	INDICADORES DE EFICIENCIA
Redes e instalaciones Rehabilitación de tubería Rehabilitación de tomas domiciliarias Tomas con servicio continuo Macromedición Micromedición Pérdidas por longitud de red Pérdidas por toma Dotación Consumo Padrón de usuarios Horas con servicio de agua en las zonas de tandeo Usuarios abastecidos con pipas Reclamaciones Empleados por cada mil tomas Empleados dedicados al control de fugas Volumen tratado Cobertura de agua potable <i>reportada</i> Cobertura de alcantarillado <i>reportada</i>	Costo entre volumen producido Relación de trabajo Relación inversión PIB Relación costo – tarifa Usuarios con pago a tiempo	Eficiencia comercial Eficiencia de cobro Eficiencia física 1 Eficiencia física 2 Eficiencia global

Posteriormente, se invita a organismos operadores de ciudades del país con más de 20,000 habitantes, a participar en el proyecto. A éstos, se les envía una lista con los datos necesarios para calcular cada indicador incluido en el programa. La información obtenida se clasifica por número de habitantes y por región administrativa. El comportamiento de participación es el mostrado en la Figura 1.



Figura 1. Comportamiento de los organismos operadores e indicadores evaluados

Los análisis que se realizan son: *i*) sistema de indicadores de gestión por ciudad, *ii*) comparativa del sistema de indicadores de gestión por número de habitantes; *iii*) comparativa del sistema de indicadores de gestión por región administrativa y, por último, *iv*) comparativo general del sistema de indicadores de gestión.

Con la finalidad de mostrar la participación de los Organismos Operadores en el periodo 2005-2018, se presentan las siguientes figuras:



Figura 2. Organismos Operadores participantes en el año 2005

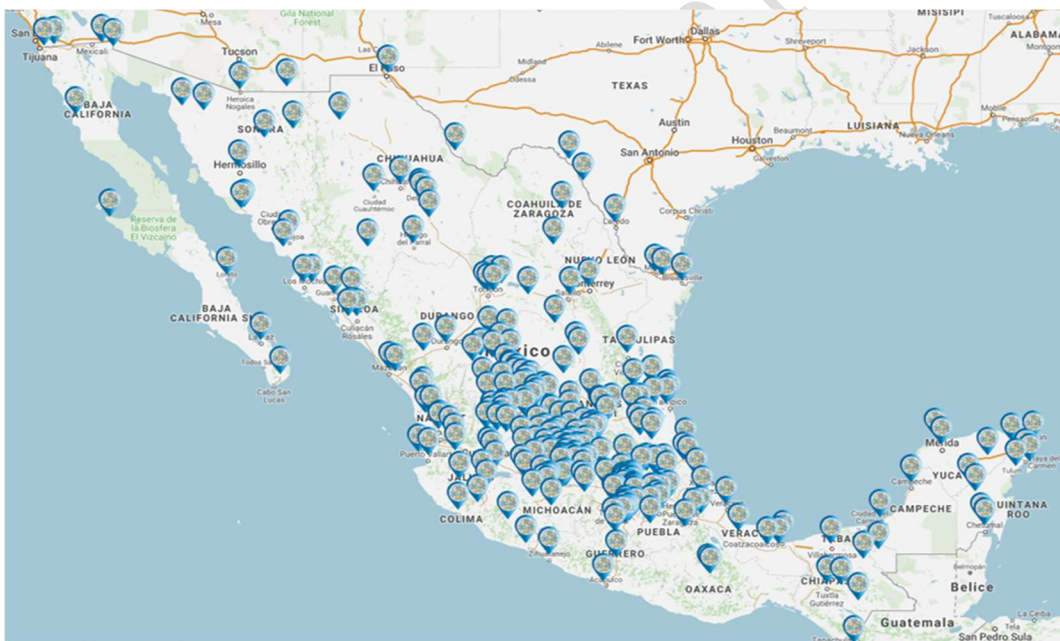































Figura 3. Organismos Operadores participantes en el año 2018

2.1 EVALUACIÓN DE RESULTADOS

El comportamiento promedio de cada indicador en el último sexenio (2012-2018), se muestra a continuación:

Tabla 2

INDICADOR		OBTENIDO EN		EVOLUCIÓN	DESEABLE
		2012	2018		
Indicadores de operación					
	Redes e instalaciones (%)	69.44	72.05	↑ 2.61	95
	Rehabilitación de tubería (%)	0.65	0.81	↑ 0.16	2
	Rehabilitación de tomas domiciliarias (%)	2.85	2.42	↓ -0.43	5
	Tomas con servicio continuo (%)	71.63	71.55	↓ -0.08	95
	Macromedición (%)	86.79	86.76	↓ -0.03	90
	Micromedición (%)	63.42	65.32	↑ 1.90	85
	Pérdidas por longitud de red (m³/km)	20,160	16,300	↓ -3,860	10,000
	Pérdidas por toma (m³/toma)	136.85	133.31	↓ -3.54	70
	Dotación (l/h/d)	254.57	258.63	↑ 4.06	350
	Consumo (l/h/d)	155.94	163.20	↑ 7.26	2.50
	Padrón de usuarios (%)	97.43	96.40	↓ -1.03	90
	Horas con servicio de agua en las zonas de tandeo	12.05	12.76	↑ 0.70	6.50
	Usuarios abastecidos con pipas (%)	18.99	23.19	↑ 4.20	11
	Reclamaciones (Por cada mil tomas)	258.43	278.77	↑ 20.34	125
	Empleados por cada mil tomas (Núm)	5.51	5.28	↓ -0.23	3.50
	Empleados dedicados al control de fugas (Trabajadores/fuga)	18.21	15.95	↓ -2.26	8
	Volumen tratado (%)	48.57	45.25	↓ -3.32	80
	Cobertura de agua potable reportada (%)	95.67	95.85	↑ 0.18	95
	Cobertura de alcantarillado reportada (%)	90.29	89.32	↓ -0.97	95
Indicadores financieros					
	Costo entre volumen producido (\$/m³)	6.31	7.99	↑ 1.68	8.50

INDICADOR		OBTENIDO EN		EVOLUCIÓN	DESEABLE
		2012	2018		
	Relación de trabajo (%)	102.55	96.64	↓ -5.90	130
	Relación inversión PIB (%)	0.38	0.23	↓ -0.16	0.45
	Relación costo – tarifa	4.70	5.68	↑ 0.98	10
	Usuarios con pago a tiempo (%)	55.45	61.22	↑ 5.77	80
Indicadores de eficiencia					
	Eficiencia comercial (%)	77.60	75.03	↓ -2.57	90
	Eficiencia de cobro (%)	75.20	79.04	↑ 3.84	90
	Eficiencia física 1 (%)	61.12	59.38	↓ -1.73	80
	Eficiencia física 2 (%)	59.85	56.66	↓ -3.19	75
	Eficiencia global (%)	48.60	45.52	↓ -3.08	60

NOTA:

Esta tabla se compone de la siguiente información, la columna “*obtenido en 2012 o 2018*” muestra en valor promedio de los participantes en alguno de esos años, “*pretendido*” es el valor que según los histogramas obtenidos en todo el periodo de estudio ya se consideran como sobresaliente en el grupo de participantes y la evolución nos dice si el indicador ha aumentado o disminuido en este periodo. Los participantes pueden variar en los distintos años.

En 2005, con el fin de difundir los resultados obtenidos se desarrolló una aplicación web con dirección <http://www.pigoo.gob.mx>, en donde se puso a disposición del público los indicadores obtenidos de la totalidad de los organismos operadores participantes. El sitio web del PIGOO se encuentra alojado en el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. En su desarrollo se integraron tecnologías de software libre.

En 2011, se actualizó nuevamente el sitio con un rediseño (Figura 4) que implementa características de usabilidad para facilitar el acceso a la información a través de una navegación más directa y sencilla. Se incorporaron gráficas y comparativas automáticas, además de posibilitar la descarga de la información en formatos comunes de CVS (Formato recomendado por la Unidad de Gobierno Digital) y PDF.



Figura 4. Sitio Web PIGOO diseño existente

Uno de los requerimientos detectados en los últimos años era la falta de accesibilidad para la consulta de datos de los organismos participantes, por ello se optó por realizar una página responsiva, es decir, que permita sea desplegada en cualquier tipo de dispositivo, tableta, celular, computadora.

Esta página, al ser consultada en un dispositivo diferente a una computadora, facilitar el uso y la obtención de los datos del programa.



Figura 5. Inicio, Módulo principal de PIGOO, Organismos participantes

Una vez que se decida en la aplicación, cómo se consultará la información ya sea por ciudad, estado, región hidrológica o promedio de indicadores, se pasa a la sección de consulta, por ejemplo, si se consultó los indicadores promedio reportados por los organismos participantes, el módulo en computadora (Figura 6) y su visión en dispositivo móvil (Figura 7). Estaría conformado por lo siguiente:

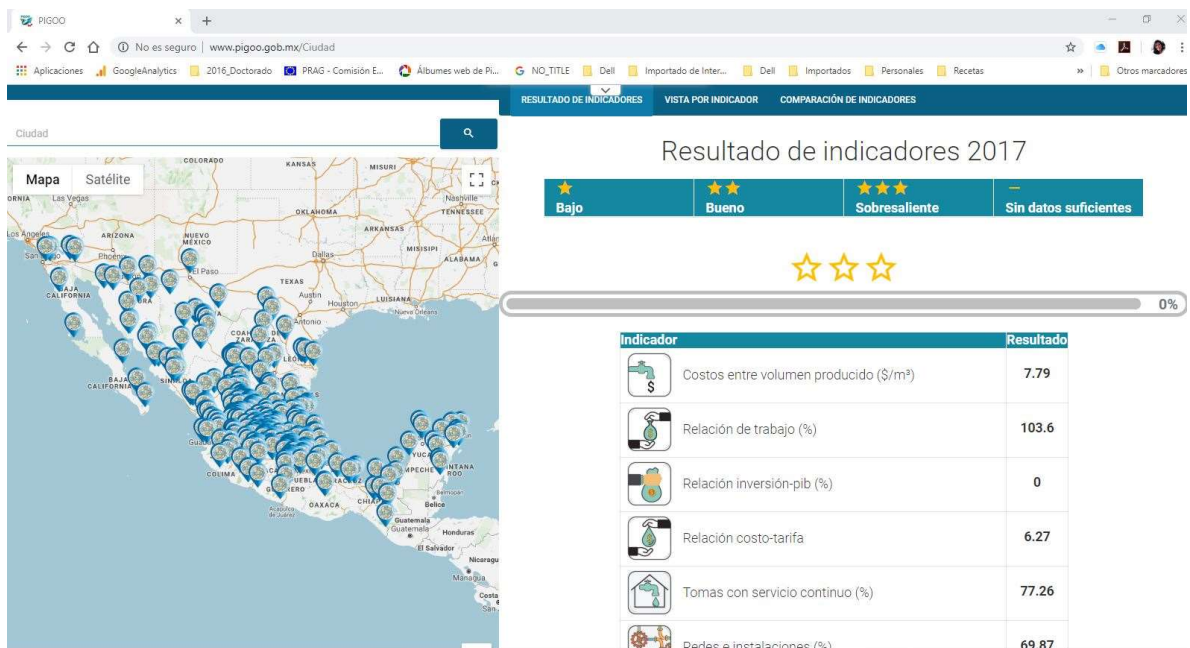


Figura 6. Indicadores promedio de los organismos participantes en la Edición 2018, página web

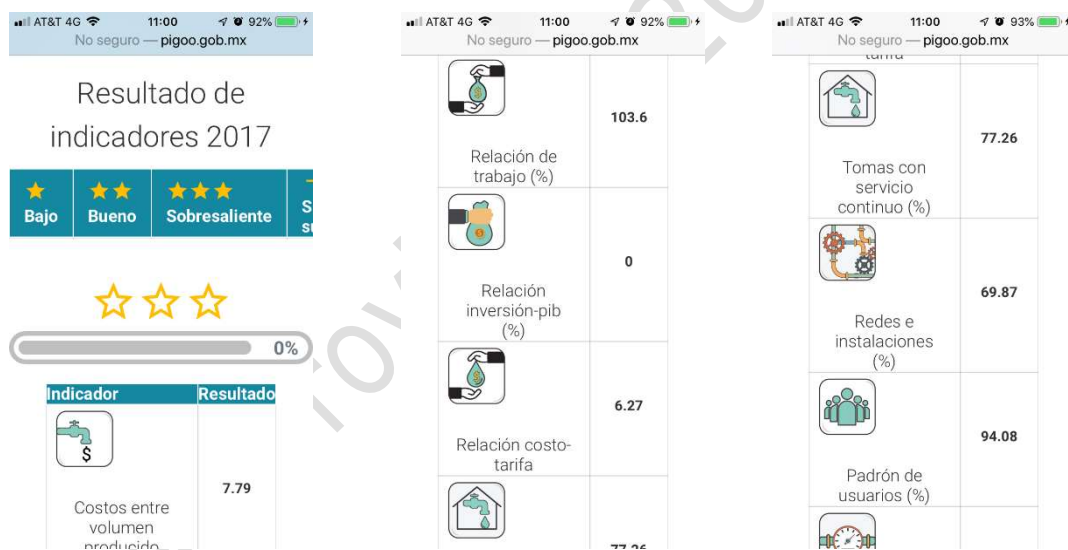


Figura 7. Indicadores promedio de los participantes en la Edición 2018, dispositivos

Elegida la ciudad, se presenta la información de los indicadores de gestión reportados en el último año. La información siempre corresponde al año próximo anterior, por lo que en el año 2018 se obtuvo información del año 2017 y así sucesivamente.

En el ordenador se vería de la forma en que se presenta en la Figura 8 y en el dispositivo móvil como se muestra en la Figura 9.

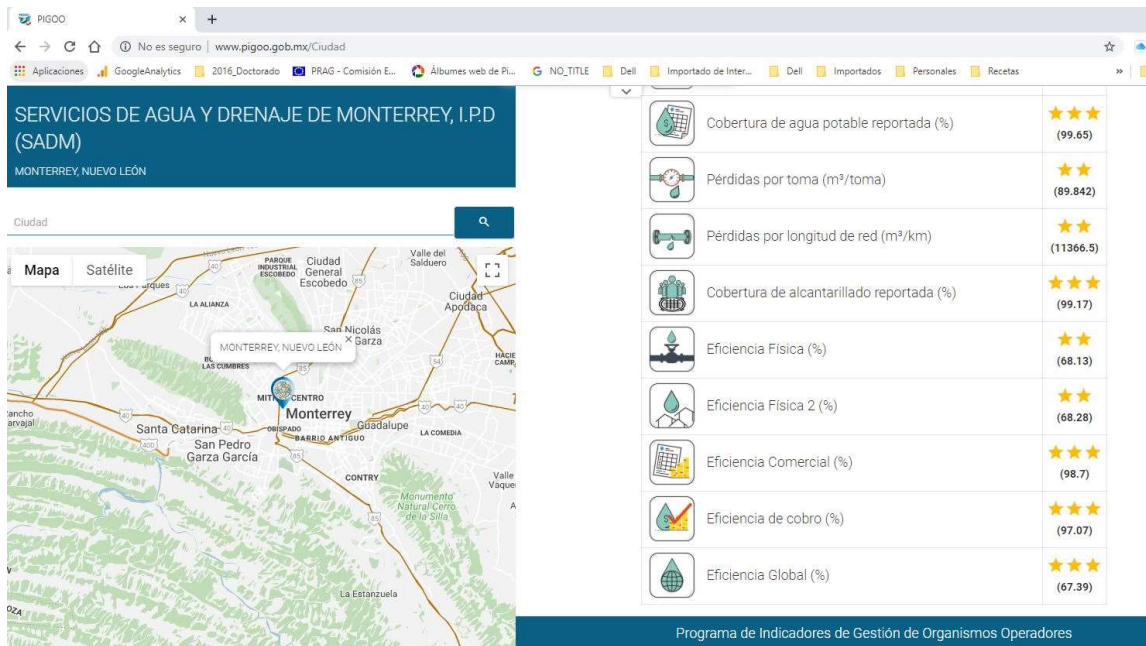


Figura 8. Indicadores de un organismo participante en la Edición 2018, página web

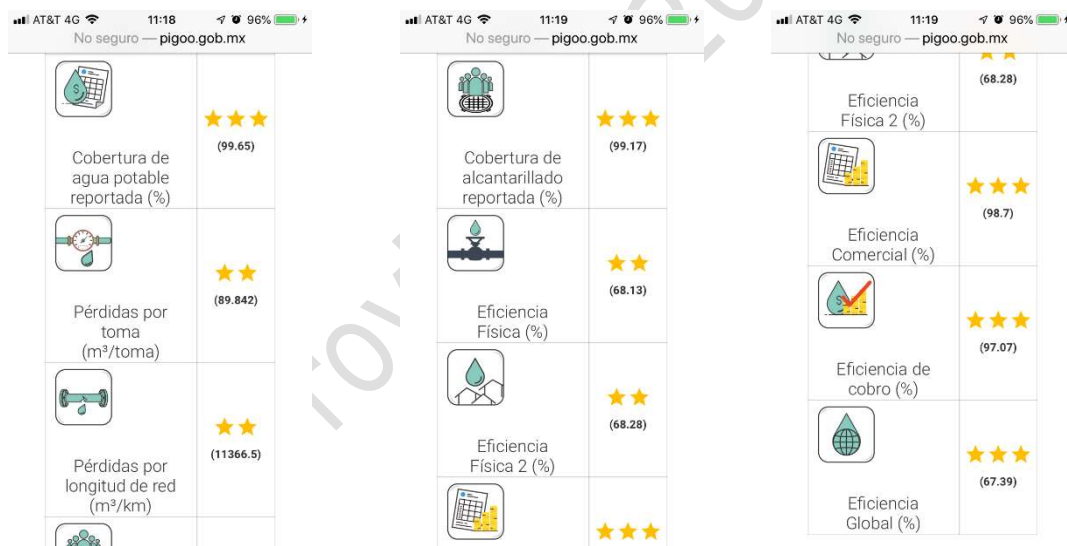


Figura 9. Indicadores promedio de un organismo participante en la Edición 2018, dispositivos

Si se elige un indicador en el módulo en que se esté consultado, mostrará su evolución en los últimos años, es decir, en el caso del indicador de pérdidas por toma del organismo Servicios de Agua y Drenaje de Monterrey, I.P.D. (SADM) se puede observar el comportamiento en el ordenador (Figura 10) con gráfica de la evolución del mismo y en los dispositivos móviles (Figura 11) solamente con los datos obtenidos cada año.

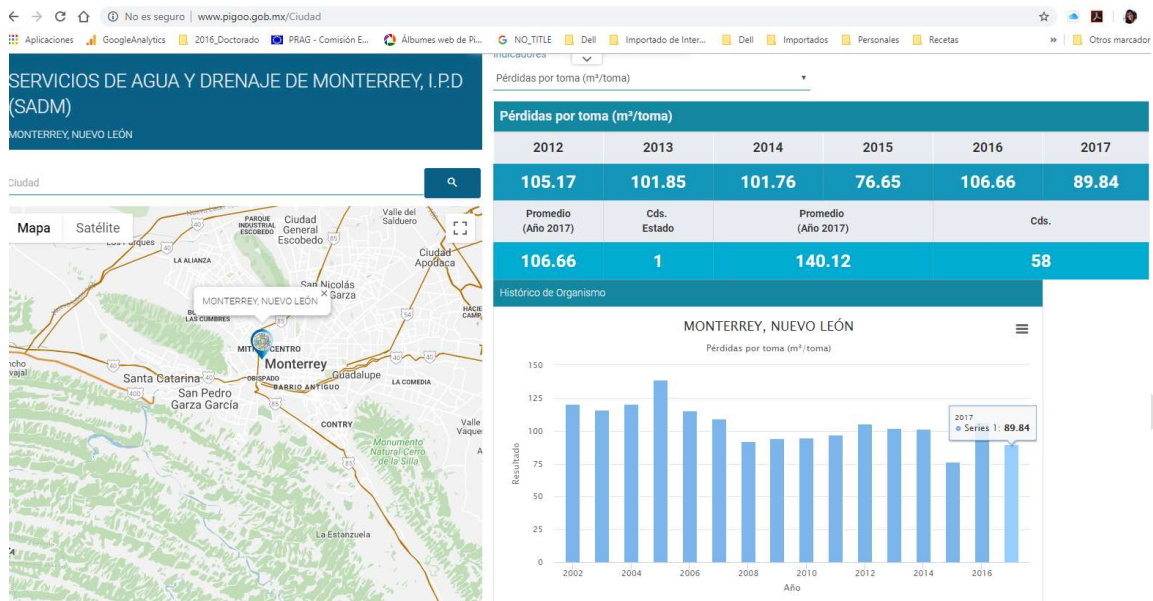


Figura 10. Comportamiento del indicador de pérdidas por toma, página web

Ahora bien, la consulta de los indicadores puede hacerse por total de participantes, organismo operador, estado y región hidrológica. La misma, como se mostró previamente puede visualizarse en un dispositivo móvil o un ordenador. Además de eso, se pueden hacer consultas geográficas y se anexan documentos relacionados al Programa.

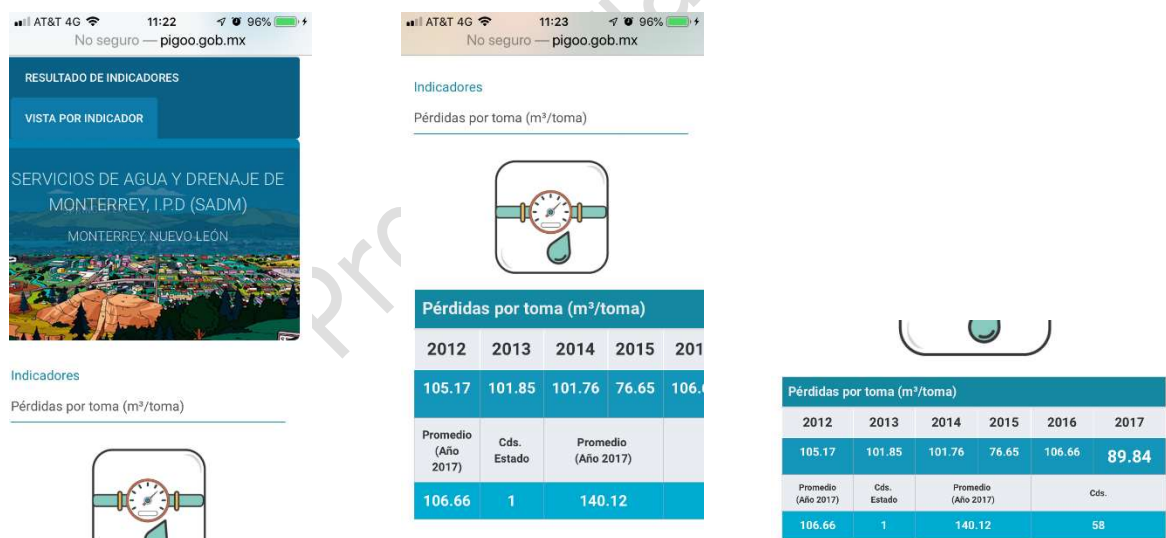


Figura 11. Comportamiento del indicador de pérdidas por toma, dispositivos

3. RESULTADOS

En este artículo se presentan los resultados de un trabajo desarrollado desde 2005 en materia de indicadores de desempeño vinculado a los organismos operadores de nuestro país. Esta labor ha sido posible gracias a la colaboración voluntaria de los organismos participantes.

Durante este periodo se ha fomentado una cultura de generación de información que permite a los organismos operadores conocer su desempeño en las áreas técnico operativas, comerciales y financieras.

A partir de un análisis de los indicadores de gestión publicados, la evolución demográfica, la disponibilidad del recurso hídrico, y presupuesto e información de contexto relevante, cada organismo operador de agua potable puede diseñar e implementar un programa de acciones de mejora en parámetros tales como como el incremento en la cobertura y calidad de los servicios, sustentabilidad económica, eliminación de fugas de agua, etc.

En este actuar, es necesario identificar las mejores prácticas asociadas a las acciones que tienen un impacto positivo en los valores de los indicadores.

Cada organismo operador debe identificar los Indicadores de desempeño que le son relevantes y en el orden de importancia de acuerdo a sus objetivos, metas y necesidades particulares.

4. CONCLUSIONES

Como resultado de los ejercicios realizados en el periodo 2005-2018, se ha obtenido un registro amplio y metódico que describe la evolución del trabajo de los Organismos Operadores participantes, tanto en la situación particular de cada uno de ellos, como en su posición respecto a sus pares.

Se cuenta con una base de información que permite hacer una evaluación general del comportamiento de los indicadores obtenidos por cada Organismo Operador participante.

Se conformó un sistema de indicadores que permite conocer la evolución del proceso de desarrollo y modernización de los organismos operadores de agua potable, alcantarillado y saneamiento, fijar metas a alcanzar y contribuir a la transparencia de información nacional.

La información de evaluación del desempeño de organismos operadores se publica periódicamente y se encuentra disponible al público en su sitio web <http://www.pigoo.gob.mx/> del que se puede consultar y descargar en formatos CSV (valores separados por coma) legibles en Microsoft Excel formato recomendado por la Unidad de Gobierno digital, así como en PDF la totalidad de los datos.

Para definir los indicadores estratégicos a valorar en los organismos operadores, se realizó un análisis en la literatura técnica, definiéndose al principio doce de ellos y durante el desarrollo del proyecto se ha llegado a veintinueve, de los cuales 19 evalúan el área de operación, 5 el área financiera y 5 la eficiencia general del sistema.

A partir de un análisis de los indicadores de gestión publicados, la evolución demográfica, la disponibilidad del recurso hídrico, y presupuesto e información de contexto relevante, cada organismo operador de agua potable puede diseñar e implementar un programa de acciones de mejora en parámetros tales como como el incremento en la cobertura y calidad de los servicios, sustentabilidad económica, eliminación de fugas de agua, etc. En este actuar, es necesario identificar las mejores prácticas asociadas a las acciones que tienen un impacto positivo en los valores de los indicadores. Cada organismo operador debe identificar los Indicadores de desempeño que le son relevantes y en el orden de importancia de acuerdo a sus objetivos, metas y necesidades particulares.

En el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua se cuenta con una propuesta de sistema regulatorio cuya principal aportación en México radica en la posibilidad de alcanzar gradualmente, metas de eficiencias física y comercial en los sistemas de agua potable y saneamiento que sean medibles y tangibles, independientemente de quién sea el operador: gobierno municipal directamente, organismo descentralizado del municipio, concesionario asociado al municipio, sistema intermunicipal u otra organización autorizada, con la finalidad de crear y establecer las condiciones de sostenibilidad de los organismos operadores y garantizar la calidad del servicio público.

AGRADECIMIENTOS

El presente estudio no se habría podido realizar sin el apoyo recibido por los representantes de los 199 organismos operadores participantes. Por lo cual les reiteramos nuestro agradecimiento y esperamos seguir trabajando para enriquecer aún más los resultados aquí mencionados.

REFERENCIAS

- [1] Cámara de Diputados. (27 de Enero de 2016). Cámara de Diputados. Recuperado el Mayo de 2019, de Honorable Congreso de la Unión: <http://www.diputados.gob.mx/LeyesBiblio/htm/1.htm>
- [2] Cámara de Diputados. (24 de Marzo de 2016). Cámara de Diputados. Recuperado el Mayo de 2019, de Honorable Congreso de la Unión: http://www.diputados.gob.mx/LeyesBiblio/pdf/16_240316.pdf
- [3] IMTA. (2018). Programa de Indicadores de Gestión de Organismos Operadores. Final, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México. Recuperado el Mayo de 2019, de http://www.pigoo.gob.mx/Informes/Indicadores2018_2CC2.pdf
- [4] IMTA. (Mayo de 2019). Programa de Indicadores de Gestión de Organismos Operadores. Obtenido de <http://www.pigoo.gob.mx>
- [5] INEGI. (2011). Panorama censal de los organismos operadores de agua en México. Censos Económicos 2009. México: Instituto Nacional de Estadística y Geografía. Obtenido de Instituto Nacional de Estadística y Geografía: http://www.inegi.org.mx/est/contenidos/espanol/proyectos/censos/ce2009/pdf/Mono_Orgs_operadores_agua.pdf

REDE DE PARTILHA DE ENTIDADES GESTORAS DE SISTEMAS URBANOS DE ÁGUA (ICITAGE.NET)

Rita Brito¹, Dália Loureiro², M. Adriana Cardoso³, Liliana Santos⁴, M.Céu Almeida⁵

RESUMO

A gestão dos serviços urbanos de águas constitui uma preocupação central das entidades gestoras (EG), seja pela crescente pressão regulatória, por constituir uma prioridade para a ERSAR, seja pela necessidade de aumentar a eficiência e a sustentabilidade do serviço e ambiental. A crise económica, que afetou recentemente a atividade do setor, sublinhou esta necessidade de racionalização do uso de recursos e de justificação de investimentos. Entre as diversas áreas de atuação têm especial destaque a gestão patrimonial de infraestruturas (GPI), a gestão de perdas em sistemas de abastecimento de água e a redução de caudais afluentes indevidamente a sistemas de drenagem.

Em Portugal, a GPI tornou-se particularmente relevante com a entrada em vigor do Decreto-Lei n.º194/2009 que requer que as EG que servem mais do que 30 mil habitantes promovam e mantenham um sistema de GPI. Por outro lado, as exigências em termos de sustentabilidade e qualidade do serviço são cada vez maiores, e essa tendência manter-se-á. Estas exigências têm motivado as EG nacionais a implementar as melhores práticas no que respeita à GPI, ao controlo de perdas e de melhoria da eficiência energética dos seus sistemas de abastecimento de água e ao controlo das aflúências indevidas nos seus sistemas de águas residuais, verificando-se recentemente um interesse crescente por estas matérias.

O Laboratório Nacional de Engenharia Civil, I.P. (LNEC) tem promovido nas últimas duas décadas diversos projetos com o objetivo principal de capacitação das EG com os conhecimentos e as ferramentas necessárias para a tomada de decisão eficiente e bem fundamentada. O formato de projeto colaborativo com um conjunto de EG tem sido a forma selecionada pelo LNEC para a promoção, aplicação e transferência das metodologias desenvolvidas no decurso da sua atividade de investigação. Este formato tem permitido uma eficácia acrescida na internalização de conhecimento e competências pelas EG, com a vantagem de também incorporar o contributo das EG nos desenvolvimentos realizados.

O formato de projeto colaborativo é particularmente eficaz para áreas de conhecimento que exigem uma forte mudança de mentalidade, quer na adoção de novas tecnologias, quer de processos ou práticas de gestão. A validação e reconhecimento mútuos por um grupo de colegas constitui uma zona de conforto para quem se confronta com uma nova ideia [1]. Verificou-se, nas diversas iniciativas colaborativas promovidas (iGPI www.iniciativagpi.org, iPerdas <http://iperdas.org/>, iAFLUI <http://iaflui.lnec.pt/> e iEQTA <http://ieqta.lnec.pt/>), que um dos fatores diferenciadores em relação a outros projetos de capacitação tem sido a possibilidade de partilha entre EG e com instituições de investigação e de desenvolvimento (I&D).

¹ LNEC / NES, Av. do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa, Portugal. rsbrito@lnec.pt

² LNEC / NES, Av. do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa, Portugal

³ LNEC / NES, Av. do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa, Portugal

⁴ LNEC / NES, Av. do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa, CERIS; CERIS, IST, Av. Rovisco Pais, 1049-001, Lisboa, Portugal

⁵ LNEC / NES, Av. do Brasil, 101, 1700-066 Lisboa, Portugal

Mesmo após terem iniciado o seu percurso na gestão patrimonial de infraestruturas, no controlo de perdas ou de aflúências indevidas, as EG são frequentemente confrontadas com desafios à internalização e consolidação das metodologias ou até à integração dos vários planos setoriais desenvolvidos em cada temática.

Por forma a dar resposta a esta necessidade o LNEC promove, no âmbito da Iniciativa Água e Energia na Cidade (iCITAGE <http://icitage.lnec.pt/>), a Rede de Partilha de boas práticas (iCITAGE.net). A iCITAGE.net, que se iniciou em janeiro de 2018, destina-se a apoiar as EG na definição de ações para ultrapassar barreiras na implementação, monitorização e revisão de diversos planos de gestão da EG - GPI, gestão de perdas de água e gestão de aflúencia indevidas - e na interligação entre os vários planos. A iCITAGE.net envolve 11 EG de dimensão e complexidade variadas, já capacitadas no âmbito de anteriores edições de iniciativas do LNEC (ou afins), com equipas formadas e com planos desenvolvidos.

O formato da iCITAGE.net é relativamente distinto do de projeto colaborativo, focando-se quase exclusivamente na partilha de experiências. É frequente alguma dissonância na transferência do conhecimento explícito de uma comunidade de especialistas (conhecimento formal, sistemático) para uma comunidade técnica, que normalmente lida com conhecimento tácito (adquirido através da prática e da experiência) [2]. É importante estar ciente desta potencial dificuldade e a iCITAGE.net procura formas de superá-la. As EG que estão já numa fase de aperfeiçoamento e monitorização dos seus planos demonstram uma maturidade e os seus técnicos possuem um nível de capacitação que lhes permite tirar proveito deste formato de interação que combina exposição, receção e partilha, entre EG que dominam uma metodologia comum e passaram por experiências de capacitação semelhantes, com o suporte da organização de I&D que promove, consolida e aperfeiçoa as metodologias em causa.

Sendo a iCITAGE.net dedicada a EG com competências já adquiridas, são discutidos temas de seu interesse e por si propostos e constituídos grupos de trabalho específicos. Em paralelo, cada EG estabelece um percurso e metas para a sua participação, de entre os temas em debate, sendo organizados momentos de encontro para partilha do trabalho desenvolvido, dos desafios e dúvidas encontrados. Neste compromisso, o trabalho é desenvolvido utilizando as ferramentas e as metodologias já disponíveis, sendo promovida a continuidade dos projetos colaborativos em que participaram e o apoio em rede.

No artigo serão apresentados os princípios de funcionamento da rede de partilha e os principais desenvolvimentos neste primeiro ano da iCITAGE.net, sendo dado destaque aos impacto e resultados do projeto.

REFERÊNCIAS

- [1] H. Alegre, S. Coelho, J. Feliciano e R. Matos, “Boosting innovation in the water sector – the role and lessons learned from collaborative projects.” *Water Science & Technology*, 72.9. 2015, pp 1515-1523.
- [2] Feliciano, J., Almeida, R., Alegre, H. & Covas, D. “Asset Management in small and medium utilities – AGS experience. *Water Asset Management International* 9.2. pp 15–18.

CONTROLO DE AFLUÊNCIAS INDEVIDAS NA ÁGUAS DE BARCELOS

Célia Sousa¹, Daniela Cruz², Miguel Santos³

INTRODUÇÃO

O diagnóstico estratégico efetuado pelas Águas de Barcelos (AdB) na Gestão Patrimonial de Infraestruturas resultou na necessidade de implementação de um plano de controlo de aflúências indevidas (PCAI) nesta entidade gestora. A problemática dos caudais indevidos afluentes à rede de drenagem de águas residuais tem implicações a vários níveis. Salientam-se o ambiental, devido ao risco de descargas de efluentes não tratados no meio ambiente devido ao excesso de caudal, e o económico, devido ao aumento dos encargos com o tratamento, transporte, desgaste precoce das infraestruturas e afetação das equipas de exploração aos sistemas. No presente documento, será descrita a metodologia utilizada pela AdB na gestão de aflúências indevidas.

METODOLOGIA

Desde 2010, que na AdB se começaram a desenvolver trabalhos de gestão de aflúências indevidas, nomeadamente, levantamento cadastral e transposição para o SIG, georreferenciação de clientes de água e saneamento e também desenho de bacias de drenagem. Posteriormente, para permitir diagnosticar os principais problemas da rede, iniciou-se o planeamento da monitorização de caudais e precipitação, que veio permitir a identificação do tipo de aflúências indevidas, a magnitude da sua ocorrência e a deteção das bacias com maiores impactes. Nesta perspetiva, em 2013 foi instalado um udómetro nas instalações da AdB e, na elaboração do plano estratégico e tático de GPI, foi definida a divisão de todo o sistema de drenagem da ETAR de Barcelos em 4 bacias principais para monitorização do caudal. Implementou-se ainda um sistema de telemedição dedicado ao saneamento, garantindo a comunicação de dados de caudal e pluviosidade, assim como dados de estações elevatórias de águas residuais, para a sede. Na sequência destas ações e com a participação na Iniciativa Nacional para o Controlo de Aflúências Indevidas promovida pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil, em julho de 2018 foi possível concluir a elaboração do Plano de Controlo de Aflúências Indevidas 2018-2023. No plano estratégico de GPI e neste plano foram definidas metas estratégicas apresentadas no Quadro 1.

Para atingir as metas estratégicas, definiram-se objetivos, critérios e metas de nível tático. Das táticas operacionais e de manutenção fazem parte a medição sistemática de caudal e reparação de infiltrações detetadas, definição de áreas prioritárias, execução sistemática de testes de fumo e inspeção de infraestruturas em bacias prioritárias. Já das táticas ao nível infraestrutural constam a eliminação de coletores unitários e a reabilitação faseada de infraestruturas. O nível tático não estrutural passará pela execução de ações de sensibilização para resolução de ligações pluviais ao saneamento e garantir que novas ligações não têm água pluvial ligada. No sentido de se direcionarem os esforços de redução de caudais indevidos de forma mais eficiente, compararam-se as diferentes bacias e identificou-se a mais problemática e de intervenção prioritária. Tal comparação baseou-se em métricas de avaliação definidas no PCAI que permitem quantificar e qualificar as aflúências indevidas nas diferentes bacias. Sendo elas o controlo das descargas de emergência (%); a proporção do volume do escoamento em

¹ Departamento Técnico, Águas de Barcelos, 4750-331 Barcelos. csousa@aguasdebarcelos.pt

² Departamento Técnico, Águas de Barcelos, 4750-331 Barcelos

³ Departamento Técnico, Águas de Barcelos, 4750-331 Barcelos

tempo de chuva relativamente ao de tempo seco; a água residual não faturada média dos últimos 4 anos (%); o caudal mínimo diário de tempo seco por unidade de comprimento do coletor (m³/dia/km); a proporção do caudal mínimo diário de tempo seco no caudal médio de tempo seco (%); e o índice de valor da infraestrutura. Com base nos resultados das métricas direcionaram-se estrategicamente as medidas táticas operacionais, nomeadamente a execução de testes de fumo e como a medição portátil de caudais e inspeções (visuais, vídeo e ensaios de estanqueidade).

Quadro 1. Metas estratégicas do plano de controlo de afluências indevidas

Objetivos	Critérios de avaliação	Métricas	Metas			
			2019	2020	2023	2028*
Objetivo 2 – Proteção do Meio Ambiente	Critério 2.2 Prevenção e Controlo da poluição	AR13 Controlo de descargas de emergência (%)	66% 	83% 	92% 	92%
Objetivo 3 – Sustentabilidade da Entidade Gestora	Critério 3.1 Sustentabilidade económico-financeira	Água residual não faturada (média dos últimos 4 anos) (%)	30% 	28% 	20% 	20%
	Critério 3.2 Sustentabilidade infraestrutural	AR09 Ocorrência de colapsos estruturais em coletores (n.º/(100km.ano))	0.04 	0.04 	0.04 	0.04
		AR07 Adequação da capacidade de tratamento (%)	70% 	70% 	80% 	90%

*O atual Plano Estratégico de GPI tem um horizonte de projeto até 2023

RESULTADOS E CONCLUSÕES

Com esta metodologia conseguiu-se detectar e reparar infiltrações muito expressivas e a anulou-se um grande número de ligações prediais pluviais. De salientar também a deteção de um ilícito industrial que debitava mensalmente para rede cerca de 10 000m³.

Constatou-se que uma percentagem significativa do caudal de infiltração entra no sistema pelos interceptores, muito devido à localização destas infraestruturas, a grande parte em campos agrícolas, com a maioria das caixas de visita enterradas e acompanhando a pendente natural dos terrenos junto aos ribeiros. Estas características de implantação, não só propiciam a existência de infiltrações, como dificultam as inspeções, pois são zonas de níveis freáticos muito elevados e onde há grandes dificuldades no acesso com o camião de desobstrução para proceder à limpeza dos coletores e a impossibilidade de uma limpeza eficiente condiciona por sua vez a realização de inspeções vídeo e testes de estanqueidade. Observou-se também ser necessário e fundamental estudar outras soluções de reparação de caixas de visita, especialmente para as localizadas em terrenos com níveis freáticos elevados, de forma garantir a robustez necessária para manter a estanqueidade a médio/longo prazo. O percurso percorrido serviu também para perceber que, na obtenção de dados, é fundamental ter-se um criterioso cuidado na escolha do local e tecnologia de medição, assim como, garantir o cumprimento os procedimentos de manutenção dos equipamentos, para assegurar a qualidade dos mesmos.

IMPACTO DE AFLUÊNCIAS INDEVIDAS NO CONSUMO ENERGÉTICO EM INSTALAÇÕES ELEVATÓRIAS EM SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA

Catarina Jorge¹, Maria do Céu Almeida², Dídía Covas³

RESUMO

As afluências indevidas são identificadas como um dos principais problemas dos sistemas de águas residuais e pluviais, contribuindo para um desempenho insatisfatório dos mesmos, apesar dos elevados investimentos que têm vindo a ser efetuados [1]. A presença de afluências indevidas num sistema de águas residuais ou pluviais é um indicativo de problemas de desempenho que podem ter diversos impactos nos sistemas como a ocorrência de inundações, diminuição da eficiência hidráulica e energética, menor eficiência de tratamento na ETAR, entre outros. As afluências indevidas podem também contribuir para o aumento de gastos totais, por resultarem em aumento de custos de operação e de manutenção, em particular custos relativos ao bombeamento e ao tratamento, assim como a outros custos associados à ocorrência de descargas ou inundações [2].

A atuação no controlo de afluências indevidas perspetiva oportunidades de melhoria do desempenho em várias dimensões incluindo a componente de eficiência energética. Neste artigo desenvolve-se esta temática numa perspetiva de avaliação do desempenho de instalações elevatórias (IE), perante um cenário de ligações indevidas à rede existente.

A metodologia proposta tem por objetivo a avaliação global, numa bacia a montante de uma IE, da energia total equivalente (teórica) que seria necessária para elevar o caudal gerado na área servida pela instalação incluindo o não elevado por efeito de inundações ou descargas para os meios recetores. Esta nova variável permite a avaliação global do efeito de afluências indevidas e, conseqüentemente, uma melhor aproximação aos benefícios associados à sua redução. Procede-se à aplicação desta metodologia a um caso de estudo – a bacia urbana da Venteira (Amadora) – sendo as variáveis necessárias obtidas com recurso à modelação matemática para simular o comportamento do sistema separativo de águas residuais para cenários característicos, com e sem ligações indevidas à rede. Trata-se de um caso de estudo real em que o modelo de simulação foi construído e calibrado com recurso a medições de caudal [3]. A modelação é efetuada com o software Storm Water Management Model (SWMM 5.1).

Os resultados do estudo apresentados neste artigo permitem concluir da necessidade de ser feita uma avaliação integrada, propondo-se o conceito de energia total equivalente para proceder à avaliação dos consumos com energia em sistemas de drenagem, em geral, e para avaliar o impacto global das afluências indevidas em particular.

A finalidade é aferir uma abordagem para tratar esta temática de modo mais geral com base no caso de estudo referido, de forma a contribuir para a sensibilização para a adoção de metodologias operacionais e de monitorização que permitam fazer uma gestão mais racional da energia. Este

¹ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. do Brasil 101, 1700-066 Lisboa, Portugal. cnjorge@lnec.pt

² Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. do Brasil 101, 1700-066 Lisboa, Portugal

³ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Av. Rovisco Pais 1, 1049-001

procedimento é replicável a qualquer sistema, com recurso à modelação matemática para apoio à avaliação de desempenho dos sistemas de drenagem urbana.

REFERÊNCIAS

- [1] M.C. Almeida, R.S. Brito, M.A. Cardoso, P. Beceiro, e C. Jorge, “Approach to assess and control inflows into sewers”, IWA PI, Viena, Austria, 2017.
- [2] RASARP, Relatório Anual dos Serviços de águas e resíduos em Portugal, ERSAR, ISBN 978-989-8360-28-1. <http://www.ersar.pt>. (acedido a 12 de novembro de 2018), 2014.
- [3] M.A. Cardoso, M.C. Almeida, e M. Santos Silva, “Sewer asset management planning – implementation of a structured approach in wastewater utilities”, Urban Water Journal, 13 (1), 2016, pp 15-27.

Versão Provisória 2019-07-16

APLICAÇÃO DE METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO A SISTEMAS DE ÁGUAS PLUVIAIS

Liliana Santos¹, Maria Adriana Cardoso², Ana Galvão³

RESUMO

Os sistemas de águas pluviais têm vindo a assumir uma particular relevância na infraestrutura urbana, ao longo das últimas décadas. A crescente urbanização a nível mundial, o efeito das alterações climáticas nos padrões de precipitação e na subida do nível do mar, assim como a necessidade de assegurar segurança de pessoas e bens e a sustentabilidade ambiental, económica e social, constituem grandes desafios para a gestão destes sistemas [1].

Como resposta aos diversos desafios, têm-se assistido a importantes mudanças no setor de drenagem de águas pluviais, embora a diferentes ritmos em diversos países, destacando-se a introdução de soluções de controlo na origem ou baseadas na natureza como complemento ou substituição dos sistemas de coletores convencionais.

Dada a diversidade de sistemas de águas pluviais e a sua inerente complexidade, reconheceu-se a importância de desenvolver uma metodologia de avaliação de desempenho, como uma ferramenta de apoio à gestão destes sistemas por parte das entidades gestoras. A avaliação de desempenho é uma abordagem que permite avaliar a eficiência e/ou eficácia de um processo ou atividade com recurso a métricas de desempenho, como indicadores de desempenho [2]. A avaliação de desempenho tem sido prática corrente em outros sistemas urbanos de águas, ao passo que a sua aplicação é ainda muito incipiente no caso dos sistemas de águas pluviais [3]. Alguns dos benefícios da aplicação da avaliação de desempenho aos sistemas de águas pluviais são o contributo para o melhor conhecimento dos sistemas, do seu funcionamento e das suas vulnerabilidades, o apoio ao planeamento, à gestão e à tomada de decisão na definição de prioridades de intervenção.

A metodologia de avaliação de desempenho apresentada neste trabalho é orientada por objetivos, estabelecidos para os sistemas com base na sua função. Assenta, assim, na definição destes objetivos, dos critérios que os descrevem e de indicadores de desempenho que os quantificam, abrangendo diferentes tipologias de sistemas de águas pluviais (convencionais e soluções de controlo na origem ou baseadas na natureza), escalas de aplicação (local associada aos componentes e global associada à bacia) e dimensões de desempenho: hidráulico, hidrológico, ambiental, infraestrutural, económico, ecológico e social. A metodologia pretende ser abrangente, objetiva, padronizada e flexível na sua adaptação.

O presente trabalho apresenta a aplicação da metodologia de avaliação de desempenho desenvolvida para um caso de estudo na bacia de drenagem da Quinta do Borel, no concelho da Amadora. A área de estudo é servida por um sistema de coletores separativos pluviais e a construção do sistema de avaliação consistiu na seleção de objetivos, critérios e indicadores de desempenho alinhados com as preocupações de gestão deste Sistema (proteção da saúde e segurança pública, proteção do ambiente construído, proteção das águas superficiais, sustentabilidade infraestrutural e económica), de acordo com as características da área de estudo. O desempenho do sistema foi avaliado considerando dados

¹ LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. do Brasil 101, 1700-066 Lisboa, Portugal. liliana.santos@tecnico.ulisboa.pt

² LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. do Brasil 101, 1700-066 Lisboa, Portugal

³ CERIS, Instituto Superior Técnico, Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisboa, Portugal

de inspeção, monitorização e modelação matemática obtidos em estudos anteriores, assim como de cenários climáticos e diferentes soluções de intervenção. As principais falhas de desempenho identificadas relacionaram-se com a ocorrência de inundações, a existência de ligações indevidas de efluente doméstico ao SAP, a falta de capacidade hidráulica dos coletores em parte da rede pluvial e coletores sem capacidade de autolimpeza. Foram feitas recomendações de melhoria de desempenho e de obtenção de informação no caso de ID sem dados disponíveis e avaliou-se o potencial da metodologia proposta.

PALAVRAS-CHAVE

Avaliação de desempenho, sistemas de águas pluviais, metodologia

REFERÊNCIAS

- [1] Charlesworth, S. M. (2010) A review of the adaptation and mitigation of global climate change using sustainable drainage in cities. *Journal of Water and Climate Change*, 1(3), 165–180. doi:10.2166/wcc.2010.035
- [2] Alegre, H., Baptista, J. M., Cabrera, E., Cubillo, F., Duarte, P., Hirner, W., Merkel, W., Parena, R. (2016) Performance indicators for water supply services - Manual of best practices (3ª edição). London, UK: IWA Publishing.
- [3] Santos, L., Galvão, A., Cardoso, M. A. (2019) Performance indicators for urban storm water systems: a review. *Water Policy*, Volume 21 (1): 221–244. doi: 10.2166/wp.2018.042

DISPONIBILIDAD DEL RECURSO HÍDRICO PARA AGUA POTABLE Y DEMÁS USOS

Petronilo Cortez¹, Velitchko Tzatchkov², Juan Fco. Gómez³, Óscar Llaguno⁴, Manuel Rodríguez⁵

INTRODUCCIÓN

Garantizar la disponibilidad de agua y su gestión sostenible y el saneamiento para todos es el objetivo (6) de los 17 Objetivos Globales para el Desarrollo Sostenible, establecidos por la ONU [1]. Su cumplimiento requiere de políticas públicas apropiadas y de indicadores estratégicos que permitan evaluar y direccionar anualmente su aplicación [2]. La disponibilidad y sostenibilidad del recurso hídrico en una región se puede medir mediante un índice integrado por indicadores de escasez, de sequía, y de agotamiento de acuíferos. Asimismo, la accesibilidad a los servicios mejorados de agua y saneamiento mediante otro índice, integrado por los indicadores de cobertura correspondientes [3].

METODOLOGÍA

ÍNDICES DE DISPONIBILIDAD Y DE ACCESIBILIDAD

Gain et al (2016) propusieron el Índice Global de Seguridad Hídrica (IGSH) que mide la seguridad hídrica en regiones y países a escala mundial con base en el objetivo 6 mencionado. Integra criterios físicos y socioeconómicos de: 1) disponibilidad del recurso, y 2) accesibilidad a los servicios de agua y saneamiento; asimismo de 3) seguridad ante inundaciones y calidad de aguas superficiales y subterráneas, y 4) gestión del recurso. Sus resultados incluyen mapas en los que se puede identificar el desempeño, en cada uno de los cuatro criterios anteriores y del IGSH [3].

ADAPTACIÓN A MUNICIPIOS

Se realizó un ejercicio de adaptación de los índices de disponibilidad y accesibilidad, en Estados y Municipios de México como propuesta para medir el grado de cumplimiento de objetivos de políticas públicas y programas presupuestarios, en la conservación y gestión del recurso hídrico, y en los servicios de agua y saneamiento a la población. Se utilizaron datos anuales oficiales, mayormente del año 2015, procesados de forma particular, incluyendo su normalización y agregación. Algunos de ellos se tienen publicados sólo a nivel estatal, por lo que se disgregaron para su aplicación municipal [4] [5] [6].

RESULTADOS Y CONCLUSIONES

En la Figura 1 se muestra a la izquierda el mapa del índice de disponibilidad estatal, con escala de colores que pasan gradualmente de rojo a amarillo, de amarillo a verde, y de verde a azul, que representan valores entre 0 y 1 que indican “baja a alta” condición de disponibilidad. Estados como Guanajuato, Aguascalientes, Baja California, Sinaloa, Sonora, y Cd. de México, presentan valores

¹ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua/Jiutepec, Morelos, México. pcortes@tlaloc.imta.mx

² Instituto Mexicano de Tecnología del Agua/Jiutepec, Morelos, México. velitchk@tlaloc.imta.mx

³ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua/Jiutepec, Morelos, México. juanfco@tlaloc.imta.mx

⁴ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua/Jiutepec, Morelos, México. oscar_llaguno@tlaloc.imta.mx

⁵ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua/Jiutepec, Morelos, México. manuel_rodriguez@tlaloc.imta.mx

críticos por debajo de 0.5, que en el corto plazo comprometen las actuales fuentes de abastecimiento de agua potable. Oaxaca y Chiapas presentan la mayor disponibilidad. A la derecha se muestra el mapa del índice de accesibilidad al agua potable y saneamiento, observándose en general buena cobertura, aunque en los estados de mayor disponibilidad la cobertura es menor. Los resultados son preliminares.

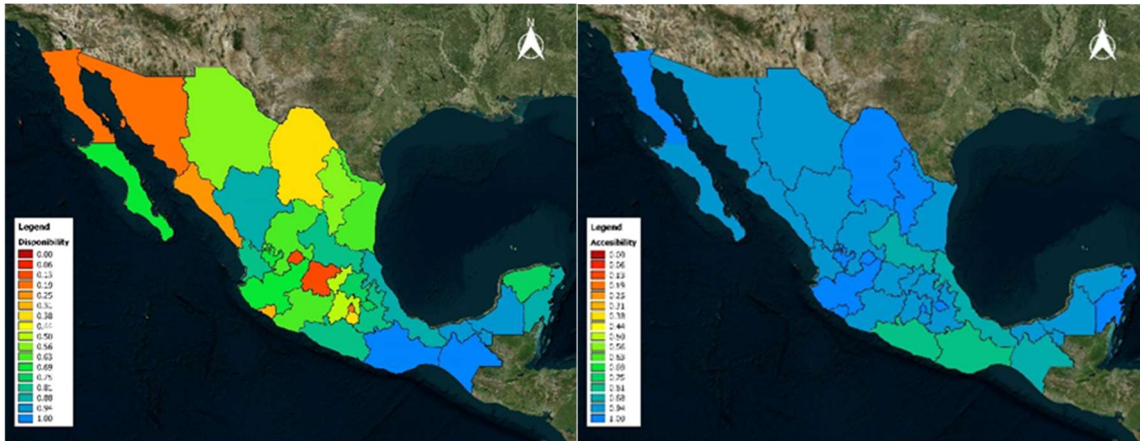


Figura 1. Índices Estatales de Disponibilidad y de Accesibilidad.

REFERENCIAS

- [1] ONU, “Objetivos del Desarrollo Sostenible,” Obtenido de <http://www.un.org/sustainabledevelopment/es/water-and-sanitation>, Julio. 2017.
- [2] SHCP, “Guía para el diseño de indicadores estratégicos”, Obtenido de http://www.shcp.gob.mx/EGRESOS/PEF/Documentos%20Recientes/guia_ind_estrategicos20100823.pdf
- [3] Gain, A.K. *et al.*, “Measuring global water security towards sustainable development”. *Environmental Research Letters*, doi:10.1088/1748-9326/11/12/124015. 2016
- [4] CONAGUA, A.K. *et al.*, “Estadísticas del Agua en México”. Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, México, D. F. Edición 2016.
- [5] CNA-SMN. “Servicio Meteorológico Nacional SMN”. Obtenido de Monitor de Sequía de México: <http://smn.cna.gob.mx/es/climatologia/monitor-de-sequia/monitor-de-sequia-en-mexico>, 2018.
- [6] IMTA, “Índices de seguridad Hídrica (ISH), informe final, clave: HC1816.1”, edición 2018.

Capítulo 5 |
Modelação e análise de sistemas de abastecimento de água.
Modelado y análisis de sistemas de abastecimento de agua

Versão Provisória 2019-07-16

JMETAL COMO HERRAMIENTA DE COMPARACIÓN DE ALGORITMOS MULTI-OBJETIVO APLICADOS A LA INGENIERÍA HIDRÁULICA

Jimmy H. Gutierrez-Bahamondes¹, Daniel Mora-Melia², Yamisleydi Salgueiro³,
Sergio A.⁴, Pedro L. Iglesias-Rey,⁵

RESUMEN

La optimización de redes de distribución de agua potable cada día es más importante. La escasez de este recurso ha focalizado los esfuerzos de investigadores de diferentes áreas. Sin embargo, modelar su comportamiento no es sencillo y es necesario recurrir a técnicas computacionales avanzadas. La optimización multi-objetivo es una herramienta que permite aproximar los modelos matemáticos a la realidad de este dominio. No obstante, la tarea de seleccionar el algoritmo adecuado para resolver una problemática en específico es compleja. El objetivo de este trabajo es facilitar la comparación de algoritmos multi-objetivos mediante el nuevo uso combinado de la librería Epatoolkit de Epanet y el framework de optimización multi-objetivo Jmetal. Para ello se desarrolló el enlace de dicha librería con el lenguaje de programación Java. Debido a sus características, el problema de régimen de bombeo fue seleccionado y se comparó el desempeño de los algoritmos NSGA-II, SPA2 y SMPSO frente a tres casos de prueba. Los resultados demuestran que Jmetal compara de manera robusta cada una de las metodologías. Aplica métricas de desempeño y tests que validan estadísticamente sus conclusiones. Esta nueva combinación posee alto potencial para los investigadores en el área. En especial, permite tomar decisiones en función del problema estudiado y los algoritmos disponibles.

PALABRAS CLAVE

Optimización Multi-Objetivo, Epatoolkit, Jmetal

1. INTRODUCCIÓN

Debido al incremento de la demanda de agua potable y energía en todo el mundo, estos dos recursos son cada día más escasos y caros. Es así como la optimización de redes de distribución de agua potable (RDAP) se ha convertido en una temática muy relevante que llama la atención de investigadores de diversas áreas. Los diferentes enfoques estudiados pueden agruparse principalmente en dos categorías: diseño y operaciones. En el primer caso, se utilizan modelos matemáticos para optimizar la configuración y selección de los elementos que componen la red antes de construirla. En el segundo enfoque, la red ya se encuentra diseñada pero es necesario determinar las características operacionales para su funcionamiento. Se ha demostrado que ambos enfoques presentan complejidad del tipo NP-hard.

El análisis mono-objetivo de estos problemas ha sido predominante en la literatura. No obstante, durante los últimos años los modelos multi-objetivo han tomado fuerza debido a que representan la

¹ Universidad de Talca/ Dept. Ciencias de la Computación, Curicó, Chile. jgutierrezb@utalca.cl

² Universidad de Talca/ Dept. Ingeniería y Gestión de la Construcción, Curicó, Chile

³ Universidad de Talca/ Dept. Ciencias de la Computación, Curicó, Chile.

⁴ Universidad de Talca/ Dept. Ingeniería y Gestión de la Construcción, Curicó, Chile

⁵ Universidad Politécnica de Valencia/Dept. Hidráulica y Medio Ambiente, Valencia, España

realidad de forma más certera. Sin embargo, adoptar modelos multi-objetivo implican esfuerzos computacionales mayores, sobre todo en redes de tamaño significativo.

Para resolver esto, diversos autores han propuesto diferentes metodologías [1]. Dentro de este conjunto, los algoritmos meta-heurísticos han demostrado poseer un buen desempeño, principalmente por su capacidad de exploración del campo de soluciones factibles. Sin embargo, su comportamiento depende de las características concretas de cada caso de estudio, por lo que la selección de un algoritmo eficiente para optimizar cada red es compleja. Esto resulta más complejo todavía si se tiene en cuenta que cada algoritmo posee su propio conjunto de parámetros configurables, que generalmente es representado por números reales con rangos amplios.

Epanet es un programa computacional utilizado para la simulación hidráulica y análisis de RDAP [2]. Permite modelar el comportamiento del agua en tuberías presurizadas bajo los escenarios que el usuario desee plantear. Este software fue desarrollado por la Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos (EPA). Epanet es un software de distribución libre y es ampliamente utilizado por académicos, investigadores y personal del sector privado

Adicionalmente, Epanet proporciona una librería de enlace dinámico (.dll) que permite manipular todas las funciones desde un ambiente de programación. La librería recibe el nombre de Epatoolkit y está disponible de forma gratuita. Ha sido empleada principalmente en sistemas de optimización donde es necesario realizar simulaciones hidráulicas de manera iterativa.

Aunque existen algunos trabajos en la literatura desarrollados en lenguajes como C, C++, Java o Python, el mayor número de trabajos que utilizan Epatoolkit, están focalizados en el uso de Visual Basic como lenguaje de programación. Esto se debe principalmente a la complejidad que supone la conexión de la librería con otros lenguajes, además de la gran cantidad de información disponible para el uso de la librería dentro de esta plataforma. No obstante, la manipulación de Epatoolkit desde otros lenguajes podría traer numerosas ventajas:

- Disminuir el tiempo de cálculo y esfuerzo computacional.
- Colaborar con comunidades de desarrolladores más amplias.
- Contar con más información y respaldo.
- Utilizar Epatoolkit en conjunto con otros paquetes, librerías, frameworks y aplicaciones desarrolladas.

Consecuentemente, este trabajo presenta la conexión de la librería Epatoolkit de Epanet con el framework JMetal. Para ello, entre todos los posibles problemas de diseño, operación y gestión de redes de agua se ha seleccionado la optimización del régimen de bombeo como caso de estudio, donde el objetivo es minimizar los costos operacionales involucrados en la elevación de agua potable con un enfoque multi-objetivo.

Finalmente, las principales contribuciones de este trabajo se resumen como: a) Desarrollo de una herramienta que permita utilizar la librería Epatoolkit desde el lenguaje de programación Java. b) Introducción del framework de optimización multi-objetivo Jmetal en la comparación de algoritmos aplicados a RDAP. c) Comparación de algoritmos multi-objetivos aplicados al problema de Régimen de bombeo en tres redes ampliamente utilizadas en la literatura a través del uso de métricas de comparación disponibles en Jmetal.

2. METODOS Y MATERIALES

2.1 JMETAL

En este trabajo, la evaluación y comparación de los algoritmos multiobjetivos aplicados a la optimización en RDAP se lleva a cabo mediante uso del software Jmetal [3]. Esta herramienta fue diseñada específicamente para la resolución de problemas multi-objetivo y contiene la implementación de los algoritmos más utilizados en la literatura: NSGA-II, PAES, PESA, OMOPSO, MOCell, AbYSS, MOEA/D, Denssea, CellDe, GDE3, FastPGA, IBEA, SMPSO, MOCHC y SMS-EMOA.

Jmetal es un framework de código abierto diseñado en el lenguaje de programación Java. Fue creado bajo el paradigma de orientación a objetos y permite la reutilización de su código de manera flexible. De esta forma, los usuarios pueden descargar la última versión disponible desde su repositorio GitHub y realizar las adaptaciones necesarias en cada caso.

En problemas de optimización mono-objetivo la evaluación del desempeño de los algoritmos se basa en la capacidad que tienen estos métodos para encontrar la solución que minimice o maximice el objetivo estudiado. Sin embargo, cuando se contempla más de un objetivo, esta medida no es sencilla de obtener, principalmente porque el resultado es un conjunto de soluciones que forman una frontera de Pareto.

Una de las ventajas de Jmetal es su capacidad para comparar el desempeño de diferentes algoritmos de optimización multiobjetivo frente a un conjunto de problemas. Para ello, el programa dispone de distintos indicadores de calidad: Hypervolume, Spread, Generational Distance, Inverter Generational Distancie y Epsilon. Estos índices han sido ampliamente estudiados y en conjunto permiten medir el rendimiento de los algoritmos [4].

A continuación, se describe el funcionamiento de los indicadores de calidad Spread, Épsilon e Hipervolumen, que serán empleados en las validaciones estadísticas del presente trabajo.

- Spread (I_{SP}): permite determinar cuán bien desplegadas están las soluciones obtenidas por el optimizador a lo largo de la región no-dominada [5]. Esta medida de calidad puede obtener valores cercanos a 0 si el conjunto de soluciones sigue una distribución amplia y uniforme y valores mayores que 1 en caso contrario. Su costo computacional es lineal, no necesita información adicional sobre el problema para su cálculo y en su definición original sólo puede ser empleado en problemas con dos objetivos.
- Épsilon (I_{ϵ}^+): En su versión aditiva fue introducido por Knowles et al. en [6]. Es una medida de la desviación absoluta necesaria para trasladar cada solución en A de forma tal que débilmente domine al conjunto de referencia, $I_{\epsilon}(A, R) = \inf_{\epsilon \in \mathbb{R}} \{ \forall v \in R \exists x \in A: x \preceq_{\epsilon+} v \}$. Este indicador depende de la relación de ϵ -dominancia $x \preceq_{\epsilon+} v \Leftrightarrow \forall i = \{1, \dots, m\}: f_i(x) \leq \epsilon + f_i(v)$. El costo computacional requerido para su cálculo es cuadrático y necesita de un conjunto de referencia R para calcular el valor de ϵ . Aproximaciones a la frontera de Pareto con pequeños valores de I_{ϵ}^+ son deseables.
- Hipervolumen (I_{HV}): Fue introducido por Zitzler et al. en [7]. Calcula el hipervolumen de la porción del espacio de búsqueda, que es débilmente dominado por una aproximación $Q = \{a, b, c\}$ y el punto de referencia W .

Matemáticamente, para cada solución $i \in Q$, un hipercubo h_i es construido con la solución W y la solución i como la esquina diagonal del hipercubo. El punto de referencia puede ser simplemente encontrado construyendo un vector con los peores valores de la función objetivo. Posteriormente, se calcula la unión de todos los hipercubos y se determina su Hipervolumen (I_{HV}).

Este indicador es el único, de los reportados en la literatura hasta el momento, que cumple con la propiedad de estricta monotonía. Su costo computacional es exponencial al número de objetivos, aunque en recientes trabajos [8]-[9] se han creado variantes menos costosas aplicables fundamentalmente cuando el número de objetivos es superior a tres. Finalmente, mientras mayor sea el valor de I_{HV} mejor es la aproximación al frente de Pareto.

2.2 OPTIMIZACIÓN DEL RÉGIMEN DE BOMBEO

Uno de los costos más significativos en RDAP corresponde al gasto energético requerido por los sistemas de bombeo que impulsan agua desde alguna fuente a los distintos puntos de suministro o acumulación.

El problema de optimización de régimen de bombeo fue introducido con el fin de minimizar los costos operacionales involucrados en el transporte del agua potable [10]. Esta problemática ha sido estudiada desde distintos puntos de vista, pero principalmente ha sido modelada como un problema de optimización mono-objetivo [10]-[12].

Su complejidad radica en los siguientes puntos [13]:

- El espacio de búsqueda es discreto.
- Contiene variables que cambian con el tiempo, tal como las demandas. Por lo tanto, es necesario realizar simulaciones por periodos largos de tiempos que aseguren cierta estabilidad del sistema.
- Los costos operacionales son difíciles de cuantificar.
- El problema es altamente restringido.

En este trabajo se comparará el desempeño de tres algoritmos frente al problema de régimen de bombeo con dos objetivos, definidos como: a) Costos energéticos y b) Costos de mantenimiento. Las funciones objetivo del problema se muestran en las ecuaciones 1 y 2:

Costos Energéticos $C_E(S)$:

$$C_E(S) = \sum_{n=1}^{NP} \sum_{t=0}^{NT-1} (P_c(t) \times E_c(n, t) \times S(n, t)) \quad (1)$$

donde:

$C_E(S)$: Costo energético de utilizar el régimen S .

NP : Número de bombas en el sistema.

NT : Número de periodos a optimizar (generalmente en horas).

$P_c(t)$: Tarifa energética para cada periodo t .

$E_c(n, t)$: Consumo energético de la bomba n en tiempo t (\$/kW).

$S(n, t)$: Tiene valor 1 si la bomba está encendida en el periodo t y 0 en el caso contrario.

El consumo de cada bomba es calculado utilizando EPANET según la siguiente ecuación.

$$E_c(n, t) = \frac{10^{-3} \times \gamma \times Q(n, t) \times h(n, t)}{e(n, t)} \quad (2)$$

donde:

γ : Peso específico del agua

$e(n, t)$: Eficiencia de la bomba n durante el periodo t

$Q(n, t)$: Caudal que circula a través de la bomba n durante el periodo t .

$h(n, t)$: Altura manométrica del bombeo.

Costos de mantenimiento

Como medida de los costos de mantenimiento, este trabajo utiliza el número de encendidos o apagados (switches) de las bombas como un elemento de aproximación de los costos que se invertirán en conceptos de mantenimiento. Este índice ha sido utilizado con anterioridad y descrito por algunos autores como Van Zyl et al. [10]. La Ecuación 3 muestra el cálculo necesario para estimar dichos costos.

$$C_N(S) = \sum_{NP} \sum_{t=0}^{n=1}^{NT} r_t \quad (3)$$

donde r_t indica si una bomba ha sido encendida en periodo t . Las soluciones encontradas deben cumplir con una serie de restricciones hidráulicas, que aseguren la factibilidad de implementación. Es por ello que no todas las soluciones encontradas son consideradas factibles. En este sentido, existen restricciones generales al propio balance hidráulico y restricciones específicas asociadas al problema que se pretende optimizar. Las Ecuaciones 4,5 y 6 presentan las restricciones asociadas a la conservación de la masa. La restricción descrita por la ecuación 7 determina que los nodos deben cumplir al menos con la presión mínima establecida en el sistema. La ecuación 8 restringe los caudales máximos en las bombas. Finalmente, la restricción detallada en la ecuación 9 estipula que los depósitos deben finalizar con al menos el mismo nivel de agua respecto del comienzo de la simulación hidráulica.

$$\sum q_{in} - \sum q_{out} = C_j \quad (4)$$

$$\sum hf - \sum E_p = 0 \quad (5)$$

$$hf = \frac{10.67Lq^{1.85}}{CH^{1.85}D^{4.87}} \quad (6)$$

donde

q_{in} y q_{out} : Flujos de entrada y salida de un nodo respectivamente.

C_j : Consumo del nodo j .

h_f : Perdida de carga por fricción.

L : Longitud de la tubería.

E_p : Energía añadida al sistema por la bomba.

D : Diámetro de la tubería.

$$H_{i,t} \geq H_i^{min} \quad (7)$$

donde:

$H_{i,t}$: presión en el nodo i durante el periodo de tiempo t .

H_i^{min} : presión mínima en el nodo i .

$$Q_{i,t} \geq Q_i^{max} \quad (8)$$

donde:

$Q_{i,t}$: caudal en la bomba i durante el periodo de tiempo t .

Q_i^{max} : caudal máximo soportado por la bomba i .

$$TS_{i,NT} \geq TS_{i,0} \quad (9)$$

donde:

$TS_{i,NT}$: Nivel del depósito i durante el periodo de tiempo NT .

$TS_{i,0}$: Nivel del depósito i durante el periodo de tiempo 0 .

De esta forma, una solución al problema puede ser representada a través de una matriz (ver Figura 1), donde se establece el estado de las bombas en cada uno de los periodos estudiados. A modo de ejemplo, en la Figura 1 puede observarse como la bomba 1 funciona durante 19 de las 24 horas del día.

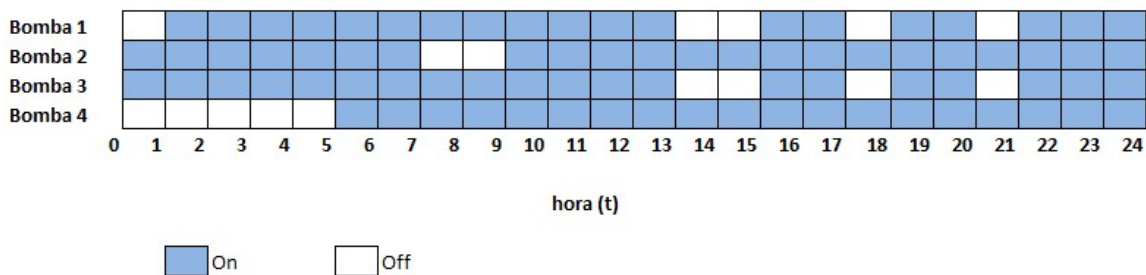


Figura 1. Ejemplo de solución al problema de Régimen de Bombeo

2.3 CASOS DE ESTUDIO.

Una metodología de optimización basada en algoritmos multi-objetivo no tiene una solución única ni puede asegurar que la solución encontrada es la mejor absoluta. Por ello, como medio de comparación entre distintos algoritmos se utilizan una serie de casos de estudio ampliamente estudiados en la literatura, conocidos como redes de benchmarking. Este trabajo contempla la optimización del régimen de bombeo en 3 de estos casos, presentados a continuación:

Red de van Zyl: Es una estructura bastante simple, pero contiene un gran número de posibles combinaciones de operación. Fue diseñada por los Van Zyl et al. [10]. Consiste en una fuente, desde la cual dos depósitos en diferentes elevaciones se alimentan a través de una estación principal y estaciones de bombeo de refuerzo. La estación de bombeo en la fuente tiene dos bombas idénticas

que funcionan en paralelo. En total contiene 2 tanques, 3 bombas y 13 nodos de los cuales solo 2 poseen demanda.

Red de Baghmalek: Este caso de estudio es parte de la red de suministro de agua potable de Baghmalek, ubicada en el sureste de Irán. La red consta de un depósito con nivel de agua constante, un tanque, seis bombas idénticas en paralelo, 34 tuberías y 32 nodos con demanda.

Red de Anytown: Propuesta en [11]. Está compuesta por 37 tuberías, 18 nodos, 1 tanque, 1 reservorio. En esta red, solo una estación de bombeo, compuesta por 4 bombas debe impulsar el agua a todo el resto de la red. Este caso de estudio ha sido ampliamente utilizado, no solo en problemas de régimen de bombeo, sino que también como benchmarking en problemáticas de ampliación.

2.4 COMPARACIÓN DE ALGORITMOS

Una vez que los algoritmos se han ejecutado es necesario establecer una comparación entre ellos. La inspección visual no resulta ser determinante y es necesario recurrir a técnicas que aseguren un nivel mínimo de fiabilidad estadística para concluir sobre la superioridad del desempeño de un algoritmo por sobre otro.

Debido al componente estocástico de los Algoritmos Evolutivos de Optimización multiobjetivo (AEOM) cada vez que se aplica un método en un mismo problema se obtiene una aproximación al frente de Pareto diferente. En este sentido, cada optimizador tiene asociado una variable aleatoria cuyos posibles valores son aproximaciones al frente de Pareto. La subyacente función de densidad probabilística es desconocida y en muchas ocasiones imposible de determinar teóricamente. Es por esto que los estudios empíricos son el mecanismo más común para realizar la evaluación del desempeño en los AEOM [14].

Al ejecutar un determinado AEOM múltiples veces en la misma instancia de un problema, se obtiene una muestra de aproximaciones al frente de Pareto. Comparar el desempeño de dos AEOM básicamente significa comparar dos muestras de dichas aproximaciones.

El enfoque más utilizado, en la literatura, consiste en transformar las muestras de aproximaciones al frente de Pareto en muestras de valores reales usando los indicadores de calidad. A las muestras resultantes de los valores de los indicadores de calidad luego se les realizan las comparaciones utilizando procedimientos de pruebas de hipótesis estadística.

El propósito final de la generación por parte de un optimizador de las muestras de las aproximaciones al frente de Pareto y su posterior transformación a valores reales de los indicadores de calidad, es (a) describir y (b) realizar inferencias estadísticas acerca de la distribución subyacente en el conjunto de aproximaciones de dos optimizadores que nos permita comparar sus desempeños.

Jmetal permite ejecutar los experimentos para cada algoritmo y problema deseado. A partir de esto, automáticamente genera la mejor aproximación a frontera de Pareto y computa el análisis estadístico asociado. Para ello, calcula las métricas de desempeño necesarias y realiza tests estadísticos que permiten extraer conclusiones.

En este trabajo, los algoritmos NSGA-II, SPA2 y SMPSO han sido seleccionados para optimizar los casos de estudio propuestos en la sección 2.3. Consecuentemente, se calculan los indicadores de calidad Hipervolumen (I_{HV}), Spread (I_{SP}) y Épsilon. Por último, estas métricas son utilizadas para calcular los tests estadísticos de Friedman y Wilcoxon [4].

3. RESULTADOS

Una vez que los algoritmos han sido ejecutados, *Jmetal* genera la mejor aproximación al Frente de Pareto encontrada. Para ello, reúne las soluciones aportadas por todos los métodos analizados. Por ejemplo, la Figura 2 muestra los resultados para la Red de van Zyl. Finalmente, empleando esta

frontera como referencia, se calculan todos los indicadores estadísticos que permiten la comparación entre metodologías.

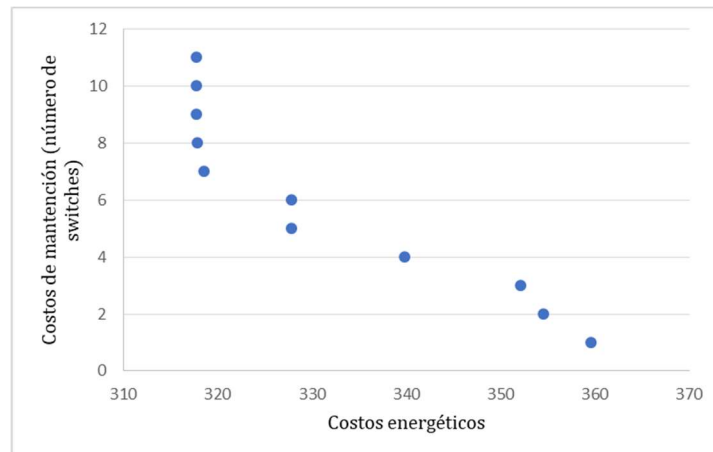


Figura 2. Aproximación a la Frontera de Pareto para la Red de van Zyl.

3.1 METRICAS DE DESEMPEÑO

Las Tablas 1, 2 y 3 recogen para cada algoritmo la mediana y el rango inter-cuartile (*IQR*) de los indicadores de calidad Hipervolumen (I_{HV}), Spread (I_{SP}) y Épsilon (I_{ϵ}^+), obtenidos en 30 ejecuciones independientes. Para facilitar la observación de los resultados, el mejor valor de la métrica de desempeño está remarcada en gris oscuro, mientras que el segundo mejor valor se remarca en un gris más claro. El número de la base corresponde a la mediana y el del índice al *IQR*. Es importante recordar que menores valores de los indicadores de calidad I_{SP} y I_{ϵ}^+ son preferidos mientras que mayores valores de I_{HV} indican un mejor desempeño.

Tabla 1. Valores de la mediana e *IQR* luego de aplicado el indicador de calidad I_{SP} en las redes vanzyl Original, Baghmalek y Anytown

RED	NSGA-II	SPEA2	SMPSO
vanzylOriginal	1.32e+00 2.6e-01	1.32e+00 1.6e-01	7.90e-01 1.1e-01
Baghmalek	1.34e+00 3.1e-01	1.36e+00 3.8e-01	9.23e-01 7.4e-02
Anytown	1.10e+00 5.2e-02	1.14e+00 1.0e-01	8.23e-01 1.4e-01

En la Tabla 1 se observa que en las tres redes bajo estudio, SMPSO fue el método que obtuvo mejor desempeño en el indicador de calidad Spread, alcanzando el primer lugar en las tres redes. NSGA-II ocupó el segundo lugar en desempeño con tres segundos lugares.

Tabla 2. Valores de la mediana e *IQR* luego de aplicado el indicador de calidad I_{ϵ}^+ en las redes vanzylOriginal, Baghmalek y Anytown

RED	NSGA-II	SPEA2	SMPSO
vanzylOriginal	7.95e-01 4.5e-01	8.26e-01 3.5e-01	7.83e-01 2.3e-01
Baghmalek	5.66e+00 1.1e+01	5.56e+00 1.2e+01	3.93e+02 1.1e+02
Anytown	5.38e-01 1.7e-01	5.38e-01 7.7e-02	5.38e-01 1.5e-01

La tabla 2 presenta los resultados obtenidos en el indicador de calidad Épsilon por los tres métodos en las redes bajo estudio. En este caso, SPEA2 obtuvo la mejor puntuación con dos primeros lugares seguido por SMPSO con un primer lugar y un segundo lugar.

Tabla 3. Valores de la mediana e IQR luego de aplicado el indicador de calidad I_{HV} en las redes *vanzylOriginal*, *Baghmalek* y *Anytown*

RED	NSGA-II	SPEA2	SMPSO
vanzylOriginal	4.59e-02 _{1.7e-01}	1.77e-02 _{1.2e-01}	0.00e+00 _{1.1e-01}
Baghmalek	0.00e+00 _{1.1e-03}	0.00e+00 _{0.0e+00}	0.00e+00 _{0.0e+00}
Anytown	4.29e-01 _{1.4e-01}	4.41e-01 _{7.6e-02}	3.46e-01 _{9.3e-02}

En el caso del indicador de calidad hipervolumen los resultados son menos concluyentes en la red *Baghmalek* pues todos los métodos tuvieron resultados discretos en este indicador.

Es importante notar que es posible identificar algoritmos que poseen un mejor o peor desempeño según la métrica que se evalúa. Por lo tanto, los investigadores que utilicen estas técnicas deben tener en cuenta cuales son las características que la frontera de Pareto deseada debe tener.

3.2 ANALISIS DE ESTADISTICA INFERENCIAL

Para cada uno de los indicadores estimados anteriormente, *Jmetal* calcula el test de Friedman empleando la información de todos los experimentos realizados. De esta forma, es posible asegurar que los resultados obtenidos son validados estadísticamente. Generando un ranking para cada métrica.

La Tabla 4 muestra los resultados del test de Friedman alineado en el indicador de calidad I_{SP} . Este indicador de calidad es una medida de la distribución de las soluciones a lo largo del frente de Pareto.

Tabla 4. Resultados del test de Friedman para, ranking promedio de los algoritmos en I_{SP}

Algoritmo	Ranking promedio
SMPSO	1.0
NSGA-II	2.333
SPEA2	2.666

La Tabla 5 muestra los resultados del test de Friedman en el indicador de calidad I_{ϵ}^+ . Este indicador de calidad es una medida de la desviación absoluta necesaria para trasladar cada solución en A de forma tal que débilmente domine al conjunto de referencia.

Tabla 5. Resultados del test de Friedman, ranking promedio de los algoritmos en I_{ϵ}^+

Algoritmo	Ranking promedio
NSGA-II	1.666
SMPSO	1.999
SPEA2	2.333

La Tabla 6 muestra los resultados del test de Friedman el indicador de calidad I_{HV} donde mayores valores corresponden a mejores desempeños. En este caso NSGA-II lidera el ranking aunque debido al valor relativamente cercano de SPEA2 es de esperar que las diferencias no sean estadísticamente significativas.

Tabla 6. Resultados del test de Friedman, ranking promedio de los algoritmos en I_{HV}

Algoritmo	Ranking promedio
NSGA-II	2.666
SPEA2	2.333
SMPSO	1.0

La siguiente tabla resume el conjunto de comparaciones por pares (test de Wilcoxon) entre SMPSO y el resto de los métodos seleccionados para la validación, a lo largo de los tres indicadores de calidad, en las tres redes de agua con una configuración de dos objetivos. El símbolo '+' indica que los resultados obtenidos por SMPSO superan con diferencias estadísticamente significativas a los

obtenidos por su competidor, mientras que el símbolo ‘-’ indica una inclinación a favor del algoritmo contrario y ‘=’ representa la ausencia de diferencias estadísticamente significativas.

*Tabla 7. SMPSO vs NSGA-II y SPEA2, comparación por pares.
Resumen del test de Wilcoxon para las redes vanzylOriginal, Baghmalek y Anytown*

	<i>Spread</i>	<i>Épsilon</i>	<i>Hipervolumen</i>	Total
+	6	0	0	6
-	0	2	3	5
=	0	4	3	7

De acuerdo con los resultados, SMPSO de un total de 18 comparaciones gana en seis de ellas, pierde en cinco y no presenta diferencias estadísticamente significativas en otras 7.

4. CONCLUSIONES

El enlace de la librería Epatoolkit de Epanet a un ambiente de programación Java, permitió su integración con el framework de optimización multi-objetivo *Jmetal*. Como se ha demostrado, la colaboración conjunta de ambos sistemas potencia la capacidad de mejorar la robustez de los resultados obtenidos. Específicamente, este trabajo presenta la comparación de tres algoritmos frente al problema de régimen de bombeo con un enfoque multi-objetivo. De acuerdo a los resultados es posible afirmar lo siguiente:

- La optimización de redes de distribución de agua potable requiere de un enfoque multi-objetivo para representar la realidad. Dentro de este contexto, es necesario identificar herramientas que permitan seleccionar los métodos adecuados de forma práctica y fiable.
- Las ventajas de operar Epatoolkit desde Java son significativas. En especial, permite la interacción con sistemas desarrollados por comunidades de investigadores expertos en algoritmos multi-objetivos.
- El software *Jmetal* cuenta con las herramientas necesarias para realizar una comparación estadísticamente completa de algoritmos multi-objetivos aplicados a la optimización de redes de distribución de agua potable.
- Las métricas de desempeño *Spread*, *Épsilon* y *Hipervolumen* apoyadas por los tests estadísticos Friedman y Wilcoxon permiten comprender el comportamiento de los algoritmos multi-objetivos frente a un conjunto de problemas.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue apoyado por los Programas Fondecyt Regular (Proyecto 1180660) y Beca de Doctorado Nacional de la Comisión Nacional de Investigación Científica y Tecnológica (Conicyt), Chile.

REFERENCIAS

- [1] M. López-Ibáñez, ‘Operational Optimisation of Water Distribution Networks’, no. November, p. 209, 2009.
- [2] ‘The EPANET Programmer’s Toolkit for Analysis of Water Distribution Systems Lewis A. Rossman US Environmental Protection Agency Cincinnati, Ohio 45268’, pp. 1–10, 1999.
- [3] J. J. Durillo and A. J. Nebro, ‘JMetal: A Java framework for multi-objective optimization’, *Adv. Eng. Softw.*, vol. 42, no. 10, pp. 760–771, 2011.
- [4] M. Ravber, M. Mernik, and M. Črepinšek, ‘The impact of Quality Indicators on the rating of Multi-objective Evolutionary Algorithms’, *Appl. Soft Comput. J.*, vol. 55, pp. 265–275, 2017.

- [5] X. Yu and M. Gen, 'Multiobjective Optimization', in *Introduction to Evolutionary Algorithms*, R. Roy, Ed. London: Springer-Verlag, 2010, pp. 193–262.
- [6] J. Knowles, L. Thiele, and E. Zitzler, 'A tutorial on the performance assessment of stochastic multiobjective optimizers', *Tech. Rep. 214*, 2006.
- [7] E. Zitzler and L. Thiele, 'Multiobjective evolutionary algorithms: a comparative case study and the strength Pareto approach', *IEEE Trans. Evol. Comput.*, vol. 3, no. 4, pp. 257–271, 1999.
- [8] J. Bader and E. Zitzler, 'HypE: an algorithm for fast hypervolume-based many-objective optimization.', *Evol. Comput.*, vol. 19, no. 1, pp. 45–76, 2011.
- [9] L. While, L. Bradstreet, and L. Barone, 'A fast way of calculating exact hypervolumes', *IEEE Trans. Evol. Comput.*, vol. 16, no. 1, pp. 86–95, 2012.
- [10] J. E. van Zyl, D. A. Savic, and G. A. Walters, 'Operational Optimization of Water Distribution Systems Using a Hybrid Genetic Algorithm', *J. Water Resour. Plan. Manag.*, vol. 130, no. 2, pp. 160–170, 2004.
- [11] M. F. K. Pasha and K. Lansey, 'Optimal Pump Scheduling by Linear Programming', *World Environ. Water Resour. Congr. 2009*, no. 2006, pp. 1–10, 2009.
- [12] M. F. K. Pasha and K. Lansey, 'Strategies to develop warm solutions for real-time pump scheduling for water distribution systems', *Water Resour. Manag.*, vol. 28, no. 12, pp. 3975–3987, 2014.
- [13] Y. Makaremi, A. Haghghi, and H. R. Ghafouri, 'Optimization of Pump Scheduling Program in Water Supply Systems Using a Self-Adaptive NSGA-II; a Review of Theory to Real Application', *Water Resour. Manag.*, vol. 31, no. 4, pp. 1283–1304, 2017.
- [14] E. Zitzler, J. Knowles, and L. Thiele, 'Quality assessment of pareto set approximations', *Lect. Notes Comput. Sci. (including Subser. Lect. Notes Artif. Intell. Lect. Notes Bioinformatics)*, vol. 5252 LNCS, pp. 373–404, 2008.

ACOPLAMENTO DE SIG E EPANET COMO FERRAMENTA DE APOIO À DECISÃO NAS EMISSÕES DE VIABILIDADES TÉCNICAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA PARA EMPREENDIMENTOS

Celso Lira Ximenes Júnior¹, Iran Eduardo Lima Neto², Renata Mendes Luna³

RESUMO

A necessidade de uma ferramenta que promova uma visão sistêmica do funcionamento técnico e comercial dos sistemas de abastecimento de água operados pelas companhias estaduais, para consubstanciar de maneira adequada as tomadas de decisão corporativas, levou este trabalho a realização de integração entre Sistemas de Informação Geográfica – SIG a softwares de simulação hidráulica. Essa pesquisa realizou estudo de caso com utilização do SIG QGIS 3.0 acoplado ao software EPANET com a finalidade de conduzir um estudo hidráulico direcionado, considerando a situação do sistema existente com e sem o incremento de demanda, propondo melhorias na estrutura de cerca de 145 km de rede de distribuição de água. Como resultado foi possível viabilizar a entrada de 2 grandes consumidores em um sistema saturado em pleno estação de escassez hídrica.

Palavras-Chave

Sistema de Informação Geográfica; EPANET; Sistema de Abastecimento de Água

1. INTRODUÇÃO

As companhias de saneamento no Brasil gerenciam malhas de redes de abastecimento de água em cidades cujo crescimento desordenado expressivo demandam constante expansão da infraestrutura de abastecimento (NAZIF et al., 2010), de forma que o atendimento satisfatório e contínuo, como estabelecido nas diretrizes na lei 11.445/2007, é um grande desafio. Nesse sentido surgem os Sistemas de Informação Geográfica – SIG que se apresentam como ferramenta para integrar dados técnicos, por meio de banco de dados, e dados cartográficos (TSIHRINTZIS; HAMID; FUENTES, 1996), fornecendo ao gestor a possibilidade de visualizar todas as unidades de um Sistema de abastecimento com suas características técnicas e comerciais, zonas e setores de abastecimento, gerando análises comparativas, auxiliando a organização e manipulação de dados (DORCA; LUVIZOTTO-JR; ANDRADE, 2002) e proporcionando um diferencial corporativo (FAUSTO et al., 2010). O caráter multidisciplinar (KALIVAs; KOLLIAS; KARANTOUNIAS, 2003); (GOMARASCA, 2010) torna possível entendimento integrado de uma gama de problemas de diversas naturezas (UDOVYK, 2006), inclusive indispensável para o controle de perdas (MÜHLHOFER E SILVA, 2009).

Nos trabalhos de Bartolin et al (2001) os softwares EPANET e ArcView 3.2 foram conectados com a finalidade de simular a rede de abastecimento da cidade de Valência, Espanha. Tabesh e Delavar (2003) adotaram a mesma abordagem na área de perdas. Bartolin et al. (2008) realizaram acoplamento com diversos softwares: ArcGIS 9, GISRed e sistema SCADA, a fim de estruturar um modelo de

¹ Companhia de Água e Esgoto do Ceará/Gerente de Obras Hidráulicas, Av. Dr. Lauro Vieira Chaves, 1030 – Vila União, Fortaleza, Ceará, Brasil. clirajr@gmail.com

² Universidade Federal do Ceará/Professor Associado, Departamento de Hidráulica - Bloco 713 – Campus do Pici, Fortaleza, Ceará, Brasil

³ Universidade Federal do Ceará/Professor Associado, Departamento de Hidráulica - Bloco 713 – Campus do Pici, Fortaleza, Ceará, Brasil

gestão de dados com calibração. Sandoval; Zurvia-Flores; León (2013) realizaram simulação em rede de distribuição de água na cidade de Tehuacan, México, utilizando o Qgis (mesmo software SIG utilizado nesse trabalho) juntamente com o EPANET. Rauen et al. (2016) atribuíram notas e escalas de vulnerabilidades dentro do Sistema de Abastecimento de Água do município de Guarulhos, no estado de São Paulo, Brasil, utilizando para isso QGIS e EPANET 2.0. Abdelbaki (2017) realizou o trabalho que de acoplamento de software SIG Mapinfo GIS 8.0 com EPANET 2.0 para permitir análise hidráulica dos defeitos do sistema de maneira rápida, contribuindo para elevação e manutenção do nível operacional da companhia de água da região de Chetouane situado no noroeste da Argélia.

Em vista dessas características e da necessidade de balizamento e suporte à gestão de decisão nas emissões de Declarações de Viabilidades Técnicas de água para empreendimentos particulares, essa pesquisa realizará estudo de caso real na Companhia de Água e Esgoto do Ceará com utilização do SIG QGIS acoplado ao software EPANET. A finalidade é conduzir um estudo hidráulico direcionado, considerando a situação do sistema existente com e sem o incremento de demanda. O destaque de tal abordagem reside no fato de ser aplicado em um sistema real e robusto, e como tal, apresenta variações aleatórias de pressão e vazão atreladas ou não padrões a serem considerados em um modelo hidráulico. Apesar disso, ao final, foi possível haver proposição de melhorias na estrutura existente do sistema de abastecimento de água atrelado a um custo, de forma a tornar viável a inserção dos empreendimentos ao sistema de abastecimento da Companhia de Água.

2. METODOLOGIA

2.1 DECLARAÇÃO DE VIABILIDADE TÉCNICA

A emissão de Declaração de Viabilidade Técnica consiste em um documento que todo cliente novo que deseja se ligar ao sistema existente da Companhia deve possuir, a fim de que seja realizada uma reserva de demanda no sistema de abastecimento de água. Caracteriza-se, dessa forma, como um instrumento de gestão que a Companhia possui para ser considerado no ambiente tanto de novos negócios como também no ambiente de operação e manutenção.

2.2 ESTUDO DE CASO

O trabalho que se apresenta nesse artigo trata-se de um estudo de caso para emissão de viabilidade técnica de dois empreendimentos na Região Metropolitana de Fortaleza a 16,5 km de distância da Capital. A vazão requisitada para o empreendimento 1 foi de 26 L/s e para o empreendimento 2 de 10 L/s, ambos para final de plano, conforme disposto na Figura 1. A extensão total de rede é de 145 km, estruturada através de 2.453 nós de controle (vazão e pressão). Os diâmetros variam a partir de 50mm até 400mm, sendo que 74% do total são constituídos de diâmetros de 50 mm.

A topografia da área varia 64% na faixa de 15 a 30 metros, sendo bastante diversificada, ao ponto de que a menor cota registrada é próxima à cota do nível do mar, 5 metros, e a maior cota a 35 metros acima do nível do mar, ou seja, uma variação de cerca de 30 metros. A 1ª simulação consiste da realização de cálculos hidráulicos de forma a se ter um modelo que reflita melhor a realidade em termos de vazão, pressão e demanda.

A estrutura do Sistema de Abastecimento de Água é gerenciada integralmente por meio de plataforma SIG através da utilização do Software QGIS 3.0. Desse ambiente são extraídos dados de extensão, cota e consumos de cada ligação existente de água. As vazões e pressões de referência são tomadas pelos dados fornecidos de testes pitométricos em pontos isolados (Figura 2) com uma duração de 24 horas e também através das informações das Unidades de Transmissão Remota – UTRs que registram dados de vazão e pressão 24 horas por dia ininterruptamente (Figura 2).

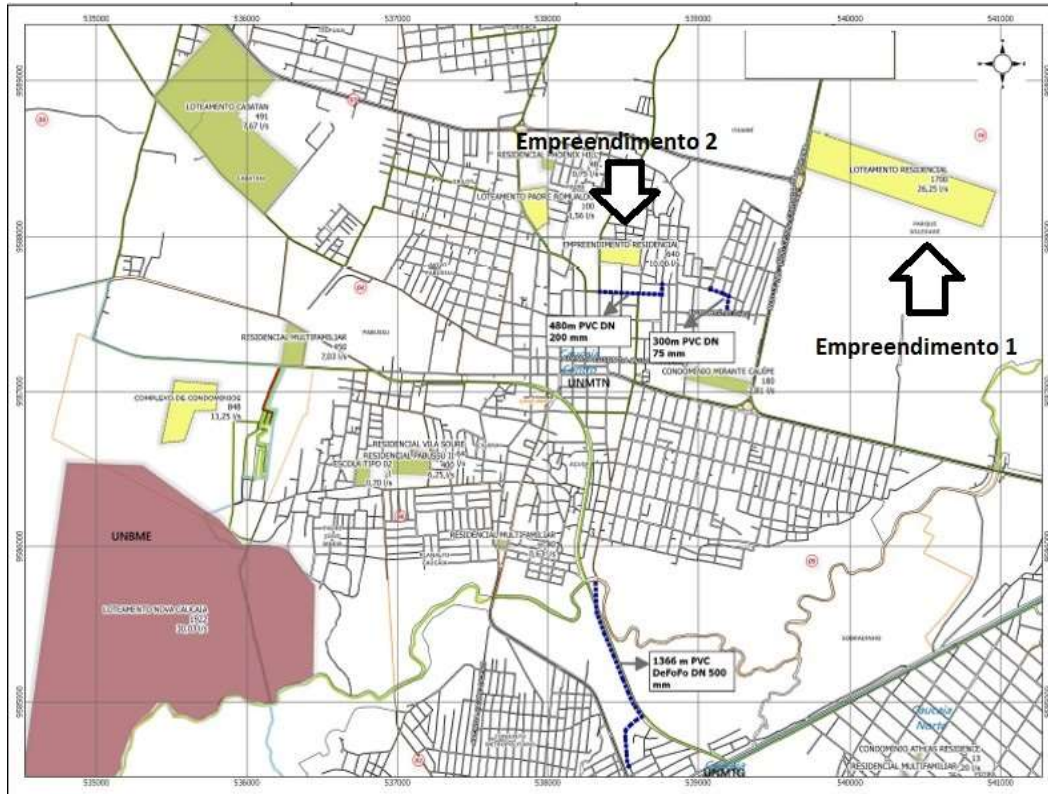


Figura 1. Localização de Empreendimentos no Cadastro do software QGIS de Rede de distribuição de água na Região Metropolitana de Fortaleza/CE, Brasil.

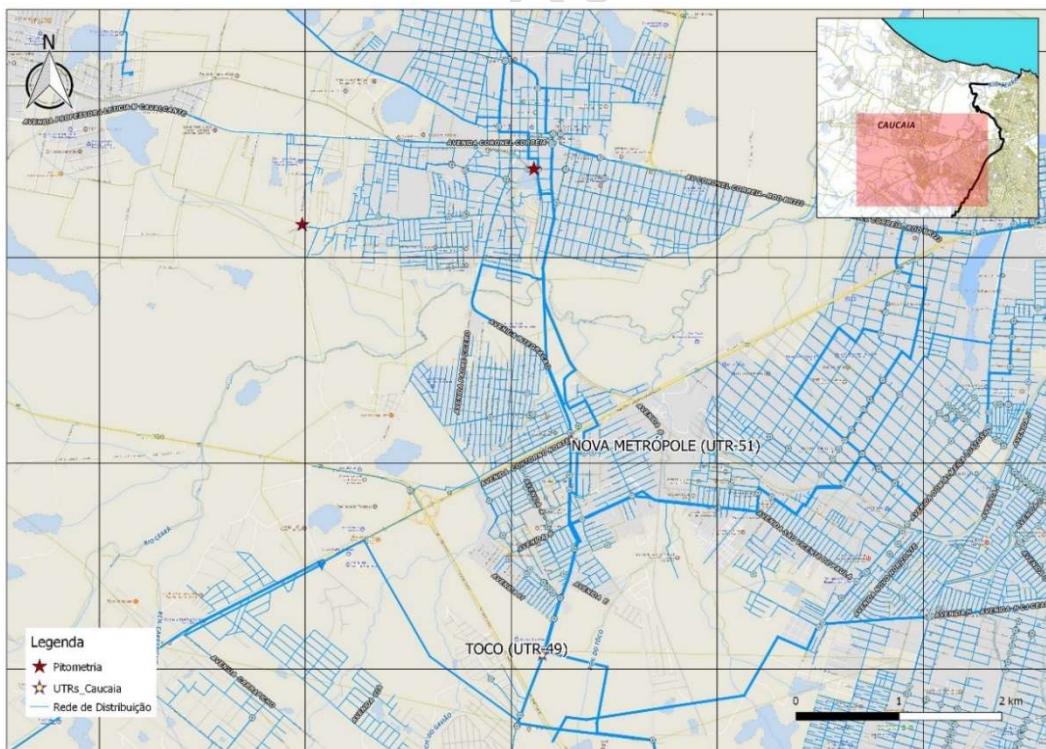


Figura 2. Localização de UTRs e Pitometrias

Os dados de consumo de cada ligação passam por um tratamento antes de ser inserido no modelo a ser calibrado no EPANET de forma a dar um padrão para o volume consumido total de cada ligação à curva de consumo característica da zona de abastecimento, pois os dados comerciais, apesar de ter um histórico riquíssimo, dispõe de valores de consumo mensal, não retratando o comportamento do consumo em cada dia.

Após a essa adaptação de volume consumido total para vazão, faz-se necessário à distribuição nodal para as redes cadastrais. O método utilizado foi de Thiessen, o qual forma um polígono de influência distribuindo valores ponderados de vazão a cada nó do modelo, estando apto ao início da simulação (1ª simulação), conforme é ilustrado na Figura 3.

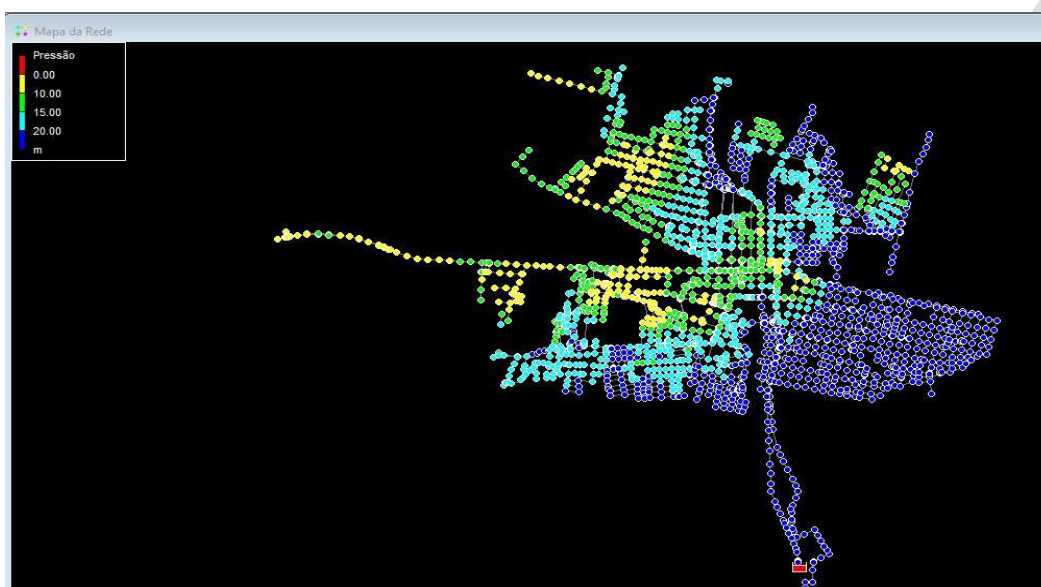


Figura 3 – Cadastro de Rede de Distribuição de Água - RDA com consumos nodais exportados para o EPANET

3. RESULTADOS

O diagnóstico da situação hidráulica, mostrado na Figura 4, após exportação do QGIS para o EPANET e feita a 1ª simulação, mostrou uma faixa em vermelho exatamente no local pleiteado pelo empreendimento 1 que, por sua vez, reflete a realidade comercial de que nesse ponto não havia demanda (ligações ativas), justificando-se, portanto, a situação de abastecimento com pressão abaixo da mínima permitida.

O 1ª prognóstico revelou que em termos de pressão dinâmica, 59,97% dos nós simulados estavam dentro do range de funcionamento ideal, ou seja, entre 10 a 35 mca (CEARÁ, 2010). Apenas 0,77% dos nós avaliados possuíam pressão dinâmica acima de 35 mca. Tais números denotam que dificilmente haverá ocorrência de falta de abastecimento, ou mesmo perdas físicas, por rupturas das tubulações, pois mais da metade da rede de distribuição opera dentro de uma faixa ideal de pressão. Entretanto, os 39,26 % restantes funcionam no período da hora mais crítica abaixo de 10 mca. Essa informação isolada apenas denota a existência de dificuldade no abastecimento em pequena parte da rede, sendo necessário avaliar outros índices em conjunto.

Avaliando os índices de velocidade constata-se que 91% dos trechos simulados possuem velocidade abaixo da mínima recomendada de 0,5 m/s. O restante consta na faixa de funcionamento ideal entre 0,5 e 1,5 m/s. Esse dado reflete uma situação de alerta, pois com baixas velocidades a tensão de arrasto fica comprometida, aumentando-se a probabilidade de deposição de material no fundo das tubulações e, com isso, comprometendo a condutividade hidráulica do sistema.

Quando aos valores de perda de carga, estes acompanharam os resultados da velocidade, pois 70% dos trechos possuem valores abaixo de 1m/km. A faixa ideal adotada pela Companhia Cearense de Água e Esgoto é de 1 a 8 m/km (CEARA, 2010), na qual 26% dos trechos estão inseridos e o restante, 4%, acima de 8m/km. De modo geral esse resultado é bom, pois significa que as tubulações estão operando dentro da faixa limite de projeto, com baixa ocorrência de ruptura por fadiga.

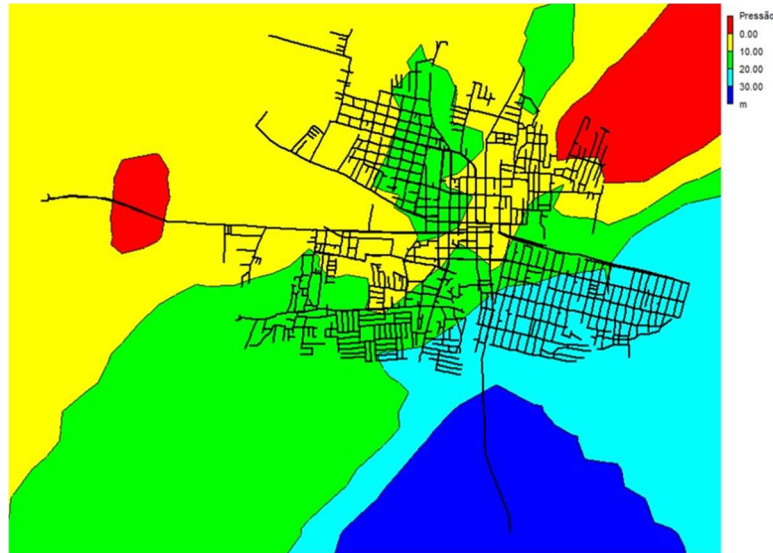


Figura 4 – Mapa de pressão da 1ª Simulação

Concluiu-se nessa etapa que o sistema encontrava-se funcionando em um nível bom de atendimento, com a ressalva de uma menor parte da região estava com queda de pressão no pior horário de funcionamento.

O impacto dos 2 empreendimentos no sistema através de simulação no EPANET, gerando o mapa de pressões mostrada na Figura 5, constatando-se o agravamento da situação no setor requerido (aumento da faixa vermelha).

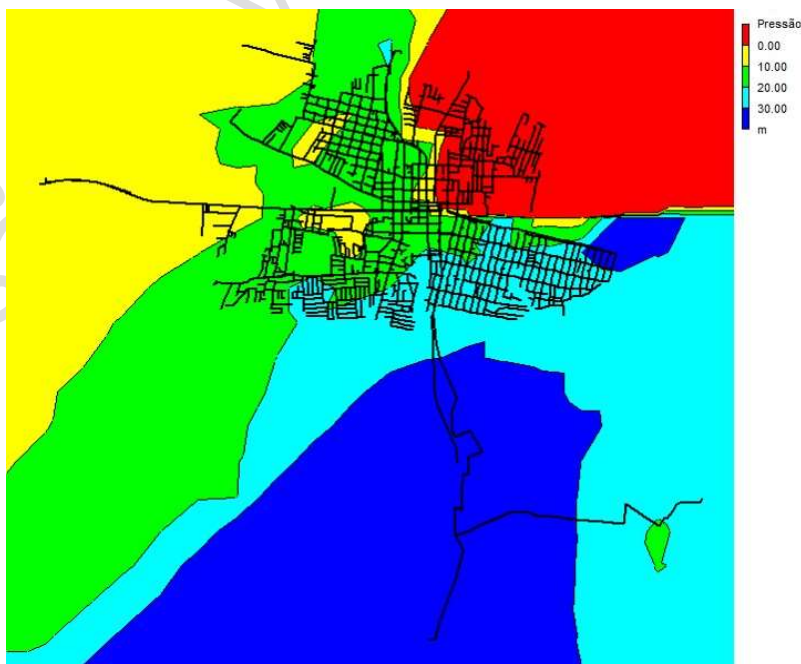


Figura 5 – Mapa de pressão da 2ª simulação

Constatou-se a necessidade de melhoria no sistema para atender a zona solicitada por cada empreendimento. Em vista disso, realizou-se uma 3ª simulação direcionada. Contudo, levando-se em conta que o EPANET é um software simulador e não dimensionador, foi necessário a utilização do SIG para direcionar as modificações necessárias antes da realização da 3ª simulação, conforme disposto na Figura 6.

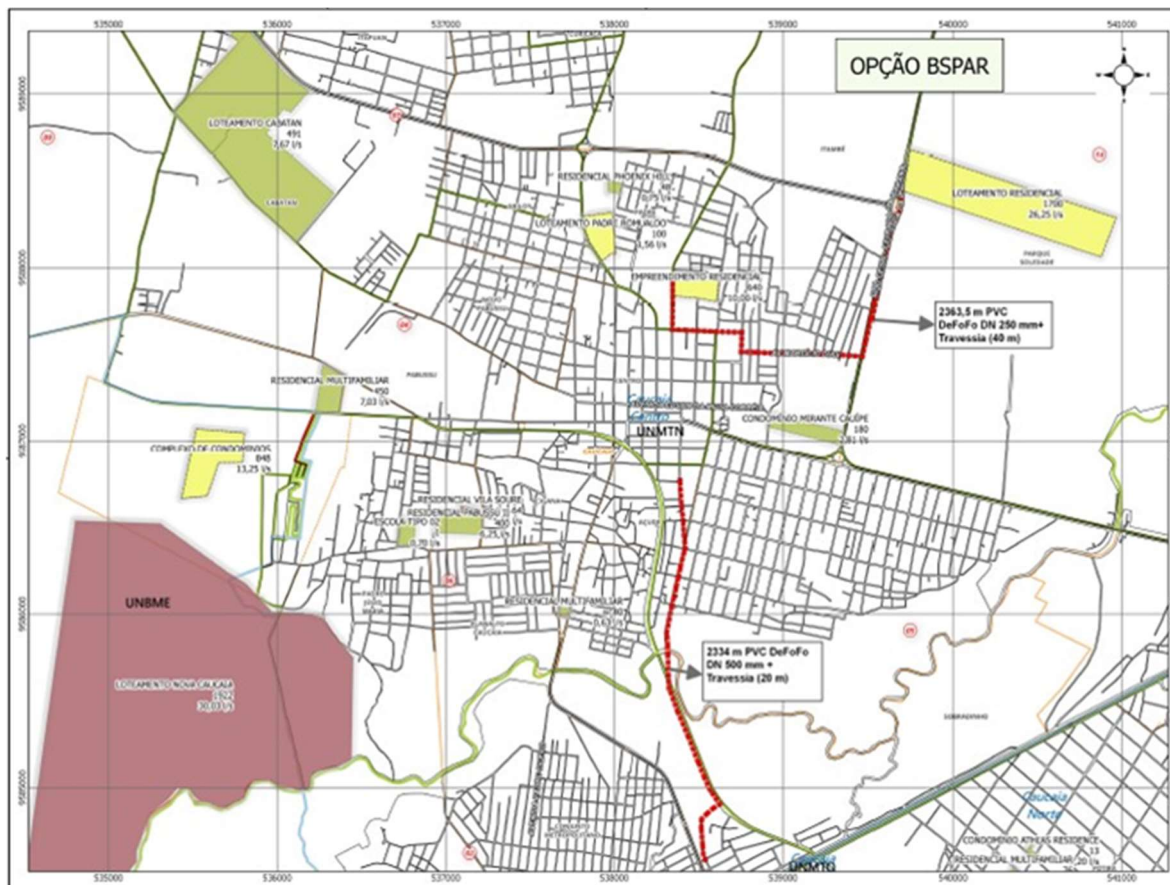


Figura 6 – Direcionamento de solução pelo SIG

O SIG indicou pontos de estrangulamento na rede de distribuição. Percebe-se que os 3 pontos de intervenção localizados no SIG são distantes do Empreendimento 1 e perto do Empreendimento 2, segundo as descrições:

- Substituição de 2.334 metros de tubulação PVC DEFoFo DN 250 mm por DN 500mm de mesmo material;
- Substituição de 480 metros de tubulação PVC DEFoFo DN 100 mm e de 300m metros de tubulação PVC DEFoFo DN 50 mm por DN 250mm de mesmo material;
- Implantação 1.583,50 metros PV DEFoFo DN 250mm de ramal de ligação ao empreendimento 1;

Com isso, realizou-se a 3ª e última simulação com resultado mostrado na Figura 7, resolvendo-se o problema de abastecimento dos 2 empreendimentos, possibilitando, assim, a entrada de novos clientes no sistema.

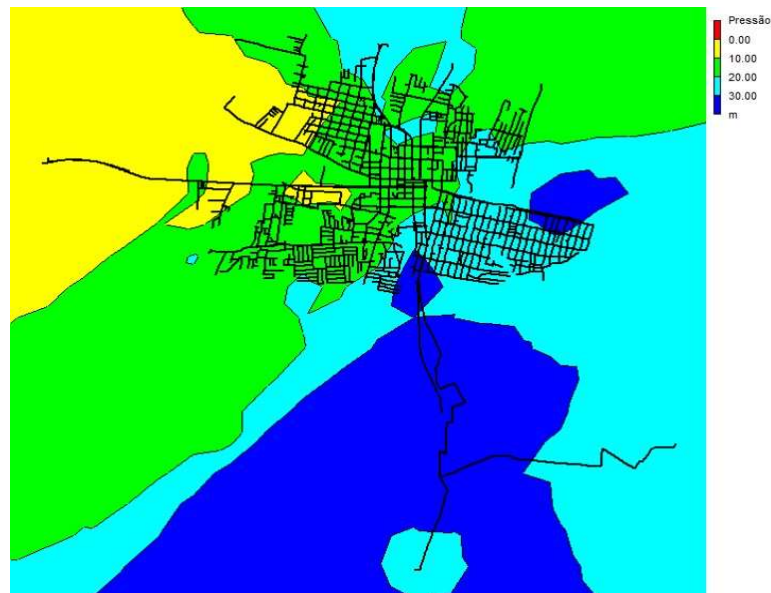


Figura 7 – Mapa de pressão da 3ª simulação

Os índices hidráulicos tiveram melhorias significativas, pois os valores que estavam fora das faixas ideais de operação passaram a operar devidamente dentro mesmo com um incremento de demanda, conforme disposto nas Tabelas 1, 2 e 3.

Tabela 1. Distribuição de pressão

Índices Pressão	Cenários	
	1ª Simulação	3ª Simulação
Máxima Pressão Dinâmica (>35 mca)	0,77%	4,62%
Máxima Pressão Estática (>50 mca)	0,00%	0,00%
Faixa de Pressão Ideal (10 - 35 mca)	59,97%	84,12%
Faixa de Pressão Pressão Abaixo do Limite Mínimo (<10 mca)	39,26%	11,27%

Tabela 2. Distribuição de velocidade

Índices Velocidade	Cenários	
	1ª Simulação	3ª Simulação
Velocidade Inferior ao Limite mínimo (< 0,50 m/s)	91%	84%
Velocidade na Faixa Ideal (0,5 - 1,5 m/s)	9%	15%
Velocidade Superior ao limite Máximo (> 1,50 m/s)	0%	1%

Tabela 3. Distribuição de perda de carga

Índices Perda de Carga	Cenários	
	1ª Simulação	3ª Simulação
Perda Carga < 1 m/km	70%	65%
Perda Carga 1 - 8 m/km	26%	32%
Perda Carga Superior a faixa ideal > 8 m/km	4%	3%

O índice pressão na faixa de 10 a 35 mca (faixa ideal de pressão), de 59,97% na 1ª simulação passou para 84,12%, na última simulação, enquanto que os valores preocupantes que ficaram na faixa menor que 10mca passou de 39,26% para 11,27% na pior hora de funcionamento. Ou seja, com as intervenções propostas o nível de abastecimento melhorou consideravelmente. Para os 11,27% remanescentes recomenda-se a alocação de equipes de campo para avaliação com geofones de possível rupturas existentes. Contudo, o aumento na faixa de operação ideal ocasionou o surgimento de pressões acima de 35 mca de 0,77% para 4,62%.

Tal consequência não denota que haverá rupturas, mas que apenas tais trechos deverão ser melhor monitorados, a fim de que caso ocorram aumento nas perdas físicas a probabilidade de ocorrerem nos trechos monitorados é significativa, tornando-se possível a racionalização de alocação das equipes de manutenção.

Com relação ao índice de velocidade houve uma diminuição na faixa de valores abaixo de 0,5 m/s, onde de 91% passou para 84%. Do mesmo modo a faixa de ideal de 0,5 a 1,5 m/s passou de 9% para 15%. O 1% restante ficou dentro da faixa de velocidade acima de 1,5 m/s, sendo mais índice que irá compor a lista de trechos potenciais de ruptura em casos de aumento nas perdas físicas, pois tal situação significa eventos de tensões cisalhantes maiores que o padrão aceito, infringindo ao tubo situações de abrasão acentuada e, portanto, aumento o risco de fadiga por serviço

Os valores de perda de carga mantiveram sua matriz dentro das faixas ideais de operação entre 1 a 8 m/km (faixa ideal), ficando com 97% comparados com os 96% da primeira simulação. A grande mudança deveu-se pela migração de 26% para 32% na faixa ideal de operação. A representação da faixa acima de 8m/km variou de 4% para 3%, sendo esses trechos passíveis de fadiga futura e que precisam ser monitorados.

O resultado final, demonstrado na Figura 7, fornece solução considerável em termos financeiros. Na época, através de tabelas oficiais do estado, o investimento para tal intervenção foi orçado em cerca de R\$ 2 milhões, constatando-se nesse ponto um cenário de decisão corporativa, pois se trata de um montante unitário de R\$ 14.244,00/L/s.

O que se observou no cerne da literatura existente é que foram realizados com sucesso os acoplamentos de softwares SIG com softwares hidráulicos e, em alguns estudos, incorporados inclusive a outros programas executores de processos auxiliares que tornam o processo de seleção de dados e calibração mais eficientes em situações reais.

No diagnóstico realizado por Abdelbaki et al. (2017) foi utilizado um valor máximo de pressão de 60 mca (6 bar) e, com isso, chegou-se à conclusão que 115 de 296 nós (39%) estavam com valores de pressão superior ao máximo. A pressão máxima utilizada foi de 35 mca, sendo que apenas 4,62% ficará acima e nenhum resultado superou ao menos 50 mca, conforme disposto na Tabela 1.

Rauen et al. (2016) realizou diagnóstico do sistema de distribuição de água e rede real no município de Guarulhos, São Paulo. A análise retornou que quase a totalidade da rede opera com pressões acima de 35 mca, situação acima da pressão máxima ideal, ensejando situações iminentes de ruptura das tubulações e aumento no nível de perdas físicas.

4. CONCLUSÕES

O presente trabalho buscou acoplar dois softwares gratuitos de naturezas distintas com o objetivo de fornecer ferramenta metodológica de apoio a decisão à Companhias de Abastecimento de Água que pode ser incorporada e utilizada tanto a nível estratégico (corporativo) como operacional. A principal contribuição do trabalho é a abordagem de um problema real, com estudo de caso em uma rede de distribuição de água de 145 km de extensão, localizada na Região Metropolitana de Fortaleza, Brasil. Tal fato traz consigo complexidades inerentes à operação de um sistema de distribuição que muitas vezes não conseguem ser facilmente modeladas.

Através das simulações realizadas neste estudo, ficou evidenciado que a falta de gestão e controle de ativos impossibilitam a entrada de novos clientes no sistema, encolhendo ainda mais as possibilidades de receita e, diminuindo, por sua vez, as margens de lucro necessárias ao mantimento e renovação da infraestrutura existente, além da necessidade de expansões. Além disso, em tempos de escassez hídrica, o nível de domínio do sistema de abastecimento de água de certa cidade é o diferencial que se faz entre o colapso total do abastecimento e a gestão de contingenciamento com medidas racionais para manter a continuidade do abastecimento.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Companhia de Água e Esgoto do Ceará – CAGECE pelo fornecimento de dados e efetivação de parceria com a Universidade Federal do Ceará – UFC, bem como à Fundação Cearense de Apoio ao Desenvolvimento Científico e Tecnológico – FUNCAP pelo apoio financeiro (Processo PNE-0112-00042.01.00/16).

REFERÊNCIAS

- [1] Nazif, S.; Kamouz, M.; Tabesh, M.; Moridi, A. Pressure management model for urban water distribution networks. *Water Resources Management*, v. 24, n. 3, p. 437–458, 2010.
- [2] Tsihrintzis, V. A.; Hamid, R.; Fuentes, H. R. Use of Geographic Information Systems (GIS) in water resources: A review. *Water Resources Management*, v. 10, n. 4, p. 251–277, 1996.
- [3] Dorca, C. C.; Luvizotto-Jr, E.; Andarade, J. G. P. Aspectos da implantação de um SIG em pequenos e médios abastecimentos de água. In: *Anais do I SEREA - Seminário Iberoamericano sobre Sistemas de Abastecimento Urbano de Água*, v. 1, p. 1–10, 2002.
- [4] Fausto, C. A. S. S. Et Al. Análise Clínica, Epidemiológica E Espacial De Pacientes Com Hanseníase Em Lagoa Grande/Pe, Por Meio De Tecnologias Da Geoinformação. In: *III Simpósio Brasileiro de Ciências Geodésicas e Tecnologias da Geoinformação. Anais...2010* Disponível em: <https://www3.ufpe.br/iisimggeo_cd/artigos/CartografiaeSIG/SIG/A_99.pdf>
- [5] Kalivas, D. P.; Kollias, V. J.; Karantounias, G. “A GIS for the Assessment of the Spatio-Temporal Changes of the Kotychi Lagoon, Western Peloponnese, Greece”. *Water Resources Management*, 17, 1, 19–36, 2003.
- [6] Gomasasca, M. A. Basics of geomatics. *Applied Geomatics*, v. 2, n. 3, p. 137–146, 2010.
- [7] Udovyk, O. GIS for integrated water resources management bt - *Integrated Urban Water Resources Management*. dordrecht: Springer Netherlands, 2006.
- [8] Mühlhofer, S. I.; Silva, C. S. A utilização de geoprocessamento como ferramenta para manutenção preventiva em redes de água e esgoto. [S.L.], 2009.
- [9] Bartolin, Hugo J. Ayala; Alzamora, Fernando Martínez; Monterde, N. Connecting ArcView 3 . 2 to EPANET 2 . A full environment to manage water distribution systems using models . Connecting ArcView 3 . 2 to EPANET 2 . A full environment to manage water distribution systems using models . In: *International Conference on Computing and Control for the Water Industry (CCWI'01)*. Anais...Leicester (UK): Montfort University, 2001.
- [10] Bartolin, H. J. A.; Cortés, J. A.; Alzamora, F. M. Bringing up to date WDS models by querying . An EPANET-Based GIS Geodatabase. In: *Eighth Annual Water Distribution Systems Analysis Symposium (WDSA)*. Anais...Cincinnati, Ohio, USA: mar. 2008.
- [11] Sandoval, L. F.; Zurvia-Flores, J.R.R. Sistema para control y gestión de redes de agua potable de dos localidades de México System to control and manage drinking water network of two towns of México. *Ingenieria Hidráulica y Ambiental*. XXXIV, n. 1, p. 112–126, 2013.
- [12] Rauen, V.A.B.; Grohmann, C.H.; Goveia, S.S.; Mito, C.L.; Marini, L.B.; Paranhos Filho, A.C.; Almeida, M. H. T. Geotecnologias na determinação da vulnerabilidade à ocorrência de vazamentos em redes de abastecimento de água. *Geociencias*, v. 35, n. 3, p. 414–425, 2016.
- [13] Abdelbaki, C.; Benchaid, M. M.; Benziada, S.; Mahmoudi, H.; Goosen, M. Management of a water distribution network by coupling GIS and hydraulic modeling : a case study of Chetouane in Algeria. *Applied Water Science*, v. 7, n. 3, p. 1561–1567, 2017.

[14] Ceará. Normas Técnicas para Projetos de Sistemas de Abastecimento de Água e Esgotamento Sanitário Cagece. 02. ed. Fortaleza: Cagece, 2010.

Versão Provisória 2019-07-16

COMPARAÇÃO ENTRE MIGHA E AG PARA A CALIBRAÇÃO DO FATOR DE ATRITO

Alessandro de Araújo Bezerra¹, Renata Shirley de Andrade Araújo², Marco Aurélio Holanda de Castro³

RESUMO

O objetivo deste trabalho é comparar o método de calibração do fator de atrito em redes de distribuição de água, denominado Método Iterativo do Gradiente Hidráulico Alternativo (MIGHA) com o já consagrado método dos algoritmos genéticos (AG). Para a comparação foi utilizada uma rede fictícia calibrada com uso dos dois métodos. O MIGHA apresenta uma equação para a calibração do fator de atrito através de processo iterativo com posterior cálculo da rugosidade absoluta e o AG é um algoritmo de busca em que foi calibrado diretamente a rugosidade absoluta de cada trecho. Foram comparados resultados de pressão e rugosidade absoluta. Os melhores resultados em termos de valores de pressão foram obtidos através de Algoritmos Genéticos, no entanto, as diferenças entre as os valores da pressão calculados através do MIGHA e as pressões observadas/gabarito foram menores do que 1%, o que mostra que, apesar de não ser o melhor resultado, este também foi muito bom. Quanto aos valores de rugosidade obtidos, os resultados foram inferiores aos obtidos pelos Algoritmos Genéticos, embora, com um tempo de processamento bem inferior. Assim, concluiu-se que o uso do MIGHA não gera os melhores resultados, mas bons resultados em pouco tempo.

Palavras-Chave

Método Iterativo do Gradiente Hidráulico Alternativo, Algoritmo Genético, Fator de atrito

1. INTRODUÇÃO

Há muito tempo se sabe da importância das redes de distribuição. Como pode ser visto em [1], a rede de distribuição de água é o elemento do sistema de abastecimento de maior importância econômica, atingindo de 60% a 70% do custo total do sistema e, em pequenas localidades, podendo chegar a 90%. Em [2] é estimado seu custo entre 50% e 75%. Já em [3], consideram que seu custo é responsável por mais de 50% do custo de implantação do sistema.

De acordo com o encontrado em [4], as redes de distribuição são os componentes responsáveis por levar a água ao usuário final, nos sistemas de abastecimento de água, de comunidades urbanas e rurais. Uma definição similar, porém mais antiga, foi proposta em [5], nele, uma rede de distribuição é um elemento que se constitui de tubulações que distribuem água, atendendo aos diversos pontos de consumo. Uma forma mais completa pode ser vista em [2] e [3], que definem rede de distribuição de água como a parte do sistema de abastecimento formada por tubulações e órgãos acessórios instalados

¹ Universidade Federal do Piauí, Campus Ministro Petrônio Portella, Departamento de Recursos Hídricos, Geotecnia e Saneamento Ambiental, Bairro Ininga, Teresina, PI - CEP: 64049-550. alessandrobezerra@ufpi.edu.br

² Universidade Federal do Piauí, Campus Ministro Petrônio Portella, Departamento de Recursos Hídricos, Geotecnia e Saneamento Ambiental, Bairro Ininga, Teresina, PI - CEP: 64049-550

³ Universidade Federal do Ceará, Campus do Pici, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental - Fortaleza - CE - CEP: 60451-970

em logradouros públicos com o objetivo de fornecer água potável em quantidade, qualidade, pressões adequadas e de forma contínua aos consumidores, sejam esses residenciais, comerciais, industriais ou de serviço.

Em [6] é explicado que cada rede de distribuição de água compreende uma configuração única de tubos interconectados, tanques de armazenamento, estações de bombeamento e câmaras de válvulas, que está sujeita a exigências muito variáveis que não podem ser previstas com grande grau de certeza.

Para calcular as perdas de carga numa rede de distribuição de água é necessário conhecer o material das tubulações a ser instaladas, assim como seus diâmetros e rugosidades. As tubulações mais utilizadas nas redes de distribuição no Brasil são constituídas por policloreto de vinilo (PVC), polímero reforçado com fibra de vidro (PRFV) ou ferro fundido revestido com cimento (FoFo).

A fórmula universal da perda de carga ou equação de Darcy-Weisbach, que é mostrada na Equação 1, é a equação considerada mais precisa para o cálculo do gradiente hidráulico e, consequentemente, da perda de carga num trecho de tubulação.

$$\nabla H = 0,81057 \cdot \frac{f}{g} \cdot \frac{Q^2}{D^5} \quad (1)$$

sendo ∇H (adimensional) o gradient hidráulico, f (adimensional) o fator de atrito, Q (m³/s) a vazão, D (m) o diâmetro e g (m/s²) a aceleração da gravidade.

Entre as equações utilizadas para o cálculo do fator de atrito está a fórmula de Swamee-Jain criada em 1976, apresentada pela Equação 2.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{5,74}{Rey^{0,9}} \right) \quad (2)$$

sendo ε (m) a rugosidade absoluta da tubulação e Rey (adimensional) o número de Reynolds do escoamento.

Apesar da existência de equações para o cálculo de redes de distribuição, em [7], acredita-se que devido à dificuldade de obter medições econômicas e confiáveis de parâmetros como rugosidades e demandas, os valores do modelo hidráulico final devem ser determinados através do processo de calibração.

Em [8], explica-se que a calibração de modelos computacionais é definida como o processo de ajuste de dados descrevendo o modelo matemático do sistema até que os desempenhos observados, tipicamente pressões e taxas de fluxo, estejam razoavelmente de acordo com os desempenhos calculados para uma vasta gama de condições operacionais.

Em [9], o Método Iterativo do Gradiente Hidráulico Alternativo (MIGHA) foi utilizado como método de calibração do fator de atrito, como pode ser visto na Figura 1.

Vários são os trabalhos que realizam calibrações em redes de distribuição de água, como é o caso de [10], [11], [12] e [13]. Além desses, o MIGHA aparece como um método de simples utilização e com rápidos e bons resultados, como mostrado em [9]. Neste trabalho, o citado método de calibração será comparado à já conhecida e consagrada ferramenta de otimização, o Algoritmo Genético (AG). Assim, pode ser visto o real potencial do MIGHA.

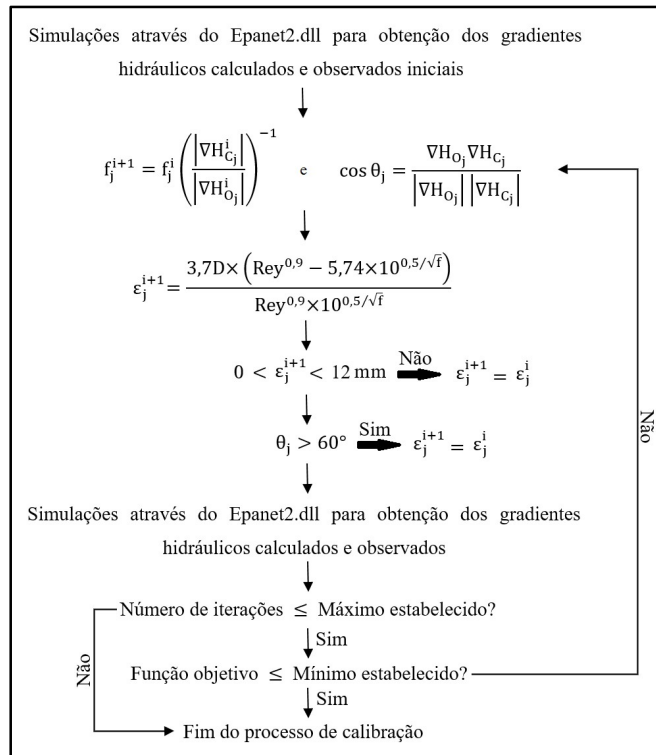


Figura 1. Fluxograma do processo MIGHA proposto para a calibração do fator de atrito e cálculo da rugosidade absoluta de Darcy-Weisbach.

2. METODOLOGIA

2.1 REDE DE DISTRIBUIÇÃO CALIBRADA

A rede de distribuição estudada foi proposta em [14] e modificada em [15]. A rede apresenta 10 trechos e 7 nós. Os gabaritos de uma simulação estática da rede, referentes a seus trechos e nós são apresentados em [16] e mostrados na Figura 2 em que os nós apresentam os valores de pressão e os trechos a rugosidade.

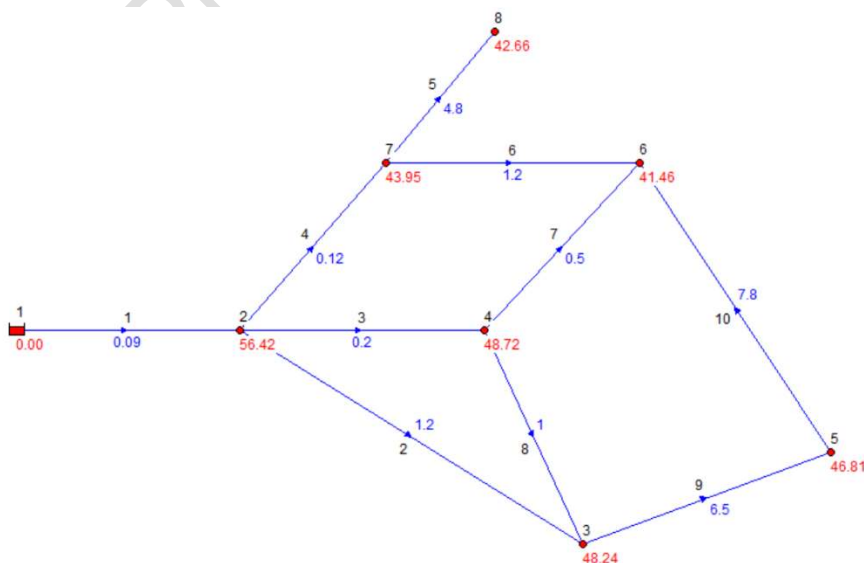


Figura 2. Rede de distribuição calibrada apresentando identificação dos nós e trechos (em preto), além dos valores gabarito das pressões nos nós (em vermelho) e das rugosidades absolutas nos trechos (em azul).

As simulações hidráulicas foram realizadas através do uso do software Epanet (pode ser visto em [17]) e a cota do nível da água do reservatório vale 60m.

2 MÉTODO MIGHA PARA CALIBRAÇÃO DO FATOR DE ATRITO

Como o fator de atrito f da fórmula universal da perda de carga é diretamente proporcional ao gradiente hidráulico, a equação MIGHA proposta neste trabalho para a calibração do fator de atrito da equação de Darcy-Weisbach em redes de distribuição de água ocorre de acordo com a Equação 3.

$$f_j^{i+1} = f_j^i \left(\frac{|\nabla H_{C_j}^i|}{|\nabla H_{O_j}^i|} \right)^{-1} \quad (3)$$

sendo que o índice i representa o número da iteração, o índice j indica qual o trecho da rede, ∇H_C representa o gradiente hidráulico da rede calculada, ∇H_O representa o gradiente hidráulico da rede observada e o expoente -1 indica a proporcionalidade que o fator de atrito tem com o gradiente hidráulico na equação de Darcy-Weisbach.

Como o objetivo é encontrar a rugosidade absoluta ε de cada trecho da rede e, de acordo com [17], a biblioteca Epanet2.dll utiliza, para o cálculo do fator de atrito, a fórmula de Swamee-Jain, considerando apenas o escoamento turbulento, ao isolar a rugosidade absoluta na fórmula utilizada encontra-se a Equação 4.

$$\varepsilon = \frac{3,7D \times (Rey^{0,9} - 5,74 \times 10^{0,5/\sqrt{f}})}{Rey^{0,9} \times 10^{0,5/\sqrt{f}}} \quad (4)$$

Assim, a metodologia proposta para calibração do fator de atrito f e cálculo da rugosidade absoluta ε de Darcy-Weisbach pode ser explicada como segue. Após a obtenção dos gradientes hidráulicos calculados e observados iniciais de todos os trechos da rede, através da utilização da biblioteca Epanet2.dll e com o uso de rugosidades absolutas iniciais para cada trecho definidos previamente, novos fatores de atrito f são calculados através da Equação 3 e os ângulos entre os vetores gradientes hidráulicos calculados e observados são obtidos. Conhecido o fator de atrito de cada trecho e, com base na equação de Swamee-Jain, novas rugosidades absolutas são calculadas através da utilização da Equação 4. Caso, em algum trecho, o ângulo formado entre os vetores gradiente hidráulico calculado e observado seja maior do que 60° ou, devido o fator de atrito ser calculado, não por características físicas dos trechos, mas pela Equação 3, a rugosidade absoluta calculada seja menor do que 0 ou maior do que 12mm (o dobro do valor tabelado de um tubo de rugosidade elevada, como aço rebitado em uso), a rugosidade absoluta ε a ser utilizada, para esse trecho, será a encontrada na iteração anterior. Isso ocorrerá até que os trechos vizinhos alterem as pressões nos nós existentes nas extremidades do trecho, com a finalidade de que, com essa mudança, o novo gradiente hidráulico encontrado altere a situação. Obtidos os novos valores de rugosidade absoluta a ser utilizado, uma nova simulação hidráulica é realizada. Esse processo se repete até que o número de iterações alcance um máximo estabelecido ou até que a função objetivo alcance um mínimo estabelecido.

2.3 CALIBRAÇÕES REALIZADAS

A metodologia MIGHA apresentada neste trabalho foi comparada com outro método de calibração utilizado no trabalho [16], já publicado para a rede simulada.

No trabalho [16], utilizando algoritmos genéticos (AG), o autor calibrou a rugosidade absoluta de Darcy-Weisbach. Para esta rugosidade da rede calibrada, os parâmetros dos AG utilizados pelo autor foram substituição de indivíduos do tipo steady-state, seleção tipo torneio, mutação gaussiana,

recombinação aleatória dos operadores a cada geração e uma população de 2.000 indivíduos com 100 gerações.

Para a comparação entre as calibrações utilizando o método de algoritmos genéticos executado em [16] e as calibrações utilizando o MIGHA através das equações propostas neste trabalho, foram considerados dados de entrada de pressões em todos os nós da rede. Para tais calibrações, foram considerados os parâmetros utilizados em [16] com uso de seu cenário 2 de consumos nodais (Quadro 1). Para a calibração do fator de atrito, foi considerada uma rugosidade absoluta inicial de 0,006mm nos trechos da rede.

Quadro 2. Padrão de consumos utilizados na calibração

Nó	2	3	4	5	6	7	8
Consumo (L/s)	0,0	36,0	120,0	10,0	80,0	80,0	37,5

Os valores gabarito referentes às pressões foram usados como valores observados nas calibrações, uma vez que se trata de uma rede hipotética.

3. RESULTADOS

Para a calibração da rugosidade absoluta nos condutos através de Algoritmos Genéticos e calibração do fator de atrito com uso do MIGHA, tanto as pressões quanto as rugosidades absolutas encontradas com uso da equação proposta neste trabalho foram piores do que as encontradas em [16], com uso de Algoritmos Genéticos. No Quadro 2 pode ser vista a comparação entre as pressões encontradas com calibrações realizadas com uso de Algoritmos Genéticos e obtidas através do MIGHA, além de seus erros relativos. Já a comparação entre as rugosidades absolutas encontradas, além de seus erros relativos, pode ser vista no Quadro 3.

Verifica-se que, apesar de as pressões encontradas com a calibração realizada através do MIGHA possuírem valores mais distantes do gabarito que as encontradas através de Algoritmos Genéticos, exceto para o nó 4, os erros relativos calculados são menores que 1% em todos os nós, ou seja, apesar de o pior entre os testados, os resultados ainda são bons. Já no caso das rugosidades absolutas encontradas, os resultados calculados através do MIGHA não foram melhores em nenhum trecho da rede e, de forma geral, não foram bons com uso de nenhum dos dois métodos, sendo, bem pior, quando calculados através do MIGHA.

Quadro 3. Comparação entre as pressões encontradas com calibrações realizadas com uso de Algoritmos Genéticos e obtidas através do MIGHA – Calibração do f

Nó	Pressões Gabarito (m)	Pressões AG (m)	Pressões MIGHA (m)	Erro AG (%)	Erro MIGHA (%)
2	56,42	56,42	56,43	0,00	0,02
3	48,24	48,21	48,37	0,06	0,27
4	48,72	48,73	48,72	0,02	0,00
5	46,81	46,77	47,03	0,09	0,47
6	41,46	41,42	41,8	0,10	0,82
7	43,95	43,95	44,12	0,00	0,39
8	42,66	42,66	42,88	0,00	0,52
Erro (%) médio:				0,04	0,35

Quadro 4. Comparação entre as rugosidades absolutas encontradas com calibrações realizadas com uso de Algoritmos Genéticos e obtidas através do MIGHA – Calibração do f

Trecho	Rugosidade Gabarito (mm)	Rugosidade AG (mm)	Rugosidade MIGHA (mm)	Erro AG (%)	Erro MIGHA (%)
1	0,09	0,091	0,088	1,11	2,51
2	1,2	1,092	0,483	9,00	59,74
3	0,2	0,19	0,221	5,00	10,62
4	0,12	0,135	0,150	12,50	24,93
5	4,8	4,759	4,253	0,85	11,39
6	1,2	2,307	4,372	92,25	264,35
7	0,5	0,455	0,346	9,00	30,83
8	1	1,424	7,659	42,40	665,91
9	6,5	5,614	2,228	13,63	65,72
10	7,8	3,717	0,105	52,35	98,65
Erro (%) médio:				23,81	123,47

Assim, verifica-se que, apesar de gerar excelentes resultados para as pressões, o método proposto não obteve as melhores rugosidades em nenhum dos casos. No entanto, é válido considerar que o método MIGHA foi comparado com os melhores resultados obtidos [16], dentre as várias possibilidades existentes e utilizadas em seu trabalho. Além disso, já é sabido que há uma necessidade de um elevado tempo de processamento no caso do uso do Método de Algoritmos Genéticos e, para a calibração da rede testada com uso do MIGHA, o tempo de processamento foi inferior a 3s, sendo necessário 4 iterações para chegar ao valor de função objetivo igual a 0,0000000001.

4. CONCLUSÕES

O MIGHA foi comparado com a metodologia de Algoritmos Genéticos e, pôde-se verificar que, no caso calibração do fator de atrito, as melhores pressões foram encontradas através de Algoritmos Genéticos, no entanto, as diferenças entre as pressões calculadas através do MIGHA e as pressões observadas foram menores que 1%, o que mostra que, apesar de não ser o melhor resultado, este também foi muito bom. Quanto às rugosidades encontradas, os resultados foram inferiores aos de Algoritmos Genéticos, entretanto, com um tempo de processamento bem melhor. Assim, o uso do MIGHA não gera os melhores resultados, mas bons resultados em pouco tempo.

REFERÊNCIAS

- [1] L. N. Garcez, J. M. Azevedo Netto, “Métodos novos para o estudo das rêsdes hidráulicas”, Revista DAE. vol. 9, no. 19, 1947, pp. 3-18.
- [2] M. T. Tsutiya, Abastecimento de Água, 3ª ed., São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006.
- [3] L. Heller, V. L. Pádua, Abastecimento de água para consumo humano, 2ª ed., vol. 2, Belo Horizonte: Editora UFMG, 2010.
- [4] H. P. Gomes, K. T. M. Formiga, “PNL2000 – Método Prático de Dimensionamento Econômico de Redes Malhadas de Abastecimento de Água”, Revista DAE. vol. 6, no. 4, 2001, pp. 91-108.
- [5] N. G. Dacach, “Modalidades de rêsdes públicas de água”, Revista DAE. vol. 27, no. 66, 1967, 10-16.
- [6] Z. Rao, E. Salomons, “Development of a real-time, near-optimal control process for water-distribution networks”, Journal of Hydroinformatics. vol. 9, no. 1, 2007, pp. 25-37.
- [7] L. E. Ormsbee, e S. Lingireddy, “Calibrating Hydraulic Network Models”, Journal of the American Water Works Association. vol. 89, no. 2, 1997, pp. 42-50.

- [8] W. Cheng, e Z. He, “Calibration of Nodal Demand in Water Distribution Systems”, *Journal of Water Resources Planning and Management*. vol. 137, no. 1, 2011, pp. 31-40.
- [9] A. A. Bezerra, M. A. H. Castro, e R. S. A. Araújo, “Equação para o Método Iterativo do Gradiente Hidráulico Alternativo (MIGHA) na calibração do fator de atrito”, em XV Seminário Iberoamericano de Redes de Agua y Drenaje, SEREA2017, Bogotá: Uniandes, 2017.
- [10] L. E. Ormsbee, D. J. Wood, “Explicit Pipe Network Calibration”, *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol. 112, no. 2, 1986, pp. 116-182.
- [11] F. G. B. Silva, L. F. R. Reis, R. O. Caliman, F. H. Chaudhry, “Calibração de um Modelo de Rede de Distribuição de Água para um Setor de Abastecimento Real Contemplando Vazamentos” *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*. vol. 9, no. 1, 2004 pp. 37-54.
- [12] P. R. Bhave, “Calibrating Water Distribution Network Models”, *Journal of Environmental Engineering*. vol. 114, no. 1, 1988, pp. 120-136.
- [13] A. M. Righetto, “Calibração de modelo hidráulico de rede de distribuição de água”, *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*. vol. 6, no. 3, 2001, pp. 33-44.
- [14] T. M. Walski, “Technique for Calibrating Network Models”, *Journal of Water Resources Planning and Management*. vol. 109, no. 4, 1983, pp. 360-372.
- [15] S. R. Gambale, Aplicação de algoritmo genético na calibração de rede de água, Dissertação (Mestrado em Recursos Hídricos) – Escola Politécnica, Univer. de São Paulo, São Paulo, 2000.
- [16] A. C. A. Silva, Calibração automática de rugosidades de tubulações em sistemas de distribuição de água com aplicação de algoritmos genéticos, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil: área de concentração em Recursos Hídricos) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2006.
- [17] L. A. ROSSMAN, EPANET 2: User’s Manual. National Risk Management Research Laboratory Office of Research and Development of U.S. EPA, Cincinnati, OH, 2000.

EFEITO DA VARIAÇÃO DA CURVA DE DEMANDA NA FORMULAÇÃO DA LINHA BASE EM SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Aline Elisabete Lorenzini¹, Marcelo Giulian Marques², Eder Daniel Teixeira³,
Maurício Dai Prá⁴, Guilherme Santanna Castiglio⁵, Ana Carolina Ribeiro⁶

INTRODUÇÃO

Água e energia elétrica são dois recursos indispensáveis no cotidiano da população e em variados setores produtivos. O abastecimento de água nas cidades é uma tarefa complexa, e um dos insumos mais importantes neste processo é a energia elétrica. Estima-se que o consumo de energia elétrica do setor de saneamento no Brasil representa 3% do consumo total do país [1]. Estima-se que este consumo poderia ser reduzido em 25% com aplicação de medidas de eficiência energética [2], sendo essas medidas de caráter administrativo, técnico ou operacional, portanto, algumas delas sem custo de implantação para as companhias de saneamento.

Este trabalho tem como objetivo analisar o efeito da variação do coeficiente máximo horário (K_2) na elaboração dos valores de referência de linha base de determinado SAA. Para obtenção de diferentes K_2 foram utilizados dados de vazão coletados em estações de bombeamento de água reais, distribuídas em diferentes regiões do Brasil. O SAA utilizado como referência para cálculo da linha base e avaliação do impacto da variação do K_2 também se trata de um sistema real, localizado no norte do Brasil.

METODOLOGIA

Uma maneira de verificar o comportamento do consumo de água ao longo de um dia é através do coeficiente máximo horário (K_2) que representa a relação entre a vazão máxima pela vazão média, consumidas diariamente em um SAA. A metodologia de Linha Base como ferramenta de diagnóstico hidroenergético de SAA permite determinar o menor consumo e custo energético possível para o sistema analisado. O consumo mínimo, calculado pela Linha Base, pode, então, ser comparado com o consumo energético usual do sistema. Neste trabalho adotou-se um SAA de referência para cálculo da linha base, onde foram inseridos 13 diferentes K_2 calculados a partir de curvas de demanda de água de diferentes SAA. O SAA utilizado como referência para formulação da linha base energética do estudo de caso possui 2 bombas operativas, cada uma com potência unitária de 44,16 kW. O diâmetro nominal da adutora de 250 mm e o desnível geométrico do sistema de 33,15 m, sendo que as bombas operam com uma altura manométrica 44 mca, vazão de recalque de 0,105 m³/s e um volume médio diário de 7465 m³/dia. A tarifa de demanda e de energia valem respectivamente 25,29 R\$/(kW.mês) e 0,3499 R\$/kWh, sendo a cotação do dólar R\$ 3,71 (consultada em 14/01/2019).

Portanto, a metodologia adotada para a confecção deste artigo foi dividida em quatro etapas, que são: (1) calcular os valores de K_2 a partir de diferentes curvas de demanda de água; (2) fixar características

¹ Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Av. Bento Gonçalves, 9500, CEP 91501-970, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, Brasil. aline.lorenzini@outlook.com

² Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, Brasil. mmarques@iph.ufrgs.br

³ Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, Brasil. eder.teixeira@ufrgs.br

⁴ Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, Brasil. mauricio.daipra@ufrgs.br

⁵ Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, Brasil. guilhermecastiglio@gmail.com

⁶ Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, Brasil. carolribeiro.eng@gmail.com

construtivas e operativas de um SAA para ser adotado como referência na obtenção da linha base; (3) inserir valores de K_2 calculados na metodologia da linha base para determinar parâmetros de operação; (4) análise do comportamento dos parâmetros calculados na linha base a partir da variação do K_2 .

RESULTADOS

Para efeitos de visualização de resultados, optou-se por transformar o coeficiente máximo horário (K_2), em Fator de Demanda (K_2^{-1}). Verifica-se que a partir de determinado valor de fator de demanda há um padrão que se repete no consumo de energia elétrica e por consequência no seu custo. A Figura 1 apresenta o gráfico do consumo de energia elétrica e o custo diário, determinado através da Linha Base, para diferentes K_2 .

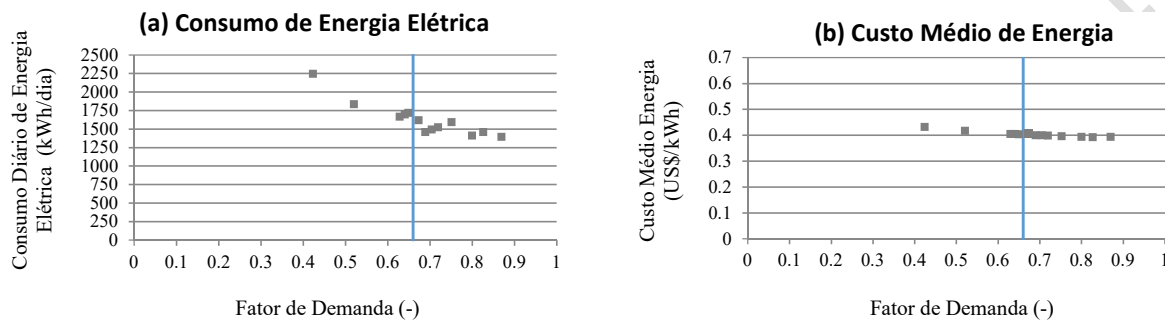


Figura 1. (a) consumo diário de energia elétrica em relação ao fator de demanda, (b) custo médio de energia elétrica em relação ao fator de demanda.

Destaca-se que este tipo de informação pode ser de grande importância para gestores de companhias de saneamento no momento da tomada de decisão sobre qual SAA intervir para implantação de ações de eficiência.

REFERÊNCIAS

- [1] ALLIANCE TO SAVE ENERGY – ASE, Watergy: taking advantage of untapped energy and water efficiency opportunities in municipal water systems. Washington: Alliance to Save Energy, 2002.
- [2] GOMES, H. P. Sistemas de Abastecimento de Água: Dimensionamento Econômico e Operação de Redes Elevatórias. 3 ed. João Pessoa: Editora Universitária UFPB, 2009. 272p.

APLICACIÓN DE LA ESTIMACIÓN DE ESTADO A REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE: COMBINACIÓN CON MODELO ESTOCÁSTICO DE DEMANDAS

Sarai Díaz¹, Javier González²

INTRODUCCIÓN

Las técnicas de estimación de estado permiten determinar el estado hidráulico más probable de una red de abastecimiento de agua potable a partir de las lecturas reales recabadas por un sistema de telemetría, gracias a la combinación del valor de estas medidas y su incertidumbre con un modelo hidráulico [1]. Estas técnicas se plantean como un problema de optimización que minimiza la diferencia entre las medidas y las estimaciones, dando como resultado un ajuste que representa la realidad del sistema de abastecimiento (ver Figura 1). De esta forma, permiten calcular el estado real (presiones y flujos) en cualquier punto de la red a partir de lecturas aisladas, sacando el máximo partido a los datos para mejorar en consecuencia la explotación de la infraestructura [2]. Pese a su potencial y su amplio desarrollo científico desde los años 80s, las técnicas de estimación de estado apenas han sido implementadas en redes reales a nivel operacional [3]. El motivo es que las redes de distribución tradicionales han estado típicamente poco telemetradas, y la falta de equipos hace inviable la aplicación de estas técnicas. Esto se ha traducido en que hasta la fecha la estimación de estado se haya aplicado únicamente en redes de transporte de grandes ciudades, más instrumentadas [4].

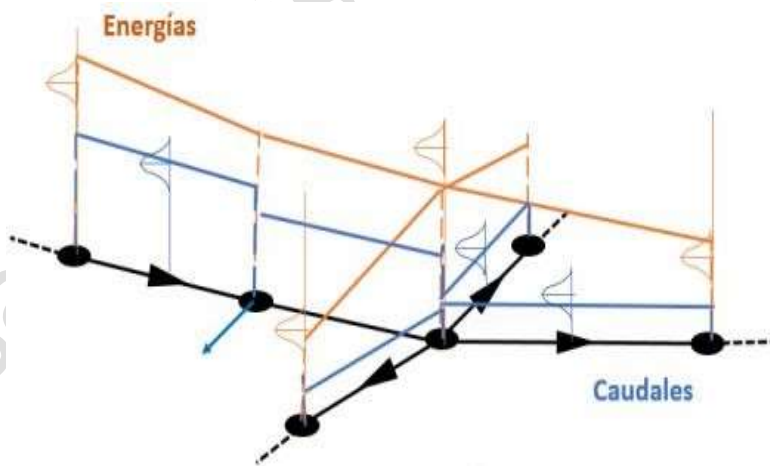


Figura 1. Efecto de la estimación de estado: Consideración de la incertidumbre de todas las medidas para determinar el estado hidráulico más probable en la red de abastecimiento.

La falta de equipos de medida en las redes de distribución puede complementarse con pseudomedidas de demanda, es decir, estimaciones basadas en registros históricos [1]. No con el objetivo de desarrollar la estimación de estado, si no con la finalidad de mejorar la calidad de los modelos hidráulicos tradicionales, en los últimos años se han desarrollado modelos estocásticos de

¹ Universidad de Castilla-La Mancha, Av. Camilo José Cela s/n, 13071 Ciudad Real, España. Sarai.Diaz@uclm.es

² Universidad de Castilla-La Mancha, Av. Camilo José Cela s/n, 13071 Ciudad Real, España

demanda que permiten caracterizar o incluso predecir con precisión la demanda como si se tratase de pulsos, con un alto grado de resolución temporal y espacial [5]. Estos modelos han demostrado ajustarse mejor a la realidad de los sistemas de abastecimiento [6], y por tanto, la utilización de las demandas así obtenidas como pseudomedidas en un proceso de estimación de estado, podría ser el último impulso necesario para extender el uso de estas técnicas a las redes de distribución de agua potable. El objetivo de este trabajo es valorar el interés de la combinación de un modelo estocástico de demandas con un estimador de estado, analizando para ello la incertidumbre de los resultados.

METODOLOGÍA

En este trabajo se utiliza un modelo de pulsos similar al descrito por [7]. Los valores medios y las desviaciones típicas de las demandas así obtenidas son luego utilizadas para calcular la incertidumbre del resto de variables hidráulicas según la metodología descrita en [1]. Este método se aplica luego sobre un caso de estudio, mostrando así las bondades de utilizar pseudomedidas de demanda físicamente basadas para monitorizar el estado hidráulico.

REFERENCIAS

- [1] S. Díaz, R. Mínguez y J. González, “Aproximación estocástica al análisis de observabilidad en redes de abastecimiento de agua,” *Ingeniería del Agua*, vol. 20, no. 3. 2016, pp. 139-152.
- [2] S. Díaz, *Comprehensive approach for on-line monitoring water distribution systems via state estimation related techniques*, PhD Thesis University of Castilla-La Mancha, 2017.
- [3] P. Carpentier and G. Cohen, “State estimation and leak detection in water distribution networks,” *Civil Engineering Systems*, vol. 8, no. 4. 1991, pp. 247-257.
- [4] J. González, R. Mínguez y S. Díaz, *Estudio de observabilidad para la estimación del estado hidráulico de la red sectorizada de abastecimiento*, Cuaderno de I+D+i 23, Canal de Isabel II, Madrid, 2016.
- [5] E. Creaco, M. Blokker and S. Buchberger, “Models for generating household water demand pulses: literature review and comparison,” *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol. 143, no. 6. 2017, pp. 04017013.
- [6] M. Blokker, H. Beverloo, J. Vogelaar, J. Vreeburg and J.C. van Dijk, “A bottom-up approach of stochastic demand allocation in a hydraulic network model: a sensitivity study of model parameters,” *Journal of Hydroinformatics*, vol. 13, no. 4. 2011, pp. 714-728.
- [7] M. Blokker, J. Vreeburg and J.C. van Dijk, “Simulating residential water demand with a stochastic end-use model,” *Journal of Water Resources Planning and Management*, vol. 136, no. 1. 2010, pp. 19-26.

MODELACIÓN EN CFD PARA ANÁLISIS DE MEZCLA EN CRUCEROS DE REDES DE AGUA POTABLE

Daniel Hernández Cervantes¹, P. Amparo López Jiménez², Xitlali Delgado Galván³, Antonio Arciniega Nevares⁴, Modesto Pérez-Sánchez⁵, Martín Jiménez Magaña⁶, Jesús Mora Rodríguez⁷

RESUMEN

Desde hace más de 10 años Epanet es de los programas más utilizados en la simulación de calidad del agua e investigaciones aplicadas a ello. Sin embargo, el cálculo de la mezcla completa en uniones de tubería que emplea Epanet ha sido cuestionado por diversos autores. Este trabajo describe escenarios de mezcla mediante un modelo en Dinámica de Fluidos Computacional (CFD) validado en una red experimental. El modelo permite condiciones de operación cercanas a las de redes de agua potable reales. En los 22 casos de mezcla mostrados, en ninguno se lleva a cabo la mezcla completa que asume Epanet, por lo que verifica que la mezcla es llevada a cabo de manera incompleta. Se presenta un método de estimación de concentraciones a las salidas del cruce para estos escenarios de trabajo. Contar con un modelo de mezcla más preciso favorecerá los resultados de los programas de simulación de calidad del agua.

Palabras clave

Calidad del agua, Epanet, Mezcla incompleta.

1. INTRODUCCIÓN

Durante las últimas décadas se han incrementado el uso de programas computacionales para facilitar el control de la calidad del agua en redes de distribución. Estos modelos deben ser lo más precisos posibles para llevar a cabo una correcta simulación que permita el desarrollo de investigaciones en este campo. Epanet es un programa ampliamente usado para simulación hidráulica y de calidad del agua en redes. Este programa es de código abierto y muchos otros programas han basado sus modelos de cálculo en la metodología que sigue Epanet. Algunas aplicaciones de investigación en cuanto a calidad del agua son: optimización del uso de cloro ligado a formación de subproductos químicos [1-3], ubicación de sensores de monitoreo para la detección temprana de contaminantes [4,5], sectorización para acciones ante eventos de contaminación [6,7], ubicación óptima de estaciones de reinyección [8-10], etc.

¹ Depart. de Ingeniería Geomática e Hidráulica, División de Ingenierías, Universidad de Guanajuato. Av. Juárez 77, Centro, Guanajuato, Gto. C.P. 36000. México. d.hernandezcervantes@ugto.mx

² Depart. de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente Universitat Politècnica de València, Camino de Vera, s/n°, 46022 Valencia, España

³ Depart. de Ingeniería Geomática e Hidráulica, División de Ingenierías, Universidad de Guanajuato. Av. Juárez 77, Centro, Guanajuato, Gto. C.P. 36000. México.

⁴ Depart. de Ingeniería Geomática e Hidráulica, División de Ingenierías, Universidad de Guanajuato. Av. Juárez 77, Centro, Guanajuato, Gto. C.P. 36000. México.

⁵ Depart. de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente Universitat Politècnica de València, Camino de Vera, s/n°, 46022 Valencia, España

⁶ Depart. de Hidráulica, Facultad de Estudios Superiores de Aragón, UNAM. Avenida Rancho Seco S/N, Colonia Impulsora, Nezahualcóyotl, Estado de México, C.P. 57130

⁷ Depart. de Ingeniería Geomática e Hidráulica, División de Ingenierías, Universidad de Guanajuato. Av. Juárez 77, Centro, Guanajuato, Gto. C.P. 36000. México.

En Epanet y en la mayoría de los programas de simulación hidráulica, se asume que la mezcla del soluto es completa e instantánea [11,12]. Por lo anterior, la concentración de la sustancia (cloro residual) que abandona el nodo de mezcla, será la media ponderada de las concentraciones de las tuberías que lleguen. Para un nodo k dado, se tiene:

$$C_i = \frac{\sum_{j \in I_k} Q_j C_j + Q_{k,ext} C_{k,ext}}{\sum_{j \in I_k} Q_j + Q_{k,ext}} \quad (1)$$

Donde:

i , tramo con caudal que abandona el nodo k ;

I_k , conjunto de tramos con caudal que llega al nodo k ;

Q_j , caudal en el tramo j , (m^3/s);

$Q_{k,ext}$, caudal externo que entra a la red en el nodo k , (m^3/s);

$C_{k,ext}$, concentración del caudal externo que entra en el nodo k , (m^3/s).

El proceso evalúa la mezcla de sustancia que es llevada a cabo en las uniones donde se concentran caudales de entrada y se distribuyen en uno o varios caudales de salida. Sin embargo, diversas fuentes han puesto especial énfasis en uno de los procesos realizados en los programas de simulación de calidad del agua [13-18]. Estos trabajos han demostrado numérica y experimentalmente que la mezcla en estas uniones está muy lejos de ser “completa e instantánea”. La mayor parte de estas investigaciones se basan en experimentos físicos y simulaciones a través de Dinámica de Fluidos Computacional (CFD, por sus siglas en inglés) mediante la utilización de trazadores químicos y colorimetría para analizar la distribución de concentraciones. Los autores han concluido que estos procesos de mezcla se llevan a cabo de manera “incompleta”, por lo que han puesto en cuestión la precisión con la que se realiza la simulación de calidad del agua.

Los distintos trabajos realizados hasta la actualidad permitieron derivar funciones matemáticas para la descripción de la mezcla en uniones de tubería, incluso se han formulado códigos para ser implantados como toolkits para EPANET (uno de ellos, llamado AZRED II [11]) y así realizar los análisis ejecutando las funciones propuestas. No obstante, aún no se han difundido estas aplicaciones a nivel global, debido a que aún están sujetos a calibraciones específicas de cada red y carecen de suficiencia experimental en redes reales de alta interconexión.

La falta de precisión en la simulación de calidad del agua puede conducir potencialmente al diseño erróneo de los sistemas de monitoreo la ubicación en zonas no adecuadas de sistemas de re-cloración necesarios para el control de desinfección [17]. La precisión en estos modelos también es necesaria para simular la dispersión espacio-temporal de los agentes químicos y microbianos durante acontecimientos accidentales o intencionales de contaminación.

2. METODOLOGÍA

Para los ensayos de análisis de la mezcla se empleó un modelo en CFD con la representación de un crucero a dos entradas y dos salidas de flujo. El modelo fue validado mediante escenarios llevados a cabo en una red experimental en físico a diferentes condiciones de caudal y presión y fueron validados mediante la obtención de curvas de Distribución de Tiempos de Residencia. La formulación del modelo CFD puede consultarse en [19].

2.1 MODELO EXPERIMENTAL

El modelo representa un crucero dentro de una red experimental de la Universidad de Guanajuato, México. Las cuatro fronteras fueron nombradas de acuerdo a los cuatro puntos cardinales, Norte,

Oeste, Este y Sur, designados como: N y O para las entradas y E y S para las salidas (Figura 1). El material de la tubería implementado es de fierro galvanizado (rugosidad de 0.015mm) de 101.6 mm de diámetro (Figura 1). Los flujos son conducidos por una bomba hidráulica de 15HP, que alcanza 30 litros por segundo a presiones de 1.78 bares para las tuberías en el cruce. Mas allá de los extremos de cada frontera (entre 2 a 7m) se localizan válvulas para controlar las entradas y salidas de caudal. Estas distancias se tomaron para reducir la turbulencia generada por la obstrucción de la válvula y para que el flujo se pueda uniformizar a lo largo de la tubería.

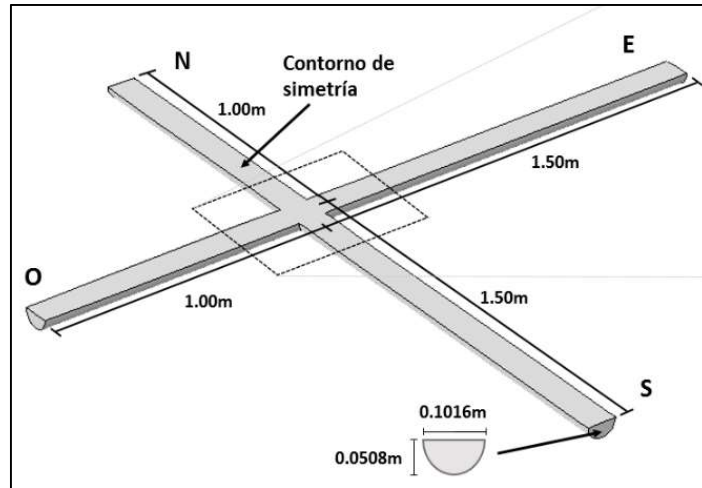


Figura 1. Dimensiones del modelo CFD, formulación descrita en [19].

El software de CFD utilizado es COMSOL Multiphysics, versión 4.3b siguiendo el modelo $k-\epsilon$ para fluido incompresible y flujo en régimen turbulento. Los escenarios se ejecutaron en un ordenador marca *DELL*, con Windows 7, procesador Intel Core *i7*, 2.10 GHz 8GB RAM.

2.2 2.2 ESCENARIOS PROPUESTOS

Los caudales a estudiar serán algunas combinaciones del siguiente conjunto descrito en (2), se alternaron entre 0.1, 0.3 y 0.6 m/s, una entrada respecto de la otra. Este conjunto se decidió porque se acerca a los límites de velocidad recomendados para proyectos de redes de agua potable. La velocidad recomendada para tuberías con material de fierro galvanizado es de 0.3 a 3.5 m/s. Algunos escenarios, cuyas velocidades se encontraban en los siguientes rangos: (0.3 - 0.6 - 0.9), (1.8 - 2.1 - 2.4), (2.4 - 3.0 - 3.6), tomando variación más fina en sus entradas, correspondiente a 0.1 m/s.

$$x \in \{(V_N, V_O) | 0.3 \leq V_{N,O} \leq 3.6\} \quad V[m s^{-1}] \quad (2)$$

En mecánica de fluidos, se puede condicionar las velocidades a las entradas y valores de presión en ambas fronteras de salida. Cada simulación de hidrodinámica llevó en promedio, más de 4hrs en completar la simulación. Este proceso de simulación, mediante métodos numéricos (volúmenes finitos) requiere toda la capacidad computacional del equipo y sólo puede trabajar un solo ensayo a la vez. Cabe mencionar que cuando se desconocen las fronteras de presión a las salidas, la estimación puede no ser tan directa, y se llegan a dar casos en que la presión fijada no permite la convergencia del modelo. Además, las velocidades a las salidas no se comportan en todos los casos de manera libre, algunas velocidades se controlan por medio de válvulas en alguna parte de las tuberías de salida, por lo que también implica en la construcción geométrica la adecuación de la simulación de estas válvulas.

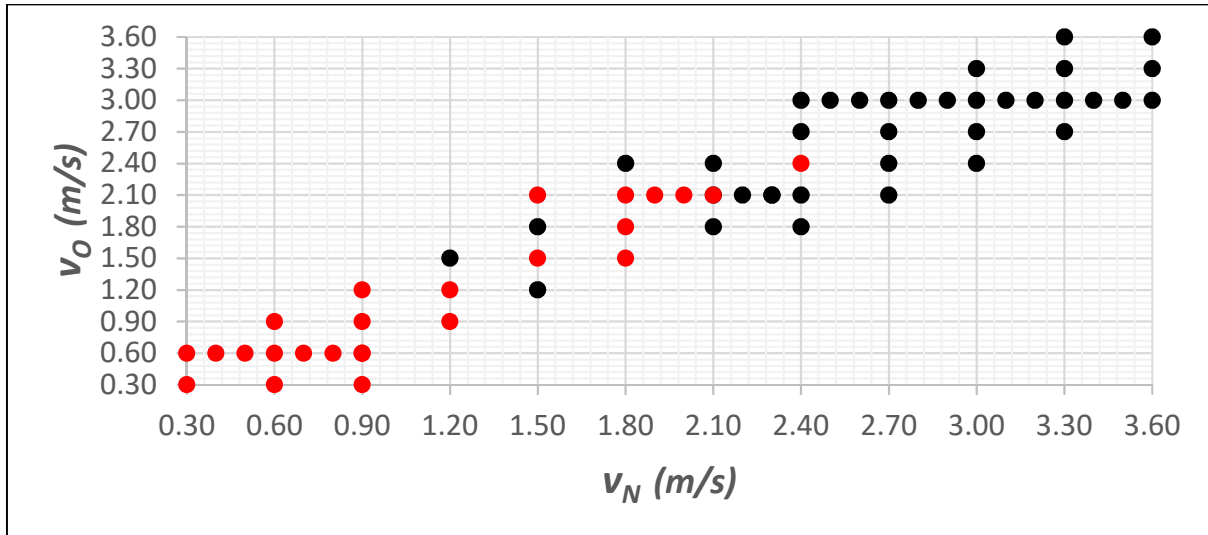


Figura 2. Combinación de velocidades a entradas N y O. (en rojo las mostradas en el presente artículo)

Para medir el grado de mezcla en el crucero, se simuló mediante Transporte de Especies Diluidas y se asignaron las propiedades de un trazador electroquímico (Sulfato de Cobre Pentahidratado). Se analizaron diferentes concentraciones (en mg/m^3 , por experimento) para cada uno de los escenarios propuestos. Los valores de concentración asignados a las entradas N y O, se indican en la Tabla 1.

Tabla 1. Concentraciones (mg/m^3) de trazador asignadas a las entradas N y O del crucero.

C_N	0	62.5	125	187.5	250	312.5	375	437.5	500
C_O	250	250	250	250	250	250	250	250	250
$IN=C_N/C_O$	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00

El valor de IN (de entrada) corresponde a la relación que se obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$IN = \frac{C_N}{C_O} \quad (3)$$

Donde C_N , C_O = Concentración a la entrada Norte y Oeste, respectivamente. De igual forma se muestra el coeficiente llamado OUT (de salida), el cual se obtiene mediante la siguiente relación:

$$OUT = \frac{C_E}{C_S} \quad (4)$$

Donde C_E , C_S = concentraciones a las salidas Este y Sur, respectivamente.

La concentración a la entrada Oeste se mantendrá fija, con un valor de 0.25 mol/L ($= 250 \text{ mol}/\text{m}^3$), tal y como fue realizado en las pruebas experimentales. La concentración que se varía será la de la entrada Norte. Sus valores se describen en la tabla 2. El rango del coeficiente IN va de 0.00 a 2.00, lo que representa la variación de las concentraciones desde que en una entrada se tienen un valor nulo, hasta que la relación de concentración en una entrada y la otra sea el doble.

3. RESULTADOS

A continuación en la Figura 3 se muestran los resultados de las simulaciones de los escenarios propuestos. Los escenarios ya graficados son los de velocidad más baja y un término medio del rango: 0.3 - 3.6 m/s. Hasta el momento, se reflejan lo más próximo a "líneas rectas" para cada experimento. Obteniendo valores del coeficiente R de líneas de tendencia, la mayor parte alcanza un 0.968 en

promedio. En realidad, todas las gráficas se pueden aproximar a curvas de segundo o tercer orden para garantizar la aproximación con un parámetro R de 1.00.

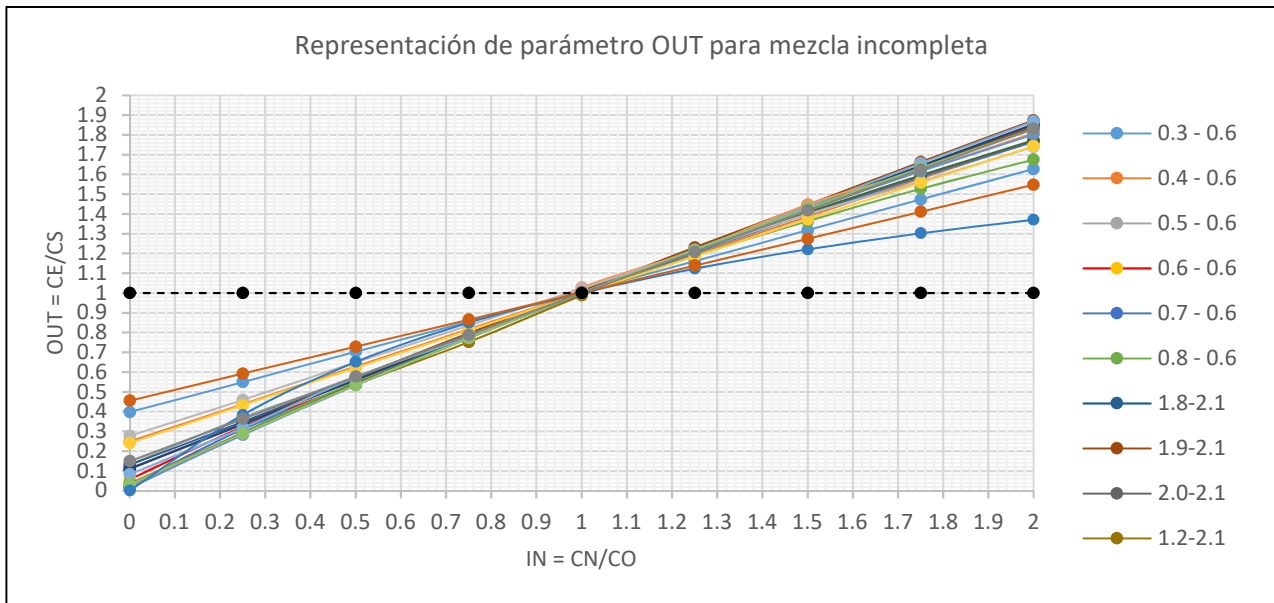


Figura 3. Gráfico del parámetro *OUT* de las 22 simulaciones de los 56 escenarios propuestos (en la leyenda solo se aprecian 17 de los 22 escenarios realizados).

Los trazos se encuentran dentro de una región cuya pendiente (refiriéndose a los trazos como líneas rectas) corresponde en promedio a un valor de 0.8868, siendo la pendiente de 0.6035 la más horizontal y la de valor 0.9027 es considerara la más inclinada. Los valores más bajos de pendiente corresponden a flujos cuya velocidad de entrada N es menor que la entrada O (con una diferencia promedio de velocidad 0.30 m/s). Debido a esto, la mayor parte del caudal se dirige hacia la frontera de salida E, haciendo que la mezcla aporte en concentración en mayor proporción hacia esta salida y el cálculo del parámetro *OUT* (4) mantiene valores bajos. Caso contrario a las pendientes más altas, los caudales de mayor velocidad son los de la frontera O, haciendo un mayor aporte de concentración a la salida S.

3.1 CÁLCULO DE CONCENTRACIONES A LAS SALIDAS E Y S.

Con estas fórmulas se puede estimar el coeficiente *OUT* de manera analítica. Este coeficiente se empleará para encontrar las concentraciones a las salidas E y S de cualquier situación de mezcla en un cruce de dos entradas y dos salidas contiguas mediante la siguiente ecuación de conservación:

$$C_N Q_N + C_O Q_O = C_E Q_E + C_S Q_S \quad (5)$$

Donde *C* y *Q*, concentración y caudal, con subíndices *N*, *O*, *E*, *S*, para las fronteras Norte, Oeste, Este y Sur, respectivamente.

Despejando *C_E* y *C_S* de (3) y (4) tenemos:

$$C_E = \mathbf{OUT} C_S, \quad C_S = \mathbf{OUT}^{-1} C_E \quad (6)$$

Sustituyendo en la ecuación 5:

$$C_E = \frac{C_N Q_N + C_O Q_O}{Q_E + (\mathbf{OUT}^{-1}) Q_S} \quad (7a)$$

$$C_S = \frac{C_N Q_N + C_O Q_O}{(\mathbf{OUT}) Q_E + Q_S} \quad (7b)$$

Mediante estas dos ecuaciones 7a, 7b y el parámetro **OUT** se pueden obtener las concentraciones a las salidas. Para seleccionar un valor representativo de **OUT** para la obtención de concentraciones de algún escenario a estudiar, se reescalán los caudales del crucero de la siguiente manera:

$$Q_{rIN} = \frac{Q_N}{Q_O} \quad (8a)$$

$$Q_{rOUT} = \frac{Q_E}{Q_S} \quad (8b)$$

Donde

- Q_r : caudales reescalados a las entradas(IN) y salidas(OUT).
- $Q_{N,O,E,S}$: caudales en las fronteras Norte, Oeste, Este y Sur, respectivamente

Estos valores sin unidades también se calculan para los doce escenarios estudiados en este trabajo, llamados: Q_{rINi} y Q_{rOUTi} (los sufijos añadidos i corresponden a los caudales de los escenarios de este estudio, $i = 1, 2 \dots 12$). En general, las variables Q_{rIN} y Q_{rOUT} describen la proporción de los caudales que hay a las entradas y salidas del crucero. Con esto, se compraran estas proporciones del escenario a estudiar, con los doce escenarios propuestos mediante la siguiente fórmula:

$$R_i = |Q_{rIN} - Q_{rINi}| + |Q_{rOUT} - Q_{rOUTi}| \quad (8)$$

El valor mínimo de los R_i calculados será considerado como el escenario más representativo (semejante en su proporción de caudales de entrada y salida) para realizar el cálculo de C_E y C_S . Es decir, se emplea el valor seleccionado de **OUT** en su correspondiente ecuación de la curva (Figura 3) y una vez calculado, se sustituye en las ecuaciones 7a y 7b.

A continuación se resumen los pasos para calcular la mezcla incompleta mediante este modelo propuesto:

1. Se enlistan las cuatro fronteras de caudales, y se fijan cuáles de ellas funcionan como entradas contiguas y cuáles restantes como salidas. Junto los valores de concentración a las entradas, las variables conocidas son: $Q_{N,O,E,S}$ y $C_{N,O}$.
2. Se obtienen Q_{rIN} y Q_{rOUT} (ecuaciones 7a y 7b) y comparan con los Q_{rINi} y Q_{rOUTi} de los escenarios propuestos (ecuación 8).
3. Se selecciona aquel escenario que resulte el valor mínimo de R_i . Con ello, se calcula **IN** (ecuación 3) y se utiliza en la curva (Figura 3) seleccionada en el paso anterior, para obtener **OUT**.
4. Se aplican las ecuaciones 7a y 7b para determinar las concentraciones a las salidas del crucero (C_E y C_S).

4. CONCLUSIONES

En este trabajo se presentaron resultados en condiciones mayores de turbulencia en el dispositivo de crucero respecto a otros trabajos. Esto fue logrado gracias a las características físicas de la red experimental, del equipo de bombeo y de los dispositivos de medición utilizados. Para analizar la mezcla que ocurre en el crucero bajo estas condiciones de turbulencia, se simularon 22 escenarios que alcanzaron a comprender velocidades de flujo cercanas a los 2.4 m/s y presiones de hasta 1.96 bar. Es común que estas condiciones se presenten en redes de distribución de agua potable reales. La mezcla completa que asume Epanet no se lleva a cabo en ninguno de los 22 escenarios propuestos. La mezcla homogénea resultaría que en las salidas la concentración sea de igual magnitud, por lo que el coeficiente **OUT** tendría que tener un valor de 1 en cualquier caso. En estos ensayos, **OUT** siempre reflejó valores diferentes de 1, y en conjunto se pueden generar ecuaciones que describan el

comportamiento de cada curva. Uno de los factores que influyen en esta desproporción de mezcla es el choque de los flujos de entrada, haciendo un contacto de menor grado cuya mezcla no permite llevarse a cabo completamente. Debido a que el transporte en su gran mayoría es regido por la convección, se provoca un mayor arrastre de concentración hacia la salida con mayor flujo. El cálculo de dichas concentraciones para escenarios no explorados puede obtenerse mediante el modelo propuesto derivado de la conservación de masa de la ecuación (5). Con la mezcla incompleta a medida que se tenga mayor presencia de uniones de cruz en el sistema, se puede llegar a tener mayor influencia de concentración hacia una zona que a otra. Esto pasa si la dirección de los flujos en mayor cantidad se dirige hacia algún sector, lo que llevará a un mayor arrastre convectivo de concentrado hacia dicha zona. Los modelos estimarían en mayor precisión el curso de un trazador cuando se atraviesan estas uniones y se mejoraría la simulación de calidad del agua.

REFERENCIAS

- [1] Ahn, J. C., Lee, S. W., Choi, K. Y., & Koo, J. Y. (2012). Application of EPANET for the determination of chlorine dose and prediction of THMs in a water distribution system. *Sustainable Environment Research*, 22(1), 31-38.
- [2] Sánchez, L. D., Rodríguez, S., Escobar, J. C., & Torres, P. (2010). Modelación del cloro residual y subproductos de la desinfección en un sector piloto del sistema de distribución de agua potable de la ciudad de Cali. *Ingeniería y Competitividad*, 12(1), 127-138.
- [3] Quirós, F. R. (2010). Subproductos generados en la desinfección del agua. *Técnica Industrial*, 288, 47.
- [4] Gutiérrez-Pérez, J., Montalvo, I., Francés-Chust, J., Herrera, M., & Izquierdo, J. (2017). Water quality sensor placement with a multiobjective approach. Memorias del Congreso de Métodos Numéricos en la Ingeniería 2017, Valencia, España.
- [5] Berry, J., Hart, W. E., Phillips, C. A., Uber, J. G., & Watson, J. P. (2006). Sensor placement in municipal water networks with temporal integer programming models. *Journal of water resources planning and management*, 132(4), 218-224.
- [6] Di Nardo, A., Di Natale, M., Giudicianni, C., Greco, R., & Santonastaso, G. F. (2016, November). Water supply network partitioning based on weighted spectral clustering. In *International Workshop on Complex Networks and their Applications* (pp. 797-807). Springer, Cham.
- [7] Di nardo, A., Di natale, M., Guida, M., & Musmarra, D. (2011, June). Water supply network protection from malicious attacks by sectorization. In *Proc. of VI EWRA International Symposium* (Vol. 29).
- [8] Behzadian, K., Alimohammadnejad, M., Ardeshir, A., Jalilsani, F., & Vasheghani, H. (2012). A novel approach for water quality management in water distribution systems by multi-objective booster chlorination.
- [9] Chu, C. W., Lin, M. D., & Tsai, K. T. (2008, November). Optimal scheduling of booster chlorination with immune algorithm. In *2008 Third International Conference on Convergence and Hybrid Information Technology* (Vol. 2, pp. 1226-1232). IEEE.
- [10] Hongxiang, W., Wenxian, G., Jianxin, X., & Hongmei, G. (2010, May). A hybrid PSO for optimizing locations of booster chlorination stations in water distribution systems. In *2010 International Conference on Intelligent Computation Technology and Automation* (Vol. 1, pp. 126-129). IEEE.
- [11] Rossman, L. A. (2000). EPANET 2: users manual. *Environmental Protection Agency (EPA)*, United States of America.

- [12] Alcocer-Yamanaka, V. H., Tzatchkov, V. G., & Arreguín-Cortés, F. I. (2004). Modelo de calidad del agua en redes de distribución. *Ingeniería hidráulica en México*, 19(2), 77-88.
- [13] Choi, C. Y., Shen, J. Y., & Austin, R. G. (2008). Development of a comprehensive solute mixing model (AZRED) for double-tee, cross, and wye junctions. *In Water Distribution Systems Analysis 2008* (pp. 1-10).
- [14] Mompremier, R., Pelletier, G., Mariles, Ó. A. F., & Ghebremichael, K. (2015). Impact of incomplete mixing in the prediction of chlorine residuals in municipal water distribution systems. *Journal of Water Supply: Research and Technology-Aqua*, 64(8), 904-914.
- [15] Romero-Gomez, P., Lansey, K. E., & Choi, C. Y. (2011). Impact of an incomplete solute mixing model on sensor network design. *Journal of Hydroinformatics*, 13(4), 642-651.
- [16] Shao, Y., Yang, Y. J., Jiang, L., Yu, T., & Shen, C. (2014). Experimental testing and modeling analysis of solute mixing at water distribution pipe junctions. *Water research*, 56, 133-147.
- [17] Webb, S. W. (2007, May). High-fidelity simulation of the influence of local geometry on mixing in crosses in water distribution systems. *In Proceedings of ASCE World Water & Environmental Resources Congress*, Tampa, FL.
- [18] Yu, T. C., Shao, Y., & Shen, C. (2013). Mixing at cross joints with different pipe sizes in water distribution systems. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 140(5), 658-665.
- [19] Hernández-Cervantes, D., Delgado-Galván, X., Nava, J., López-Jiménez, P., Rosales, M., & Mora Rodríguez, J. (2018). Validation of a Computational Fluid Dynamics Model for a Novel Residence Time Distribution Analysis in Mixing at Cross-Junctions. *Water*, 10(6), 733.

ALTERNATIVAS PARA LA CARACTERIZACIÓN DEL FUNCIONAMIENTO DE VÁLVULAS DE AIREACIÓN EN TUBERÍAS DE TRANSPORTE DE AGUA

Salvador García-Todolí¹, Pedro L. Iglesias-Rey², Vicente S.Fuertes-Miguel³,
F. Javier Martínez-Solano⁴

INTRODUCCIÓN

El mal dimensionado de válvulas de aireación (ventosas) en redes de distribución de agua o su incorrecta instalación puede originar importantes sobrepresiones o depresiones que lleguen a poner en peligro la instalación. Por ello, su adecuada selección es fundamental para el control de los procesos de llenado y vaciado de conducciones.

Un dimensionado riguroso de las ventosas debe estar basado en sus curvas de admisión y expulsión de aire. En este sentido, algunos estudios previos [1] muestran enormes discrepancias entre las curvas reales y las aportadas por los fabricantes. Por ello que en este trabajo se analizan las diferentes alternativas que existen para la caracterización de las ventosas: aplicación de la normativa, utilización de técnicas CFD y aplicación de la semejanza hidrodinámica. El trabajo expone finalmente la comparación de los resultados de aplicación de las tres metodologías a varias válvulas de aireación.

TÉCNICAS DE CARACTERIZACIÓN

La curva característica de una válvulas de aireación viene dada por la relación entre el caudal de aire que entra admite o expulsa y la presión en el interior de la conducción. Para su caracterización teórica existen diferentes métodos y expresiones matemáticas, dependiendo de si el flujo se considera incompresible o compresible, o si se considera isoentrópico, adiabático o isotermo. El presente trabajo realiza una revisión del estado del arte y compara los errores que pueden cometerse con la utilización de cada uno de estos modelos de flujo.

A partir de este punto el trabajo presenta las tres metodologías propuestas para la caracterización de ventosas. La primera está basada en la aplicación de los diferentes códigos normativos [2] que muestran las características que deben cumplir los mecanismos de ensayo de este tipo de elementos. El trabajo analiza las características de los diversos mecanismos de ensayo, sus ventajas, inconvenientes y sus limitaciones.

La segunda metodología es la denominada semejanza hidrodinámica. Esta se basa en realizar los ensayos de pérdida de carga de las ventosas con agua en lugar de con aire fijando el flotador para evitar su cierre. Los resultados obtenidos son extrapolados para aire mediante la aplicación de una

¹ Depart. de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València. Camino de Vera s/n. 46022 Valencia (España).

² Depart. de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València. Camino de Vera s/n. 46022 Valencia (España). piglesia@upv.es

³ Depart. de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València. Camino de Vera s/n. 46022 Valencia (España).

⁴ Depart. de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València. Camino de Vera s/n. 46022 Valencia (España).

semejanza hidrodinámica basada en la similitud de coeficientes adimensionales. La aplicación de la semejanza hidrodinámica presenta diferentes formulaciones matemáticas. Por ello se analizan todas ellas y se establece el margen de error que presenta cada una de ellas.

Finalmente la tercera metodología son las técnicas CFD que permiten la resolución de las ecuaciones de Navier-Stokes para el volumen de fluido contenido en el interior de la ventosa. De esta forma se obtiene la caída de presión asociada a cada caudal másico circulante. El trabajo analiza la influencia de los modelos de representación del flujo y presenta un método que reduce los tiempos de computación requeridos para obtener la curva característica de la ventosa.

RESULTADOS Y CONCLUSIONES

La aplicación de las tres metodologías descritas conduce a gráficos como los recogidos en la Figura 1. Esta figura representa la curva de expulsión de una cierta ventosa obtenida mediante las tres metodologías descritas: ensayos, CFD y semejanza hidrodinámica. Como puede apreciarse, los resultados obtenidos mediante las tres técnicas validan su uso al menos en el rango de presiones de funcionamiento ensayados.

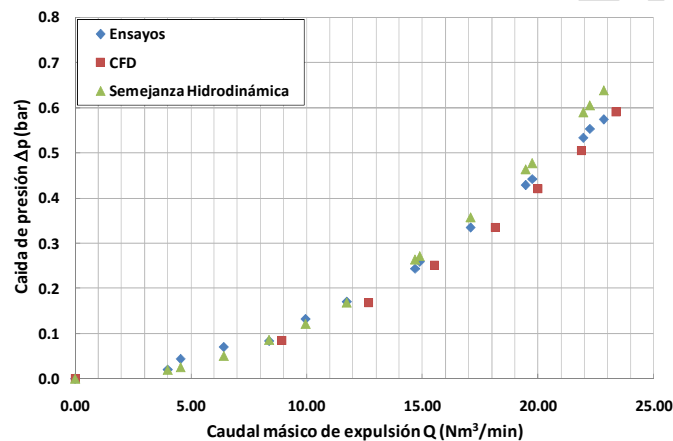


Figura 1. Comparación de los resultados de los tres métodos de caracterización de ventosas.

REFERENCIAS

- [1] P. L. Iglesias-Rey, V. S. Fuertes-Miquel, F. J. García-Mares, and J. J. Martínez-Solano, "Comparative study of intake and exhaust air flows of different commercial air valves," *Procedia Eng.*, vol. 89, pp. 1412–1419, 2014.
- [2] AENOR, "UNE-EN 1074-4. Válvulas para el suministro de agua. Requisitos de aptitud al uso y ensayos de verificación. Parte 4: Purgadores y ventosas.," 2001.

OPTIMIZACIÓN MULTI-OBJETO PARA LA MEJORA DE EQUIDAD Y FIABILIDAD EN REDES DE ABASTECIMIENTO INTERMITENTE

David Ferras¹, Passwell Pepukai Nyahora², Andres Amen³, João Ferreira⁴ and Mukand Singh Babel⁵

INTRODUCCIÓN

Normalmente los sistemas de abastecimiento de agua son diseñados suponiendo redes presurizadas con un aporte continuo y sin intermitencias. No obstante, ya sea debido a periodos de escasez de agua o a una infraestructura deficitaria, en países en vía de desarrollo las redes de distribución se ven con frecuencia sometidas cortes de agua, convirtiendo el flujo intermitente en su norma de funcionamiento. El continuo crecimiento urbano juntamente con los efectos de cambio climático acentúan esta problemática en los países más vulnerables [1]. El deterioro acelerado de equipamientos hidráulicos, mala calidad del agua, falta de equidad, insatisfacción de los usuarios, etc. son algunos de los efectos adversos relacionados con flujos intermitentes en redes de distribución de agua [2]. Inversiones cuantiosas, y en muchos casos inviables, son necesarias para cubrir tales deficiencias y poder así, eventualmente, restablecer el flujo continuo de la red. Un método de toma de decisiones racionalizado es preciso para poder maximizar el rendimiento de los limitados recursos económicos.

METODOLOGÍA

Varias investigaciones se han llevado ya a cabo con la intención de mejorar los sistemas de distribución intermitentes, incluyendo la programación de operaciones, el diseño de depósitos de regulación, o la optimización de los conductos. No obstante, el objetivo final de conseguir una red de abastecimiento continuo es costoso tanto desde el punto de vista económico como temporal, mientras que la provisión del servicio de agua requiere de soluciones inmediatas. Esta investigación se centra en el desarrollo de una metodología para el diseño de redes considerando equidad y fiabilidad como objetivos para identificar las intervenciones y mejorar la intermitencia impuesta por la falta de recursos de agua. Consiguientemente, el objetivo de este trabajo de investigación es desarrollar un algoritmo genético de optimización multiobjetivo para identificar soluciones eficientes que satisfagan criterios de equidad y fiabilidad en distribución de agua. Se contemplan actuaciones como sustitución de tuberías, construcción de depósitos o instalación de estaciones de bombeo. Un código Python relacionando EPANET con el algoritmo genético de optimización NSGA-II [3] es desarrollado para tal propósito.

1 Environmental Engineering and Water Technology, IHE Delft Institute of Water, Delft, 2611 AX, The Netherlands.

2 Environmental Engineering and Water Technology, IHE Delft Institute of Water, Delft, 2611 AX, The Netherlands. Water Engineering and Management, Asian Institute of Technology, Bangkok, 12120, Thailand.

3 POLICONSTRUC-ALEXER Consortium, Ecuador.

4 CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, 1049-001 Lisboa, Portugal. joao.cavaleiro.ferreira@tecnico.ulisboa.pt

5 Water Engineering and Management, Asian Institute of Technology, Bangkok, 12120, Thailand.

El sistema de abastecimiento de la ciudad de Milagro (Ecuador) es usado como caso de estudio para validar la metodología. Con una población de 147422 en un área aproximada de 23 km² y 80% de cobertura en abastecimiento de agua, la red se extiende en una longitud total de tuberías de 378 km. El abastecimiento de agua en Milagro es limitado, dejando sin servicio varios distritos durante las horas de máxima demanda y con áreas comerciales con presiones menores a 5 m.c.a. El agua no recaudada se estima de un 55%.

RESULTADOS Y CONCLUSIONES

La nueva metodología presentada permite tener una visión holística las problemáticas relacionadas con abastecimiento intermitente de agua así como explorar las mejores vías para la conversión a un sistema continuo. El caso de estudio de la red de abastecimiento del Milagro permite arrojar luz a los retos que se enfrentan los operadores para reducir y mitigar las consecuencias negativas del servicio en régimen intermitente.

REFERENCIAS

- [1] World Bank. (2014). United Nations Population Division. World Urbanization Prospects: 2014 Revision..
- [2] Charalambous, B., & Laspidou, C. (2017). Dealing with the Complex Interrelation of Intermittent Supply and Water Loss. IWA Publishing.
- [3] Deb, K., Pratap, A., Agarwal, S., & Meyarivan, T. (2002). A fast and elitist multiobjective genetic algorithm: NSGA-II. *IEEE Transactions on Evolutionary Computation*, 6(2)

MODELACIÓN NUMÉRICA DE MEDIDORES VENTURI Y ORIFICIO MEDIANTE CFD

Alex Novoa-Silva¹, Daniel Mora-Melia², Vicente S. Fuertes-Miquel³,
Jimmy H. Gutiérrez-Bahamondes⁴

RESUMEN

En los últimos años las simulaciones computacionales mediante CFD están recibiendo cada vez más atención por parte de la industria, puesto bien calibradas, eliminan gran parte de los costes asociados a la experimentación en laboratorio. En este sentido, ingenieros con estas habilidades son demandados por las empresas, por lo que es imprescindible que las universidades incluyan estas herramientas en sus programas de pre y post-grado. El objetivo en este trabajo es integrar la resolución de ecuaciones teóricas, experimentación y resolución computacional vía CFD de distintos elementos de medición de caudal, en concreto un medidor de placa orificio y un medidor de tubo de Venturi. Este trabajo incluye la caracterización de los elementos de medida utilizando CFD, la validación de los resultados mediante pruebas experimentales, el análisis de convergencia de malla, y finalmente, el cálculo de los coeficientes de descarga C_d para un rango del número de Reynolds como aplicación final del análisis CFD. Los resultados muestran cómo los modelos CFD son una alternativa eficiente que permiten el conocimiento integral de un fenómeno físico por parte del alumno.

Palabras clave

Medidores de caudal, Coeficientes de descarga, CFD

1. INTRODUCCIÓN

La Dinámica de Fluidos Computacional o CFD es el área de conocimiento que trata sobre la simulación numérica de flujos fluidos. Estas herramientas permiten visualizar espacialmente el fenómeno en estudio, y una vez validado el modelo planteado con datos experimentales tienen un alto grado de precisión, lo que ha permitido una mejor comprensión de los fenómenos hidráulicos y de la mecánica de fluidos en general [1].

Durante los últimos años, la CFD se ha convertido en una herramienta muy utilizada en la industria, dado que el coste de las simulaciones es habitualmente menor al de la experimentación en laboratorios. A este respecto, la CFD es una herramienta efectiva para comparar alternativas de diseño, investigar características específicas del flujo y, en algunos casos, puede ser la única opción viable para estudiar determinados flujos de ingeniería. Consecuentemente, no es sorprendente que la demanda de ingenieros capaces de manejar estas herramientas esté en aumento.

Sin embargo, las herramientas CFD aún no se presentan habitualmente en programas de pregrado y libros de texto. Como consecuencia, en muchas ocasiones se utilizan los productos CFD como una "caja negra", donde los usuarios proporcionan entradas mínimas (por ejemplo, geometría y velocidad

¹ Universidad de Talca/Dept. Ingeniería y Gestión de la Construcción, Curicó, Chile.

² Universidad de Talca/Dept. Ingeniería y Gestión de la Construcción, Curicó, Chile. damora@utalca.cl

³ Universidad Politécnica de Valencia/Dept. Hidráulica y Medio Ambiente, Valencia, España.

⁴ Universidad de Talca/Dept. Ciencias de la Computación, Curicó, Chile.

de entrada/flujo libre) sin saber exactamente qué hace el software. No entender las limitaciones de tales simulaciones y confiar en datos incorrectos puede ser muy costoso. Una forma de abordar parcialmente el CFD en los cursos de pregrado en ingeniería es introducir la realización de simulación computacional a través de la validación de experiencias de laboratorio realizadas previamente por los propios alumnos. Esto permite solapar los conocimientos teóricos, experimentales y de simulación computacional. Por ello, este trabajo muestra la validación computacional de diferentes elementos de medición cuya resolución ya ha sido abordada previamente durante un curso genérico de Mecánica de Fluidos tanto de modo teórico (clases) como práctico (experiencias de laboratorio).

A este respecto, la determinación de la razón del flujo de fluidos es un área de importante aplicación, existiendo numerosos dispositivos que permiten su medición. Es bien sabido que es posible determinar la velocidad de un fluido a través de una tubería cuando se restringe el flujo y se mide la reducción de presión debida al aumento de velocidad en el punto de restricción. Los medidores de flujo basados en este principio se conocen como flujómetros de presión diferencial. Algunos ejemplos de estos medidores son el tubo de Venturi, la placa orificio o las toberas, y consisten básicamente en un elemento que estrangula el flujo y genera un cambio en la carga piezométrica, lo que se traduce en una pérdida de energía.

En este sentido, existen industrias donde conocer el flujo o caudal de un fluido es crítico para mantener la calidad de un producto, por lo que es indispensable el uso de medidores y controladores de caudal. Existen varios métodos para medir el caudal según sea el tipo de fluido, la precisión deseada, el control requerido y el tipo de caudal que se quiera medir. Con respecto a esto, los caudales obtenidos con las ecuaciones teóricas tienden a ser ligeramente mayores que los caudales reales, y por ello se introducen factores de corrección, denominados coeficiente de descarga o de derrame, C_d . Los valores del coeficiente de descarga C_d se obtienen normalmente de curvas que son función del número de Reynolds.

Este trabajo se divide en varias partes. Por un lado, la parte experimental se realiza en un banco de ensayo de elementos de medida de caudal, donde se realizan medidas en un tubo de placa orificio y en un tubo Venturi. Paralelamente, se plantea un modelo computacional basado en CFD que simula estos mismos elementos de medida de caudal mediante ANSYS Fluent. La validez del modelo se comprueba comparando los resultados obtenidos en las medidas experimentales con los obtenidos mediante simulación CFD. Adicionalmente, el trabajo realiza un análisis de sensibilidad del mallado. Finalmente, una vez validado el modelo se comparan los coeficientes de descarga obtenidos en la simulación computacional con los valores teóricos de la literatura en un determinado rango del n° de Reynolds.

2. CARACTERIZACIÓN DEL MODELO Y MEDIDAS EXPERIMENTALES

El estudio experimental se realiza en un banco de ensayo hidráulico donde se ensamblan los instrumentos de medición, realizándose medidas de las presiones antes (P_e) y después de los medidores a diferentes caudales (P_s). La Figura 1 muestra el montaje experimental utilizado, correspondiente al banco hidráulico utilizado, de la marca “Cussons Technology” [2].

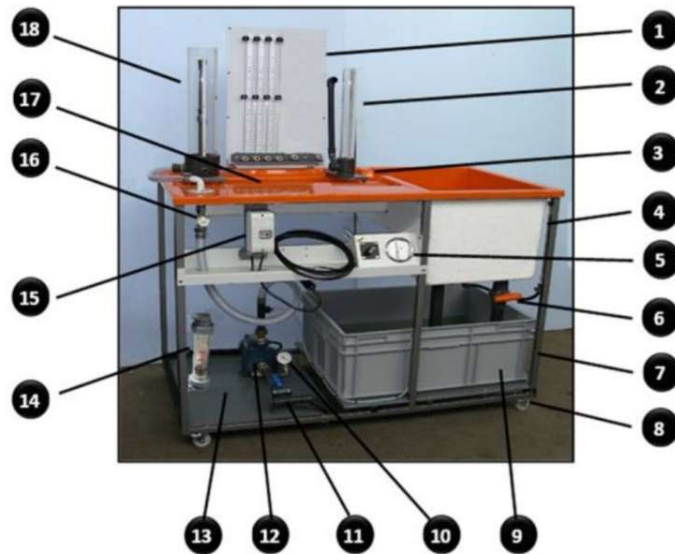


Figura 1. Banco de ensayo hidráulico Cussons.

- | | |
|-----------------------------------------------|-------------------------------------------------------|
| 1. Tablero de manómetro. | 10. Medidor de succión. |
| 2. Tanque de salida de cabeza variable. | 11. Válvula de aspiración. |
| 3. Vertedero calibrado. | 12. Bomba centrífuga. |
| 4. Tanque de medición escalonado. | 13. Posición de montaje para la segunda bomba. |
| 5. Interruptor de toma de presión multipunto. | 14. Rotámetro opcional. |
| 6. Válvula de salida del tanque de medición | 15. Caja de control de encendido/apagado de la bomba. |
| 7. Marco de acero esmaltado. | 16. Válvula reguladora de flujo. |
| 8. Ruedas para movilidad. | 17. Sección experimental. |
| 9. Tanque de depósito/sumidero. | 18. Tanque de entrada de cabeza constante. |

Tal como señala el manual del equipo, el montaje está diseñado para proporcionar una apreciación visual clara de los principios hidráulicos. Los datos experimentales medidos, así como las distintas expresiones utilizadas, son resumidas a continuación:

- Las dimensiones geométricas relevantes de los tubos placa orificio y Venturi son tomados a partir de los datos proporcionados por el fabricante. La temperatura del agua, necesaria para determinar densidad y viscosidad, se mide durante los ensayos, y fue de 20°C.
- Presiones aguas arriba (P_e) y abajo (P_s), del medidor placa orificio y del medidor tubo Venturi. La Figura 2 muestra los medidores utilizados en laboratorio, identificando las distintas secciones de interés.

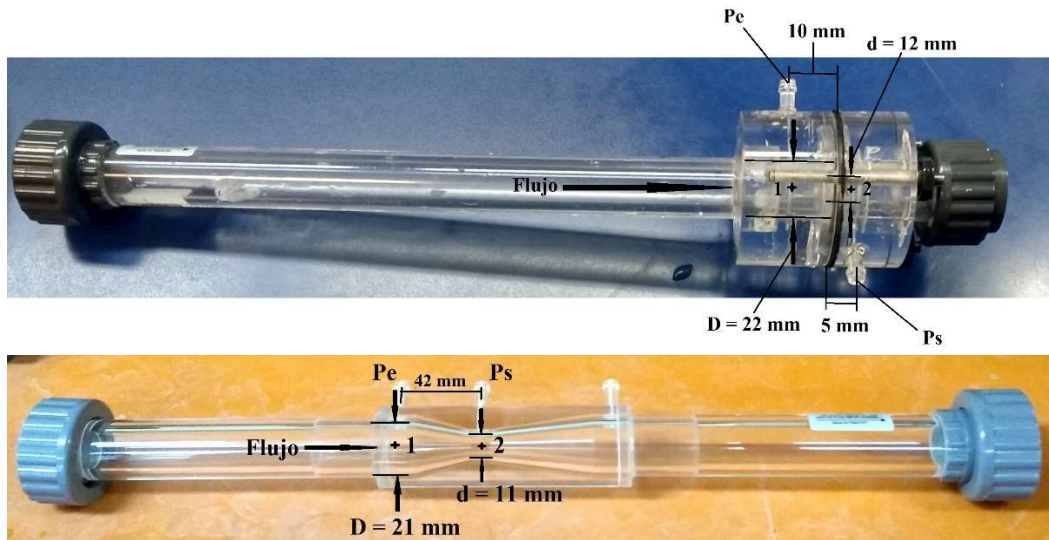


Figura 2. Esquemas de un medidor de placa orificio (arriba) y un medidor de tubo de Venturi (abajo).

Caudal registrado en cada ensayo mediante probeta graduada y cronómetro, medido en todo caso en régimen estacionario. Conocido el diámetro interior en cada caso aguas arriba (21 mm y de 22 mm) y el caudal, se determina la velocidad del fluido en la conducción (aguas arriba) a través de la ecuación 1:

$$v = \frac{Q}{A} \quad (1)$$

donde v es la velocidad del fluido en (m/s), Q es el caudal del Sistema en (m³/s) y A es el área de la sección interior de la tubería correspondiente en (m²).

Por otra parte, la ecuación 2 permite determinar el caudal real que pasa por el sistema relacionando la ecuación de la energía y la ecuación de continuidad, donde además se añade el término del coeficiente de descarga [1].

$$Q_{real} = C_d A_2 \sqrt{\frac{2g \left(\frac{P_e - P_s}{\gamma} \right)}{1 - \left(\frac{A_2}{A_1} \right)^2}} \quad (2)$$

Q_{real} es el caudal real que pasa por el sistema en (m³/s), A_1 es el área de la sección interior de la tubería (D) en m², A_2 es el área de la sección del orificio de la placa o de la garganta del tubo de Venturi (d) en (m²), g es la aceleración de gravedad, P_e es la presión aguas arriba y P_s la presión aguas abajo en la zona de reducción, ambas medidas en Pa, γ es el peso específico del agua (N/m³) y C_d es el coeficiente de descarga, el cual se puede determinar a través de expresiones empíricas. Según lo señalado en [2], para la placa orificio se puede determinar con la expresión empírica mostrada en la ecuación 3. Los valores habituales de C_d para placa orificio están en torno a 0,6.

$$C_d = 0,5959 + 0,0312\beta^{2,1} - 0,1840\beta^8 + 0,0029\beta^{2,5} \left[\frac{10^6}{R_e} \right]^{0,75} \quad (3)$$

donde $\beta = \frac{d}{D}$ es la relación entre los diámetros y R_e es el número de Reynolds del flujo que circula en la sección interior de la tubería (D).

Para el tubo Venturi, los valores del coeficiente de descarga son habitualmente mayores a 0,9 [3], existiendo numerosas tablas y gráficos en la literatura que ofrecen C_d a partir de datos empíricos y/o experimentales, como por ejemplo [4].

3. MODELACIÓN EN CFD

La dinámica de fluidos computacional o CFD combina dinámica de fluidos, programación y métodos numéricos para simular el comportamiento de sistemas que involucran flujo de fluidos, transferencia de calor y otros procesos físicos relacionados. El movimiento del fluido está basado en procesos físicos que pueden ser planteados como una serie de ecuaciones en derivadas parciales, las cuales derivan de la aplicación de los principios de la conservación de masa, cantidad de movimiento y energía, cuyas características van incluidas en las ecuaciones de Navier-Stokes en su forma diferencial. Por tanto, la CFD resuelve las ecuaciones de Navier-Stokes sobre una región de interés, describiendo cómo cambian las diferentes propiedades (velocidad, presión, temperatura, densidad, etc.) de un fluido en movimiento. En el campo de la ingeniería hidráulica, el CFD ha tenido numerosas aplicaciones, como el estudio de flujos transitorios en tuberías [5], el análisis del comportamiento de diferentes válvulas de control en diferentes condiciones [6], el estudio de modelos de mezcla en sistemas de distribución de agua [7] o la caracterización de elementos en canales abiertos [8], [9].

Cabe destacar que las técnicas CFD también tienen ciertas desventajas. Por un lado, los resultados de una simulación CFD no son 100% fiables, ya que es necesario simplificar los sistemas físicos reales y modelar adecuadamente fenómenos complejos como la turbulencia. Por otro lado, las técnicas CFD requieren computadoras con gran capacidad de cálculo. Esta última parte ha quedado parcialmente resuelta en los últimos años, y de ahí su gran desarrollo y su interés creciente por parte del círculo empresarial.

El análisis vía CFD de un fenómeno físico requiere de tres etapas principales: pre-proceso, simulación y post-proceso. El pre-proceso incluye la definición de la geometría, la generación de malla y la definición de las condiciones de contorno. Una vez definido el problema físicamente, la etapa de simulación resuelve las ecuaciones de control relacionadas con los problemas de la física de flujo. Finalmente, el post-proceso es el análisis de los resultados. Todas las etapas se realizan bajo el entorno de ANSYS, utilizando Ansys Fluent como solver.

La definición de la geometría especifica los límites físicos del fluido. Entre otras cuestiones, es necesario definir si el modelo computacional será bidimensional o tridimensional. En este trabajo, se utiliza ANSYS DesignModeler, donde se representan las secciones en 3D de ambos medidores, desde la zona donde se registra la presión antes de la reducción hasta la zona donde se registra la presión en la reducción.

El segundo paso es la generación de la malla (Figura 3), que divide el dominio del fluido en un número finito de celdas o volúmenes de control. El solver (ANSYS Fluent) permitirá resolver las ecuaciones generales de conservación para masa y momento en este conjunto de volúmenes de control.

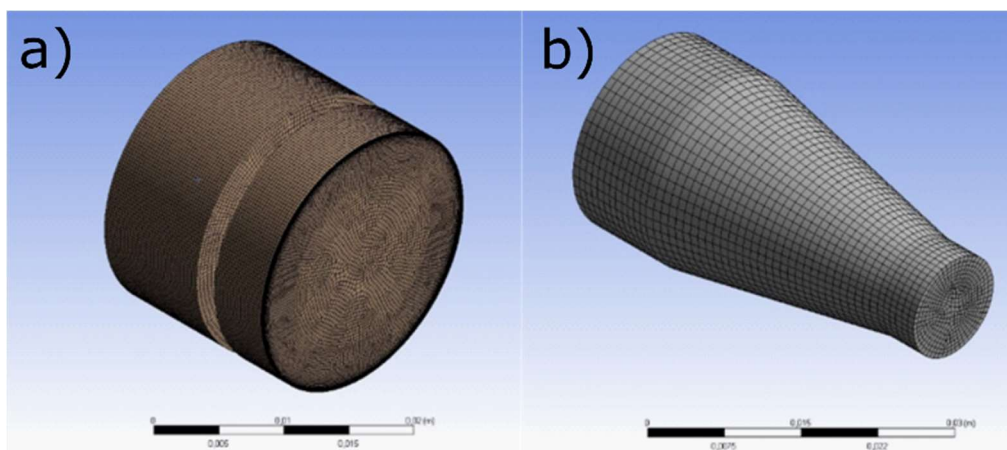


Figura 3: Estructura de malla utilizada en simulaciones computacionales. a) Placa orificio; b) Tubo de Venturi.

El mallado de ambas geometrías se realiza en ANSYS Meshing. Para garantizar la convergencia adecuada del modelo, se realizó un análisis de sensibilidad del tamaño de malla mínimo requerido. Este análisis se realiza teniendo en cuenta las siguientes condiciones de contorno: el caudal másico de aire se fija en la entrada, mientras que la presión permanece constante en la salida. A efectos de malla, se considera un mallado hexaédrico, donde se configura el tamaño del elemento, desde un tamaño grande hasta un tamaño pequeño, resultando por tanto distintos tamaños de malla. Durante esta etapa también se definen las superficies donde posteriormente se darán valores a las condiciones de contorno de ambas geometrías. En este caso se definen superficies de entrada, salida y pared. La Figura 4 muestra el análisis de sensibilidad tanto para el tubo Venturi como para el tubo placa-orificio. Una vez determinado el tamaño de celda adecuado se realizan todas las simulaciones con la configuración final elegida.

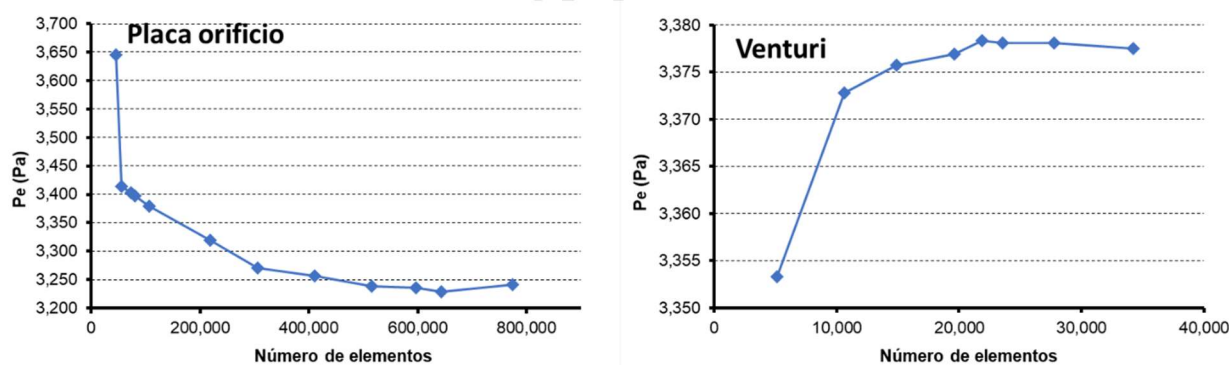


Figura 4: Análisis de sensibilidad del mallado.

Ambas figuras muestran como a partir de cierto tamaño de malla (aproximadamente 600.000 elementos para la placa orificio y 22.000 para el tubo Venturi) se registra un valor constante en la presión de entrada en ambos casos, lo cual indica que el mallado es adecuado para simular el elemento de medición.

Otro aspecto clave a considerar al realizar análisis CFD es la definición del modelo de turbulencia. El objetivo de los modelos de turbulencia para las ecuaciones de Navier-Stokes (RANS) promediadas por Reynolds es calcular las tensiones de Reynolds, siendo este uno de los aspectos básicos a considerar al analizar un flujo a través de CFD. Existen diferentes formulaciones para resolver problemas de flujo turbulento, como Spalart-Allmaras, k-epsilon, k-omega, SST, etc [10]. Todos estos modelos aumentan las ecuaciones de Navier-Stokes con un término de viscosidad adicional. La

diferencia principal entre ellos es el uso de funciones de pared, el número de variables adicionales resueltas y lo que representan estas variables. Este trabajo utiliza un modelo k-ε de dos ecuaciones [11] para ambos medidores, puesto que fue el que mejor se ajustó a la experimentación realizada, presentando los valores más cercanos a los datos experimentales en el cálculo de la presión de entrada. El valor de las constantes del modelo es el propuesto por Launder y Spalding, puesto que su bondad está demostrada para flujos turbulentos con una amplia gama de números de Reynolds en agua y aire.

La definición completa del problema requiere especificar las propiedades, condiciones iniciales y de contorno del flujo en el espacio y el tiempo. Respecto a las propiedades del fluido, es necesario especificar viscosidad, densidad y propiedades térmicas. Respecto al flujo de agua en el interior de los medidores, la viscosidad y densidad del agua se consideran constantes. Por último, como condiciones iniciales es necesario definir valores iniciales para las variables, a partir de los cuales comienza el proceso iterativo. Estas condiciones se definen dentro de la etapa de simulación al configurar el setup de ANSYS Fluent. Estas corresponden a velocidad de entrada (velocity inlet), presión de salida (pressure outlet) y pared (wall). La velocidad de entrada y la presión de salida son determinadas a partir de los datos de laboratorio. La condición de pared corresponde al contorno de las geometrías generadas del fluido de ambos medidores.

Una vez definido el problema físico, la etapa de simulación consiste en resolver las ecuaciones que gobiernan la física del flujo. Dentro del Setup de ANSYS Fluent, se configuran todos los parámetros requeridos para llevar a cabo las simulaciones. Así, se estableció el tipo de Solver Pressure-Based y Steady (estacionario), los valores de las condiciones de borde correspondientes a cada ensayo realizado en laboratorio, se escoge el método SIMPLE para Pressure-Velocity Coupling, con discretización espacial de las variables en segundo orden para obtener mayor precisión, de acuerdo a los instructivos oficiales disponibles para usuarios de Ansys [12].

La convergencia del método se basa en el análisis de diferentes criterios. En este sentido, como regla general se requiere que el error sea menor que 10^{-3} en la ecuación de continuidad, en todas las ecuaciones de momento de Navier-Stokes para cada dirección (x, y, z) y en las ecuaciones específicas del modelo de turbulencia (k y ε en este caso). Además, se definieron los valores de convergencia de los residuos como 10^{-6} , en base a lo señalado por [13], por lo que las simulaciones se detendrán cuando los residuos tengan un valor menor al descrito anteriormente.

Finalmente, el postproceso es el análisis de los resultados, para lo cual se utiliza un software incluido en ANSYS (CFD-Post) que permite analizar los resultados generados por el CFD. Los datos obtenidos se pueden analizar tanto numérica como gráficamente. En general, los resultados gráficos más interesantes son la distribución de presiones dentro del tubo Venturi y la placa orificio, como muestra la Figura 5.

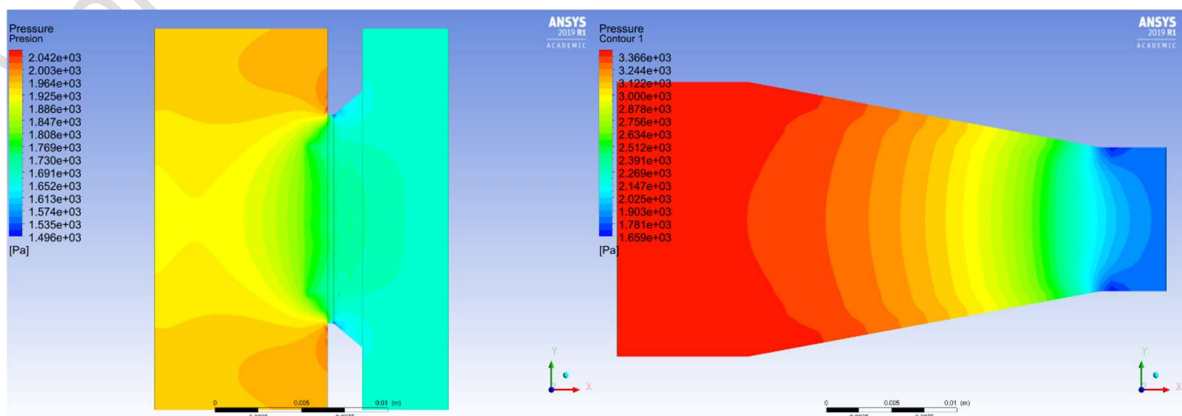


Figura 5: Distribución de la presión en el plano medio. izquierda) Placa orificio; derecha) Tubo Venturi.

La figura anterior permite analizar con detalle el interior del medidor Venturi y del medidor placa-orificio. En ambos casos se aprecia con claridad la disminución de la presión al aumentar la velocidad del fluido en su paso por el estrechamiento.

4. RESULTADOS

La aplicación de la metodología de análisis descrita en apartados anteriores permite comparar los resultados obtenidos computacionalmente con los obtenidos experimentalmente, a efectos de validar los modelos computacionales planteados en el entorno Ansys. Inicialmente, la Tabla 1 muestra los valores experimentales obtenidos en el banco hidráulico para los medidores placa orificio y tubo Venturi. Así, la tabla muestra las medidas de presión de entrada (P_e), presión de salida (P_s) y caudal (Q).

Tabla 1: Resultados de laboratorio del medidor de placa orificio y del medidor de tubo de Venturi.

Ensayo	Placa orificio			Tubo de Venturi		
	P_e (Pa)	P_s (Pa)	Q (m ³ /s)	P_e (Pa)	P_s (Pa)	Q (m ³ /s)
1	1869,963	1683,945	4,84E-05	2398,643	2349,691	1,88E-05
2	1997,238	1703,526	6,86E-05	2202,836	2075,561	4,14E-05
3	2153,884	1683,945	8,12E-05	2711,935	2232,207	7,51E-05
4	2281,159	1654,574	9,61E-05	2467,176	1840,591	8,66E-05
5	2476,966	1595,832	1,11E-04	3387,471	2447,595	1,10E-04
6	2692,355	1507,719	1,32E-04	3181,874	1517,509	1,51E-04
7	2858,791	1497,928	1,44E-04	3730,135	1811,220	1,61E-04
8	3201,454	1400,024	1,59E-04	-	-	-
9	3358,100	1351,072	1,68E-04	-	-	-

Seguidamente, la Figura 6 representa los valores de presión de los resultados de CFD frente a las medidas experimentales realizadas en el laboratorio. Esto permite comparar ambas metodologías de forma detallada. Los resultados demuestran la validez de la metodología basada en CFD para poder predecir el comportamiento del tubo Venturi y del tubo de placa orificio.

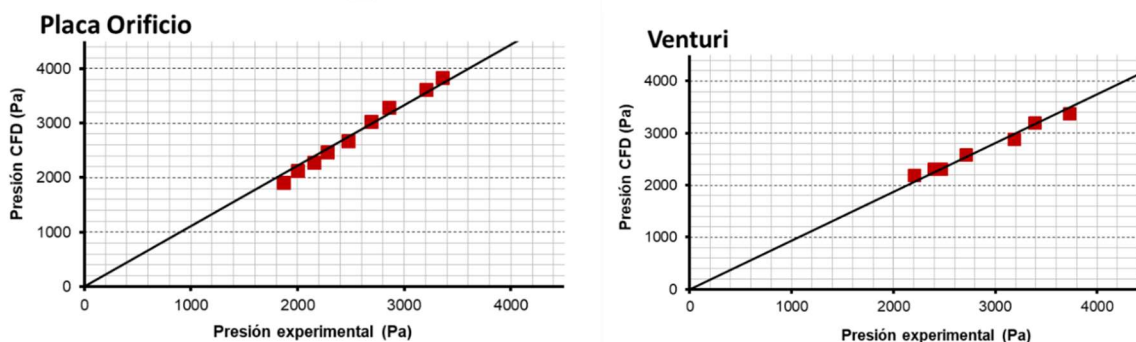


Figura 6. Validación de resultados. Presión experimental vs Presión CFD

Los resultados de la Figura 6 validan la bondad de la metodología CFD de este trabajo como una técnica adecuada para representar las características de entrada y salida de agua en medidores de tipo Venturi y placa orificio. No obstante, siempre puede observarse una pequeña discrepancia entre las medidas experimentales y los datos obtenidos en las simulaciones. Entre otros, esto puede al ineludible error experimental, que depende del procedimiento elegido y la tecnología disponible para

realizar la medición. En este caso particular todas las medidas de caudal realizadas fueron realizadas por aforamiento mientras que las medidas de presión se tomaron a partir de tubos piezométricos. Adicionalmente, el equipo utilizado, utilizado normalmente con fines docentes ya presenta cierto nivel de desgaste por uso, especialmente en el caso de la placa orificio.

Una vez validado el modelo computacional, se obtienen a partir de los datos proporcionados por Fluent los coeficientes de descarga de ambos medidores para los diferentes caudales ensayados. En este sentido, la Figura 7 compara valores obtenidos de la literatura [10] con los valores obtenidos a partir de las simulaciones computacionales realizadas.

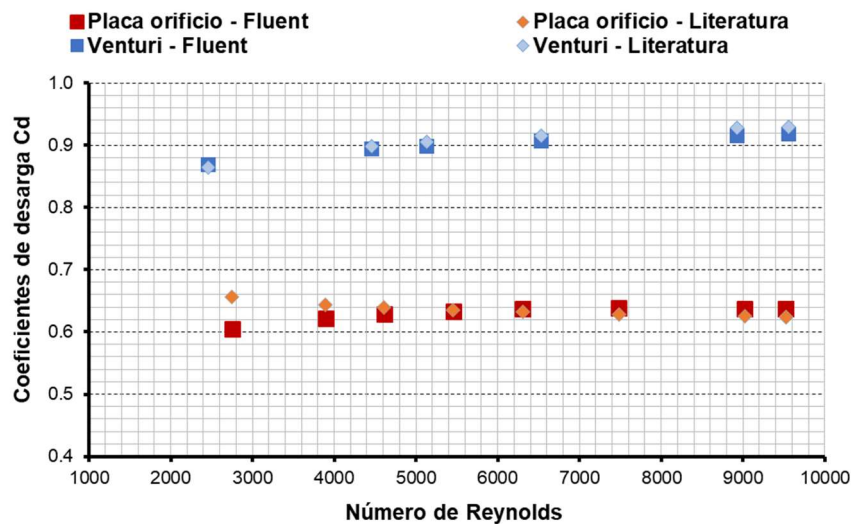


Figura 7. Coeficientes de descarga obtenidos

La comparación de los coeficientes de descarga obtenidos de la literatura con los obtenidos mediante el modelo de Fluent para números de Reynolds entre 2.500 y 10.000 muestra el buen ajuste del modelo. Adicionalmente, el orden de magnitud de C_d tanto para el medidor de placa orificio como para el medidor Venturi está en el orden de lo esperado según los valores referenciales. En este sentido, los coeficientes C_d para medidores de placa orificio están todos en torno a 0,6, mientras que en el caso del tubo Venturi están todos en torno a 0,9 y superior. Cabe destacar que en el caso del medidor de placa orificio la exactitud del modelo es mayor en la zona completamente turbulenta, registrándose los peores resultados en la zona de transición.

5. CONCLUSIONES

Las simulaciones numéricas basadas en CFD permiten determinar en detalle las características de comportamiento de numerosos elementos hidráulicos. No obstante, las técnicas CFD requieren de una calibración adecuada de los modelos, por lo que es esencial validar los resultados mediante experimentación en el laboratorio. Específicamente, este trabajo muestra la bondad de estas técnicas para representar el comportamiento de medidores de placa orificio y Venturi. De acuerdo con los resultados, es posible afirmar lo siguiente:

- El tamaño y la calidad de la malla desempeñan un papel clave en la estabilidad y precisión de los cálculos numéricos. Por este motivo, este trabajo realiza un análisis de sensibilidad que determina el tamaño mínimo de malla que no introduce errores significativos de convergencia en el análisis.
- La representación de los valores de flujo y presión muestran la buena correspondencia entre la simulación CFD y la experimentación en laboratorio, especialmente en el caso del tubo de Venturi. En el caso de la placa orificio, esta presenta algunas discrepancias menores en la zona

de transición, pero el ajuste sigue siendo bueno, por lo que puede considerarse que las técnicas CFD representan adecuadamente el comportamiento de ambos medidores.

- Una vez calibrados los modelos computacionales, estos son utilizados para determinar coeficientes de descarga para un determinado rango del número de Reynolds. La comparación con los datos de la literatura demuestra la bondad del modelo.

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo fue apoyado por el Programa Fondecyt Regular (Proyecto 1180660) de la Comisión Nacional de Investigación Científica y Tecnológica (Conicyt), Chile.

Nomenclatura

A	Área
C_d	Coefficiente de descarga
D	Diámetro aguas arriba
d	Diámetro zona de reducción
g	Aceleración de gravedad
γ	Peso específico
h_l	Pérdidas longitudinales
μ	Viscosidad dinámica
P	Presión
Q	Caudal volumétrico
Re	Número de Reynolds
ρ	Densidad
v	Velocidad
z	Altura

REFERENCIAS

- [1] M. Iñiguez-Covarrubias, J. Flores-Velazquez, W. Ojeda-Bustamante, C. Díaz-Delgado, and R. Mercado-Escalante, “Comparación de resultados experimentales de un Venturi con simulación de dinámica de fluidos computacional,” *Tecnol. y ciencias del agua*, vol. 6, no. 4, pp. 141–152, 2015.
- [2] *Mechanics of Fluids: P6100 Series HYDRAULICS BENCH AND ACCESSORIES*, Cussons Technology Ltd., Manchester, U.K., Ag. 2018.
- [3] Y. A. Cengel and J. M. Cimbala, “Mecánica de fluidos: fundamentos y aplicaciones, 2006, ch. Flujo en tuberías.”
- [4] F. M. White, *Mecánica de fluidos*, 6ta ed., Madrid: McGraw-Hill, 2008.
- [5] N. M. C. Martins, A. K. Soares, H. M. Ramos, and D. I. C. Covas, “CFD modeling of transient flow in pressurized pipes,” *Comput. Fluids*, vol. 126, pp. 129–140, 2016.
- [6] S. García-Todolí, P. Iglesias-Rey, D. Mora-Meliá, F. Martínez-Solano, and V. Fuertes-Miquel, “Computational Determination of Air Valves Capacity Using CFD Techniques,” *Water*, vol. 10, no. 10, p. 1433, 2018.
- [7] P. Romero-Gomez, C. K. Ho, and C. Y. Choi, “Mixing at Cross Junctions in Water Distribution Systems. I: Numerical Study,” *J. Water Resour. Plan. Manag.*, vol. 134, no. 3, pp. 285–294, May 2008.
- [8] L. Castillo, J. García, and J. Carrillo, “Influence of Rack Slope and Approaching Conditions in Bottom Intake Systems,” *Water*, vol. 9, no. 1, p. 65, Jan. 2017.

- [9] M. Regueiro-Picallo, J. Naves, J. Anta, J. Puertas, and J. Suárez, “Experimental and Numerical Analysis of Egg-Shaped Sewer Pipes Flow Performance,” *Water*, vol. 8, no. 12, p. 587, Dec. 2016.
- [10] M. J. Cruz Alvarado, “TURBULENCIA: MODELAMIENTO CFD ANSYS”, abr-2017.[Video].Disponível: <https://es.esssvirtual.com/ng/student/courses/curso-basico-de-simulacion-fluidodinamica-utilizando-ansys/lectures/clase-13-flujos-turbulentos/contents/5af1cfee6957004607efb5/>. [Accedido: 02-sep-2018]
- [11] B. E. Launder and D. B. Spalding, “The numerical computation of turbulent flows,” *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, vol. 3, no. 2, pp. 269–289, Mar. 1974.
- [12] J. Osses Márquez, “ANSYS FLUENT: Setup básico del solver”, [VÍdeo]. Disponível en: <https://es.esssvirtual.com/ng/student/courses/curso-basico-de-simulacion-fluidodinamica-utilizando-ansys/lectures/clase-10-solver-y-setup-basico/contents/5af1b68ead6957004e07eae1/>. [Accedido: 30-ag-2018]
- [13] M. Kuron, “3 criteria for assessing CFD Convergence”, Enero 2015. [En línea]. Disponível: <https://www.engineering.com/DesignSoftware/DesignSoftwareArticles/ArticleID/9296/3-Criteria-for-Assessing-CFD-Convergence.aspx>.

Versão Provisória 2019

CARACTERIZACIÓN DE ELEMENTOS HIDRÁULICOS EN BANCO DE ENSAYOS. APLICACIÓN EN SIMULACIÓN DE LLENADO-VACIADO DE CONDUCCIONES

P. Arrué¹, A.M. Romero², J. García-Serra³, V.Espert⁴ y R. Ponz⁵

RESUMEN

Las condiciones de funcionamiento de los elementos hidráulicos en las redes de abastecimiento dependen de sus características técnicas y de las condiciones hidráulicas presentes en la red. La empresa EMIMET (Global Omnium) en colaboración con la Universitat Politècnica de València, ha llevado a cabo el desarrollo de un modelo para simular el funcionamiento de las conducciones durante las operaciones de llenado y vaciado. Para alcanzar este objetivo ha sido necesario caracterizar los elementos hidráulicos que participan en la operación de las redes (válvulas, ventosas, desagües, ...). Para ello se han empleado el banco de ensayos de EMIMET, con capacidad para caracterizar elementos hidráulicos de hasta DN 800, dotado con la instrumentación necesaria. Se realizaron ensayos de válvulas de tipo mariposa de varios diámetros, válvulas de tipo compuerta funcionando como desagüe, válvulas hidráulicas y ventosas. En el caso de las ventosas también se realizaron más de 120 ensayos en tres bancos de ensayo diferentes para verificar el grado de confianza de las mismas y se compararon los resultados obtenidos con los proporcionados por los fabricantes. Se ha comprobado la validez del modelo de simulación con datos experimentales mediante registros en campo, obteniendo una discrepancia inferior al 12% entre los resultados experimentales y los teóricos ofrecidos por el modelo.

Palabras clave

Banco de ensayo, caracterización, válvula, ventosa y modelo de simulación.

1. INTRODUCCIÓN

En la actualidad, el sistema de abastecimiento en alta a Valencia y su Área Metropolitana suministra agua potable a la Ciudad de València y a otros 45 municipios de la Comarca de l'Horta, adscritos a la Entidad Metropolitana de Servicios Hidráulicos (EMSHI). El sistema de agua en alta abastece a una población de 1.6 millones de habitantes. El sistema está formado por 2 ETAP, aproximadamente 200 km de conducciones de diámetros entre 1600 mm y 300 mm, 3 depósitos de cabecera, 6 depósitos de regulación, 6 estaciones de bombeo y unos 100 puntos de entrega de agua en alta a redes municipales.

Los depósitos de cabecera de las ETAP “El Realón” y “La Presa” alimentan a la red de aducciones de configuración mallada e interconectada, de pequeña pendiente, que precisa de regulación mediante la operación de válvulas.

Entre las operaciones en el sistema destacan el llenado y vaciado de las conducciones, las cuales deben realizarse en condiciones de máxima seguridad para evitar posibles roturas o colapsos de las

¹ Universitat Politècnica de València, Camino de Vera s/n (46022-Valencia). paarbu@csa.upv.es

² Universitat Politècnica de València, Camino de Vera s/n (46022-Valencia). aromeros@csa.upv.es

³ Universitat Politècnica de València, Camino de Vera s/n (46022-Valencia). jgarcias@ita.upv.es

⁴ Universitat Politècnica de València, Camino de Vera s/n (46022-Valencia). vespert@ita.upv.es

⁵ Emimet, C/ Antiga Senda de Senent nº8 5ª planta (46023-Valencia). rponz@emimet.es

conducciones. Para ello, y como primer paso, es necesario realizar la caracterización de los elementos hidráulicos que intervienen en el sistema para la correcta operación del mismo, tanto desde un punto de vista hidráulico como desde las perspectivas de garantía y calidad del servicio prestado.

La empresa EMIMET, en colaboración con la Universitat Politècnica de València, ha llevado a cabo el desarrollo, implantación y puesta en marcha de un banco de ensayos que permite caracterizar el funcionamiento de los elementos hidráulicos en diferentes condiciones de operación, incluso con la presencia de aire en el interior de la conducción, que resulta fundamental para caracterizar las operaciones de llenado y vaciado.

Para el diseño de las pruebas a realizar en el banco de ensayos se ha tenido en cuenta la normativa vigente sobre ensayos de verificación, UNE-EN 1074: 2001, UNE-EN 593: 2009, UNE-EN 1267, UNE-EN 1074-4 e ISO 9635-4. Las especificaciones técnicas del banco de ensayos varían en función del tipo de elemento a ensayar, y, en cualquier caso, cumplen con los requisitos normativos exigidos.

2. METODOLOGÍA

2.1 CARACTERIZACIÓN DE ELEMENTOS HIDRÁULICOS. BANCO DE ENSAYOS EMIMET.

El banco de ensayos hidráulicos se encuentra ubicado en el depósito metropolitano de Albalat dels Sorells (València), el cual presenta una capacidad de almacenamiento total de 7600 m³, dividido en varios módulos. Las instalaciones del banco de ensayos están conectadas a uno de los módulos, de 1850 m³, y presenta el esquema general indicado en la Figura 1.

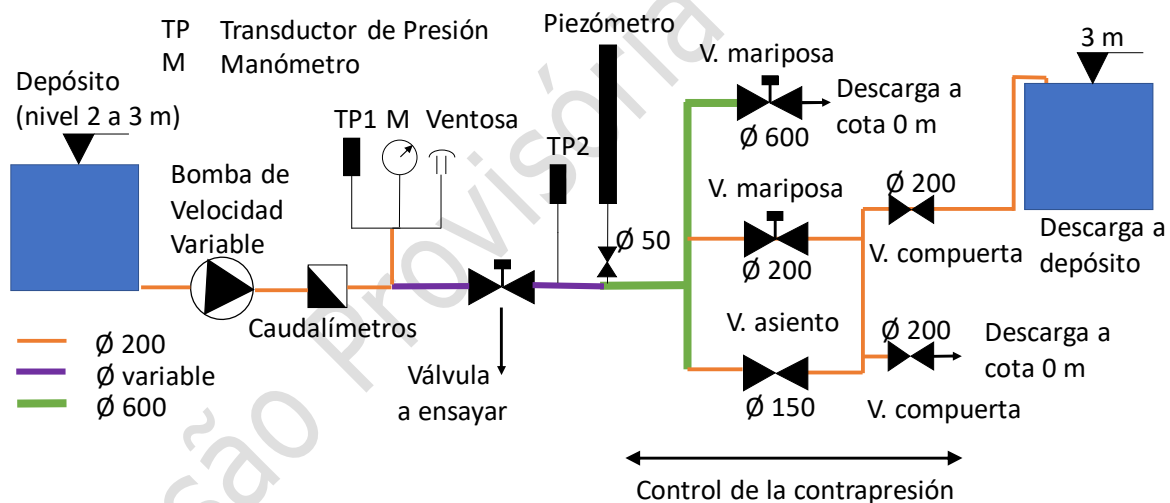


Figura 1. Esquema general del banco de ensayo.

El banco está compuesto por una bomba de cámara partida con potencia nominal de 132 kW, caudal nominal 160 l/s y altura manométrica nominal de 58 mca, caudalímetro electromagnético DN 300, medidores de presión con transductores y manómetros, válvulas para regular la contrapresión de mariposa DN 600 y DN 200, válvula de asiento plano tipo globo DN 150 y autómatas PLC con conexión a SCADA. La longitud total del banco es de 20m y el depósito está cubicado mediante técnica de láser – escáner, con medidor de nivel mediante sensor radar.

Dada la configuración del banco de ensayos (Figura 2) es viable realizar todo tipo de ensayos dinámicos, donde existe un elevado caudal de agua para diámetros de hasta DN 800, y registrando simultáneamente 2 medidas de caudal y 4 medidas de presión. La frecuencia de muestreo de los datos se puede modificar en función del tipo de ensayo a realizar.



Figura 2: Detalle del banco de ensayos hidráulico.

2.2 CARACTERIZACIÓN DE VENTOSAS EN DIFERENTES LABORATORIOS.

Se realizaron ensayos de ventosas en expulsión y en admisión en tres laboratorios diferentes, ARI Flow Control Accessories LTD en Kfar Charuv (Israel), CSA en Salsomaggiore Terme (PR) en Italia, y BERMAD CS. Ltd en Kibbutz Evron (Israel). En el laboratorio de ARI se ensayaron 22 ventosas en fase de expulsión y 12 en fase de admisión. En el laboratorio de CSA se ensayaron 23 ventosas en fase de expulsión y 2 en fase de admisión. Mientras que en el laboratorio de BERMAD se ensayaron un total 37 ventosas en fase de expulsión y 33 en fase de admisión, siguiendo la metodología aplicada en estudios previos [1] y [2].

El banco de ensayos de ARI se alimenta de aire comprimido mediante cuatro calderines y un depósito tampón, de 10 m³ cada uno de ellos, con una presión máxima de 16 bar, que suministran de forma instantánea o gradual hasta 640 m³ de aire a una temperatura ambiente constante de 22 °C y una presión barométrica de 1bar. Para los ensayos de admisión en el laboratorio de ARI, la ventosa se coloca en el interior de un recipiente al que se “inyecta” el aire a presión, generando una atmósfera presurizada en el mismo (Figura 3). El flujo circula desde la salida hacia la entrada de la ventosa (continuamente abierta), conectada a la atmósfera. Este ensayo no reproduce las condiciones reales de funcionamiento de las ventosas en admisión al inyectar aire presurizado y no en condiciones atmosféricas, pero el procedimiento está reconocido en la norma UNE-EN 1074-4 e ISO 9635-4.



Figura 3. Banco de ensayos de ventosas en admisión en ARI.

El banco de ensayos del laboratorio de CSA está alimentado mediante una soplante, capaz de generar un caudal de aire de 4500 m³/h a una presión máxima de 0.5 bar. El motor eléctrico que mueve la soplante está equipado con un variador de frecuencia, lo que permite modificar la velocidad de giro de la soplante, a fin de obtener diferentes curvas motrices. El banco está pensado para acoplar ventosas de hasta 100 mm de diámetro nominal.

Para los ensayos de admisión, la ventosa se coloca en posición inversa, de manera que el flujo de aire se inyecta a través de la ventosa. Estos ensayos en admisión están limitados dado que se conecta directamente la tubería de impulsión de la soplante a la brida de salida de la ventosa, inyectando el flujo a presiones superiores a la atmosférica.

Al igual que en la instalación de ARI, más versátil que la de CSA, las condiciones termodinámicas del ensayo de admisión no son las reales del funcionamiento de la ventosa. En ambos casos, la densidad del aire que entra en la ventosa es mayor que la densidad de aire atmosférico, lo que no es real. Asimismo, en el caso de una ventosa real, el aire expulsado (que es admitido en la tubería), está a una presión inferior a la atmosférica, mientras que, en el ensayo, el aire expulsado está a presión atmosférica. En cualquier caso, se trata de mediciones aproximadas para poder evaluar las condiciones de admisión de las ventosas, admitidas en la norma UNE 1074-4.

El laboratorio de pruebas de ventosas de BERMAD es capaz de realizar los ensayos en expulsión y admisión (Figura 4). Tanto en uno como en otro caso las condiciones termodinámicas reproducen de manera fiel el comportamiento real de la ventosa. Por lo tanto, en los ensayos de admisión los resultados son más realistas que en los otros bancos de ensayo.

El banco de pruebas está alimentado por dos soplantes, una volumétrica de lóbulos capaz de impulsar un caudal de 16320 Nm³/h a 0.5 bar con una potencia de 315 kW y otra centrífuga para bajos caudales, pudiendo acoplarse ventosas de hasta 200 mm de diámetro. Los motores eléctricos de las soplantes están equipados con un variador de frecuencia permitiendo obtener diferentes curvas motrices.

La instalación está dotada de caudalímetros másicos, de transductores de presión, y de sensores de temperatura, almacenando los registros de caudal en condiciones normales, presión relativa y temperatura del aire en un software específico que permite realizar informes, gráficos y exportar los resultados de estos ensayos.



Figura 4. Banco de ensayos de ventosas en expulsión y admisión en Bermad.

En el banco de ensayos de la empresa EMIMET se realizó una prueba de cierre de ventosas y transitorios (Figura 5). Con la tubería vacía, se abre rápidamente la válvula de alimentación y se comprueban las presiones generadas por el cierre de la ventosa en presencia de agua (golpe de ariete). Los ensayos se llevaron a cabo con ventosas DN 50.

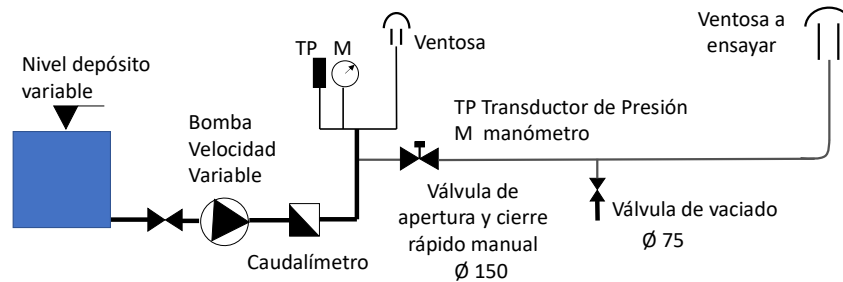


Figura 5: Esquema del ensayo de cierre y golpe de ariete en ventosas.

2.3 MODELO DE SIMULACIÓN DE LLENADO DE GRANDES CONDUCCIONES.

Los resultados obtenidos en los bancos de ensayos se han introducido en un modelo de cálculo [3], de aplicación a tramos de conducción de pequeña pendiente, para una conducción de diámetro y pendiente constante, con válvula de llenado de tipo mariposa y un máximo de cinco ventosas en la línea. El modelo calcula la evolución del llenado manteniendo la lámina de agua horizontal y reproduciendo el proceso real con la volumetría dependiente de la pendiente de la tubería. Se requiere definir el protocolo de llenado fijando el incremento de tiempo de cálculo, la presión existente en la red que alimenta la conducción a llenar, y el protocolo de apertura de la válvula que puede admitir hasta seis posiciones diferentes a lo largo del proceso de llenado.

El modelo utiliza las ecuaciones de conservación de la energía, la geometría de la tubería, la ley de los gases perfectos y las ecuaciones que caracterizan el comportamiento de válvulas y ventosas, y finaliza el proceso indicando el tiempo de llenado. No se tiene en cuenta la inercia del fluido.

3. RESULTADOS

3.1 ENSAYO DE PÉRDIDA DE CARGA EN VÁLVULAS DE MARIPOSA

Se realizaron para tres diámetros; DN 200, DN 400 y DN 600. En los ensayos se variaron las condiciones de presión aguas arriba y aguas abajo de la válvula para diferentes grados de apertura, con o sin presión aguas abajo (tubería vacía). Los resultados se agruparon en función de la diferencia de presión entre la entrada y la salida de la válvula, y/o si la presión aguas abajo de la misma es cero (sin contrapresión), determinándose el coeficiente de caudal (Figura 6).

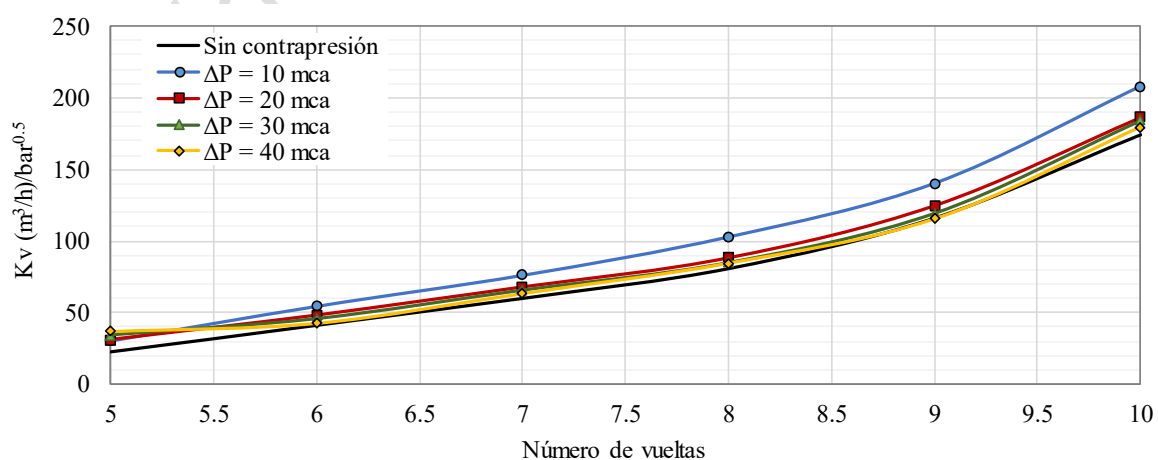


Figura 6: Kv válvula mariposa DN400 vs. Número de vueltas de un total de 47 vueltas.

Como puede observarse en la Figura 6, el coeficiente de caudal K_v no se mantiene constante para un grado de apertura determinado, sino que varía al hacerlo las presiones de entrada y salida. Cuando la contrapresión es nula, el coeficiente de caudal disminuye sensiblemente respecto de los casos en los que la presión a la salida es mayor de cero. Se ha determinado el coeficiente de caudal para cada grado de apertura, expresado en número de vueltas, mediante la ecuación (1), que permite determinar el caudal circulante en la conducción en ausencia de caudalímetro, conocidos el diámetro nominal de la válvula, su grado de apertura, y las presiones de entrada y salida.

$$K_v(DN, \theta) = A(DN, \theta) + B(DN, \theta) \cdot P_s + C(DN, \theta) \cdot \Delta P + D(DN, \theta) \cdot P_s^2 + E(DN, \theta) \cdot \Delta P^2 \quad (1)$$

sendo

- $K_v(DN, \theta)$ Coeficiente de caudal para DN y número de vueltas θ , en $(\text{m}^3/\text{h})/\text{bar}^{0.5}$.
- A, B, C, D, E Coeficientes de la expresión, dependientes de DN y de θ .
- P_s Presión a la salida (contrapresión), en mca.
- ΔP Diferencia de presión entre entrada y salida, en mca.

3.2 ENSAYO DE PÉRDIDA DE CARGA EN DESAGÜES.

Las pruebas de válvulas de compuerta, actuando como desagües (Figura 7), se realizaron para diámetros DN 100 y DN 150 con el objetivo de determinar el coeficiente de caudal K_v del conjunto de elementos que forman parte del desagüe, en función del nivel de agua en la poceta de descarga. Con los resultados de este ensayo es posible determinar el caudal de vaciado de las conducciones, en función de la presión aguas arriba del desagüe. (Figura 8).

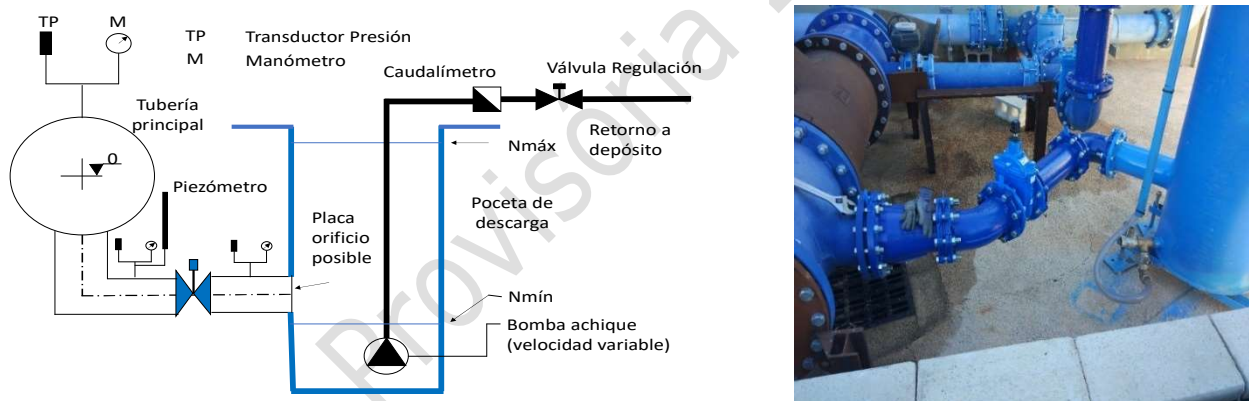


Figura 7: Esquema del ensayo de desagüe sin placa orificio.

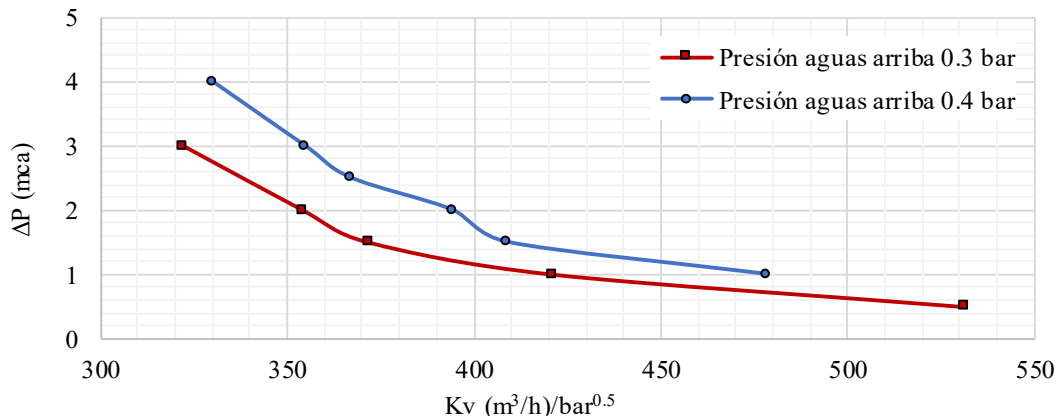


Figura 8: K_v desagüe DN 100 para diferentes presiones aguas arriba y ΔP entrada/salida.

3.3 ENSAYO DE VENTOSAS.

Se realizaron más de 120 ensayos de ventosas entre DN 50 y DN 150 en tres bancos de ensayos diferentes, en los laboratorios ARI, CSA y Bermad. Se obtuvieron como resultados las curvas Presión vs. Caudal, la existencia o no de cierre dinámico (cierre debido al flujo de aire sin que el agua haya llegado al dispositivo) y las presiones a las que este se produce, las condiciones de cierre del dispositivo anti-ariete correspondiente en las ventosas tipo “non-slam” y el comportamiento de ventosas tipo membrana.

En los ensayos de expulsión de aire se produjeron cierres dinámicos en 16 de las 50 ventosas ensayadas. La presión a la que se produjo el cierre osciló entre 0.005 bar y 0.43 bar, y en 6 de las 16 la presión era inferior a 0.1 bar. Estos valores son muy pequeños, por lo que existe grave riesgo de que en una operación de llenado de conducciones se pueda producir el cierre prematuro o inesperado de la ventosa, quedando aire atrapado en la tubería. En las ventosas del tipo Non Slam el cierre del primer flotador también se produce a presiones muy bajas entre 0.005 bar y 0.29 bar, siendo en 7 de las 9 ventosas ensayadas a una presión inferior a 0.1 bar.

La comparativa de resultados comerciales y experimentales en las curvas de expulsión en condiciones normales presenta una variación promedio entre el valor comercial y el experimental de un 52.1%. Cabe destacar que 18 de las 36 ventosas proporcionaron caudales inferiores a los comerciales (por defecto) con variaciones comprendidas entre el 8.0% y el 82.8%. Y 18 ventosas proporcionaron caudales mayores a los comerciales (por exceso).

La comparativa en las curvas de admisión presenta una variación promedio entre el valor comercial y el experimental de un 41,4%. Cabe destacar que 19 de las 27 ventosas proporcionaron caudales inferiores a los comerciales con una variación promedio entre el 3.1% y el 62.3% entre la curva comercial y la experimental en condiciones normales. Y 8 ventosas que proporcionaron caudales mayores a los comerciales (por exceso).

En la figura 9 se presenta una comparativa entre la curva dada por el fabricante y las obtenidas en los ensayos (tanto en admisión como en expulsión), para una ventosa de DN 100. Como puede apreciarse los resultados se dan tanto para el caudal en condiciones normales Q (Nm³/h) como para el caudal en condiciones del interior de la tubería (flujo volumétrico real de aire que circula por el interior de la tubería con una densidad del aire dependiente de la presión y temperatura existentes).

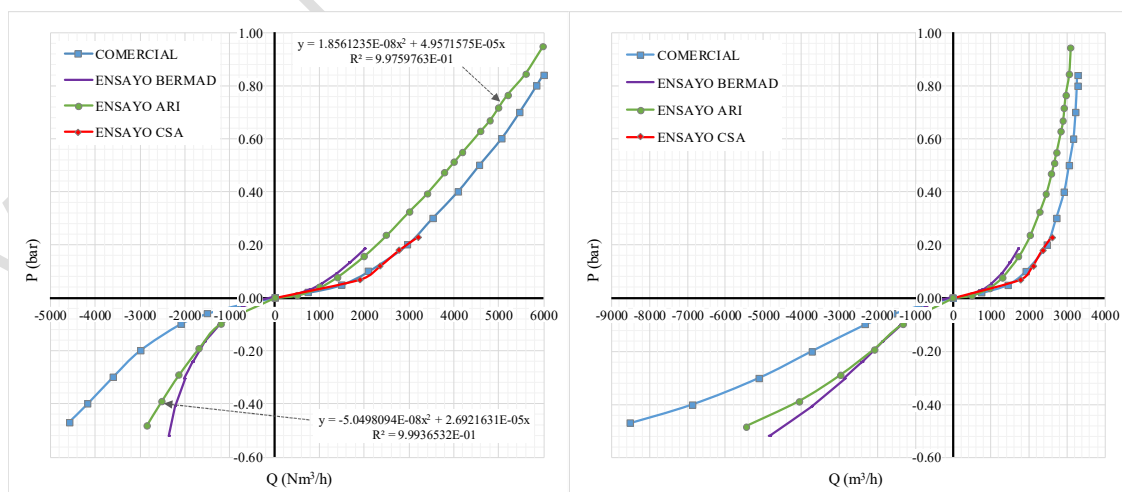


Figura 9. Comparativa entre curva comercial y experimental obtenida en los laboratorios de CSA, ARI y Bermad, para una ventosa DN 100 en expulsión y admisión en condiciones normales y del interior de la tubería.

3.4 RESULTADOS DEL ENSAYO EXPERIMENTAL APLICANDO EL MODELO DE SIMULACIÓN PARA EL LLENADO DE GRANDES CONDUCCIONES.

Para comprobar la fiabilidad de la caracterización y del modelo de simulación del llenado de grandes conducciones se han realizado dos conjuntos de ensayos de llenado. Un primer conjunto (E1) en una tubería de fundición DN 400 que alimenta al depósito metropolitano de Museros, en la provincia de Valencia (Figura 10), compuesto por tres ensayos de llenado: de P2 a P3, de P3 a P4 y de P2 a P4, con dos ventosas instaladas: V3 en el punto P3 y V4 en el punto P4.

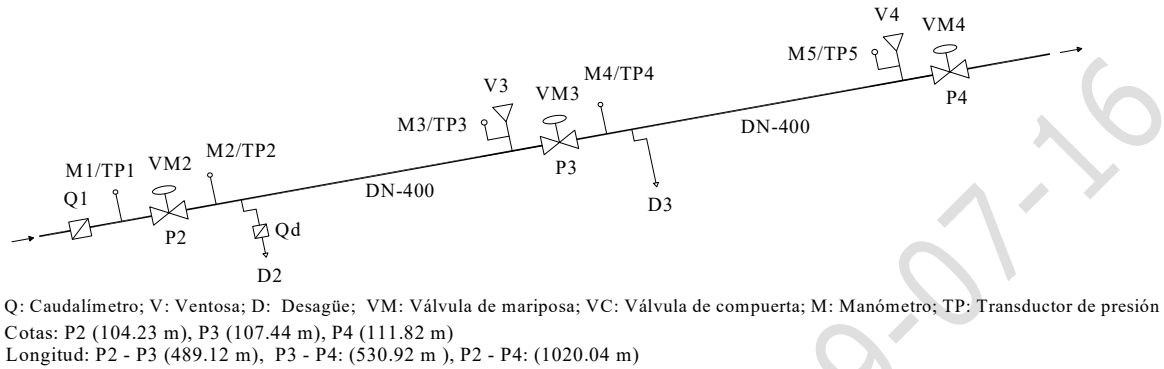


Figura 10: Esquema de la conducción para ensayo experimental en Museros (Valencia).
 (Nomenclatura: Q - caudalímetro; V - Ventosa; D - Desagüe; VM - Válvula de mariposa; VC - Válvula de compuerta; M - Manómetro; TP - Transductor de presión)

El segundo conjunto de ensayos (E2) se realizó en una conducción DN-600 en Massamagrell, también en la provincia de Valencia (Figura 11), que tiene un cambio de pendiente pronunciado, de ascendente a descendente, donde se encuentra instalada la ventosa por ser el punto más elevado, V2 en P4. En esta misma configuración se intercambió la ventosa V2 y se repitió el ensayo (E3).

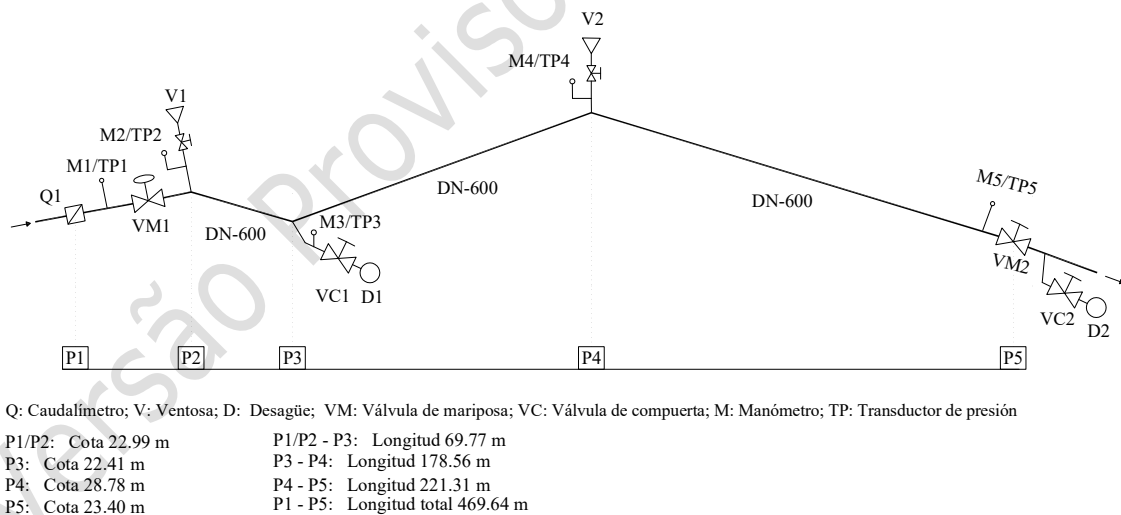


Figura 11. Esquema del tramo de conducción a ensayar en Massamagrell (Valencia).

En la Tabla 1 se comparan los resultados experimentales y teóricos de los ensayos realizados, obteniéndose una desviación inferior al 12 %.

Tabla 1. Comparativa de resultados de tiempo y caudales de llenado experimentales y teóricos.

Ensayos	Tramo	T _{llenado} (min) experimental	T _{llenado} (min) modelo	Variación (%)	Q (l/s) Experimental	Q (l/s) modelo	Variación (%)
E1	P2-P3	25.66	27.19	5.96	39.28	37.67	4.09
	P3-P4	12.93	14.47	11.75	86.34	76.83	11.01
	P2-P4	34.93	36.14	3.46	-	59.10	-
E2	P1-P5	16.60	17.44	5.06	141.29	139.10	1.55
E3	P1-P5	16,00	17.53	9.56	146.82	138.37	5.75

4. CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos en la caracterización de los elementos hidráulicos han servido como datos de entrada imprescindibles para el modelo que simula el funcionamiento de las conducciones durante las operaciones de llenado, y permite predecir tanto el tiempo del proceso, como la evolución de la presión y el caudal en el interior de la tubería. Este modelo ha mejorado las condiciones de operación en el llenado de las conducciones.

El modelo es capaz de predecir muy bien tanto el tiempo de llenado como el valor del caudal en el interior de la conducción, para una presión de llenado desde la red dada y una secuencia de maniobra de la válvula de llenado predeterminada, presentando una desviación máxima entre los valores de tiempo de llenado y caudal, experimentales y teóricos inferiores al 12%.

La caracterización de elementos en banco de ensayos EMIMET ha permitido determinar curvas de funcionamiento en condiciones hidráulicas que no proporcionan los fabricantes, como ha sido el caso de las válvulas de mariposa sin contrapresión y los desagües. En el caso de ventosas, los resultados de los ensayos experimentales se han podido comparar con las curvas ofrecidas por los fabricantes. Los estudios realizados ayudan a la selección de los elementos más adecuados para las condiciones hidráulicas de las conducciones, así como a implementar mejoras en las comprobaciones de mantenimiento de los elementos.

En cuanto a los procedimientos de ensayos en los laboratorios de CSA, ARI y Bermad, en este último las condiciones termodinámicas reproducen de la manera más fiel posible el comportamiento real de la ventosa. En el caso de expulsión o descarga, la presión se mide en el interior de la tubería y la ventosa descarga contra la atmósfera, mientras que, en el caso de admisión, el aire es admitido en condiciones atmosféricas exteriores, generándose la depresión en el interior de la tubería, al contrario que en la mayoría de los laboratorios en los que el aire debe de ser impulsado desde el exterior de la ventosa, por lo que no se cumplen las condiciones termodinámicas reales.

En general, los ensayos realizados han resultado satisfactorios, si bien sería deseable poder determinar de una manera más precisa el umbral de presión a partir del cual el flotador efectúa un cierre dinámico o, en las ventosas Non-Slam o antiariete (NS), el valor de la presión a la que se produce el cierre del primer flotador. La elección de la ventosa pensando en que admita un caudal superior al que realmente puede admitir puede provocar problemas en la instalación al generarse en un vaciado depresiones mayores a las previstas.

Es muy importante determinar el valor de la presión en el interior de la tubería al que se produce el cierre dinámico de la ventosa, dado que a partir de ese momento la ventosa deja de realizar su función. En bastantes casos los valores de la presión de cierre dinámico eran muy pequeños, por lo que casi con toda seguridad se cerrarán en casi cualquier llenado, dejando bolsas de aire en el interior de la tubería. Los valores límite de la presión de ensayo en ambos laboratorios, 1 bar en ARI y 0.5 bar en CSA y Bermad, están por encima de los valores de la presión del aire usual en los procesos de llenado (entre 1 y 3 mca), por lo que para situaciones de llenado usuales se han detectado aquellas ventosas que tiene un cierre dinámico a las presiones de trabajo normales.

Sería deseable que los fabricantes indicaran en los catálogos el valor umbral de la presión en el interior de la tubería al que la ventosa cierra de manera prematura. Para próximas revisiones de las normativas de ventosas, tanto UNE-EN como ISO, sería recomendable proponer incluir este ensayo en las citadas normativas.

También sería deseable conocer el valor de la presión a la que sube el primer flotador en las ventosas NS. En general se trata de valores excesivamente bajos, por lo que en la práctica las ventosas se transforman en válvulas de muy poca capacidad de expulsión, ralentizando en exceso las operaciones de llenado. No obstante, puede ser interesante su utilización como última ventosa en cerrar durante un proceso de llenado (punto más elevado de una conducción en la que hay instaladas varias ventosas). En los catálogos, los fabricantes suelen incluir estos valores dado que representan la curva P-Q de la ventosa desde presión nula.

En la mayoría de los catálogos, los fabricantes de ventosas no hacen referencia ni a la forma en la que se han realizado los ensayos para determinar la curva P-Q que representan en sus catálogos, ni a los laboratorios en los que se han llevado a cabo los ensayos. Tampoco se referencian las normas UNE-EN 1074-1 y/o ISO 9635-4. Cabe pensar, dadas las desviaciones encontradas, que en algunos casos los ensayos no se han llevado a cabo o que se han hecho de una forma no adecuada. Tampoco se indica por parte de los fabricantes la presión a la cual se produce el cierre anticipado del flotador (con aire).

Cabe pues indicar que en el tema de las ventosas aún hay un camino por recorrer, para ello ayudaría mucho el que los fabricantes certificaran sus ventosas con arreglo a normas, para que en los catálogos los datos técnicos presentados fueran lo más fiables posible. Asimismo, además de la curva P-Q, sería deseable que aparecieran también los valores de la presión máxima para no producir cierre dinámico.

En cualquier caso, pensamos que el presente trabajo puede ayudar a mejorar el conocimiento del comportamiento de las ventosas existentes en el mercado, con el fin de contar con datos técnicos que ayuden a la elección de la ventosa más adecuada para realizar las operaciones de llenado y vaciado.

Como conclusión se plantea la posibilidad de regular el coeficiente de descarga en algunas ventosas desplazando la curva Presión-Caudal para que se generen más pérdidas de carga, de manera que se pueda reducir su capacidad de expulsión. Y en algunos modelos de ventosa antiariete o NS, es posible modificar el valor de la presión a la cual cierra el primer flotador. Todo ello resulta interesante para los usuarios a fin de adecuar el funcionamiento del dispositivo a las condiciones del sistema.

AGRADECIMIENTOS

La caracterización de los elementos hidráulicos ha sido posible gracias a la colaboración de la empresa EMIMET, Global Omnium (Valencia), de ARI Flow Control Accesories Ltd (Israel), CSA (Italia), Bermad (Israel) y la Universitat Politècnica de València.

REFERENCIAS

- [1] Iglesias-Rey, P. L., Fuertes-Miquel, V. S., García-Mares, F. J., Martínez-Solano, J. J. 2014. Comparative Study of Intake and Exhaust Air Flows of Different Commercial Air Valves. *Procedia Engineering*, 89, 1412–1419, doi:10.1016/j.proeng.2014.11.467
- [2] Arrué, P., Romero, A.M., Espert, V., García-Serra, J., Ponz, R. 2017. Caracterización de ventosas de admisión y expulsión de aire. *V Jornadas de Ingeniería del Agua*, Octubre 25-26, A Coruña, Spain, 233-248.
- [3] Romero Sedó, A., Arrué, P., García-Serra, J., Espert, V.; Biel, F. (2018). Modelo de llenado de grandes conducciones. *Ingeniería del Agua*, 22(4), 239-254. doi:https://doi.org/10.4995/ia.2018.9642.

Versão Provisória 2019-07-16



Capítulo 6 |
Gestão de consumos e de perdas de água.
Gestión del consumo y pérdidas de agua

Versão Provisória 2019-2016

PROPUESTA DE CAPTACIONES PARA EL ABASTECIMIENTO PÚBLICO A CUATRO LOCALIDADES DEL ESTADO DE DURANGO, MÉXICO

Juan Maldonado Silvestre¹, José Manuel Rodríguez Varela², Oscar Jesús Llaguno Guilberto³, Rodrigo Ulises Santos Téllez⁴, Jorge Armando Nevarez Montelongo⁵

RESUMEN

El abastecimiento de agua potable en las localidades de Gómez Palacio Urbano y Rural; Bermejillo, y Tlahualilo, pertenecientes al estado de Durango, es a través de aguas subterráneas, insuficientes en cantidad y calidad. La explotación intensiva del acuífero ha ocasionado el deterioro de la calidad del agua subterránea, presenta altas concentraciones de arsénico y sulfato. Como prioridad para estas poblaciones, la búsqueda de un volumen disponible para satisfacer la demanda urbana, que las captaciones estén libres de concentraciones altas de arsénico u otros elementos no aptos para el consumo humano. El acuífero Principal, según estudios de investigación hace algunos años, han concluido que la reserva de agua de buena calidad está disminuyendo de manera importante. Debido a la escasez del recurso hídrico, se plantean tres propuestas de captaciones para mitigar la falta de agua. Se analizaron trazos para las líneas de conducción, ubicación de plantas potabilizadoras, plantas de bombeo, tanques y puntos de entrega de agua en bloque; así como realizar recorridos de campo para disminuir costos por cruces de las líneas por barrancas, vialidades, infraestructura de PEMEX, TELMEX, vías del tren, entre otras obras; conceptos indispensables para la propuesta económica para la mejora del servicio de agua potable.

Palabras clave

Escasez de agua potable, abatimientos en pozos, incremento de eficiencias, disminuir pérdidas de agua.

¹ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua/Paseo Cuauhnáhuac #8532, Col. Progreso, C.P. 62550, Jiutepec, Morelos, México. Tel. (777) 3293678. correo. jmaldons@hotmail.com

² Instituto Mexicano de Tecnología del Agua/Paseo Cuauhnáhuac #8532, Col. Progreso, C.P. 62550, Jiutepec, Morelos, México. Tel. (777) 3293678. manuel_rodriguez@tlaloc.imta.mx

³ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua/Paseo Cuauhnáhuac #8532, Col. Progreso, C.P. 62550, Jiutepec, Morelos, México. Tel. (777) 3293678. ojesusll@gmail.com

⁴ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua/Paseo Cuauhnáhuac #8532, Col. Progreso, C.P. 62550, Jiutepec, Morelos, México. Tel. (777) 3293678. rodrigo_santos@tlaloc.imta.mx

⁵ Comisión del Agua del Estado de Durango/Matamoros 324, Barrio de Tierra Blanca, C.P. 34139, Durango, México. Tel. (618) 1374200. jorgearmando.nevarez@durango.gob.mx

1. INTRODUCCIÓN

La zona de estudio se localiza, en el acuífero Principal, se ubica en la parte suroeste del Estado de Coahuila y en la porción noreste del Estado de Durango, del país Mexicano. Cubre una superficie de 12,617 km². El volumen de agua concesionado e inscrito en el “Registro Público de Derechos de Agua” (REPGA), al 30 de abril de 2002, es de 701.83 hm³. No existe disponibilidad, el volumen de recarga: 518.97 hm³, existiendo un déficit de 182.8 hm³. [1] Las localidades a beneficiar con fuentes alternas, se ubican en los municipios de: Gómez Palacio, comprende zona Urbana y Rural; Tlahualilo, la zona Urbana y Mapimí, con la localidad de Bermejillo, los tres municipios pertenecen al Estado de Durango (Figura 1). Es un trabajo, que presenta un panorama de la escasez de agua potable en la región, del abatimiento en el acuífero, de la calidad del agua para consumo humano; así mismo, se realizó una investigación de las fuentes de abastecimiento en operación, de infraestructura de distribución y medición, de la económica - financiera de los Organismos Operadores de Agua Potable, de los requerimientos actuales y futuros de abastecimiento, de las fuentes potenciales de abastecimiento, de la factibilidad técnica, y económica financiera. La necesidad de dar solución a la problemática de calidad de agua en la Región Lagunera, el IMTA por solicitud de la Comisión de Agua del Estado de Durango (CAED) México, analizó la tercera alternativa de utilizar el agua producto de laboreo de la mina “La Platosa”.

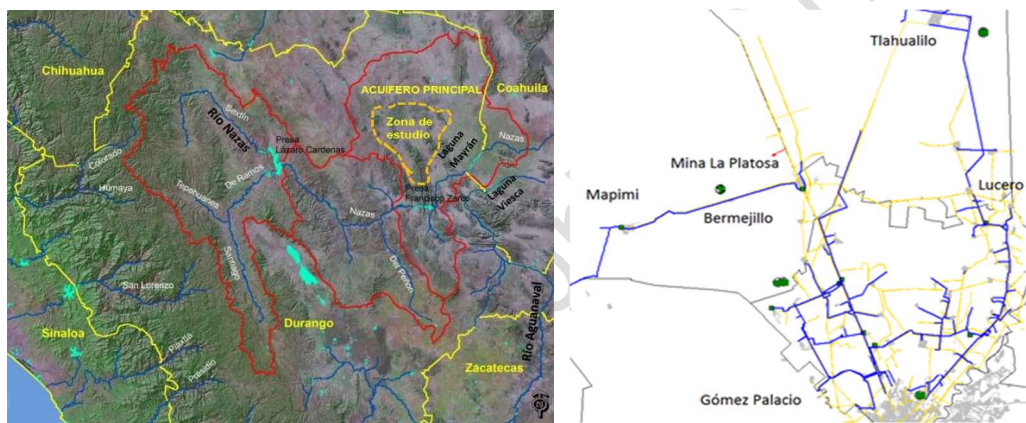


Figura 1. Ubicación de la zona de estudio en el estado de Durango, México. [2]

2. METODOLOGÍA

Es un trabajo de investigación para el abastecimiento de agua potable a cuatro localidades del estado de Durango, México. Se tuvo el apoyo de varias instituciones, en primera instancia con la Dirección de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento del Organismo de Cuenca Cuencas Centrales del Norte de CONAGUA; de la Comisión de Agua del Estado de Durango (CAED) y de los cuatro Organismos Operadores de Agua Potable en estudio. Proporcionaron información técnica, se revisó y se analizaron temas de interés: fuentes superficiales en la región, abatimiento de acuíferos, el problema del arsénico, agua salubre, balances de agua suministrados y consumidos a cada localidad en estudio, recorridos de campo para identificar los posibles trazos de las líneas de conducción y sitios de entrega de agua en bloque y finalmente seleccionar la captación más viable con su respectivo trazo e infraestructura requerida para el abastecimiento de agua en bloque a las cuatro localidades en estudio.

2.1 AGUAS SUPERFICIALES Y SUBTERRÁNEAS

Las fuentes superficiales que se tienen en la región de la Comarca Lagunera, que representan la principal oferta de agua, son los ríos Nazas y Aguanaval. Estos dos ríos nacen en las partes elevadas de los Estados de Durango y Zacatecas, y desembocan en las Lagunas de Mayrán y Viesca (Figura

1). [2] En la zona de estudio, se ubica el río Nazas, atraviesa la zona urbana de Torreón - Gómez Palacio - Lerdo, y desemboca en la Laguna de Mayrán (Figura 2); cuenta con dos presas de almacenamiento: La “Lázaro Cárdenas”, con una capacidad total de 4,438 hm³ y con capacidad de conservación de 2,873 hm³; la segunda “Francisco Zarco” con una capacidad total de 436 hm³ y una capacidad de conservación de 365 hm³. Así mismo, disponen de una serie de aprovechamientos sobre ambos cauces, que limitan el escurrimiento natural hacia el cuerpo de agua receptor “Laguna Mayrán” (seca); el caudal se destina principalmente a la agricultura, forraje y otros cultivos, rompiendo el equilibrio del balance hidrológico regional.

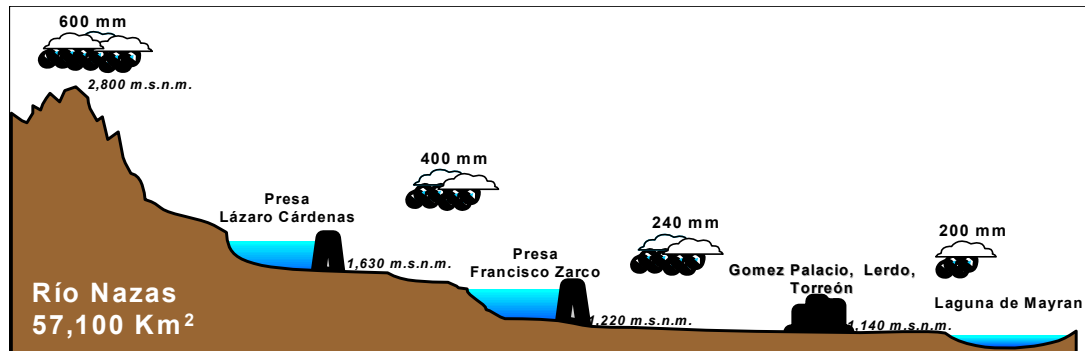


Figura 2. Perfil longitudinal de la cuenca del río Nazas [2]

En 2002, se realizó un estudio del “Acuífero Principal” de la Región Lagunera (Figura 1) [2], se menciona que es explotado por 2,350 pozos, se extraen: 1,089 hm³/año, gasto estimado por métodos indirectos según el uso del agua - superficies y láminas de riego, consumo de energía eléctrica, población y dotación o determinado mediante medidores en algunos casos; la distribución por usos de este volumen extraído es la siguiente: El 81% corresponde al uso agrícola; El 13% a uso público - urbano industrial y el 6% para uso doméstico, pecuario y servicios.

2.2 BALANCE HIDROGEOLÓGICO

El Acuífero Principal sin duda reducirá su oferta de agua, ya sea por uso racional o por agotamiento. El principal usuario del agua es la agricultura, que por sí sola sobreexplota al acuífero y es necesario que reduzca su aprovechamiento en más de un 50% en busca de la recuperación del equilibrio, sin que esto garantice la ausencia de fenómenos de sobreexplotación local. En el Diario Oficial de la Federación, México, en 2009, se publicó la disponibilidad del “Acuífero Principal”, se confirmaba un grave desequilibrio, reconocido en términos técnicos y administrativos. Se mencionaba que la recarga local en la zona de estudio se encuentra superada por la [2] sobreexplotación en un orden del 300%. Es así, que en estas zonas el acuífero está siendo prácticamente minado. El pretender la reubicación de pozos a sitios sin sobreexplotación local, implicaría en general, la construcción de largos acueductos y la solución al problema de la calidad del agua en dichos sitios. En la Figura 3, se muestra la red de celdas con disponibilidad o con sobreexplotación (lado izquierdo) y [2] celdas comparativas de distribución de la recarga total en el Acuífero Principal.

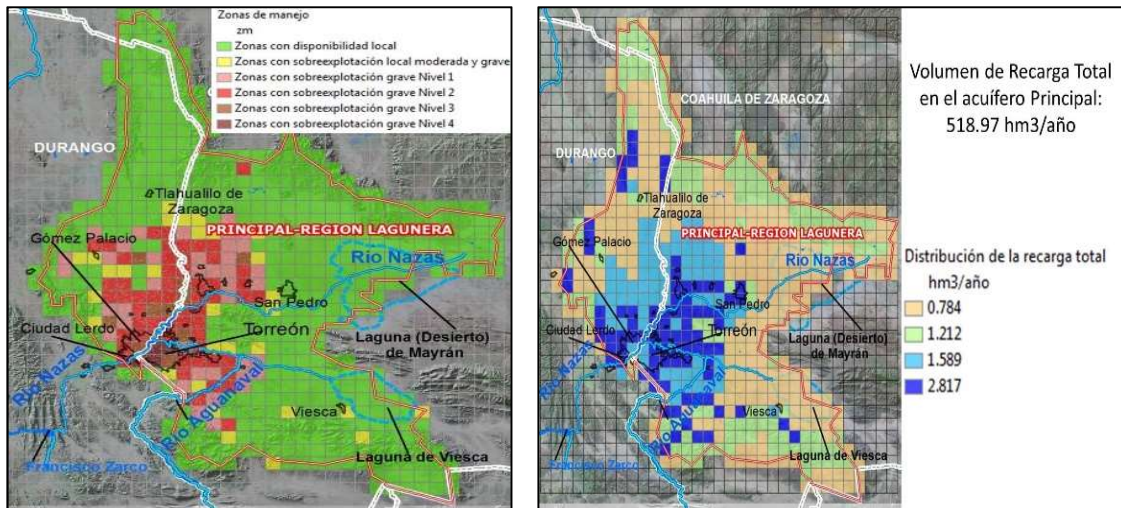


Figura 3. Celdas con sobreexplotación y volumen de recarga total en el acuífero

2.3 DENSIDAD DE APROVECHAMIENTOS

De acuerdo a la problemática que está presentándose en el “Acuífero Principal” por la sobreexplotación, que se cumpla al perforar un aprovechamiento, que éste no interfiera con otro. [2] Evitar que se perforen aprovechamientos dentro de un radio de influencia de 1 km con respecto a los demás pozos. Si se toma en cuenta dicha recomendación, son muy escasas las zonas donde resulta factible ubicar un pozo sin incidir en el radio de influencia de otros pozos, la mayoría de los pozos existentes, no cumplen con el criterio. Entre pozos existe una distancia de: 100, 200, 300, 500 metros y más de un km, pero son pocos. En la Figura 4, se muestran las zonas con pozos y sin pozos (lado izq.) y la densidad de pozos (lado. derecho).

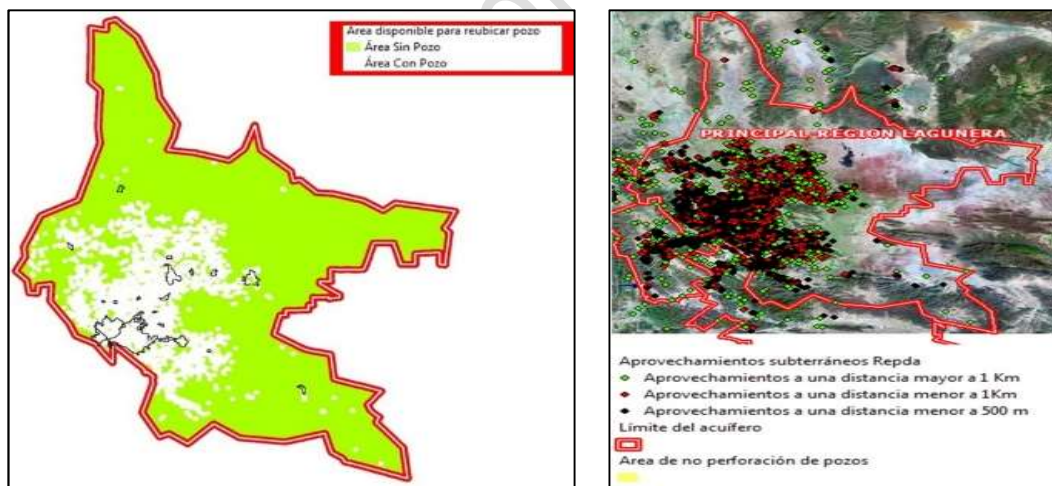


Figura 4. Zonas con pozos y sin pozos y distancias entre pozos

2.4 ABATIMIENTO DEL ACUÍFERO

A través del análisis piezométrico se identificaron las zonas de mayor abatimiento, que a su vez, resultan contraindicadas para la reubicación de pozos. Los mayores abatimientos en el período 1985-2012, se registran en la Zona Metropolitana de la Laguna (ZML), sobre el cauce del Río Nazas (zona de estudio) con un ritmo medio anual que casi asciende a los 4 m anuales. En otras zonas los abatimientos van desde 3 m a 3.5 m, hacia las localidades de La Concha y San Felipe. Al alejarse de la ZML, tanto hacia el Norte, como hacia el Oriente, el ritmo se reduce hasta 1.5 m en las principales localidades (Bermejillo, Francisco I. Madero y Matamoros), con abatimientos menores a 0.5 m

anuales en los sitios más distantes. En la Figura 3, se observa la sobreexplotación, los abatimientos críticos.

2.5 CALIDAD DEL AGUA

En este tema, hay presencia de dos parámetros críticos con respecto a la calidad del agua para consumo humano con agua subterránea. Las condiciones geográficas son distintas, las zonas de mejor calidad tienden a encontrarse hacia la porción centro-suroeste del Acuífero Principal, regiones donde se tiene la mayor concentración de población urbana, razón por la cual proponer el aprovechamiento de agua en zonas distantes, [1] representa también el aumento de la concentración de arsénico en el agua (Figura 5). [2] También existe en la región presencia de fuertes variaciones en el área de estudio con la salinidad, que varía entre 200 y más de 3,600 partes por millón (ppm). [3] En el resto de la llanura, el agua subterránea tiene salinidad mayor que 1,000 ppm, las concentraciones rebasan los límites permisibles establecidos en la NOM referida. Debido a estas características, el agua no cumple las normas de calidad para consumo humano y tampoco es apta para los usos agrícola y pecuario; a pesar de ello, es utilizada con ciertas restricciones en el abrevadero de ganado, en riego de cultivos tolerantes a las sales en zonas con suelos arenosos.

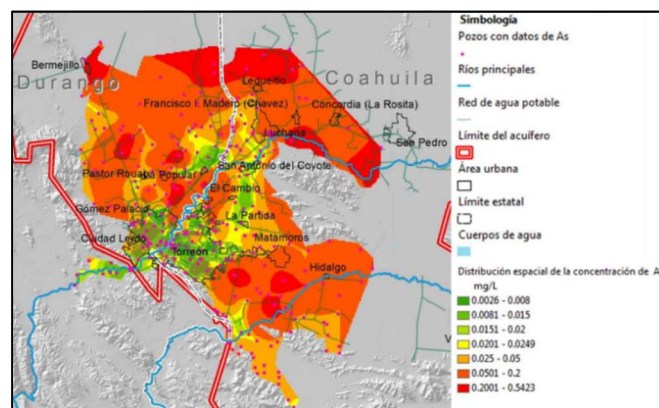


Figura 5. Distribución espacial de la concentración de Arsénico en zona de estudio

2.6 SITUACIÓN DE LOS ORGANISMOS OPERADORES EN ESTUDIO

a) El Organismo Operador del “Sistema Descentralizado de Agua Potable y Alcantarillado” (SIDEAPA) de Gómez Palacio, Durango. Dispone de 29 pozos en operación para abastecer a Gómez Palacio zona urbana; producción total de 1,448 l/s, de los cuales 14 pozos están propuestos para tratar su caudal, y 10 sitios para construir la infraestructura de filtros, la producción propuesta es: 897.6 l/s. Con respecto a la construcción de infraestructura de filtros, se está tratando un gasto de 187.8 l/s, que corresponde a cinco pozos. En otros cuatro sitios se iniciaron los trabajos de construcción de filtros, el gasto a tratar es de 508.1 l/s, lo conforman 6 pozos en operación. Por último, se tienen en asignación de contrato y en proceso de inicio de construcción 3 pozos, que producen 201.7 l/s, sumando un total de los 897.6 l/s. Por lo tanto: el 48% de los pozos en operación se mejorará su calidad de agua a través de infraestructura de filtros. El gasto que no será tratado y, con problemas de arsénico es de 550.4 l/s, que lo cubren 15 pozos, es decir un 52% es el gasto que se puede sustituir por agua de la “Mina La Platosa”.

b) El Organismo Operador del “El Sistema Descentralizado de Agua Potable y Alcantarillado del Área Rural” (SIDEAPAAR) (Zona Rural) de Gómez Palacio, Durango. Se reportaron 14 pozos en operación, con una producción total de 293 l/s; 4 pozos están propuestos para tratar su caudal, y 3 sitios para construir la infraestructura de filtros (Tabla 1), la producción propuesta es: 183 l/s. El 28% de los pozos en operación se mejorará su calidad de agua a través de infraestructura de filtros. El

gasto que no será tratado y con problemas de arsénico es de 110 l/s, que lo cubren 4 pozos, es decir un 72% del caudal que se puede sustituir por agua de la “Mina La Platosa”.

Tabla 5. Pozos propuestos para la instalación de filtros que mejoren la calidad del agua potable

POZOS PROPUESTOS PARA INSTALARLES FILTROS EN LA ZONA RURAL DE GÓMEZ PALACIO	
Plantas Gómez Palacio, Dgo.	Caudal de diseño (L/s)
Pozos 22 y 24 (zona rural)	95
Pozos 21-Dinamita (zona rural)	80
Pozo 15-Pueblo Nuevo (zona rural)	8
GASTO TOTAL (l/s)	183
<i>En construcción</i>	



c) El Organismo Operador del “Sistema de Agua del Municipio de Mapimi”, (SIDEAMM) de Durango. Para mejora de la calidad del agua de Bermejillo, no se tiene ninguna propuesta. El municipio de Mapimí cuenta con 4 pozos; 2 pozos abastecen las localidades de Rancho Viejo y Mapimi. Para Bermejillo, lo abastecen los otros 2 pozos, el caudal a sustituir 26 l/s. La localidad de Bermejillo, se requiere una producción total de 46 l/s. Por lo tanto, los 2 pozos en operación serán cancelados o por sustitución de agua de la Mina La Platosa, el gasto a intercambiar: 26 l/s; gasto requerido de la Platosa: 46 l/s para abastecer Bermejillo.

d) El Organismo Operador del “Sistema Municipal de Agua Potable y Alcantarillado” de Tlahualilo (SIMAPA) de Durango. Dispone de 4 pozos en operación para abastecer a 18 localidades de Municipio Tlahualilo, con una producción total de 115 l/s; el caudal total será tratado con la construcción de los filtros. Por lo tanto, el 100% del agua subterránea de los pozos en operación se mejorará su caudal. Con respecto al proyecto del agua de la Platosa, Tlahualilo puede quedar fuera del abastecimiento, porque el caudal de todas sus fuentes de abastecimiento será tratado con la tecnología de filtros. Pero, como el proyecto considera la línea de conducción para abastecer al Tanque “Ceceda” será necesario cancelar el pozo “El Quemado” que es de un gasto de 65 l/s ó 2 pozos: El Cariño y El Cariño 2, sumando un caudal total de 50 l/s, ambos casos para sustituir caudal por agua de la Platosa. En este caso es conveniente hacer estudios de calidad del agua de los cuatro pozos para seleccionar los más críticos, es recomendable que se conserve un gasto del 50 l/s.

3. RESULTADOS

El IMTA revisó y analizó las necesidades de infraestructura hidráulica requerida a nivel anteproyecto, los trazos de tres propuestas para el abastecimiento de agua potable a cuatro localidades de Durango. Durante los recorridos de campo se buscó la manera de disminuir los costos de la infraestructura existentes para el trazo del acueducto, se evitó el menor número de pasar sitios del ferrocarril, líneas de PEMEX, de Comisión Federal de Electricidad, de Teléfonos de México, Barrancas, Canales, entre otras obras o cauces naturales, durante el trazo propuesto se construirán: planta potabilizadora, tanques de distribución o de almacenamiento, rebombeos, y sitios de entrega a poblaciones por beneficiar. Las propuestas son las siguientes:

Alternativa No. 1.- Con agua de presa “Agua Futura”

[5] El proyecto “Agua Futura” dominado actualmente “Agua para siempre” contempla municipios del estado de Coahuila y Durango, ubicados en la Región Lagunera. En la Figura 6, se muestra el trazo de ambos acueductos de 54” y 60” y los sitios de entrega a tanque de almacenamiento. Para

Durango, la línea se diseñó para un gasto de 1243 l/s y para Coahuila con 2460 l/s. En la Figura 6, se indican los caudales que se consideran para cada escenario.



Municipios de Durango	Gasto l/s
Gómez Palacio (SIDEAPA)	604
Gómez Palacio – rural (SIDEAPAR)	290
Bermejillo (Mapimi)	86
Tlahualilo	89
GASTO TOTAL (l/s)	980

Se excluye el caudal para abastecer Lerdo Urbano y Rural: 263 l/s, localidades que no son parte del estudio. La longitud del Acueducto: 47 km

Figura 6. Trazo de acueductos según proyecto “Agua Futura” o “Agua para siempre”

Alternativa No. 2.- Batería de Pozos en la Zona “Dinamita”

Esta alternativa consiste en una batería de 5 pozos ubicados en el sector “Dinamita”, para abastecer solamente a la zona Rural y Urbana de Gómez Palacio. Se tienen ya dos pozos; uno en operación y otro en proceso con respecto a la infraestructura con filtros, instalaciones para potabilizar un caudal extraído de 60 l/s; el Pozo # 2, en proceso su perforación, lleva una profundidad de 240 metros, el Organismo Operador propuso llegar con las perforaciones de los cinco pozos a profundidades de 500 metros; para extraer un gasto de 100 l/s a 120 l/s por cada pozo. Como se realizaron estudios de calidad del agua del pozo en operación, se propusieron dos escenarios para esta alternativa. En la Figura 7, se muestra el trazo del acueducto de 36” y los sitios de entrega, la línea se diseñó para un gasto de 588 l/s; también se indican los gastos para para localidad.



ESCENARIO 1		ESCENARIO 2	
Municipios Durango	Gasto l/s	Municipios Durango	Gasto l/s
Gómez Palacio-Rural (SIDEAPAR)	312	Gómez Palacio –Rural (SIDEAPAR)	264
Gómez Palacio -rural (SIDEAPAR)	276	Gómez Palacio -rural (SIDEAPAR)	233
GASTO TOTAL (l/s)	588	GASTO TOTAL (l/s)	497

Longitud del acueducto: 37.44 km.

Figura 7. Trazo del acueducto para abastecer con agua subterránea de la zona pozos Dinamita [4]

Alternativa No. 3.- Agua de laboreo de la mina “La Platosa”

El trazo de la línea de conducción propuesta (Figura 8), se generó a partir de estar dentro del derecho de vía de los caminos, aunque inevitable se cruzan calles, puentes vehiculares y de ferrocarriles,

haciendo necesaria su identificación para establecer un costo aproximado de las obras. Como tercera propuesta, consistió en aprovechar un caudal potabilizado de 967 l/s, caudal extraído como de laboreo de la Mina La Platosa. Se diseñó un acueducto con sitios de entrega definidos para abastecer al municipio de Gómez Palacio (Zona Rural y Urbana), Población de Tlahualilo y Bermejillo (Mapimí. [1] Apoyándose de trazos de CONAGUA.



Figura 8. Trazo del acueducto para abastecer con agua de la Mina La Platosa [4].

4. PROPUESTAS DE INVERSIÓN PARA CADA ALTERNATIVA

Alternativa No. 1.- Con agua de presa “Agua Futura”

El costo de las acciones contenidas en la alternativa “Agua Futura”, asciende a \$1,207.07 millones de pesos, a precios de 2017, más el impuesto al valor agregado (16%, \$193.13 millones de pesos), demandándose una inversión total de \$1,400.20 millones de pesos. El desglose por concepto de infraestructura se muestra en la Tabla 2, el monto total de las inversiones por infraestructura, sin incluir el IVA. [6] la población se proyectó de acuerdo a los datos de INEGI.

Tabla 2. Datos de propuesta técnica y monto total de inversión por infraestructura

Alternativa	Localidades	Distancia de captación a sitios de entrega (Km)	Población beneficiada	Caudal tratado (l/s)	Caudal producido (l/s)	Proceso de tratamiento	Costo de tratamiento (\$/m3)	Diámetro económico (pulg)
Agua futura “Agua de la presa Francisco Zarco – Río Nazas”	<ul style="list-style-type: none"> Gómez Palacio Urbano Gómez Palacio Rural Bermejillo Tlahualilo 	47	319,108	1,000	980	Clarificación convencional	0.84	54 para Durango
Planta Potabilizadora			Acueducto Infraestructura hidráulica			Costo total de la Obra		
Costo de construcción (MDP)	Costos de operación (MDP)	Total (MDP)	Costo de construcción (MDP)	Costo de operación (MDP)	Total (MDP)	Costo total de construcción (MDP)	Costo total de Operación (MDP)	Total (MDP)
115.83	25.96	141.79	1,091.24	11.49	1,102.73	1,207.07	37.45	1,244.52

Alternativa No. 2.- Batería de Pozos en la Zona “Dinamita”

El costo de las acciones contenidas en la alternativa “Batería de Pozos en la Zona Dinamita”, asciende a \$ 286.82 millones de pesos, a precios de 2017, más el impuesto al valor agregado (16%, \$45.89 millones de pesos), demandándose una inversión total de \$332.71 millones de pesos. Este costo es en el caso de que el agua extraída requiere de un tratamiento de clarificación convencional.

El costo de las acciones contenidas en la alternativa “Batería de Pozos en la Zona Dinamita”, asciende a \$ 417.80 millones de pesos, a precios de 2017, más el impuesto al valor agregado (16%, \$ 66.85 millones de pesos), demandándose una inversión total de \$ 484.65 millones de pesos. Este costo es en el caso de que el agua extraída requiere de un tratamiento de filtración en arena más ósmosis inversa.

El desglose por concepto de infraestructura de ambas alternativas se muestra en la Tabla 3, el monto total de las inversiones por infraestructura, sin incluir el IVA; [6] la población se proyectó de acuerdo a los datos de INEGI.

Tabla 3. Datos de propuesta técnica y monto total de inversión por infraestructura

Alternativa	Localidades	Distancia de Captación a sitios de entrega (Km)	Población beneficiada	Caudal tratado (l/s)	Caudal producido (l/s)	Proceso de tratamiento	Costo de tratamiento (\$/m3)	Diámetro económico (pulg)
Batería de Pozos Dinamita (5 Pozos)	Gómez Palacio Urbano	37.44	216,174	600	a) 588	a) Clarificación convencional	a) 0.84	36
	Gómez Palacio Rural				b) 497	b) Filtración en arena + ósmosis inversa	b) 5.10	
Planta Potabilizadora			Acueducto Infraestructura hidráulica			Costo total de la Obra		
Costo de construcción (MDP)	Costos de Operación (MDP)	Total (MDP)	Costo de construcción (MDP)	Costo de operación (MDP)	Total (MDP)	Costo total de construcción (MDP)	Costo total de Operación (MDP)	Total (MDP)
a) 86.06	a) 15.58	a) 101.64	a) 200.76	a) 3.37	a) 204.13	a) 286.82	a) 18.95	a) 305.77
b) 217.04	b) 79.92	b) 296.96	b) 200.76	b) 3.37	b) 204.13	b) 417.80	b) 83.29	b) 501.09

Alternativa No. 3.- Agua de laboreo de la mina “La Platosa”

El costo de las acciones contenidas en la alternativa agua de laboreo de la Mina “La Platosa”, asciende a \$1,207.81 millones de pesos, a precios de 2017, más el impuesto al valor agregado (16%, \$193.25 millones de pesos), demandándose una inversión total de \$1,401.06 millones de pesos. El desglose por concepto de infraestructura se muestra en la Tabla 4, Monto de inversión por infraestructura; [6] la población se proyectó de acuerdo a los datos de INEGI.

Tabla 4. Datos de propuesta técnica y monto total de inversión por infraestructura

Alternativas	Localidades	Distancia de Captación a sitios de entrega (km)	Población beneficiada	Caudal tratado (l/s)	Caudal producido (l/s)	Proceso de tratamiento	Costo de tratamiento (\$/m ³)	Diámetro económico (pulg)
Mina La Platosa "agua de laboreo"	<ul style="list-style-type: none"> Gómez Palacio Urbano Gómez Palacio Rural Bermejillo Tlahualilo 	94.68	286,022	1,166	967	Filtración en arena + Ósmosis Inversa	5.10	48 y 40
Planta Potabilizadora			Acueducto Infraestructura hidráulica			Costo total de la Obra		
Costo de construcción (MDP)	Costos de Operación (MDP)	Total (MDP)	Costo de construcción (MDP)	Costo de operación (MDP)	Total (MDP)	Costo total de construcción (MDP)	Costo total de Operación (MDP)	Total (MDP)
361.72	155.51	517.23	846.08	12.25	858.33	1,207.81	167.76	1,375.57

Con respecto a las cuatro localidades en estudio, se determinó su eficiencia física, comercial y global, los resultados no son favorables, es necesario trabajar en el incremento de las eficiencias, mejoría de la infraestructura hidráulica, cobro de los servicios, medición, entre otras acciones de control o recuperación de pérdidas de agua potable.

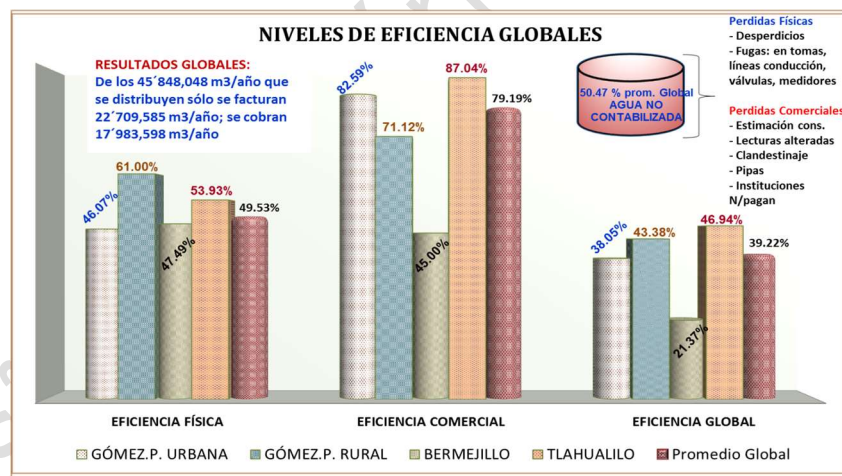


Figura 9. Comparativa de eficiencias de las cuatro localidades [4]

5. CONCLUSIONES

De las propuestas para el abastecimiento de agua potable a las cuatro localidades, se recomienda la Alternativa No. 1, que suministra agua de la presa, proyecto denominado "Agua Futura"; el costo total de la construcción de la planta potabilizadora: \$ 115.83 Millones de pesos, el costo total de la infraestructura hidráulica: \$1,091.24 Millones de pesos. Por lo tanto, el costo total de: \$1,207.07 Millones de pesos, más el impuesto al valor agregado.

La calidad del agua, de la Alternativa No. 1 "Agua Futura", como son aguas superficiales se requiere un tratamiento de clarificación convencional para su potabilización. Es un tratamiento de baja

complejidad tecnológica, es relativamente económico y no requiere de insumos de importación ni de mano de obra altamente calificada para su operación. El costo del proceso de potabilización: 25.96 millones de pesos anuales. Otra ventaja que presenta es que es una fuente renovable, lo que permite dejar de operar algunos pozos, por ende, mitigar la sobreexplotación del Acuífero Principal.

Asimismo, se tiene la posibilidad de mayor disponibilidad (cantidad) de agua, esto está en función de la negociación con agricultores para obtener mayores volúmenes de suministro de la fuente.

Se debe tener en cuenta que cualquiera de las alternativas seleccionadas, implicará que la construcción, puesta en marcha y operación de cualquier proyecto de suministro de agua potable para el municipio de Gómez Palacio, la comunidad de Bermejillo y Tlahualilo, implicará un aumento de costo en la producción de agua potable.

Otro punto a considerar, son las altas pérdidas físicas de agua, que en promedio de los cuatro municipios estudiados es del 50.47%, lo que impacta directamente en el volumen de producción, así como en sus costos, para hacer satisfacer el volumen total demandado. Esto hace necesario implementar proyectos de recuperación de pérdidas de agua no contabilizada, reducir y conservar las pérdidas al 25% como mínimo; este porcentaje incluye pérdidas físicas y comerciales, con fines de incrementar la producción requerida para la población y mejorar la calidad de los servicios.

Se recomienda celebrar un convenio entre SIDEAPA (Sistema Descentralizado de Agua Potable y Alcantarillado de Gómez Palacio, Durango) y los otros Organismos Operadores de los municipios involucrados, en donde se comprometen las partes a dejar de extraer agua del subsuelo en la misma cantidad que se les esté suministrando el agua de la alternativa propuesta. Este convenio será ratificado, aprobado y evaluado en su cumplimiento por parte de CAED con el apoyo técnico de la CONAGUA.

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo fue elaborado con base en la información proporcionada por la Dirección de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento del Organismo de Cuenca Cuencas Centrales del Norte de CONAGUA, Comisión de Agua del Estado de Durango (CAED) y Organismos Operadores de Agua Potable del Estado de Durango.

REFERENCIAS

- [1] CONAGUA. “Anteproyecto de agua potable de la mina La Platosa para el abastecimiento de las localidades de los municipios de Mapimí, Tlahualilo y Gómez Palacio, Durango. Torreón, Coah., Junio de 2013.
- [2] CAED-CONAGUA “Estudio para la estabilización del acuífero en La Laguna Localidades Gómez Palacio y Lerdo de los municipios de Gómez Palacio y Lerdo, Durango”. Ingeniería y Gestión Hídrica S.C.- 2013.
- [3] CONAGUA “Estudio de factibilidad de fuentes alternas para el abastecimiento de agua potable a localidades urbanas y rurales de la región Lagunera, en los municipios de Torreón, San Pedro de las Colonias, Francisco I. Madero, Matamoros, y Viesca en el estado de Coahuila y Gómez Palacio, Lerdo, Tlahualilo y Mapimí en el estado de Durango. Ingeniería y Gestión Hídrica.- 2009.
- [4] CAED-IMTA “Estudio de factibilidad e ingeniería básica La Platosa”.- 2018.
- [5] CAED-CONAGUA “Agua futura.- 2015-08-05.
- [6] INEGI “Prontuario de información geográfica municipal de los Estados Unidos Mexicanos.http://www3.inegi.org.mx/contenidos/app/mexicocifras/datos_geograficos/10/10007.pdf. (25 de Octubre de 2017).

LOS DISTINTOS VALORES DEL AGUA EN MÉXICO

Humberto Ramírez Rivera¹, Rodrigo Ulises Santos Tellez², Ana Laura Morales Musito³

RESUMEN

México es un país de fuertes contrastes regionales entre el agua renovable y el desarrollo económico. Está dividido en XIII Regiones Hidrológico-Administrativas: las regiones del sureste presentan dos terceras partes del agua renovable en el país, con una quinta parte de la población que aporta la quinta parte del PIB nacional. Las regiones del norte, centro y noroeste cuentan con una tercera parte del agua renovable en el país, cuatro quintas partes de la población y de la aportación regional al PIB nacional. Considerando el agua renovable per cápita, la disponible en las regiones del sureste es siete veces mayor que la disponible en el resto de las regiones del país. Los resultados del estudio “Diagnóstico y Plan de Acción de la Situación del Área Comercial” realizado a 13 cabeceras municipales, muestran el fuerte contraste que se le da al valor del agua. Mientras que en el sureste el agua no contabilizada supera en promedio el 60%, en el centro, norte y noroeste de México, el agua no contabilizada en promedio es casi del 40%. En todos los casos, el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) ha propuesto acciones para la conservación y cuidado del recurso agua.

Palabras clave

Eficiencia física, Agua renovable, Fugas de agua.

1. INTRODUCCIÓN

El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua ha participado en la elaboración del estudio “Diagnóstico y Plan de Acción de la Situación del Área Comercial” de diversos organismos operadores de agua potable [1], cuya administración está a cargo de los municipios. De estos estudios se ha obtenido la eficiencia física de 13 organismos operadores, para poder inferir el valor que le dan al agua y su compromiso social.

2. METODOLOGÍA

El artículo describe la importancia del agua en la vida del hombre; pasando por cuánta agua es la que consume cada habitante; el desarrollo económico en México; la demanda, consumo y agua no contabilizada de 13 organismos operadores municipales; el crecimiento de la población y la escasez de agua; el derecho humano al agua; los organismos operadores y la administración del recurso agua; al final, la problemática de la conservación y del valor del agua.

¹ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua/Paseo Cuauhnáhuac 8532, Col. Progreso, Jiutepec, Morelos, México, C.P. 62550. humberto_ramirez@tlaloc.imta.mx

² Instituto Mexicano de Tecnología del Agua/Paseo Cuauhnáhuac 8532, Col. Progreso, Jiutepec, Morelos, México, C.P. 62550. rodrigo_santos@tlaloc.imta.mx

³ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua/Paseo Cuauhnáhuac 8532, Col. Progreso, Jiutepec, Morelos, México, C.P. 62550. lmorales@tlaloc.imta.mx

3. EL AGUA EN LA VIDA DEL HOMBRE

La especie humana depende de los recursos naturales para sobrevivir. El aire, el suelo, la regulación del clima y el agua, son algunos de los servicios ambientales que podemos obtener de la naturaleza, siempre y cuando seamos responsables en su mejor uso y aprovechamiento. Uno de dichos recursos, el agua, es fundamental para todas las formas de vida, es parte de nuestra esencia.

El ser humano no es el único ser vivo en el planeta, existen millones de formas de especies que también dependen del vital líquido. Todos los organismos dependen del agua, y la contienen en partes elevadas. Podemos decir, sin duda, que sin agua no hay vida, pero es igual de cierto que la calidad de vida depende de la calidad del agua ingerida.

Se calcula que el cuerpo humano se conforma en un 60% de agua, por ello este líquido es vital para nuestra supervivencia; una persona puede sobrevivir hasta un mes sin alimentos, pero sólo siete días como máximo sin beber agua [2].

El agua, es bien necesario para la vida. Entonces es fácil intuir la importancia y el valor del agua, en cantidad y calidad, a lo largo de nuestras vidas para el correcto funcionamiento de nuestro organismo.

4. LA COMPETENCIA POR EL AGUA

Garantizar el suministro adecuado de agua limpia para el consumo humano y los servicios que demandan agua, ya sean fuentes superficiales o subterráneas, es uno de los desafíos más urgentes de los organismos operadores de agua en México. Con base en las estadísticas del agua de la Conagua, 2016, en México sólo el 14.6% del volumen anual que se extrae es para abastecimiento público, el 76.3% lo consume la agricultura, el 4.3% la industria y el 4.8% la hidroelectricidad [3]. El agua para la producción de alimento representa cerca de las tres cuartas partes. Miles de personas que viven en las zonas rurales y de escasos recursos, viven sin agua potable ni saneamiento, lo que estimula la migración y concentración de la población en las capitales de los estados, provocando una fuerte competencia por el recurso agua.

El agua se había considerado comúnmente como un recurso renovable, cuyo uso no se veía limitado por el peligro de agotamiento. Los textos escolares hablan, precisamente, del “ciclo del agua” que, a través de la evaporación y la lluvia, devuelve el agua a sus fuentes para engrosar los ríos, lagos y acuíferos subterráneos... y vuelve a empezar el ciclo.

A través del tiempo, así había sido mientras se mantenía un equilibrio en el que el volumen de agua utilizada no era superior al que ese ciclo del agua reponía. Pero el consumo de agua se ha incrementado exponencialmente: el consumo de agua potable se ha venido duplicando últimamente cada 20 años, debido a la conjunción de los excesos de los consumos y del crecimiento demográfico, que se suma a la competencia del agua para cubrir la demanda para la producción de alimentos y recursos para la industria.

México, un país de fuertes contrastes regionales entre el agua renovable y el desarrollo económico, está dividido en XIII Regiones Hidrológico-administrativas: las regiones del sureste presentan dos terceras partes del agua renovable en el país, con una quinta parte de la población que aporta la quinta parte del PIB nacional. Las regiones del norte, centro y noroeste cuentan con una tercera parte del agua renovable en el país, cuatro quintas partes de la población y de la aportación regional al PIB nacional. Considerando el agua renovable per cápita, la disponible en las regiones del sureste es siete veces mayor que la disponible en el resto de las regiones del país (Figura 1, Tabla 1) [3].

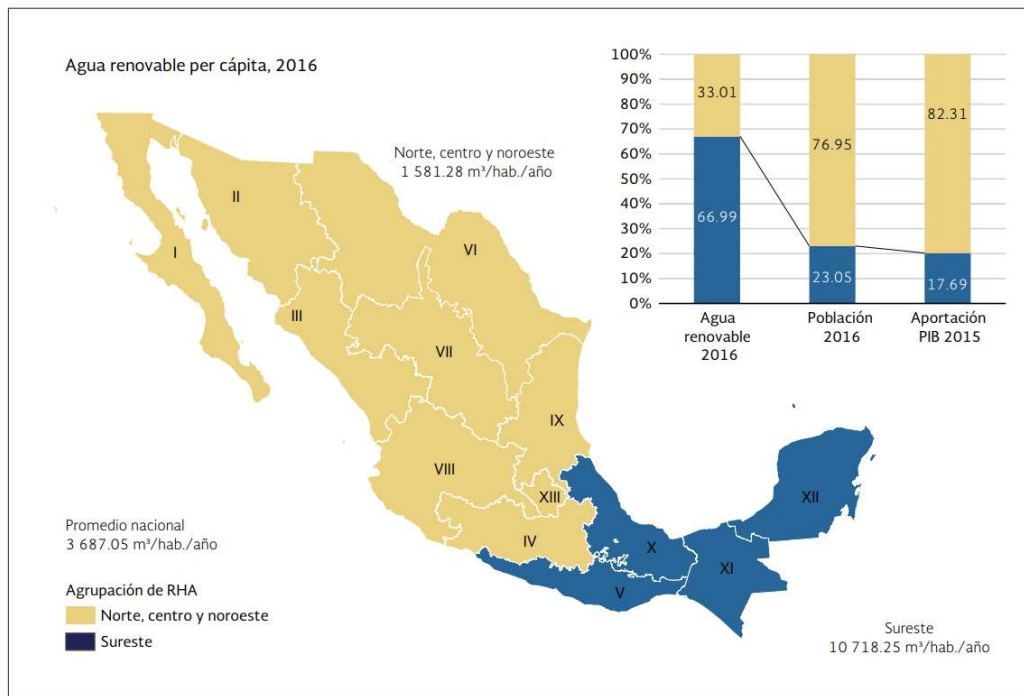


Figura 1. Agua renovable per cápita, 2015 [3].

Tabla 1. Población en las RHA [3].

Número de RHA	Nombre	Superficie continental (km2)	Agua renovable 2015 (hm3/año)	Población a mediados de año 2015 (millones de hab.)	Población de las RHA norte, centro y noroeste (millones de habitantes)	Población de la RHA del sureste (millones de habitantes)
I	Península de Baja California	154,279	4,876	4.52	4.52	
II	Noroeste	196,326	8,274	2.87	2.74	
III	Pacífico Norte	152,007	26,613	4.55	4.55	
IV	Balsas	116,439	21,671	11.92	11.92	
V	Pacífico Sur	82,775	30,836	5.09		5.09
VI	Río Bravo	390,440	12,430	12.45	12.45	
VII	Cuencas	187,621	7,926	4.60	4.60	
VIII	Lerma-Santiago-Pacífico	192,722	34,897	24.44	24.44	
IX	Golfo Norte	127,064	28,663	5.32	5.32	
X	Golfo Centro	102,354	65,645	10.64		10.64
XI	Frontera Sur	99,094	175,912	7.75		7.75
XII	Península de Yucatán	139,897	29,647	4.68		4.68
XIII	Aguas del Valle de México	18,229	3,437	23.37	23.37	
Total		1,959,247	45,828	122.20	94.04	28.16

5. DEMANDA, CONSUMO Y AGUA NO CONTABILIZADA

De algunos de los estudios “Diagnóstico y Plan de Acción de la Situación del Área Comercial”, que ha llevado a cabo el IMTA de 2010 a 2015, se seleccionaron los estudios de las cabeceras municipales de 13 municipios y se tomó en cuenta que éstos tuvieran los datos del volumen de producción y volumen facturado, entre otros datos básicos; se analizaron datos para obtener el volumen promedio de demanda (m3/habitante/año m3/h/a, litros/habitante/día l/h/d) y consumo en litros por habitante al día l/h/d (Tabla 2, Figura 2).

Con base en los grupos de las regiones hidrológicas, seis son las ciudades que se ubican en el sureste (Cozumel, Tulum, Chetumal, Cancún, Mérida y Campeche), cuatro ciudades en el noroeste

(Cauhtémoc, Delicias, Hidalgo del Parral y Nuevo Casas Grandes), de México. El dato de la población corresponde al censo poblacional del año 2010, censo que lleva a cabo el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI).

Tabla 2. Datos de demanda y consumo de agua potable de 13 ciudades urbanas [1].

Año de referencia	Municipio	Volumen de Produc. Mm3/año	Volumen Facturado Mm3/año	Agua no Contab Mm3/año	Eficiencia Física %	Agua no Contab %	Población	Demanda m3/h/a	Demanda l/h/d	Consumo l/h/d	Agua no Contab l/h/d
2010	Cozumel	4.31	3.10	1.20	72.1%	27.9%	82,089	52.45	143.71	103.54	40.16
2010	Tulum	2.09	0.76	1.33	36.2%	63.8%	21,486	97.36	266.73	96.60	170.14
2010	Chetumal	23.40	7.75	15.65	33.1%	66.9%	171,226	136.68	374.47	124.02	250.45
2015	Cancún	64.70	33.84	30.85	52.3%	47.7%	745,434	86.79	237.78	124.38	113.40
2015	Mérida	161.34	43.67	117.67	27.1%	72.9%	841,651	191.69	525.18	142.15	383.03
2014	Campeche	21.41	16.71	4.70	78.1%	21.9%	277,397	77.20	211.50	165.09	46.41
	PROMEDIO	277.25	105.84	171.41	38.2%	61.8%	2,139,283	129.6	355.07	135.54	219.52
2013	Valle de Bravo	8.36	3.55	4.81	42.4%	57.6%	41,432	201.71	552.64	234.57	318.07
2013	Chalco de Covarrubias	18.67	9.34	9.34	50.0%	50.0%	168,720	110.66	303.18	151.59	151.59
2010	Cauhtémoc	10.51	6.80	3.71	64.7%	35.3%	114,007	92.18	252.55	163.50	89.05
2010	Delicias	15.06	12.11	2.95	80.4%	19.6%	118,071	127.57	349.51	281.04	68.47
2010	Hidalgo del Parral	10.13	5.93	4.20	58.5%	41.5%	107,061	94.60	259.17	151.62	107.55
2010	Nuevo Casas Grandes	5.75	4.32	1.44	75.0%	25.0%	51,944	110.77	303.47	227.68	75.80
2012	Cd Victoria	45.73	24.73	21.00	54.1%	45.9%	321,362	142.29	389.84	210.81	179.03
	PROMEDIO	105.85	63.22	42.63	59.7%	40.3%	881,165	120.13	329.11	196.57	132.55

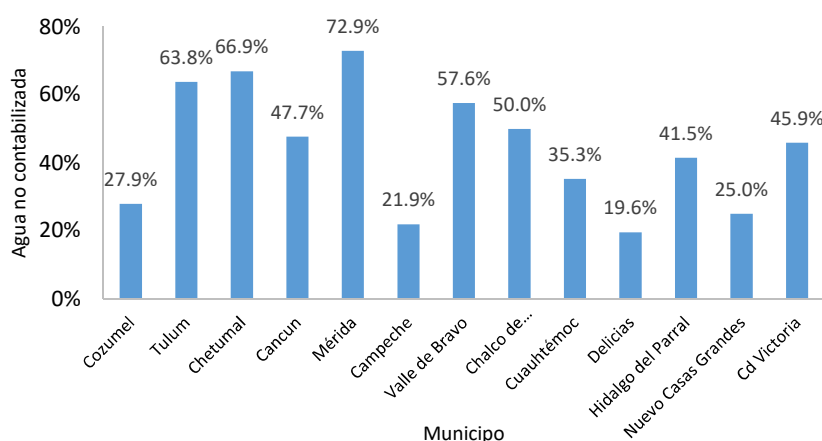


Figura 2. Agua no contabilizada % (fugas y tomas clandestinas)

Tomando como referencia el PIB nacional, se observa en la Tabla 2 las diferencias del valor que se le da al agua, toda vez que en las ciudades del sureste el agua no contabilizada superan el 60%, en tanto que para el centro, norte y noroeste de México, el agua no contabilizada es casi del 40%. Muy significativo el hecho de que, donde el PIB es menor y se concentra 67% del recurso agua, el agua no contabilizada (fugas y tomas clandestinas), es mayor y de menor productividad económica; en comparación con el centro, norte y noroeste de México, donde solo se tiene el 33% de agua renovable, existe un mayor aprovechamiento del recurso agua y de mayor productividad económica.

Sin embargo hay diferencias muy significativas en cada una de las regiones. Así por ejemplo, en la región sureste, la Ciudad de Mérida, solo aprovecha el 27.1% de volumen producido, esto es que de los 525 l/h/d suministrados, solo 142 l/h/d son registrados por el organismo operador, el volumen restante 383 l/h/d (72.9%) se pierde por fugas de agua en las redes de conducción, distribución y tomas clandestinas; no así en la región norte del Río Bravo, la población de Delicias aprovecha el

80.4% del agua que se suministra, y sólo el 19.6% se pierde por fugas en las redes de distribución y por tomas clandestinas.

De igual forma, en la región centro, en la cabecera municipal de Valle de Bravo solo se aprovecha el 42.4% de volumen producido, esto es que de los 552 l/h/d suministrados, solo 234 l/h/d son registrados por el organismo operador, el volumen restante 318 l/h/d (57.6%) se pierde por fugas de agua en las redes de conducción, distribución y tomas clandestinas; de igual forma, en la región norte del Río Bravo, la población de Delicias, de los 349.5 l/h/d se aprovechan 281.0 l/h/d (80%), y solo 68.5 l/h/d se pierde del volumen de agua que se suministra.

Agrupados los organismos operadores por región, se observa que los municipios de la región sureste solo aprovechan el 38.2% de volumen producido, esto es que de los 355.07 l/h/d suministrados, solo 135.54 l/h/d son registrados, el volumen restante 219.52 l/h/d (61.8%) se pierde por fugas de agua en las redes de conducción, distribución y tomas clandestinas; no así en la región norte, centro y noroeste, donde la población aprovecha el 59.7% % del agua que se suministra, y sólo el 40.3% se pierde por fugas en las redes de distribución y por tomas clandestinas, esto es que de los 329.11 l/h/d suministrados, se consumen 196.57 l/h/d y solo 132.55 l/h/d se pierden por fugas en las redes de conducción y distribución y/o por clandestinaje.

Se han propuesto acciones concretas a los organismos operadores con objeto de incrementar el volumen facturado y la eficiencia física. Dentro de estos y el más importante, la actualización del padrón de usuarios, ya que muchas veces los usuarios no están bien clasificados (domésticos a comerciales), usuarios que tienen más de una toma, usuarios que no han contratado su toma y están en el clandestinaje, los datos del usuario no coinciden con los datos de campo, conjuntos habitacionales que tienen una sola toma; todo esto se suma con los usuarios morosos.

Un ejercicio que llevó a cabo recientemente en un organismo operador, se encontró que el 61.5% de 10,741 usuarios encuestados, estaban como usuarios identificados en la base de datos del sistema comercial, el resto (38.5%), no estaban incluidos en la base de datos o eran usuarios clandestinos. Al hacer el cambio tarifario de doméstico a comercial, el organismo operador obtuvo un incremento en la recaudación.

Otra acción propuesta y de gran importancia que debe llevar a cabo el organismo operador, es la sustitución de medidores domiciliarios y/o comerciales caducos en su vida útil, ya que la medición es incorrecta.

Pequeñas acciones correctivas hacen que el organismo operador otorgue un mejor servicio a la comunidad, al mismo tiempo, la comunidad se vuelve participativa y consiente del valor del agua, de su cuidado y conservación.

Son las regiones del norte, centro y noroeste donde existe escasez de agua, y donde la población le da un mayor valor al agua, un mejor aprovechamiento y un mayor valor económico, condiciones que se reflejan en la distribución del PIB del país.

6. EL CRECIMIENTO DE LA POBLACIÓN Y LA ESCASEZ DEL AGUA

Claramente los problemas de falta de agua se manifiestan en el norte y centro del país, mientras que el sureste destaca por presentar problemas recurrentes de inundaciones, en un entorno con menor desarrollo del PIB (Figura 1). Enfocándonos todavía más en espacios críticos, como la Región hidrológica-administrativa XIII (Valle de México), se encuentran situaciones extremas en una cuenca originalmente cerrada a más de 2,000 metros sobre el nivel del mar, con una muy elevada densidad

poblacional (superior a 1,000 personas por km²) que ejerce una demanda masiva sobre la escasa agua renovable de la cuenca, con valores de escasez hídrica inferiores a 150 m³/h/a.

Hasta que se pierde aquello que consideramos un derecho a disfrutar durante toda nuestra vida, es cuando nos preocupamos y ponemos atención y esfuerzo para recuperarlo. Vale la pena entonces ocuparnos desde ahora y analizar qué tan razonable es pensar que tenemos asegurado un continuo e ilimitado suministro de agua, y sobre todo que sea de buena calidad.

En las regiones de México con mayores densidades poblacionales y más altos índices de PIB, actualmente hay falta de agua y se pronostica que las condiciones empeorarán con el crecimiento poblacional y el cambio climático.

Hasta el año 2015, la CONAGUA informaba que México contaba con 446,778 millones de metros cúbicos de agua dulce en sus diversas regiones hidrológico administrativas, cantidad que puede variar, dependiendo del volumen de precipitación anual. Sin embargo, con el crecimiento poblacional, el promedio nacional de agua renovable per cápita en el año 2015 era de 3 692.20 m³/h/a y en el año 2016 fue de 3 687.05 m³/h/a. Se estima que para el año 2030 la disponibilidad promedio nacional de agua renovable per cápita será de 3 250 m³/h/a [4], sigue estando por encima de los valores de estrés hídrico, los problemas empeorarán donde ahora ya son críticos: más falta de agua en las zonas norte y centro; también en el sureste, donde las previsiones apuntan a mayores caudales de agua debido al calentamiento global [5].

7. DERECHO HUMANO AL AGUA

Desde julio de 2010, la Asamblea General de las Naciones Unidas reconoció como derecho humano el acceso al agua. La resolución establece que cada persona debe tener acceso a una cantidad de entre los 50 y los 100 litros por día para cubrir sus necesidades domésticas y personales. Es así como en febrero 2012, México forma parte de los países que incluyen dentro de su Constitución el derecho humano al agua, plasmado en el artículo cuarto. De este modo tanto el acceso, la disposición y el saneamiento de agua para consumo personal y doméstico en forma suficiente, salubre, aceptable y asequible están incluidos bajo este derecho.

Sin embargo, en México se no se cumple el derecho humano al agua y al saneamiento. La mayoría de la población mexicana enfrenta un sistema ineficaz en la distribución y acceso al agua para consumo humano.

La CONAGUA refiere que en el año 2015 la cobertura de agua potable era del 92.5%, tomando como base los datos de la encuesta inter censal de INEGI de 2015. Este aspecto de cobertura se define como la población que tiene acceso al agua potable ya sea a través del agua entubada en vivienda o terreno, proveniente solamente del servicio público de agua, pozo comunitario o pozo particular, o a través de acarreo de llave comunitaria. Los informes oficiales miden solo las obras de infraestructura, pero no el mantenimiento, operación y gestión, lo cual contrasta con el cotidiano de la población mexicana, estas cifras reflejan la existencia de infraestructura, no así su funcionamiento ni acceso de la población a dichos servicios.

La fuente común del suministro de agua a las poblaciones es por medio de agua subterránea, mismas que están sobreexplotadas. En el norte del país la profundidad de los pozos de extracción es de 90 m para Nuevo Casas Grandes y hasta de 400 m en Cuauhtémoc, mientras que en el sureste es muy variable: 7 m en Cozumel, de 22 m en Tulum y hasta 100 m en Chetumal; esto combinado con un inadecuado mantenimiento de la infraestructura ocasiona una deficiente distribución y mala calidad

del agua entregada a la población. Paradójicamente Chiapas que es un estado que cuenta con vastas fuentes de agua, padece esta problemática. Por la falta de acceso al agua segura y confiable se convierte en una situación cotidiana de emergencia sanitaria en gran parte del estado, una constante, los problemas gastrointestinales que padece la población.

La desconfianza de la población en el agua que es suministrada en las redes hidráulicas, han provocado en México la dependencia del agua embotellada y, que México sea el mayor consumidor mundial de agua embotellada con 480 litros por persona por año [6].

La complicada situación nacional hídrica, provoca que no se esté cumpliendo el artículo cuarto constitucional (derecho al agua); ni tampoco con el sexto de los 17 Objetivos de Desarrollo Sostenible (seguridad hídrica, agua limpia y saneamiento). Se requiere mucha voluntad y acción política, empresarial y social para garantizar el suministro, conservación y el mejor aprovechamiento del agua, de esta manera al agua se le otorgará su verdadero valor, no importando en qué región hidrológica se encuentre.

8. LOS ORGANISMOS OPERADORES DE AGUA POTABLE

El Artículo 115 de la Constitución política mexicana establece que les corresponden a los municipios “las funciones y servicios públicos de... agua potable, drenaje, alcantarillado, tratamiento y disposición de sus aguas residuales;”...que “podrán coordinarse y asociarse para la más eficaz prestación de los servicios públicos... y podrán celebrar convenios con el Estado para que éste... se haga cargo en forma temporal de algunos de ellos, o bien se presten o ejerzan coordinadamente por el Estado y el propio municipio”. Bajo este principio, se crean los Organismos Operadores (OO) de agua potable [7].

Sin embargo, la integración de los equipos de trabajo en cada organismo operador, en la mayoría de las ocasiones, se “renueva” cada tres años por los cambios gubernamentales del municipio, con lo cual, las competencias técnicas, comerciales, financieras y administrativas de los diferentes OO municipales varían en un rango muy amplio, pero en general, todos comienzan con la curva de aprendizaje a hacer las actividades cotidianas y que debieran de haber sido continuas.

Aunado a lo anterior, contrastan las políticas hidráulicas del centro y norte del país contra las del sureste de México, por lo cual hacen que sean más eficientes los OO de los primeros. Destacan los siguientes puntos: existe continuidad en los planes y servicios de agua potable y saneamiento aunque hayan cambios en el gobierno municipal; se mantiene al personal calificado; hay disponibilidad de recursos económicos para la continuidad del mantenimiento de la infraestructura hidráulica; catastro actualizado de la infraestructura hidráulica; padrón de usuarios actualizado; está totalmente sistematizado el suministro y distribución del agua a la población; mayor eficiencia en la cobranza; renovación y mantenimiento de la infraestructura hidráulica para reducir los porcentajes de fugas físicas (40%, Tabla 2 Agua no Contabilizada); se formula una planeación a largo plazo; existe y se aplica el marco jurídico y regulatorio; existen instrumentos de transparencia y de participación ciudadana; los consejos directivos están profesionalizados y no responden a intereses políticos [3]; y sobre todo, continuidad a las propuestas de mejora como resultado de los estudios que se han llevado a cabo al área comercial; la escasez del recurso hidráulico en el centro y norte del país ha generado que la población tenga una mejor cultura del agua en su uso y conservación del recurso.

Todos estos aspectos mencionados se ven reducidos en el sureste de México, donde es alto el porcentaje de fugas de agua (61.8%, Tabla 2 Agua no Contabilizada), faltan recursos económicos para la conservación de la infraestructura hidráulica, falta de continuidad de directivos, deficiente

gestión administrativa, falta de planeación, politización de decisiones, rigidez en los sistemas tarifarios, falta de personal calificado, el catastro y el padrón de usuarios incompletos y desactualizados, una población con poca cultura en la conservación, buen uso y aprovechamiento del recurso.

Las reducciones presupuestales en los últimos años a servicios básicos han frenado los avances en el cumplimiento del derecho al agua y al saneamiento, dejando a un lado esta prioridad los OO, para incrementar la cobertura de agua potable

Desde hace unas décadas se sabe que cada ser humano debería de tener a su disposición alrededor de 100 litros diarios de agua de buena calidad, para satisfacer su demanda [5], pero en diversas ciudades de México se rebasa más del doble y hasta más de cinco veces. Para ejemplificar, de la Tabla 2, en Mérida y Valle de Bravo se tiene una dotación por persona de más de 500 litros al día, mientras que en el resto de las ciudades tienen una dotación de entre 200 y 400 litros diarios; con excepción de la Ciudad de Cozumel cuya demanda es de 143 litros diarios por persona.

El manejo del agua en México representa uno de los problemas más apremiantes en la actualidad, no sólo en áreas urbanas sino también en las rurales. Desafortunadamente, los esfuerzos individuales son insuficientes sin el apoyo de una iniciativa comunitaria que involucre tanto a autoridades como a los miembros de una comunidad. A la par de la falta de suministro, también se presenta otra gran dificultad: el desperdicio.

El alto consumo de agua en México, está influenciado por las fugas que se tienen, donde en el medio urbano y en el rural se pierde entre 50 y 400 litros por habitante al día, por ejemplo, la eficiencia física de Mérida es de apenas el 27%, y entre fugas de agua en las redes y el clandestinaje, se pierden 383 litros por habitante. Las fugas de agua empeoran la situación hídrica nacional, donde se registran pérdidas de entre 20% y 70% del vital líquido.

La mayor parte de la infraestructura del sistema hídrico ya cumplió su vida útil, por lo que hay grandes pérdidas por fugas y esto se agrava por la mala gestión basada en altos subsidios, que provoca despilfarro del recurso, a pesar de que cada vez resulta más costoso extraer, potabilizar y dotar de agua a la población.

¿Y de qué sirve hacer cálculos como los propuestos? Conocer cómo estamos impactando nuestro entorno es el primer paso de tomar la decisión para cambiar hacia una mejora continua. En este caso, disminuir en lo posible el uso del agua, modificando paulatinamente nuestras rutinas y generando nuevos hábitos. Es un efecto “grano de arena”, pero en la medida en que todos empecemos a introducir una nueva conciencia en relación con la Cultura del Agua, el resultado se manifestará en forma sinérgica. Por un lado, seremos menos dependiente del recurso porque vamos a aprender a usarlo con prudencia, haremos una diferencia apreciable al integrar esfuerzos individuales en emprendimientos colectivos, lo cual es el mayor beneficio de las conciencias en expansión [5]. Debemos conservar el agua para el futuro.

9. LAS TARIFAS DEL AGUA

De acuerdo con los datos de las Estadísticas del Agua en México, 2018, de la CONAGUA [8], las cuotas por el consumo de agua doméstica es muy variable en algunas de las ciudades estudiadas (Figura 3); sin embargo, guardan una relación directa con el servicio que proporcionan los OO. Así por ejemplo, en las ciudades del sureste de México, en la ciudad de Mérida, Yucatán, la cuota es de \$3.9/m³, por tanto, la recaudación fiscal que realiza el organismo operador no es suficiente para llevar

a cabo el mantenimiento requerido a la infraestructura hidráulica y tampoco para mantener personal capacitado, esto se refleja en la baja eficiencia física del OO (27.1%). En Chetumal existe una eficiencia física del 33.1%, y sin embargo, la cuota tiene un incremento sustancial, sube a \$21.84/m³; el agua que se suministra a Chetumal tiene altos contenidos de sales de calcio y magnesio, ocasionando obstrucciones en las instalaciones hidráulicas, lo cual requiere de grandes inversiones en mantenimiento y cambio de equipos en las redes de suministro y distribución. La “abundancia” del recurso en las localidades estudiadas de la Península de Yucatán (Mérida, Campeche, Cancún, Chetumal), hacen que la población no contemple la importancia de la conservación y buen uso del recurso.

En contraste, se observa que las ciudades del norte de México: Delicias y Victoria, estas tienen cuotas similares y sus eficiencia física son del 80.4% y del 54.1%, respectivamente. Con la escasez del recurso la población ha ido formando una cultura de protección y conservación del vital líquido.

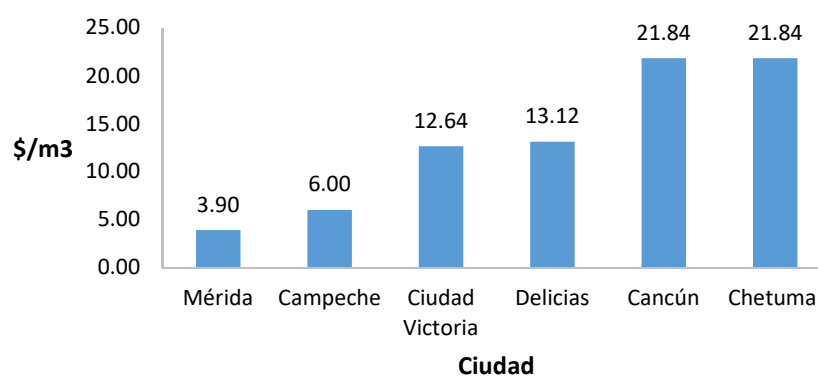


Figura 3. Cuotas del agua de consumo doméstico de algunas ciudades estudiadas.

10.CONCLUSIONES

La mayor eficiencia en gestión del recurso agua en el centro, norte y noroeste del país y una población que ha conformado una cultura del agua, seguirán fomentando el desarrollo y crecimiento del PIB, por sector y región; debido a la escasez del agua, hay un mejor uso, aprovechamiento y conservación del recurso agua, mismo que está asociado a los controles tarifarios para el pago del volumen mínimo de consumo de agua. El suministro de agua es mediante agua subterránea, la profundidad de los pozos de extracción van desde los 90 m para Nuevo Casas Grandes y hasta de 400 m en Cuauhtémoc; el OO ocupa personal profesional y capacitado; hay continuidad en los planes de operación en el corto y mediano plazo.

En contraste, en el sureste de México la profundidad de los pozos de extracción es variable, y van desde los 7 m en Cozumel, de 22 m en Tulum y hasta 100 m en Chetumal; en general el personal que labora en estos organismos no está capacitado, sólo los directivos tienen una profesión; la asignación de los puestos de trabajo directivo son por cuestiones políticas; no hay continuidad en los planes de desarrollo y planeación.

Del Centro al Norte del país, los municipios si aplican y dan continuidad a sus políticas hidráulicas, le asignan el verdadero valor del agua tanto OO como ciudadanía, en cambio, en el sureste de México predomina la politización de las autoridades, poca participación ciudadana y falta de continuidad en las políticas hidráulicas, y aunque haya crecimiento de los servicios de agua potable, las eficiencias se mantienen en los bajos índices.

Todos debemos actuar en conjunto (autoridades, empresarios y población) hacia un mismo camino, sin trampas, sin ventajas, sin artimañas, sin dádivas. Todos con un mismo fin: conservar el recurso agua antes de que ocurran catástrofes, que va desde daños a los ecosistemas, escasez del vital líquido, problemas de salud y prevenir los problemas entre las comunidades por la competencia del recurso.

REFERENCIAS

- [1] Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Estudios de “Diagnóstico, Plan de Acción y Proyecto Ejecutivo del Área Comercial” de los organismos operadores de Cozumel, Tulum, Chetumal, Cancún, Mérida, Campeche, Valle de Bravo y Chalco de Covarrubias, Ciudad Victoria, Cuauhtémoc, Delicias, Hidalgo del Parral y Nuevo Casas Grandes. Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Diversos años.
- [2] Earthgonomic, “El agua: uno de los recursos más importantes y el menos valorado”, febrero 25 2017.
- [3] Comisión Nacional del Agua, “Estadísticas del Agua en México”, 2017.
- [4] Uriel Naum y Oscar González, “2030: el año de la catástrofe del agua en México”, agosto 3, 2017
- [5] iagua, “¿Escasez de agua en México?”, 21/08/2017.
<https://www.iagua.es/noticias/mexico/unam/17/08/21/escasez-agua-mexico>
- [6] Aldo Santiagoon, “En México el derecho al agua no está garantizado”. 18 mayo, 2017.
- [7] Gloria Tobón de Garza, “Futuro de los organismos públicos en México”, 7 octubre 2018.
- [8] Comisión Nacional del Agua, “Estadísticas del Agua en México”, 2018.

PROYECTO DE MICRO MEDICIÓN PARA ORGANISMOS OPERADORES DE MÉXICO

L. Gómez Lugo¹, E. Antúnez Leyva, M.P. Hansen Rodríguez, J.M. Rodríguez Varela

RESUMEN

La micro medición permite determinar los derechos del servicio medido de agua potable a través del volumen consumido periódicamente por los usuarios que cuentan con una toma domiciliaria, conocer la cantidad de agua consumida, permite realizar una mejor administración, operación y mantenimiento de los sistemas de agua, incluso, establecer aproximaciones de la demanda futura de la población. Es muy importante realizar un diagnóstico sobre las necesidades de micro medición, su aplicación, confiabilidad de la información, seguimiento y evaluación del funcionamiento de medidores. Se resalta que la micro medición reportada como porcentaje de cobertura no es indicativo de la exactitud de la micro medición, sino más bien valor cualitativo de cobertura que merece ser tratado como proyecto dentro de los organismos operadores.

En tanto, el presente trabajo considera de gran utilidad implementar un proyecto de micro medición para organismos operadores donde la relación costo-beneficio ofrezca ventajas cuantificables a mediano y corto plazo. Se propone considerar factores esenciales como la antigüedad de los medidores, política de operación de la red de distribución, calidad del agua; temperatura del lugar, la presión hidráulica en la red de distribución; el arreglo hidráulico y tipo de servicio.

Palabras clave

México, organismo operador, PIGOO, cobertura de micro medición y proyecto de micro medición.

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Generalidades de la micro medición.

La Ley de Aguas Nacionales (Cámara de Diputados, 2016) [1], en su Artículo 29, Fracción II establece que los concesionarios tendrán la obligación de instalar dentro de los cuarenta y cinco días siguientes a la recepción del título respectivo por parte del interesado, los medidores de agua respectivos o los demás dispositivos o procedimientos de medición directa o indirecta que señalen las disposiciones legales y reglamentarias aplicables, así como las Normas Oficiales Mexicanas [2]; en el Artículo 7, Fracción III, se establece la instalación de los dispositivos necesarios para la medición de la cantidad y calidad de las aguas nacionales y en general para la medición del ciclo hidrológico.

México está conformado por aproximadamente 2,450 municipios que en mayor o menor medida son los encargados de gestionar, administrar y brindar los servicios de agua a la población; para cumplir con este encargo, en cada municipio se crean por mandato constitucional los Organismos Operadores

¹ Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Coordinación de Hidráulica, Subcoordinación de Hidráulica Urbana, Paseo Cuauhnáhuac 8532, Col. Progreso, Jiutepec, Morelos, 62550, México. lgomez@tlaloc.imta.mx

de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento (OOAPAS.), también llamados Comisiones o Juntas de Agua, Sistema centralizados o Descentralizados de Agua, Comités o Empresas de Agua. En general, la mayoría de estos organismos enfrentan limitantes para medir el consumo de agua por tipo de usuario, algunas de ellas son: deficiente operación de los sistemas de medición, incertidumbre en los datos de medición, poco o nulo mantenimiento y calibración de medidores, resistencia de los usuarios a ser medidos y deficiencia del personal en el manejo de los equipos de medición del agua. Según sus políticas, tamaños y capacidades cada organismo operador destina recursos económicos a las actividades de medición del agua, por un lado, en fuentes de producción y red de conducción (macro medición) y por otro, en la entrega final a usuarios (micro medición) a fin de realizar balances de volúmenes de agua que los OOAPAS producen, conducen, distribuyen, facturan y cobran a los usuarios.

La micro medición permite conocer sistemáticamente el volumen de agua consumido por los usuarios, a este tipo de servicio se le conoce como servicio medido. De acuerdo con la Norma Oficial Mexicana (NOM-012-SCFI-1994), los medidores son definidos como instrumentos de medición que determinan continuamente el volumen de agua que pasa por ellos; el Proyecto de Norma Oficial Mexicana (PROY-NOM-012-4-SCFI-2017) [3], especifica las características técnicas y los requerimientos de pérdida de presión para medidores de agua potable fría y caliente, se aplica para medidores de agua utilizados para medir el volumen de agua potable fría y caliente que fluye a través de un conducto cerrado totalmente cargado.

En general, la micro medición expresada en porcentaje de cobertura se calcula con el cociente del número de micro medidores instalados y el número de tomas registradas para los casos de usuarios domésticos, comerciales e industriales; sin embargo, este valor no es indicativo de la exactitud de la micro medición, sino un valor meramente cualitativo de cobertura como se muestra en la Figura 1 con la línea continua en color azul. También se indica la calidad de la micro medición en varios organismos operadores de México. Se aprecian los valores de cobertura de micro medición y sus respectivos porcentajes de medidores que miden bien y que no miden bien (según los límites de error establecidos en la normatividad establecida para México).

1.2 Estadística nacional de la micro medición en México

El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA), lleva a cabo el programa de participación voluntaria, sobre indicadores de gestión de organismos operadores (PIGOO) [4], este programa inició en el año 2005 con la participación de 50 organismos operadores y en el año 2018 alcanzó la participación de 199 organismos operadores (IMTA, 2018). El PIGOO cuenta con 29 indicadores, de los cuales 19 evalúan el área de operación, 5 el área financiera y 5 la eficiencia general del sistema. Entre los indicadores de operación se encuentra el indicador de micro medición, un resultado deseable de micro medición considerando el comportamiento de la información del PIGOO es de 85%. En la Edición 2018 (calculada con datos 2017) se obtuvo un promedio de cobertura de micro medición considerando 113 Organismos Operadores participantes de 54.5 por ciento (Figura 2).

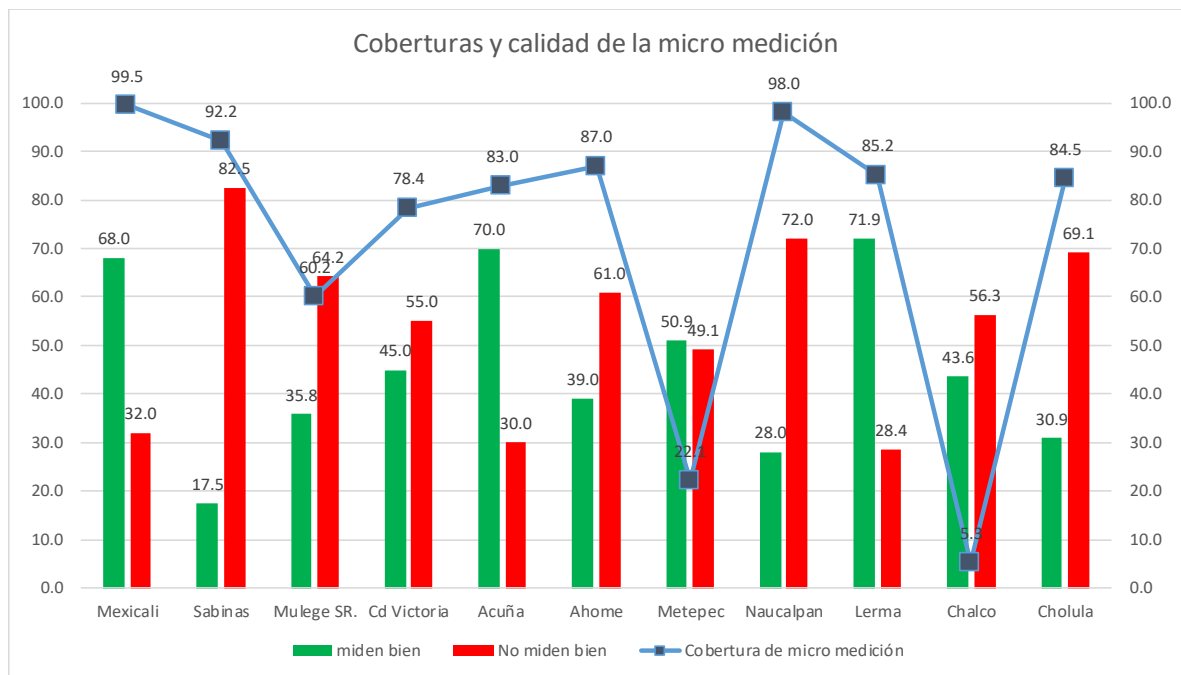


Figura 1. Ejemplo Cobertura de micro medición vs calidad de la micro medición.

Indicador - Micromedición (%)			
	Descripción Indicador	Resultado Promedio Año 2017	Organismos Participantes Año 2017
	Indicador que representa la capacidad de medir el agua consumida por los usuarios.	54.57	113

Figura 2. Promedio de micromedición de participantes (Fuente: <http://www.pigoo.gob.mx/>)

Estos resultados presentan consistencia con los presentados por el Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI) que, a nivel nacional, las tomas de agua reportadas por los organismos operadores totalizaron 22,728,800 unidades, de ellas el 54% contaban con medidor en la toma y el 46% no lo tenían (INEGI, 2011). En el mismo documento se reporta que las entidades de Nuevo León, Querétaro, Chihuahua, Aguascalientes, Guanajuato y Coahuila contaron con más de 75% de tomas de agua con medidor; en contraste, con las entidades de Oaxaca, Nayarit y Tlaxcala que reportaron más de 80% de las tomas de agua sin medidor.

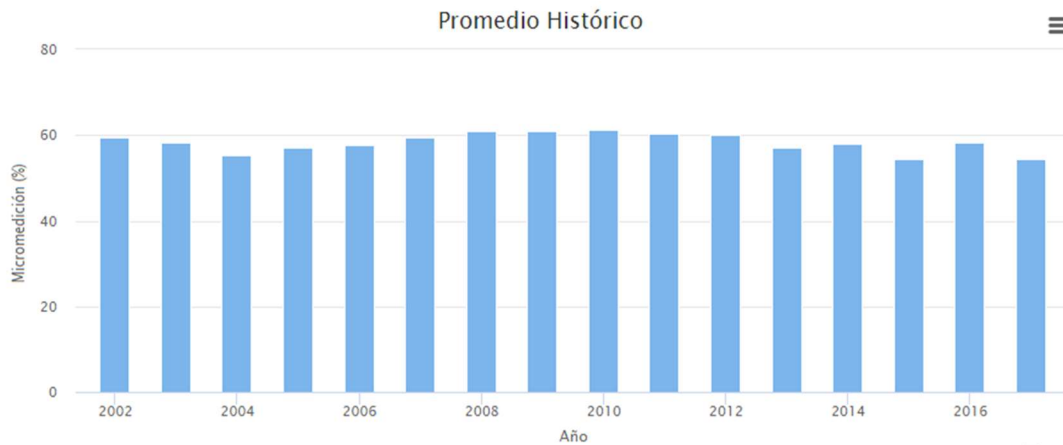


Figura 3. Promedio histórico de los participantes en PIGOO (2002-2017)

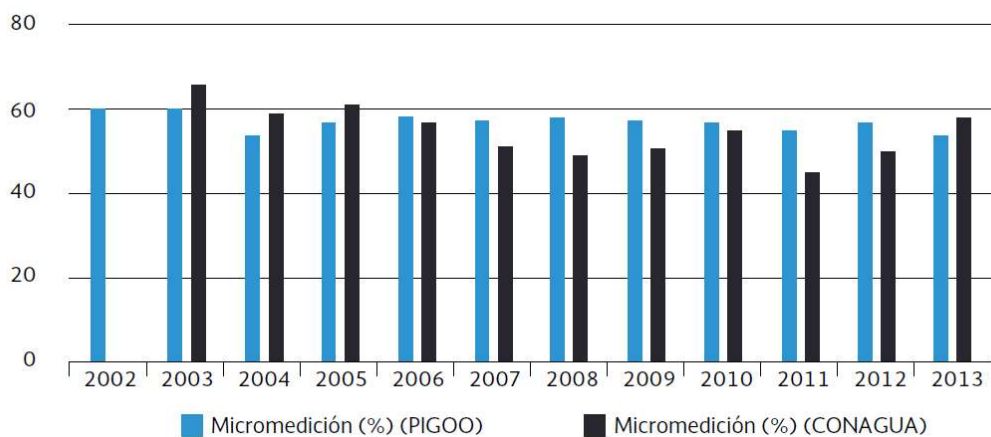


Figura 4. Cobertura promedio de micro-medición PIGOO vs CONAGUA

Información recabada en proyectos de Modernización de las Áreas Comerciales (BANOBRAS) [5] para poco más de 55 organismos operadores de México, indica un promedio de cobertura de micro medición de 60.5%, de ellos, 47% miden bien (dentro de los valores de la Norma) y 53% no miden bien.

2. METODOLOGÍA

El presente trabajo propone establecer las bases para la implementación de un proyecto de micro medición que permita a los organismos operadores estudiar el funcionamiento de la micro medición y la calidad de la información obtenida de ella. La propuesta se respalda con la experiencia e información recabada en poco más de 55 organismos operadores de México. El proyecto de micro medición que se propone incluye tres componentes (Figura 5).

- Diagnóstico;
- Implementación de acciones;
- Seguimiento y evaluación del proyecto.

A continuación, se describen los elementos a considerar en cada componente.



Figura 5. Proyecto de micro medición para organismos operadores.

3. DIAGNÓSTICO PARA PROYECTO DE MEDICIÓN

3.1 Análisis de la antigüedad de medidores

La antigüedad del parque de medidores normalmente no se tiene registrada en el padrón de usuarios, este dato, aunque no necesariamente arroja datos contundentes de impacto sobre la micro medición, es un referente del estado de los medidores (vida útil), el estudio ya referido para los más de 55 organismo operadores de México, arrojó que más del 45% de los medidores tienen antigüedad superior a los 5 años. No fue regla, pero los medidores con mayor antigüedad tuvieron errores de medición mayores comparados con los errores de los medidores con menor antigüedad, en este tipo de análisis se deben considerar otras variables como marcas y modelos de medidores, operación de la red de distribución del agua, calidad del agua y bitácora del mantenimiento de medidores.

La propuesta en este trabajo es abordar el análisis de la antigüedad, mediante una relación directa entre errores de medición por rangos de antigüedad para ver su efecto sobre la micro medición. Los programas de sustitución de medidores pueden apuntar a medidores cuya vida útil ya fue alcanzada.

3.2 Efecto por la política de operación

Las políticas de operación de las redes de agua están condicionadas entre otras, por la disponibilidad de agua a la población y capacidad hidráulica de la red. Algunos factores que se deben considerar son la presión hidráulica de trabajo, las temperaturas extremas, viscosidad y densidad; y algo muy importante, la calidad del servicio (intermitente o continuo). El suministro intermitente denominado “servicio tandeado”, es el que potencialmente tiene efectos sobre la micro medición, este tipo de servicio en muchas ocasiones provoca daños físicos a las tuberías (conducción y distribución) y a los medidores instalados en las viviendas de consumidores. En el proceso de servicio tandeado, las tuberías se llenan y se vacían, lo que crea espacios que son ocupados por aire; cuando las tuberías se

llenar, el aire es expulsado por las salidas disponibles (incluyendo medidores), esta expulsión produce una sobrepresión y con ello, daños potenciales a los elementos internos de los medidores. Adicional a un análisis del flujo transitorio para modelar estas condiciones, se debe estudiar el grado de daños causado a los medidores en el tiempo. Es recomendable que las tuberías aguas arriba y aguas abajo del medidor, se anclen para evitar que la instalación se desplace por el empuje del agua.

3.3 Efecto por la calidad del agua en la red

En México, el tema de calidad del agua ha sido un aspecto de segundo término después de la cantidad (atención a la demanda social del recurso hídrico). La calidad del agua es importante porque impacta en la salud de población, daños al medio ambiente y se estiman daños en la infraestructura hidráulica (incluidos medidores de agua). Legalmente, se considera agua potable si se cumplen 41 parámetros de la Norma Oficial Mexicana (NOM 127- SSA1-1994) [6] [bacteriológicas {coliformes fecales y coliformes totales}, físicas y organolépticas {color, olor, sabor y turbiedad} y químicas {34 parámetros: aluminio, arsénico, bario, entre otros}]. Desafortunadamente, en México los ejemplos de información pública sobre la calidad del agua son muy pocos, en la práctica, lo único que se mide en los sistemas municipales de suministro de agua es el contenido de cloro residual y en ocasiones, mucho menos frecuentes, la densidad de coliformes fecales. La calidad del agua tiene efecto sobre la micro medición porque constituye un factor de reducción de la vida útil de los equipos por la presencia de fierro y manganeso (corrosividad o incrustaciones), arenillas (partículas sólidas).

3.4 Dimensionamiento de medidores según la designación

El dimensionamiento de un medidor consiste en determinar su capacidad de medición dentro de un rango adecuado que refleje el consumo confiable de los usuarios; es decir, obtener el valor de la designación del medidor “N”, en $[m^3/h]$, correspondiente a un gasto permanente (q_p) donde se espera que la operación del medidor sea satisfactoria en condiciones de flujo estable o intermitente. La NOM-012-SCFI-1994 [6] establece como límites permisibles de errores de medición ($\pm 5\%$) en el campo inferior, comprendido entre el gasto mínimo q_{min} incluido y el gasto de transición q_t excluido y ($\pm 2\%$) en el campo superior, comprendido entre q_t incluido y el gasto de sobre carga q_s incluido. Los gastos q_{min} y q_t dependen de la clase metrológica A, B o C, y de la designación del medidor “N” en m^3/h (Figura 6).

Algunas implicaciones relacionadas al dimensionamiento de medidores son:

- ✓ Las pérdidas por sub medición ocurren principalmente en condiciones donde el q_{min} es mayor al caudal predominante en la toma domiciliaria.
- ✓ La sobre dimensión provoca que buena parte del consumo se dé por debajo del límite inferior de exactitud (caudal mínimo), lo que influye en la precisión del medidor.
- ✓ Los medidores mecánicos grandes tienen una mayor inercia y en los caudales pequeños no tienen fuerza suficiente para mover la turbina.
- ✓ Los medidores mecánicos pequeños trabajan con sobrecarga, limitando de manera indebida el consumo, incluso provocar daños y fallas de los equipos.
- ✓ En almacenamientos que tienen válvulas de flotador, los medidores pueden trabajar con gastos pequeños difíciles de registrar ocasionado pérdidas por sub medición.

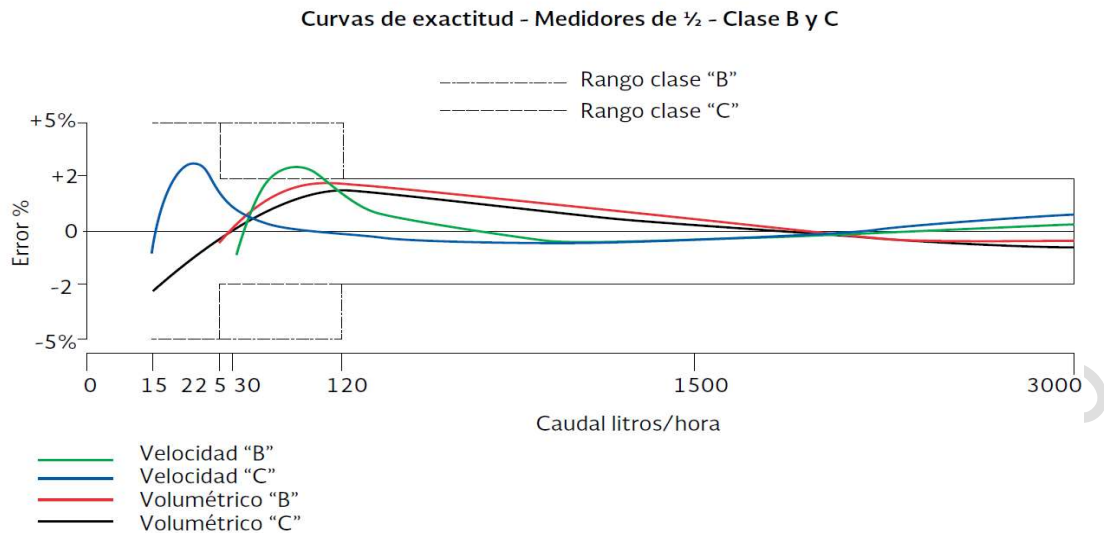


Figura 6. Curva de comportamiento típico de un medidor de agua.

3.5 Procedimientos de muestreo y pruebas de error de medidores

En México para estudios de campo sobre micro medición, se pueden utilizar dos expresiones, (1) para obtener el tamaño de la muestra y (2) para obtener el error de medición.

El tamaño de la muestra n_{mic} se obtiene aplicando la ecuación 1.

$$n_{mic} = \frac{Z_c^2}{Err_{mic}^2} \%_{mic} (100 - \%_{mic}) \quad \text{Ec. (1)}$$

Donde: n_{mic} = Tamaño de la muestra. Z_c = Abscisa de la curva de probabilidad de distribución normal (para un nivel de confianza dado). Err_{mic} = Error esperado en la estimación (%). $\%_{mic}$ = Porcentaje pre estimado de micro medidores que tienen un error de exactitud fuera del límite máximo admisible ($\pm 2\%$).

Según la NOM-012-SCFI-1994 [7], el cálculo de errores se obtiene con la ecuación 2.

$$Em = \frac{V_i - V_c}{V_c} \% \quad \text{Ec. (2)}$$

Dónde E_m : Error de medición; V_c : Valor convencionalmente verdadero del volumen (medida volumétrica); V_i : Valor indicado por el medidor bajo prueba.

3.6 Pruebas de error de medidores - detección y análisis de errores.

Una parte de las pérdidas aparentes están asociadas a las imprecisiones que se tienen en la medición de los consumos de los usuarios. Detectar y analizar los diferentes errores cometidos en las actividades de micro medición tiene como objetivo cuantificar los volúmenes posibles de agua que los organismos operadores no registran y, en consecuencia, no cobran (pérdidas comerciales).

Un primer error que queremos citar está relacionado a los errores asociados a la exactitud de los medidores, que es determinado mediante un muestreo de campo, este error según la normatividad establecida para México es evaluado para dos condiciones de trabajo (campo inferior y campo superior). La muestra de campo debe ser representativa de los medidores de una ciudad y así, los resultados se pueden extrapolar a la totalidad del padrón de usuarios con servicio medido. En términos prácticos el resultado del error obtenido representa el error promedio de la micro medición en la ciudad. Respecto al estudio realizado en varios organismos operadores de México, se menciona un

valor de error (sub estimación y sobre estimación) en promedio de (-13.3% y 10.6%) para el campo inferior y de (-7.8% y 5.6%) para el campo superior; acotar que algunos resultados de errores fueron muy superiores y estos valores constituyen un fuerte impacto sobre la facturación.



Figura 7. Protocolo de las pruebas de error de medición en tomas domiciliarias.

En la fase de toma lecturas en campo se identifica un error que está asociado al redondeo de lecturas, a fin de dimensionar su efecto sobre la facturación se presenta un ejemplo resultado de un análisis en un organismo operador de México (Tabla 1).

Tabla 1. Ejemplo de impacto de error por redondeo en el volumen facturado

Muestra de usuarios	38
Volumen no registrado por redondeo al año (muestra), en m ³	121.92
Padrón de usuarios con medidor	77,475.0
Proyección de volumen no registrado por redondeo al año (padrón de usuarios con medidor), en m ³	248,563.86
Volumen total facturado al año	23,599,092.00
Porcentaje de error (cifras anuales)	1.05%

Al final del proceso de toma de lecturas de campo se procede a realizar la captura de la información, en esta actividad también se presenta diferencias de valores en algunos usuarios, si bien es cierto, el impacto en la facturación es menor, los tiempos de trabajo del personal de campo que normalmente tiene que realizar actividades de verificación se incrementa. Se recomienda cuantificar cada mes los registros de reclamos de usuarios por cobro y los costos por trabajo adicional del personal de campo.

3.7 Acciones a implementar

Durante la implementación del proyecto de micro medición se recomienda desarrollar varias acciones a las que se les debe dar seguimiento, entre otras se citan:

- Actualizar el inventario de parque de medidores instalados en las tomas domiciliarias;

- Evaluar los posibles efectos de la política de operación de la red hidráulica sobre la micro medición;
- Evaluar los posibles efectos de la calidad del agua sobre la micro medición;
- Realizar estudios de campo para verificar los gastos de diseño del medidor;
- Realizar campañas de información de la importancia de la micro medición;
- Verificar el funcionamiento correcto del parque de micro medidores instalados;
- Realizar campañas de pruebas de error de medición por muestras representativas según rangos de antigüedad, marcas, modelos, etcétera;
- Verificar el funcionamiento correcto del Sistema de información de la micro medición (Sistema Comercial);
- Supervisar y actualizar (según necesidades) los procedimientos para instalación de medidores, toma de lecturas, rutas para la toma de lecturas, para prueba de medidores en laboratorio y/o banco, para inspección de medidores en campo y de toma lecturas, para mantenimiento de medidores, etcétera;
- Capacitar en forma permanente al personal (lecturistas, notificadores, supervisores, instaladores y personal de oficina) en temas de micro medición;
- Aplicar correctamente el conjunto de Normas de referencia para el tema de micro medición;
- Actualizar el equipo de oficina según necesidades para el manejo adecuado de la información de la micro medición;
- En relación a los medidores elaborar un programa de instalación de medidores (para incremento de cobertura y/o para sustitución) que tome en consideración: las características físico químicas del agua, los caudales de consumo, las presiones de operación, la máxima pérdida de carga admisible, la precisión requerida.

3.8 Seguimiento y evaluación del proyecto de micro medición

En esta etapa, es importante la planificación y fortalecimiento de la capacidad y los recursos humanos necesarios para las actividades de seguimiento y evaluación del proyecto. De cada acción citada anteriormente, se propone establecer un protocolo que sea de conocimiento y aplicación del personal relacionado a las áreas comerciales en particular, los involucrados con el tema de micro medición. A continuación, se enlistan algunas actividades para el seguimiento y evaluación del proyecto de micro medición.

- Preparar el presupuesto para el seguimiento y evaluación del proyecto;
- Establecer los programas de mantenimiento preventivo y correctivo de los medidores que garantice el buen funcionamiento dentro de los límites de exactitud establecidos por normatividad;
- Verificación permanente del comportamiento del servicio de agua;
- Revisión permanente de la vida útil de los medidores;
- Revisión permanente de la estadística de micro medición obtenida;
- Revisión permanente de las variables que influyen en la exactitud de los medidores.

4. RESULTADOS

Las experiencias nacionales e internacionales recomiendan realizar un estudio de la variación de los consumos de las tomas domiciliarias, evaluar los medidores en campo y en laboratorio y realizar un análisis comparativo de ambos resultados, esta recomendación fortalece una parte del proyecto de micro medición presentado.

La micro medición es un indicador que a la fecha sólo ofrece información de cobertura espacial o con respecto a un universo de tomas domiciliarias; sin embargo, resultados mostrados en el trabajo nos muestran que la calidad de la micro medición es afectada por diversas variables y condiciones a los que se someten los medidores.

Dos ventajas de la micro medición que con frecuencia se mencionan es el conocimiento exacto de los consumos de cada usuario y el volumen total facturado por el servicio de agua en una ciudad, una vez reconociendo que en general nos enfrentamos a un error de micro medición, ambas ventajas presentan un amplio potencial de estudio.

Un resultado contundente es que la micro medición No sólo es la instalación de medidores en las ciudades, sino que exige la implementación de una serie de acciones que permitan aprovechar de manera eficiente toda la estructura operacional de los organismos operadores, además de reducir en forma permanente las imprecisiones en los medidores que pueden ocasionar significativas pérdidas.

6. CONCLUSIONES

A partir de la implementación de un proyecto de micro medición como el que se propone, los organismos operadores tendrán elementos suficientes para monitorear, racionalizar y administrar con eficacia y eficiencia el suministro de agua a cada usuario y de manera particular verificar y mejorar el funcionamiento de la micro medición.

Se espera que los organismos operadores puedan diagnosticar las principales variables y condiciones que afectan a la micro medición, por lo tanto, cuantificar en volumen e ingresos los efectos por los diversos errores tratados y analizados en la propuesta del proyecto de micro medición.

Que el proyecto de micro medición permita a los organismos operadores elaborar un plan de acciones de mejora en todas las actividades asociadas a la micro medición, además de incentivar un programa permanente de capacitación y profesionalización del personal acorde al proyecto de micro medición implementado.

Nomenclatura

n_{mic}	Tamaño de la muestra.
Z_c	Abscisa de la curva de probabilidad de distribución normal (para un nivel de confianza dado).
Err_{mic}	Error esperado en la estimación (%).
$\%_{mic}$	Porcentaje pre estimado de micro medidores que tienen un error de exactitud fuera del límite máximo admisible ($\pm 2\%$).
E_m	Error de medición.
V_c	Valor convencionalmente verdadero del volumen (medida volumétrica).
V_i	Valor indicado por el medidor bajo prueba.

REFERENCIAS

- [1] Cámara de Diputados. (24 de Marzo de 2016). *Ley de Aguas Nacionales (LAN)*. Recuperado el Mayo de 2019, de Cámara de Diputados. Honorable Congreso de la Unión: http://www.diputados.gob.mx/LeyesBiblio/pdf/16_240316.pdf
- [2] NOM-012-SCFI-1994.- *Medición de flujo de agua en conductos cerrados de sistemas hidráulicos* - Medidores para agua potable fría - Especificaciones.
- [3] PROYECTO de Norma Oficial Mexicana PROY-NOM-012-2-SCFI-2017, Instrumentos de medición-Medidores para agua potable fría y caliente-Parte 2: métodos de prueba.
- [4] IMTA. (2018). *Programa de Indicadores de Gestión de Organismos Operadores*. Final, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México. Recuperado el Mayo de 2019, de http://www.pigoo.gob.mx/Informes/Indicadores2018_2CC2.pdf
- [5] INEGI. (2011). *Panorama censal de los organismos operadores de agua en México. Censos Económicos 2009*. México: Instituto Nacional de Estadística y Geografía. Obtenido de Instituto Nacional de Estadística y Geografía: http://www.inegi.org.mx/est/contenidos/espanol/proyectos/censos/ce2009/pdf/Mono_Orgs_operadores_agua.pdf.
- [6] BANOBRAS, Proyectos del Programa de Modernización de las Áreas Comerciales de Organismos Operadores de Agua.
- [7] NOM-127-SSA1-1994, Salud ambiental, agua para uso y consumo humano-Límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización.

DIAGNÓSTICO, ANÁLISIS Y MEJORA DE LA RED DE AGUA POTABLE DE GUANO (ECUADOR) MEDIANTE SECTORIZACIÓN Y CONTROL DE PRESIONES

F. Javier Martínez-Solano¹, Pedro L. Iglesias-Rey², María Gabriela Zúñiga Rodríguez³,
Vicente S. Fuertes-Miquel⁴

RESUMEN

Se presenta un caso de estudio correspondiente al abastecimiento de agua potable de la cabecera cantonal de Guano, en la provincia de Chimborazo en Ecuador. La red actual fue construida hace más de 50 años y presenta graves problemas de presión, con un 21% de los nudos con presiones por debajo del límite inferior establecido por la normativa (10 m) y un 38% de los nudos con presiones por encima del límite superior (50 m). Se plantea una sectorización de la red con una estrategia de control de presiones y los resultados se evaluarán a través de distintos indicadores de gestión de la red.

Palabras Clave

Abastecimiento, Sectorización, Control de presiones

1. INTRODUCCIÓN

Es innegable la gran importancia que reviste para una población, el contar con un eficiente y adecuado servicio de agua potable, que contribuya al bienestar de la población y desarrollo integral. Dentro del Gobierno autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Guano, la Jefatura de Agua Potable y Alcantarillado es la responsable de proveer los servicios básicos de agua potable y alcantarillado al Cantón.

El sistema de abastecimiento de la ciudad de Guano en la provincia de Chimborazo (Ecuador) cuenta con 4302 abonados, equivalentes a 15616 habitantes. El Instituto Nacional de Estadísticas y Censos de Ecuador categoriza los servicios básicos de agua potable y alcantarillado de la ciudad dentro de un estado “Regular”, especificando que los sistemas han cumplido el periodo de vida útil [1].

La red se encuentra sectorizada en tres zonas diferentes: zona alta, media y baja, y cada una de éstas zonas cuenta con su propio depósito de regulación. El servicio de agua potable en la zona de estudio es continuo, es decir, los habitantes disponen de este servicio las 24 horas del día.

El problema principal que presenta el abastecimiento de agua potable de la ciudad es la variación de presiones (superando límites máximos y mínimos permitidos) que se generan en distintos sectores. Esto produce un malestar a la población debido a que un sistema de agua potable óptimo debe garantizar presiones máximas y mínimas adecuadas a todos los consumidores de la red.

¹ Universidad Politécnica de Valencia, Dep. Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, Camino de Vera, s/n. Valencia (España).
jmsolano@upv.es

² Universidad Politécnica de Valencia

³ Universidad Politécnica de Valencia

⁴ Universidad Politécnica de Valencia

Las presiones altas generan problemas de fugas y roturas tanto en las conexiones interiores de los domicilios como en la red de distribución, mientras que las presiones mínimas causan malestar en los usuarios del sistema, debido a que no se genera un suministro óptimo a la población.

Para paliar en la medida de lo posible esta problemática, se plantea realizar una propuesta alternativa de sectorización de la red que incluya un control de presiones de forma tal que se reduzca el porcentaje de fugas y se eliminen por completo los nudos que incumplen la normativa en lo referente a presiones de suministro.

La sectorización propuesta será evaluada considerando distintos indicadores referidos tanto al suministro de caudales como a las presiones de servicio.

2. METODOLOGÍA

El procedimiento seguido para lograr mejorar la calidad del servicio pasa por realizar el modelo matemático de la red de distribución de agua. Con este modelo se evaluará el funcionamiento actual de la misma, realizando un diagnóstico y proponiendo las mejoras oportunas. Finalmente se realizará una nueva sectorización de la red basada en las conclusiones obtenidas a partir del modelo matemático. La validez de la nueva propuesta de gestión de la red se refrendará utilizando indicadores como el número de nudos que incumplen la normativa local, la mejora en el rendimiento hidráulico de la red o la evolución de diversos indicadores relacionados con la presión de servicio, como el indicador de uniformidad de presiones (o *PU*), propuesto por Al-Hemairi & Shakir [2].

3. RESULTADOS

Los resultados muestran mejoras significativas en todos los indicadores empleados. Destaca la eliminación de los nudos que incumplen las especificaciones de la normativa, una mejora de 4 puntos porcentuales en el rendimiento de la red y un significativo aumento de la uniformidad de presiones.

REFERENCIAS

- [1] INEC, “Indicadores ODS Agua, Saneamiento e Higiene,” *Estadísticas Sociales de Ecuador*, 2018. [Online]. Available: <http://www.ecuadorencifras.gob.ec/indicadores-ods-agua-saneamiento-e-higiene/>.
- [2] H. A. Al-Hemairi and R. H. Shakir, “Minimizing Leakage Rates in Water Distribution Networks through Optimal Valves Settings,” in *World Environmental and Water Resource Congress 2006*, 2006, pp. 1–13.

ANÁLISE DE SENSIBILIDADE ÀS COMPONENTES DO BALANÇO HÍDRICO PARA SUPORTE A UMA MELHOR GESTÃO PERDAS EM SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Dália Loureiro¹, Aisha Mamade², Maria Almeida Silva³, Francisco Arregui⁴, Helena Alegre⁵

INTRODUÇÃO

Apesar da elevada cobertura de serviço e dos elevados padrões de qualidade da água assegurados pelos sistemas de abastecimento de água (SAA) em Portugal, a redução das perdas de água constitui um dos objetivos prioritários dos serviços urbanos de água. O balanço hídrico constitui atualmente um *standard* para avaliar a água entrada, o consumo de água, as perdas de água e apoiar na identificação de medidas de melhoria em termos das perdas aparentes e das perdas reais. Possibilita também o cálculo de um conjunto de indicadores de desempenho que avaliam o impacto das perdas de água na operação dos SAA, na eficiência no uso dos recursos hídricos e na sustentabilidade económico-financeira das entidades gestoras (EG) [2]. No entanto, dado que não existem medições de várias componentes do balanço hídrico, as estimativas destas componentes são muitas vezes obtidas por uma simples proporção da água entrada [3]; as fontes de dados utilizadas não são fiáveis e os métodos de cálculo e pressupostos adotados não são sistemáticos. O facto das perdas reais representarem em muitos casos a maior proporção de água não faturada em termos de volume [1] e da sua ocorrência poder condicionar diretamente o serviço prestado, tem direcionado a prioridade de atuação das EG para o controlo de perdas físicas. No entanto, a gestão de perdas de água (GPA) deve atender também às perdas aparentes, que em termos de custos podem ter um peso bastante significativo para as EG [4]. Para além de ser mais abrangente em termos de perdas de água e de atender à vertente económica, a abordagem para GPA proposta por [5] alinhada com a abordagem para gestão patrimonial de infraestruturas [6], avalia o impacto das perdas noutras dimensões como a eficiência energética, a sustentabilidade infraestrutural e a qualidade do serviço. Este artigo apresenta os resultados da caracterização preliminar para 22 EG de SAA em “baixa”, decorrentes da sua participação no projeto iPerdas (iperdas.lnec.pt). É feita também uma análise sobre a qualidade dos resultados do balanço hídrico, com enfoque na incerteza e identificam-se alguns fatores que podem estar a influenciar a qualidade da medição da água na entrada. É feita também uma análise de sensibilidade ao indicador de perdas aparentes com vista a identificar vias para aferição das suas componentes e à definição de valores de referência que permitam julgar o desempenho.

METODOLOGIA

A gestão de perdas de água (GPA) contempla as fases de diagnóstico, de produção do plano seguidas da sua monitorização e revisão periódica. A caracterização da dimensão do problema, através do cálculo fiável do balanço hídrico, constitui uma etapa inicial crucial no processo de GPA. A

¹ Núcleo de Engenharia Sanitária, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. Do Brasil, Lisboa

² Núcleo de Engenharia Sanitária, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. Do Brasil, Lisboa

³ Núcleo de Engenharia Sanitária, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. Do Brasil, Lisboa. CEMAT, Instituto Superior Técnico, Av. Rovisco Pais, Lisboa

⁴ Universitat Politècnica de València., Camino de Vera s/n, 46022 Valencia, Espanha

⁵ Núcleo de Engenharia Sanitária, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. Do Brasil, Lisboa

metodologia para caracterização preliminar do problema deve compreender, para além da definição da fronteira do sistema e do período de análise; a recolha de dados para cálculo das componentes do balanço hídrico e dos indicadores de desempenho; a especificação de procedimentos para cálculo das componentes, das bandas de incerteza e da fiabilidade dos dados; o cálculo do balanço hídrico, de indicadores de perdas de água e análise da qualidade dos resultados; e a identificação das práticas existentes na EG, dos principais problemas organizacionais, operacionais e infraestruturais relacionados com as perdas de água e das ações imediatas para validação de componentes do balanço hídrico e controlo de perdas de água.

RESULTADOS E CONCLUSÕES

De entre as 24 EG participantes no projeto iPerdas, 22 foram alvo de análise neste artigo. Referem-se a sistemas de distribuição de água “em baixa” (*i.e.*, com atividade retalhista) que representam 20% dos alojamentos com serviço efetivo nos sistemas “em baixa”, a nível nacional. Nesta EG com água não faturada de 28% (mediana), a proporção devida a consumo autorizado não faturado, a perdas aparentes e a perdas reais foi de 12%, 23,8% e 64,2%, respetivamente. Embora a grande maioria do volume de água não faturado seja devido a perdas reais, existem EG em que o problema de água não faturada é de igual dimensão em termos de consumo autorizado não faturado ou maior em termos de perdas aparentes. Relativamente à qualidade das estimativas do volume de água entrado nos sistemas, este artigo evidencia a necessidade de melhorar as práticas de dimensionamento dos medidores de caudais instalados na rede. No que se refere à estimativa das perdas aparentes associadas ao consumo autorizado, os resultados evidenciam o benefício da utilização de metodologias estruturadas para estimativa dos erros de medição e indicam vias para aferição e controlo das componentes desta componente. A análise de sensibilidade ao indicador de perdas aparentes permitiu um maior ganho de sensibilidade sobre os fatores que o influenciam, assim como estabelecer valores de referência que permitam julgar o seu desempenho. Para uma maior confiança sobre o valor de cada componente, o estudo demonstra também a importância a análise das respetivas bandas de incerteza resultantes do cálculo da propagação de incerteza.

REFERÊNCIAS

- [1] ERSAR, Relatório anual dos Serviços de Águas e Resíduos em Portugal (RASARP 2018), Volume I - caracterização do setor. 2018, ISBN 978-989-8360-36-6, ERSAR, Lisboa, 2018.
- [2] H. Alegre et al., Performance Indicators for Water Supply Services, 3.^a edição, ISBN 9781780406336, Londres, IWA Publishing, 2016.
- [3] P. Vieira, D. Loureiro, A. Mamade, C. Jorge, and H. Alegre, “Procedimentos de boas práticas e resultados de desempenho na realização de balanços hídricos,” in 13.^o Congresso da água, 2016.
- [4] M. Vermersch, F. Carteado, A. Rizzo, E. Johnson, F. Arregui, and A. Lambert, “Guidance Notes on Apparent Losses and Water Loss Reduction Planning,” no. September, pp. 1–77, 2016.
- [5] D. Loureiro, H. Alegre, M. S. Silva, R. Ribeiro, A. Mamade, and A. Poças, “Implementing tactical plans to improve water-energy loss management,” *Water Sci. Technol. Water Supply*, vol. 17, no. 2, 2017.
- [6] H. Alegre and D. Covas, “Gestão patrimonial de infra-estruturas de abastecimento de água. Uma abordagem centrada na reabilitação,” *Guia técnicos n° 22*, ERSAR, Lisboa, 2010.

GESTÃO EFICIENTE DE INVESTIMENTOS PARA MANUTENÇÃO DE ÍNDICE DE PERDAS DE ÁGUA

Mário Augusto Baggio¹, Jairo Tardelli Filho², Raquel Rabelo Akagi³, Moacir Muniz Pereira Junior⁴

RESUMO

O controle de perdas reais e aparentes em sistemas de abastecimento, caracteriza uma das ações contínuas mais importantes das companhias de saneamento. Entretanto, no planejamento da empresa devem também serem considerados os custos efetivos para manter determinado índice e assim evitar o crescimento natural destas perdas. Frente a isso, esse trabalho apresenta uma abordagem de gerenciamento de investimentos em perdas, baseado no cálculo do CAPEX, e OPEX, a ser aplicado para a manutenção do índice de perdas, em empresas modelo (*Reference Company Framework*) de abastecimento e com diferentes índices de água não faturada (IANF).

Palavras-Chave

Abastecimento de água, CAPEX, OPEX

1. INTRODUÇÃO

Como todo serviço, o abastecimento de água tem seus custos e necessidades de recursos para viabilizar as implantações, operações e manutenções no decorrer do tempo. O controle de perdas reais e aparentes em sistemas de abastecimento, caracteriza uma das ações contínuas mais importantes das companhias de saneamento para garantir sua sustentabilidade, visto que ninguém é obrigado a pagar pelo desperdício de recursos, causados pela má gestão da companhia responsável [1].

Em busca da eficiência e melhoria da qualidade do serviço prestado, as empresas de saneamento têm estruturado e implementado planos e ações para o controle das perdas de água, com a determinação de indicadores de desempenho e metas a serem alcançadas, no entanto para avaliar o impacto da engenharia nas operações e estratégias das organizações industriais também é necessário ter foco na eficácia da otimização dos ativos [2]. Assim sendo, no planejamento da empresa devem também serem considerados os custos efetivos para manter determinado índice e assim evitar o crescimento natural destas perdas [3]. Frente a isso, esse trabalho apresenta uma abordagem de gerenciamento de investimentos em perdas, baseado no cálculo do CAPEX⁵ [4], e OPEX⁶ [5], a ser aplicado para a

¹ WaterDB Soluções em Saneamento, Rua Quintino Bocaiuva, Riberão Preto, Brasil

² WaterDB Soluções em Saneamento, Rua Quintino Bocaiuva, Riberão Preto, Brasil

³ Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, Av. Costa e Silva, Campo Grande, Brasil. raquelakagi@gmail.com

⁴ Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, Av. Costa e Silva, Campo Grande, Brasil

⁵ CAPEX é a sigla da expressão inglesa *Capital Expenditure* e que designa o montante de dinheiro despendido na aquisição de bens de capital de uma determinada empresa [4].

⁶ OPEX é uma sigla derivada da expressão *Operational Expenditure*, que significa o capital utilizado para manter ou melhorar os bens físicos de uma empresa, tais como equipamentos, propriedades e imóveis. As despesas operacionais são os preços contínuos para dirigir um produto, o negócio, ou o sistema [5].

manutenção do índice de perdas, em empresas modelo (*Reference Company Framework*) de abastecimento e com diferentes índices de água não faturada (IANF) [6].

O objetivo desse trabalho é apresentar uma metodologia para o cálculo de CAPEX e OPEX considerando uma empresa modelo com diferentes índices de água não faturada (IANF) e levando em consideração:

- Empresa Modelo define-se como a empresa" de competição "ou que" simula competir "com a empresa real. Com esta Empresa Modelo, se constrói toda a base estrutural para análise tarifária para a dos custos dos serviços prestados. Assim, a empresa modelo adota: tecnologias para operações eficientes, macromedições, distritos de monitoramento e controle, válvulas redutoras de pressão, gestão de grandes consumidores e controle ativo de vazamentos, fraudes e clandestinas.
- As necessidades da empresa, em termos de gestão e ações diretas para o controle das perdas reais e aparentes, para manter índices de água não faturada (IANF) de 15%, 20%, 25%, 30% e 35%.
- Estimativas de custos operacionais e de investimentos (OPEX e CAPEX) necessários para manter os índices de água não faturada (IANF).
- A avaliação do crescimento natural das perdas considerando o cenário “*do nothing*”

O trabalho apresentado é resultado de um estudo de caso aplicado a uma determinada empresa de saneamento sendo passível de aplicação a qualquer outra empresa ou sistema.

2. METODOLOGIA

O levantamento das necessidades da empresa para o controle das perdas de água foi elaborado a partir das seguintes etapas:

- Levantamento das principais ações e subações para o controle de perdas de água relacionadas à gestão estratégica (formação de liderança, conhecimento técnico e métodos) e à gestão operacional (medidas de estruturação).
- Levantamento das principais ações e subações para o controle das perdas reais e aparentes; as ações consideradas são compatíveis e seguem a estrutura das ações recomendadas pelo Grupo de Trabalho sobre Perdas de Água da IWA, conhecidas mundialmente, que, em resumo, considera que o volume de perdas reais e aparentes pode ser significativamente reduzido através da implementação das quatro ações apresentadas na Figura 1
- Levantamento das características gerais da empresa modelo e de suas unidades, como por exemplo, extensão da rede, conexões, número de macromedidores, número de VRRP's, número de DMC's, etc.;
- Levantamento de custos de equipamentos, mão de obra, tecnologias e serviços;
- Escalonamento das necessidades da empresa segundo o índice IANF;
- Estimativa de CAPEX e OPEX;
- Quantificação do crescimento natural das perdas aparentes e reais no cenário "*do nothing*".

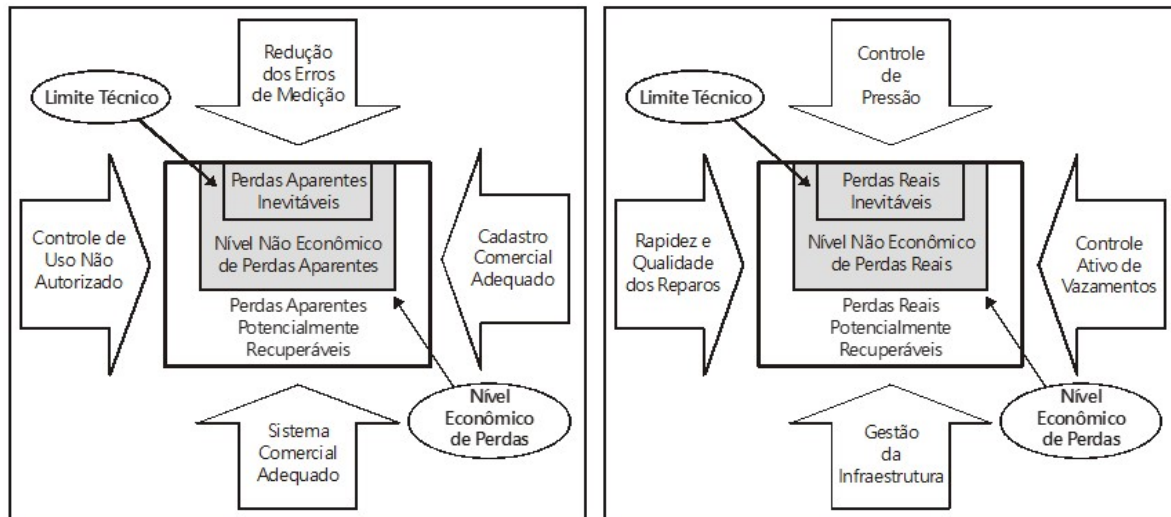


Figura 1. (a) Cruz de Lambert para o controle de perdas reais. (b) Cruz de controle de perdas aparentes

A variação anual das perdas reais e aparente será equivalente ao crescimento natural das perdas, baseado no Quadro 1 (perdas reais) e na Figura 2 (perdas aparentes - medição de micrômetros); as ações a serem executadas devem anular esse crescimento, a fim de manter o nível de perdas estabelecido.

Quadro 1. Taxa do crescimento natural dos vazamentos [7]

Categoria	Crescimento Natural das fugas (L/conexão.dia/ano)	
	Faixa	Valor acrescentado
Muito baixo	<20	15
Baixo	20 – 40	30
Moderado	40 – 80	60
Alto	80 – 160	120
Muito alto	> 160	

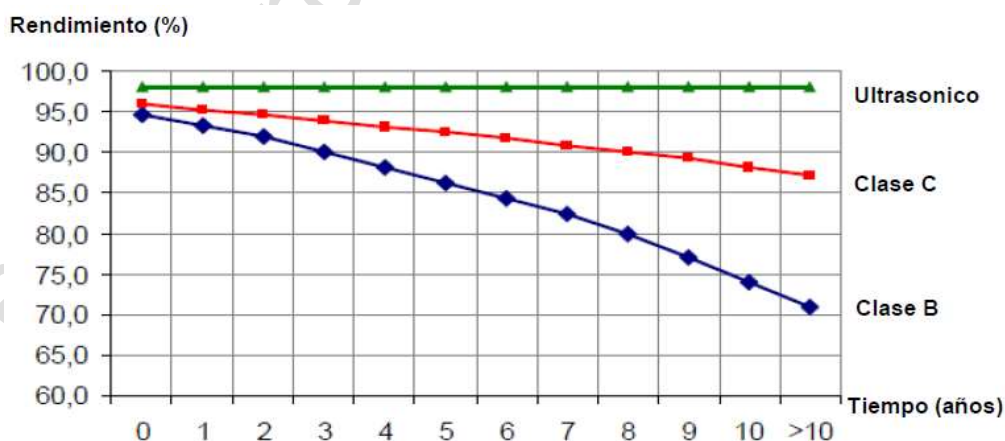


Figura 2. Curvas de decaimento da qualidade da medição [8]

Essa proposta metodológica tem como princípio básico o fato de que o crescimento natural das perdas está fortemente associado à qualidade da infraestrutura física e operacional [9], além de outros fatores organizacionais; quanto melhor a infraestrutura, menor a taxa de crescimento natural das perdas [10].

3.2 AÇÕES E SUBAÇÕES PARA O CONTROLE DAS PERDAS DE ÁGUA

As principais ações e subações de gestão e para o controle das perdas reais e aparentes foram resumidas conforme apresentado nos Quadros 2 a 5.

Quadro 2. Ações e subações para o controle das perdas aparentes

Ações	Subações
Gestão da micromedição (HDs)	Substituição/manutenção periódica de HDs
Combate a fraudes e ligações clandestinas	Campanhas periódicas de detecção

Quadro 3. Ações e subações de gestão estratégica para o controle das perdas reais e aparentes

Ações	Subações
Conhecimento Técnico	Capacitação de liderados
	Desenvolvimento Gerencial
Liderança	Serviço de Consultorias para Implantação do Modelo de Excelência da Gestão.
Sistema de Gestão ISO	Serviço de Consultorias para Implantação
Controle Estatístico de Volumes de Macro e Micromedido (método MASP)	Serviço de Consultorias para Implantação
Plano de Operação do Sistema de Abastecimento de Água	Serviço de Consultorias para Implantação, Avaliação, Desenvolvimento e avaliação da eficácia
Plano de Contingência do Sistema de Abastecimento de Água	Serviço de Consultorias para Implantação, Avaliação, Desenvolvimento e avaliação da eficácia

Quadro 4. Ações e subações para o controle das perdas reais

Ações	Subações
Gestão da Pressão	Manutenção de VRPs
	Otimização do sistema de bombeamento/inversores (operação e manutenção)
	Análise/Avaliação dos resultados da gestão de pressão.
Controle ativo de vazamentos	Ações proativas (continuidade das rotinas de pesquisas)
Gestão da Infraestrutura	Reabilitação de redes
	Reabilitação de ramais

Quadro 5. Ações e subações de gestão operacional para o controle das perdas reais e aparentes

Ações	Subações
Atualização do cadastro técnico e comercial	Atualização de bases geográficas, cadastro <i>as built</i> , cadastro de consumidores, sistema georreferenciado
Controle da qualidade de materiais e equipamentos	Serviço de Consultoria para implantação e controle da qualidade
Melhoria de critérios de projetos e obras	Serviço de Consultoria para projetos e obras
Setorização (melhorias)	Melhorias dos subsetores e DMCs
Macromedição	Substituição periódica de macromedidores
	Manutenção/calibração periódica de macromedidores
	Manutenção de medidores de pressão e nível
Levantamento de perfil de consumo de segmentos alvo	Serviço de Consultoria para levantamento de perfil de consumo
Tecnologia Aplicada	Plataforma de TI para gestão de perdas reais
	Centro de controle SCADA
	Tecnologia para grandes consumidores
	Ferramenta de BI

3.3 CARACTERÍSTICAS GERAIS DA EMPRESA MODELO E DE SUAS UNIDADES

As informações gerais (quantitativos) da empresa utilizadas na construção do modelo foram:

- Extensão de rede
- Número de ligações
- Número de medidores na produção
- Número estações de bombeamento
- Número de válvulas de nível
- Número de grandes consumidores
- Número de DMCs
- Número de VRPs (com e sem controlador)
- Número de funcionários (processos principais) – líderes
- Número de funcionários (processos principais) - liderados

3.4 CUSTOS

O custo relacionado a cada variável adotada no modelo deve representar a realidade da companhia de saneamento, portanto os valores apresentados aqui são apenas referências baseadas em histórico de gastos e experiência de engenheiros de uma empresa específica. A aplicabilidade do método deve

então contar com *know how* prévio do usuário em alimentá-la. As variáveis de custo adotadas no modelo foram:

- Treinamentos (\$/hora)
 - Capacitação de liderados - \$10,00
 - Desenvolvimento da gerência - \$25,00
- Mão de Obra (\$/ano)
 - Suporte Técnico para CCO / SCADA - \$18,96
 - Técnico / Analista de Dados - \$15,78
- Consultorias (\$/50000 ligações) - \$5.0000,00
- Equipamentos (\$/unidade)
 - Macromedidor - \$3,987
 - Válvula Redutora de Pressão - \$15,395
 - Hidrômetros - \$27,00
- Tecnologia
 - Sistema de Controle Operacional -SCADA (manutenção) (\$/ano/ponto) - \$600,00
 - Plataforma de TI para a gestão de perdas reais (\$/ano) - \$380.000,00
 - Dispositivos inteligentes (bombas e válvulas) (\$/ano/ponto) - \$600,00
 - Gestão de grandes consumidores (manutenção) (\$/ano/ponto) - \$360,00
 - Ferramenta de BI (\$/ano) - \$1.500,00
- Manutenção e Reabilitação de Redes e Ramais
 - Conserto/reparo em redes (\$/conserto) - \$45,00
 - Conserto/reparo de ramais (\$/conserto) - \$16,50
 - Reabilitação de rede (\$/km) - \$39,475
 - Substituição de ramal (\$/ramal) - \$58,00
 - Manutenção de Macromedidor (\$/unidade) - \$600,00
 - Manutenção de VRP sem controlador (\$/unidade) - \$300,00
 - Manutenção de válvulas de nível (\$/unidade) - \$250,00
- Detecção de Vazamentos, Fraudes e Clandestinas
 - Detecção de vazamentos (\$/km) - \$1.200,00
 - Detecção de fraudes (\$/ligação) - \$27,00
 - Detecção de ligações clandestinas (\$/ligação) - \$27,00
- Outros
 - Melhorias na setorização (\$/km/ano) - \$50,00
 - Controle de Pressão (\$/km/ano) - \$180,00

3.5 PREMISSAS SEGUNDO O ÍNDICE DE ÁGUA NÃO FATURADA

As necessidades de uma empresa para manter sua taxa de perda estão diretamente relacionadas ao seu índice atual [11]. Nesta seção apresenta-se um exemplo das variáveis quantitativas adotadas para as ações e subações para a manutenção de perdas de acordo com o índice de água não faturado (IANF).

O Quadro 6 apresenta como exemplo o escalonamento determinado para as ações de Capacitação. O mesmo escalonamento foi realizado para todas as ações e subações apresentadas no item 2.1. A definição dos quantitativos baseou-se na lógica proposta e detalhada no Quadro 1 e Figura 2.

Quadro 6. Escalonamento da capacitação segundo o IANF

Descrição	Unidade	IANF				
		15%	20%	25%	30%	35%
Capacitação	Horas aula/empregado/ano	100	80	60	50	40
Desenvolvimento gerencial	Horas aula/empregado/ano	200	160	120	100	80

3. RESULTADOS

Por meio das premissas apresentadas, a relação de CAPEX e OPEX foram estruturadas para cada ação de controle de perdas reais e aparentes. O Quadro 7 apresenta um exemplo da estrutura de cálculo aplicada para as intervenções de controle de perdas reais.

Quadro 7 - Modelo das intervenções e da estrutura de cálculo de CAPEX e OPEX para o controle das perdas reais

Ações	Subações	Descrição	Unidade	Classificação
Gestão da pressão	VRPs – Manutenção	Nº total de VRP sem controlador	Un.	OPEX
	Otimização do sistema de bombeamento/ inversores	Nº total de VRP com controlador	Un.	OPEX
	Análises dos resultados da gestão das pressões	Técnico/Analista de Dados	Un.	OPEX
Controle ativo de fugas	Ações proativas (continuidade das rotinas de investigação das perdas)	Busca de campo	km/ano	OPEX
		Reparos na rede	Perdas na rede/ano	OPEX
		Reparos na ligação	Perdas na ligação /ano	OPEX
Gestão da infraestrutura	Reabilitação de tubulação		Km/ano	CAPEX
	Substituição de ligações		Ligações/ano	CAPEX

Com a aplicação dos mesmos parâmetros de custos e dados do sistema para diferentes índices ANF (20%, 25%, 30 e 35%), considerando os escalonamentos pré-determinados (item 2.1.3) foi possível obter os valores de CAPEX e OPEX e as curvas de regressão resultantes apresentadas nas Figuras 3 e 4.

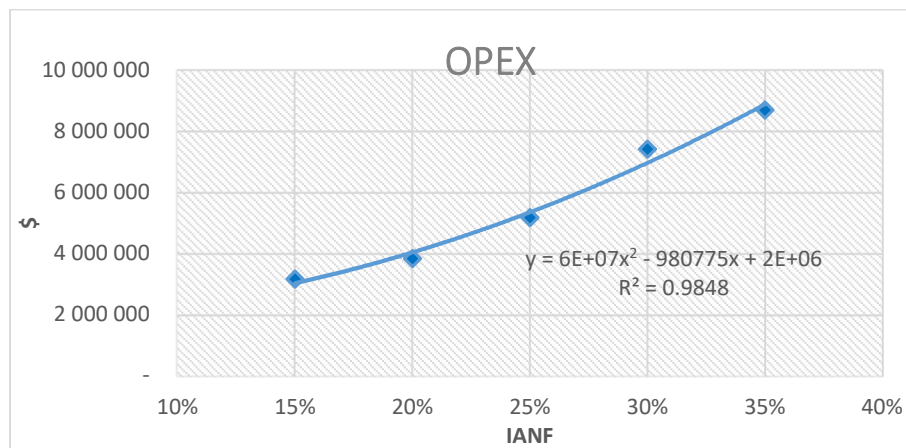


Figura 3. Curva de OPEX segundo o IANF

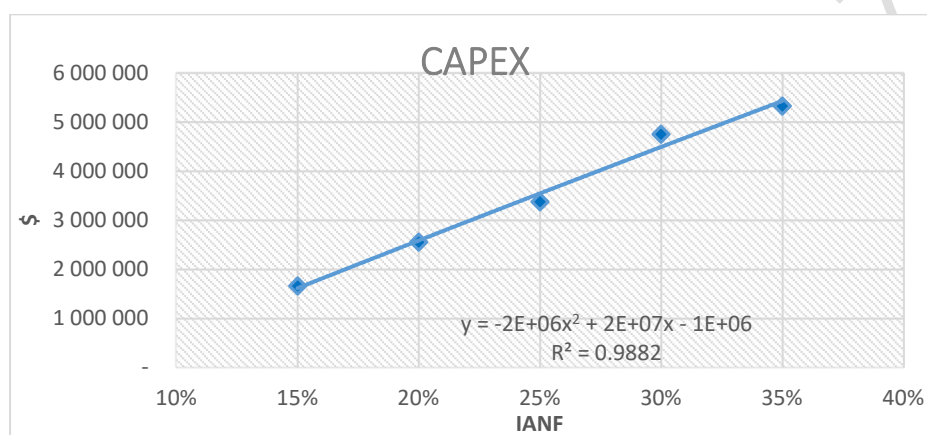


Figura 4. Curva de CAPEX segundo o IANF

4. CONCLUSÕES

O delineamento de ações de controle de perdas de água a curto, médio e longo prazo, é fundamental para as empresas de saneamento. Entretanto, qualquer empresa que atinja os objetivos desejáveis para perdas de água deve continuar com as ações de controle, com o objetivo de eliminar o fenômeno do crescimento natural das perdas. Assim, é de grande importância que os custos operacionais e de investimentos, aplicados à esta finalidade, também sejam considerados nos planos de investimentos da empresa. O modelo elaborado apresentou resultados aderentes com a situação de empresas reais e mostrou-se aplicável para diferentes empresas e/ou sistemas.

REFERÊNCIAS

- [1] R. Abranches, “Reabilitação de redes de distribuição de água para abastecimento público - Avaliação e Controle”, Centro Estadual de Educação Tecnológica Paula Souza, São Paulo, 2009.
- [2] J. C. Martins, “O Papel da Engenharia na Gestão de Ativos de uma Unidade Industrial”, Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, 2015.
- [3] J. Tardelli Filho, “Crescimento Natural das Perdas - Estudo de Caso: Região metropolitana de São Paulo”, in *Rio Water Week*, 2018.
- [4] CAPEX, *Wikipédia* <https://pt.wikipedia.org/w/index.php?title=CAPEX&oldid=53325092>, out-2018.
- [5] OPEX, *Wikipédia*, <https://pt.wikipedia.org/w/index.php?title=OPEX&oldid=49435713>, jul-2017.

- [6] H.Alegre, R.Matos, E.B.Neves, A.Cardoso,P.Duarte, Guia de avaliação da qualidade dos serviços de águas e resíduos prestados aos utilizadores. 2ª geração do sistema de avaliação, 2º ed. Lisboa, 2013.
- [7] A.O. Lambert, M. Fantozzi, “Recent advances in calculating economic intervention frequency for active leakage control, and implications for calculation of economic leakage levels”, *IWA Intern.Conf. on Water Economics, Statistics and Finance*, 2005.
- [8] M. D. Deprexe, “Macro e Micromedição – A visão do Operador”, in *IV Seminário de gestão e controle de perdas de água*, 2017.
- [9] D.S. Melato,G.A. Carvalho, “A Troca Preventiva de Ramais de Água como Redução de Perdas Reais”, *24º Congr. Brasileiro de Eng. Sanitária e Ambiental*, 2007.
- [10] J. Thornton, “Entendendo a Taxa Natural de Crescimento de Vazamentos”, in *Rio Water Week*, 2018.
- [11] V. Kanakoudis e K. Gonelas, “Estimating the Economic Leakage Level in a water distribution system”, in *9th World Congress, EWRA 2015 “Water Resources Management in a Changing World: Challenges and Opportunities”*, 2015.

Versão Provisória 2019-07-16

VAZAMENTOS EM SISTEMAS DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA: INVESTIGAÇÃO E IMPACTOS NOS PARÂMETROS HIDRÁULICOS

Robervan Alves de Araujo¹, Carlos Nobuyoshi Ide²,
Fábio Veríssimo Gonçalves³

RESUMO

A água é um recurso natural essencial para a vida, mas que se apresenta com um recurso finito. Entretanto, a população mundial continua se elevando sendo cada vez mais requisitado otimizar a gestão desse recurso. Nos sistemas de distribuição de água há presença de vazamentos, zonas de baixa ou elevada pressão, elevadas perdas de carga, fornecimento intermitente de água. Portanto, há necessidade de redução das perdas reais de água através de vazamentos, assim contribuindo para melhor qualidade e segurança da água, bem como preservação deste recurso natural. Portanto, o objetivo desse trabalho é um estudo experimental com enfoque em vazamentos em redes de distribuição de água em escala real e seus impactos sobre parâmetros hidráulicos. Deste modo, medidas diretas de pressão, massa do vazamento e tempo foram coletadas de uma bancada experimental para análise. Conclui-se que o regime de escoamento (Re) do vazamento interfere diretamente nos valores de vazão do vazamento, velocidade, C_d e N_1 . Sendo que os fatores devem ser analisados em conjunto para que haja diagnóstico de um vazamento.

Palavras-Chave

Vazamentos hidráulicos, Sistema de Abastecimento de água, Experimentos em laboratório.

1. INTRODUÇÃO

Com o grande debate internacional à respeito da sustentabilidade, eficiência econômica e preservação do meio ambiente, varias metodologias estão sendo empregadas em busca por mitigar as perdas reais de água nas redes de distribuição (gerenciamento de pressão; controle ativo dos vazamentos; treinamento de reparos; seleção, instalação, manutenção, renovação das tubulações) [1].

Somado ao exposto, a disponibilidade e gestão sustentável da água é um dos objetivos da Agenda 2030 da Organizações das Nações Unidas (ONU) que visa assegurar o acesso universal e equitativo a água potável e saneamento até 2030 à todos [2]. Portanto, contribuí para que haja melhor aproveitamento desse recurso natural a fim de mitigar tais perdas. Entretanto, sabe-se que ao longo dessa estrutura de transporte há ocorrências de vazamentos, zonas de baixa ou de elevada pressão, elevadas perdas de carga, fornecimento intermitente de água, dentre outros. Tais situações são causados por excessos de pressão, falta de gerenciamento, cavitação, deslizamento do solo, dentre outras causas.

A qualidade da água em um sistema de distribuição pode ser alterada com a intrusão de contaminantes através de orifícios. Assim, em um sistema intermitente há duas situações operacionais, com e sem

¹ IFMS, Rua José Tadao Arima, 222, Bairro Ycarai, CEP: 79200-000, Aquidauana, MS, Brasil. robervan.araujo@ifms.edu.br

² UFMS, Av. Costa e Silva, s/nº, Bairro Universitário, CEP: 79070-900, Campo Grande, MS, Brasil. carlos.ide@ufms.edu.br

³ UFMS, Av. Costa e Silva, s/nº, Bairro Universitário, CEP: 79070-900, Campo Grande, MS, Brasil. fabio.goncalves@ufms.br

abastecimento. A primeira propicia o aumento de saturação da região do vazamento. No segundo caso, a pressão baixa ou negativa, permite a entrada de contaminantes. Portanto, o vazamento em um sistema de distribuição intermitente pode contaminar o sistema de distribuição de água e causar infecções e até a morte [3, 4, 5].

A quantificação das perdas de água permite a análise de fatores que são importantes indicadores de qualidade e segurança em redes de abastecimento [6]. Observam-se índices de perdas no continente Europeu (14,25%)¹ e América do Norte (15%), acompanhados de elevados índices na África (39%), América Latina e Caribe (42%) e Ásia (42%) [7]. Em relação aos países: Alemanha (6,5%) e Holanda (7%) apresentam menores índices; Áustria (11%), Inglaterra e País de Gales (15,5%), França (20,9%), Polônia (24,6%) [6], Estados Unidos (16%) [8] e Japão com aproximadamente 10%, esses apresentam índices moderados; e o Brasil (38,3%) apresenta índices elevados [9]. Portanto, há necessidade de redução das perdas de água, assim contribuindo para melhor qualidade e segurança da água, bem como preservação desse recurso natural.

Apesar das políticas e metodologias contidas no gerenciamento de vazamento com o objetivo de minimizar as perdas reais nos sistemas de distribuição, os vazamentos continuam sendo representativos [10]. Portanto, a questão requer estudos e discussão para fomentar um melhor entendimento sobre os vazamentos e assim minimizá-los.

Ademais, pesquisas vem apresentando resultados diferentes entre os modelos de cálculo e aferições em laboratório para vazamentos, provocando debates a respeito do comportamento do fluido na região do vazamento e também quanto ao comportamento do material da tubulação [4, 11, 12, 13, 14, 15].

Assim, este trabalho propõe um estudo experimental com enfoque nos vazamentos em redes de distribuição de água em tubulações de policloreto de vinila (PVC), sendo que esse material evidencia comportamento complexo na ocorrência de vazamento. Ademais, o material da tubulação foi escolhido devida a ampla aplicação das redes de distribuição de água no Brasil: 22% da rede da Companhia de Saneamento Básico do Estado de São Paulo (SABESP), 51,94% em Águas de Limeira [16]. Consequentemente, auxiliando para melhor compreensão dos vazamentos hidráulicos frente as metodologias de cálculo (Equação do Orifício) e estudo experimental.

1.1. DIMENSIONAMENTO DA VAZÃO DE ORIFÍCIOS

No passado, os vazamentos em sistema de distribuição de água eram considerados insensíveis à pressão [15]. Dessa forma, foi desenvolvida à partir do princípio de conservação de energia a equação do orifício, Eq. (1), e estabelecendo que a vazão pelo vazamento (Q) deve ser proporcional a raiz quadrada da pressão (h) sobre a geratriz da tubulação, descrita por:

$$Q = C_d \cdot a \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (1)$$

Onde C_d é o coeficiente de descarga, a área do orifício (ou do vazamento) e g aceleração da gravidade. Todavia, resultados de pesquisas em campo e laboratório vem apontando que a equação do orifício frequentemente não condiz com os resultados de vazamentos reais, apontando a pressão (h) como grande fator de influência na vazão de vazamentos [17, 18].

As divergências nos estudos também indicam que os valores do coeficiente de descarga são sensíveis à estabilidade do fluxo do fluido, assim apresentando valores não constantes para o coeficiente de descarga [18]. Assim, a International Water Association adotou a equação geral, Eq (2), como metodologia de estimativa de vazão para vazamentos, tornando-se amplamente utilizada, onde, Q =

¹ Média calculada a partir de dados da German Association of Energy and Water Industries [3].

vazão de descarga, C = coeficiente de vazamento e N = expoente de vazamento e h = pressão no sistema.

$$Q = Ch^N \quad (2)$$

Entretanto, o coeficiente de vazamento e expoente de vazamento não são constantes quando há variação de pressão, comparado com o valor apresentado em referência de literatura, que é 0,5 [11, 12, 18]. Portanto, os estudos baseados apenas na equação geral, desconsiderando a variação de pressão na tubulação e por consequência no vazamento, possivelmente devem ser revistos.

Não obstante, resultados de experimentos e numéricos indicam que as áreas de vazamento apresentam tendência de se expandir e contrair com a variação de pressão, variando de comportamento de acordo com o material da tubulação [4, 12, 13, 17, 18, 19].

Somado ao exposto, essas constatações vão de encontro a equação FAVAD - *Fixed area and Variable area Discharge* [20, 21], Eq (3), que considera a variação da área do orifício no seu desenvolvimento, onde A_0 é a área inicial do vazamento, h pressão, m inclinação da linha que relaciona pressão x área de orifício de vazamento (longitudinal, circunferencial ou circular).

$$Q = Cd \sqrt{2 \cdot g} (A_0 h^{0.5} + mh^{1.5}) \quad (3)$$

1.2. COEFICIENTE DE DESCARGA - Cd

O coeficiente de descarga (Cd) representa a relação entre as características de contração e velocidade de um fluido. Tradicionalmente, muitas análises de vazamento em sistema de distribuição de água considerando a equação do orifício foram realizadas e a equação foi simplificada para vazamentos redondos para tubos abertos à atmosfera [12, 13, 14, 15]. Desta forma, a interpretação dos resultados numéricos pode necessitar de investigação aprofundada para melhor compreensão.

Em várias situações o Cd apresenta grande dependência do número de Reynolds, propriedades de área (área do orifício e material), dentre outras [22]. Desta forma, pesquisadores visando otimizar os cálculos, estabelecerem valor de Cd de 0,6, uma vez que o fluido se encontra com características de regime de fluxo turbulento ($Re > 10^5$) e estabilizado [23, 24]. Entretanto, foram obtidos resultados em laboratório diferentes de 0,6, correspondendo a valores superiores na grande maioria dos testes e em pequenas situações inferiores [11, 19].

2. METODOLOGIA

Como processo metodológico serão apresentadas: as etapas do estudo bibliográfico e coleta de dados para mensurar o comportamento do vazamento através de experimento.

2.1. ESTUDO BIBLIOGRÁFICO

O estudo de vazamentos vem sendo retomado devido a divergências entre dados da literatura (teorias clássicas para cálculo de volume de vazamento) com dados experimentais computacionais e em laboratório. Desta forma, é necessário que estudos sejam realizados para confirmar ou não as divergências e assim fomentar a pesquisa por novas metodologias que apresentem resultados acurados em relação à realidade dos vazamentos hidráulicos.

Diante disso, foi realizada revisão de literatura exaustivamente para definir os parâmetros mais relevantes para o estudo de vazão de vazamentos. Por conseguinte, foi observado que o autor Jakobus

van Zyl¹ apresenta grande publicação na área de estudo, sendo que suas pesquisas foram utilizadas como referencial teórico de grande relevância nessa pesquisa.

2.2. EXPERIMENTO EM LABORATÓRIO

Foi elaborado experimento com as condições de um sistema em escala real levando em consideração um sistema similar ao desenvolvido por Zyl [11], um sistema fechado (fluxo não contínuo de água). Desta forma, foi construído no Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica para Saneamento da Universidade Federal de Mato Grosso do Sul (LENHS-UFMS) um sistema conforme esquema apresentado na Figura 1.

Para avaliar o comportamento do vazamento hidráulico, o sistema foi ligado à um conjunto motor-bomba de 15 cv e rede principal de PVC DN 32mm, cujo orifício circular foi realizado. Os orifícios circulares apresentavam diâmetro de 1/16" (1,587mm), 3/32"(2,381mm) e 3/16" (4,762mm). A variação de pressão foi de 8-38mca, com 7 intervalos de em média 5mca e para cada pressão aferidos 6 valores, totalizando 126 experimentos.

O ensaio foi iniciado com a entrada de água (direita), Figura 1, com ambas válvulas abertas, sendo que a segunda (próxima a saída), responsável pela repelência do ar era fechada após o sistema estar estorvado. Os sensores de pressão eletrônicos foram alocados a montante e jusante do orifício, sendo que esses apresentam range de 0-200mca e FS: 0,1%. Para os valores da variação de massa do volume de vazamento foi utilizada balança eletrônica de 0-2.200g de range com e=1mg para os dois orifícios menores e balança com e=1mg, com range de 0-10.000g para o orifício maior.

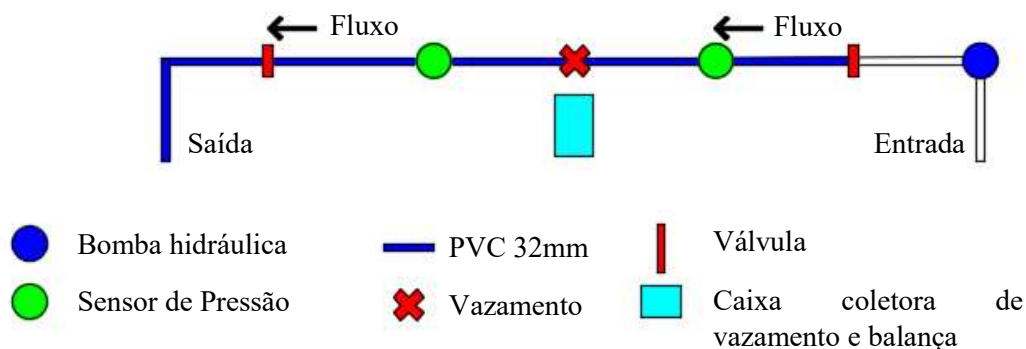


Figura 21. Representação do experimento

Medidas diretas de pressão (mca) do sistema, variação de massa (g) do volume de vazamento e variação do tempo do vazamento foram coletadas através de fotografias e gravações em vídeo, respectivamente, ambos com horários sincronizados. Os vídeos do experimento foram gravados durante 10 segundos após estabilização do vazamento e observados à velocidade de 0,125x (8x mais lento), através do software MovieMaker (versão 16.4.3508.0205). Para a composição dos dados de variação de tempo (s) e massa (g), foram considerados intervalos de 5 segundos dentro do intervalo de 10 segundos.

A partir dos dados coletados foi calculado a variação do tempo de cada experimento (s), variação da massa de água (g) e vazão de vazamento (L/s), sendo que este último foi necessário obter a massa

¹ Jakobus Ernst van Zyl é professor no Departamento de Engenharia Civil, na Universidade de Cape Town na África do Sul.

específica da água através de pipeta graduada de 10 ml e balança analítica de alta precisão e $e=0,1\text{mg}$ e considerado o valor da pressão à montante.

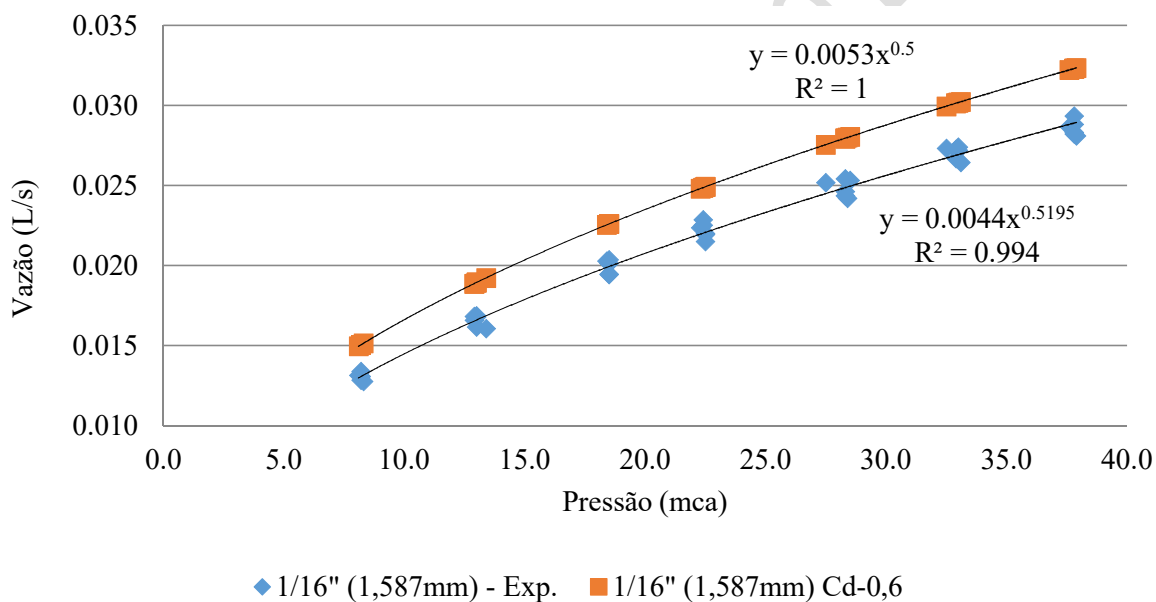
Os valores teóricos de cálculo foram obtidos a partir da equação do orifício para cada experimento com valor de C_d de 0,6 e gravidade de $9,7848\text{ m/s}^2$. Essa foi obtida através de experimento em conjunto com o Laboratório de Geomática/UFMS, a partir de coordenadas geográficas (latitude, longitude e altitude) de 3 pontos próximos ao laboratório.

3. RESULTADOS

O vazamento hidráulico é frequentemente calculado a partir da equação do orifício, Eq. 1, sendo utilizado o C_d de 0,6 referente ao fluxo turbulento. Entretanto, nem todos os vazamentos podem ser descritos com um único valor do coeficiente de descarga [23]. Desta forma, o experimento apresenta diferentes resultados quando comparados com a literatura teórica e experimental.

3.1. VOLUME DE VAZAMENTO E PRESSÃO

A relação entre vazão do vazamento e pressão para os diâmetros de orifícios aferidos e estimados de vazões calculadas a partir da equação do orifício, Eq. 1, utilizando C_d de 0,6 (parâmetro referenciado pela bibliografia) são apresentados através das Figuras 2, 3 e 4.



◆ 1/16" (1,587mm) - Exp. ■ 1/16" (1,587mm) Cd-0,6
 Figura 2. Vazão de vazamento vs. pressão para orifício 1,587mm

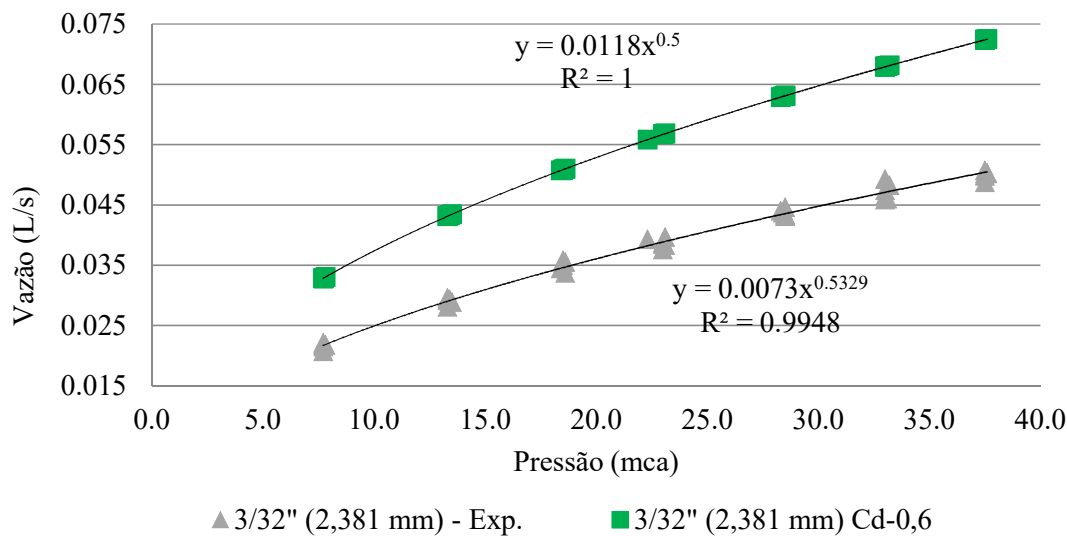


Figura 3. Vazão de vazamento vs. pressão para orifício 2,381mm

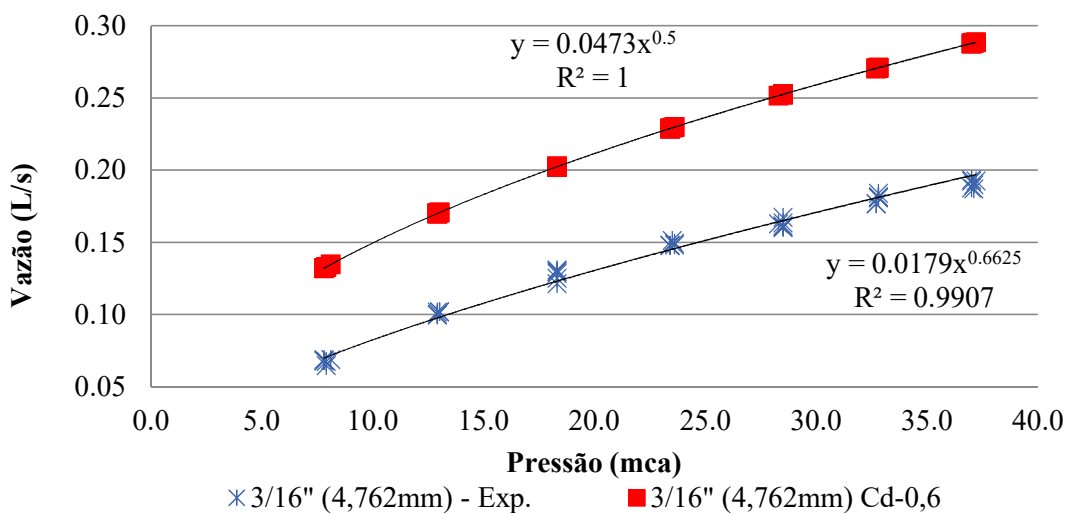


Figura 4. Vazão de vazamento vs. pressão para orifício 4,762mm

Esses resultados, Figura 2,3 e 4, demonstram que em elevadas pressões há maior variação da vazão entre os valores aferidos no experimento e os calculados à partir da equação do orifício (Eq. 1) que em pressões menores, demonstrando que possivelmente há um aumento da área de vazamento durante o decorrer do experimento, pois caso contrário haveria uma curva linear e não potencial [4, 11, 12, 13, 17, 18, 19]. Pelos mesmos dados, pode-se observar também que para diferentes tipos de diâmetro de vazamento há um padrão de comportamento, onde tendem a ser mais próximas as curvas em pressões menores e mais distantes em pressões maiores.

Os resultados oriundos da equação do orifício (Eq. 1) dos três grupos analisados (Fig. 2, 3 e 4) apresentam superestimativa da vazão do vazamento para Cd de 0,6. Também, observa-se que os valores de N1 da equação geral (Eq. 2), para os mesmos experimentos, apresentam valores superiores à 0,5 (0,5195; 0,5329 e 0,6625). Portanto, os coeficientes Cd e N1 devem ser analisados em conjunto a outros fatores.

Quando comparado os valores da vazão do vazamento do experimento com dados da literatura, Figura 5, cujo experimento da literatura apresenta dimensão de orifício similar ao experimento realizado por

essa pesquisa, observamos que os resultados divergem consideravelmente. Desta forma, levanta-se a hipótese de análise da velocidade do vazamento e número de Reynolds do fluxo de vazamento.

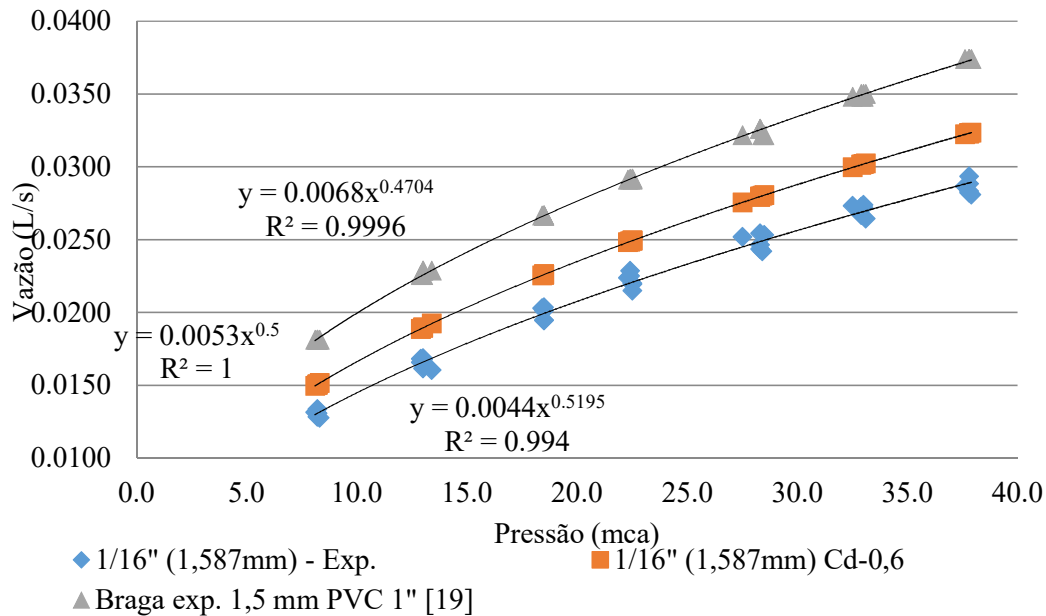


Figura 5. Vazão de vazamento vs. pressão para orifício 4,762mm

3.2. VELOCIDADE DO VAZAMENTO E PRESSÃO

Observa-se na relação entre velocidade de vazamento pela pressão, Figura 6, que as velocidades dos vazamentos para os valores obtidos à partir da equação do orifício (Eq. 1) e vazamento são próximos. Entretanto, os dados do experimento em laboratório apresentam variação de velocidade do vazamento em função da dimensão do orifício. Portanto, a alteração da pressão e vazão afetam diretamente a velocidade do vazamento. Fato que não se apresenta observando os dados calculados pela equação do orifício (Eq. 01). Desta forma, podemos afirmar que a referida equação não satisfaz em sua totalidade o comportamento dos vazamentos.

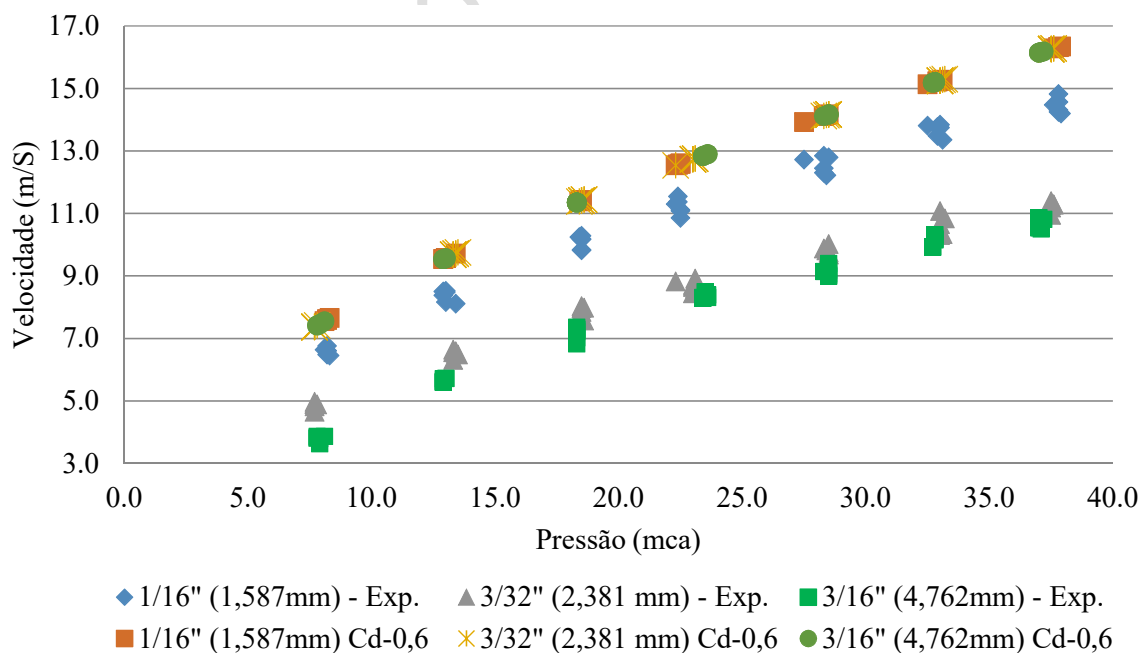


Figura 6. Velocidade do vazamento vs. pressão para orifícios

3.3. COEFICIENTE DE DESCARGA (Cd)

Com a análise da Figura 7, foi percebido que no experimento com menor diâmetro (1,587mm) a variação do Cd ficou entre 0,50-0,55, se mantendo estável. No experimento com o diâmetro intermediário (2,381mm) houve alteração 0,37-0,43. Entretanto, para o maior diâmetro (4,762mm) foi maior variação entre 0,29-0,40. Tal fato, corrobora com os dados apresentados por outros estudos [11, 19].

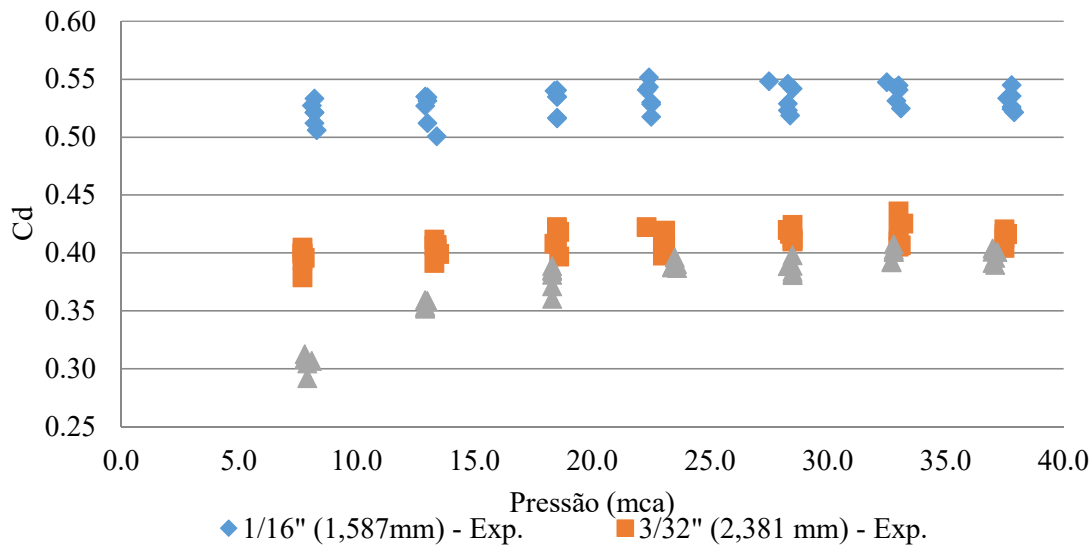


Figura 7. Coeficiente de descarga vs. Pressão para orifícios

Analisando os valores de Cd do experimento, observamos que as aferições se apresentam em regime turbulento ($500 < Re < 2 \times 10^5$). Entretanto, no experimento de 1.5mm PVC 1" [19] é observado regime de alta turbulência de fluxo [23]. Portanto, podemos concluir que o número de Reynolds afeta os valores de Cd e a vazão do vazamento. Sendo o regime de vazamento o responsável pelas observações de maior vazão nos experimentos da literatura apresentado na Figura 5.

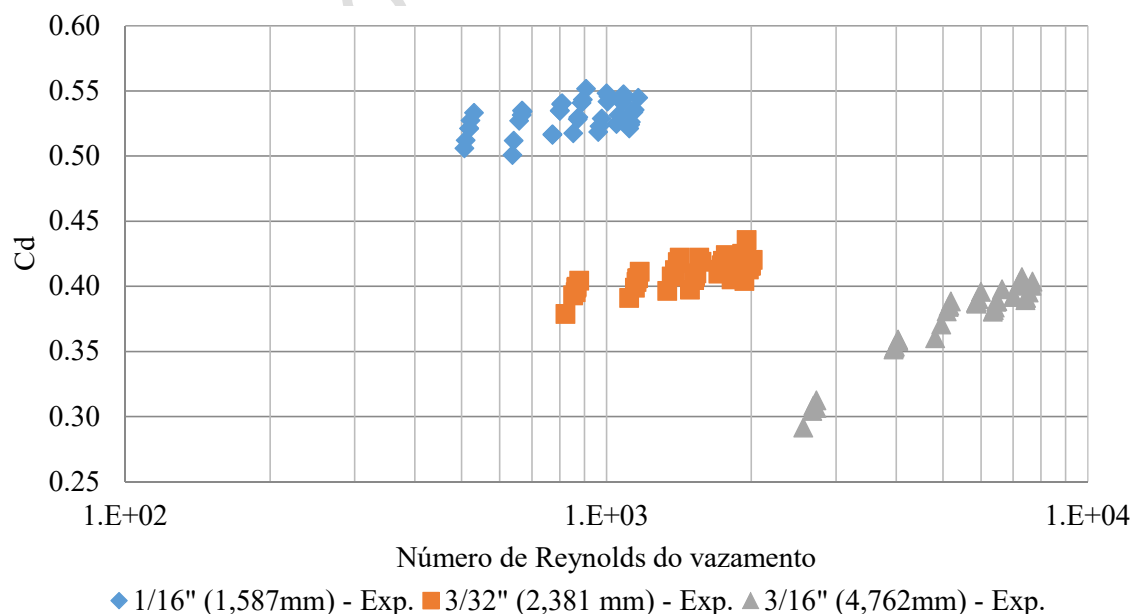


Figura 8. Coeficiente de descarga vs. Número de Reynolds

4. CONCLUSÕES

O objetivo desse trabalho é o estudo experimental de vazamentos em sistema de distribuição de água, assim auxiliando no entendimento do comportamento desse fenômeno.

Constatou-se que o regime do fluido representado pelo número de Reynolds altera valores da vazão de vazamento, velocidade do jato, coeficiente de descarga (C_d) e expoente de vazamento (N_1). Portanto, esses fatores devem ser observados em um sistema para que seja estudado e/ou possível diagnosticar um vazamento.

Também, observou-se que há um comportamento similar nos vazamentos caracterizado pelo distanciamento entre dados reais e calculados. Devido a isso, supõe-se que haja variação positiva na área de vazamento.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Financiadora de Estudos e Projetos (FINEP) (Chamada Pública MCT/ FINEP CT-HIDRO 01/2010, instrumento contratual n.º 01.12.0063.00) pelo financiamento das pesquisas realizadas no Laboratório de Eficiência Energética em Hidráulica e Saneamento (LENHS), vinculadas ao Programa de Pós-Graduação em Tecnologias Ambientais (PGTA) da Universidade Federal de Mato Grosso do Sul (UFMS).

REFERÊNCIAS

- [1] J. Thorton, R. Sturm, e G. Kunkel, "Water Loss Control." 2. ed. McGraw-Hill Education, 2008.
- [2] Organização das Nações Unidas (ONU). "Objetivo 6. Assegurar a disponibilidade e gestão sustentável da água e saneamento para todas e todos". Disponível em: <<https://nacoesunidas.org/pos2015/ods6/>>. Acesso em: 18 fev. 2019.
- [3] D. D. J. Taylor, A. H. Slocum, A. J. Whittle. "Analytical scaling relations to evaluate leakage and intrusion in intermittent water supply systems." PLoS ONE 13(5): e0196887, 2018. doi.org/10.1371/journal.pone.0196887
- [4] T. Yu, H. Jin, T. Zhang, Y Shao, X. W, "Experimental observation on factors affecting intrusion volumes during low or negative pressure events." J. Water Supply Res. T., 65(5): 396-406, 2016.
- [5] C. M. Fontanazza, V. Notaro, V. Puleo, P. Nicolosi, G. Freni, "Contaminant intrusion through leaks in water distribution system: experimental analysis." Procedia Engineering. 119 (2015) 426-433. doi: 10.1016/j.proeng.2015.08.904.
- [6] German Association of Energy and Water Industries (BDEW). "Profile of the German Water Sector". Bonn: wvgw Wirtschafts - und Verlagsgesellschaft Gas und Wasser mbH, 2011.
- [7] S. Sharma. "Performance Indicators of Water Losses in Distribution System", UNESCO-IHE: Institute for Water Education, 2008.
- [8] United States Environmental Protection Agency (US EPA). "Water Audits and Water Loss Control For Public Water Systems." Washington D.C.: US EPA. 2013. (EPA 816-F-13-002).
- [9] Brasil. Ministério do Desenvolvimento Regional. Secretaria Nacional de Saneamento - SNS. Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento: "Diagnóstico de Água e Esgoto - 2017". Brasília: SNS/MDR, 226p. 2019.
- [10] United States Environmental Protection Agency (US EPA). "Water Loss Control: Tools, Policies and Successful Programs." Washington D.C.: US EPA, 2014.
- [11] J. E. van Zyl, e R. Malde, "Evaluating the pressure-leakage behaviour of leaks in water pipes," J. Water Supply Res. T., 66(5):2017.

- [12] A. M. Cassa e J. E. van Zyl, "Modeling elastically deforming leaks in water distribution pipes." *J. Water Supply Res. T.*, 140(2): 182–189, 2014.
- [13] A. M. Cassa e J. E. van Zyl, "Predicting the leakage exponents of elastically deforming crack in pipes." *Procedia Engineering*, 70: 302-310, 2014.
- [14] M. Ferrante, C. Massari, B. Brunone e S. Meniconi. "Experimental evidence of hysteresis in the head-discharge relationship for a leak in a polyethylene pipe." *J. Hydraul. Eng.* 137: 775-780, 2011.
- [15] B. Greyvenstein, B. e J. E. van Zyl, "An experimental investigation into the pressure - leakage relationship of some failed water pipes." *J. Water Supply Res. T.*, 56(2): 117–124, 2007.
- [16] R. A. C. Marcondes. "Estudo do uso das tubulações em Ped em sistemas de distribuição de água no Brasil." 2016. 103 f. Dissertação (Mestrado em Ciências) - Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016.
- [17] J. E. van Zyl e C. R. I. Clayton, "The effect of pressure on leakage in water distribution system." *Water manage.* 160: 109-114, 2007.
- [18] M. Ferrante, "Experimental investigation of the effects of pipe material on the leak head-discharge relationship." *J. Hydraul. Eng.* 138: 736-743, 2012.
- [19] A. S. Braga "Leakage and energy in water supply systems: an experimental approach." 2016. 148 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental) - Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2016.
- [20] W. Ledochowski. An Analytic method of locating leaks in pressure pipe-lines. *J. S. Afr. Inst. Civil Eng.* 6(12), 341-344. 1956 In: J. E. van Zyl & Malde, "Evaluating the pressure-leakage behaviour of leaks in water pipes." *J. Water Supply Res. T.*, 66(5):jws2017136, 2017. DOI: 10.2166/aqua.2017.136
- [21] J. May. "Pressure Dependent Leakage". *World Water and Environmental Engineering*, October 1994.
- [22] I. E. Idel'chik. "Handbook of Hydraulic Resistance: Coefficients of Local Resistance and of Friction". Translated from Russian. Israel Program for Scientific Translation, Jerusalem, 1966.
- [23] A. Netto, M. J. M. Fernandez y Fernandez, "Manual de hidráulica." 9. ed. São Paulo, SP: Blücher, 2015. 632 p. ISBN 9788521205005.
- [24] R. M. Porto, "Hidráulica básica." 4. ed. rev. e ampl. São Carlos, SP: EESC - USP, 2006. xix, 519 p. ISBN 8576560844.

DIMENSIÓN FRACTAL E IDENTIFICACIÓN DE POTENCIALES SECTORES DE SERVICIO EN REDES DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE UTILIZANDO CRITERIOS HIDRÁULICOS

Kevin Vargas¹, Camilo Salcedo² y Juan Saldarriaga³

1. INTRODUCCIÓN

Los fractales son uno de los aspectos más comunes encontrados en varios sistemas naturales y artificiales que presentan patrones similares a diferentes escalas. Existen diversas definiciones para un fractal, pero tal vez la que mejor se ajusta al caso de este estudio es la de un objeto, arreglo o sistema abstracto que presenta autosimilitud en diferentes escalas. No es necesario que presente exactamente la misma estructura, pero sí el mismo tipo de estructura geométrica en diferentes escalas. La dimensión topológica (D_T) o dimensión “intuitiva” de cualquier objeto, arreglo o sistema fractal siempre es un entero (punto: $D_T = 0$, curva: $D_T = 1$, superficie: $D_T = 2$, etc.) mientras que su dimensión fractal puede ser un número decimal (fraccional). [1].

En el caso de la redes de distribución de agua potable (RDAP), el concepto de fractalidad se analiza desde una perspectiva menos geométrica. Se considera a una RDAP fractal como aquella en la que sus uniones se conectan de forma similar a diferentes escalas, lo cual en teoría implica un comportamiento similar de las características relacionadas con la hidráulica de la red a diferentes escalas. Esto último sin la necesidad de que su geometría sea similar a diferentes escalas, es decir, una RDAP fractal puede cambiar completamente su geometría y seguir siendo igual de fractal siempre que la conectividad entre sus nudos siga siendo la misma.

La identificación de estas características en tales sistemas permite realizar un análisis a gran escala con muy pocos detalles con un alto nivel de confianza antes de realizar un análisis detallado a una escala más fina. Este proceso provee una forma eficiente y confiable de analizar y manejar información de sistemas grandes. [2].

En el presente estudio se propuso el uso del algoritmo de “Box Covering”, utilizado por Song, et al. [3] en el cálculo de la dimensión fractal, pero en este caso también calculando el peso de cada unión (nudos, embalses, tanques, etc) mediante el uso de la hidráulica de las RDAPs, para identificar posibles sectores hidráulicos. La división de las RDAPs obtenida como resultado fue evaluada mediante el índice de modularidad (Q). Cuando la división resultante no es mucho mejor que una simple división aleatoria, este índice tiende a cero, mientras que entre más independiente sean los sectores entre sí (existan menos interconexiones entre ellos) y entre mayor sea la densidad de tuberías por nudo en cada sector, este índice se acerca más a uno [4]. Una modularidad se puede considerar alta cuando $Q > 0.3$ [5].

¹ Investigador, Centro de Investigaciones en Acueductos y Alcantarillados (CIACUA), Universidad de Los Andes, Colombia, Carrera 1 Este N° 19A – 40, Bogotá

² Profesor Instructor, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de Los Andes, Colombia, Carrera 1 Este N° 19A – 40, Bogotá

³ Profesor Titular, Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental, Universidad de Los Andes, Colombia, Carrera 1 Este N° 19A – 40, Bogotá. jsaldarr@uniandes.edu.co

2. METODOLOGÍA

3.6 DIMENSIÓN FRACTAL

Una red se considera fractal si existe una relación potencial entre el número de grupos o “cajas” (N_B) necesarias para cubrir todas las uniones de la red, y el tamaño de cada caja en términos de uniones (l_B) [2]. Es decir, una red es fractal si para todos los l_B posibles se obtienen valores de N_B de tal forma que se cumpla la Ecuación 1.

$$N_B = K_0 l_B^{-d_B} \quad (1)$$

donde K_0 es el número de cajas para un l_B de 1 (es decir, el número total de uniones de la red) y d_B es el factor de escala que especifica qué tanto cambian las características en la red con respecto a la escala a la cual es analizada. Este último se conoce como la dimensión fractal de la red. Si se toma el logaritmo en base 10 a cada lado, la Ecuación 1 se puede escribir como la Ecuación 2.

$$\text{Log}(N_B) = -d_B \text{Log}(l_B) + \text{Log}(K_0) \quad (2)$$

En otras palabras, una red se considera fractal si existe una relación lineal entre $\text{Log}(N_B)$ y $\text{Log}(l_B)$ para todos los posibles l_B . Al realizar el ajuste lineal a los datos obtenidos, si el R^2 es lo suficientemente alto, la red se considera fractal y la dimensión fractal es el valor absoluto de la pendiente de dicho ajuste.

El procedimiento seguido para escoger las cajas para cada tamaño de caja y posteriormente calcular la dimensión fractal, fue el mismo que el procedimiento descrito por Song et al. [3]. Este se resume en el diagrama de flujo de la Figura 1.

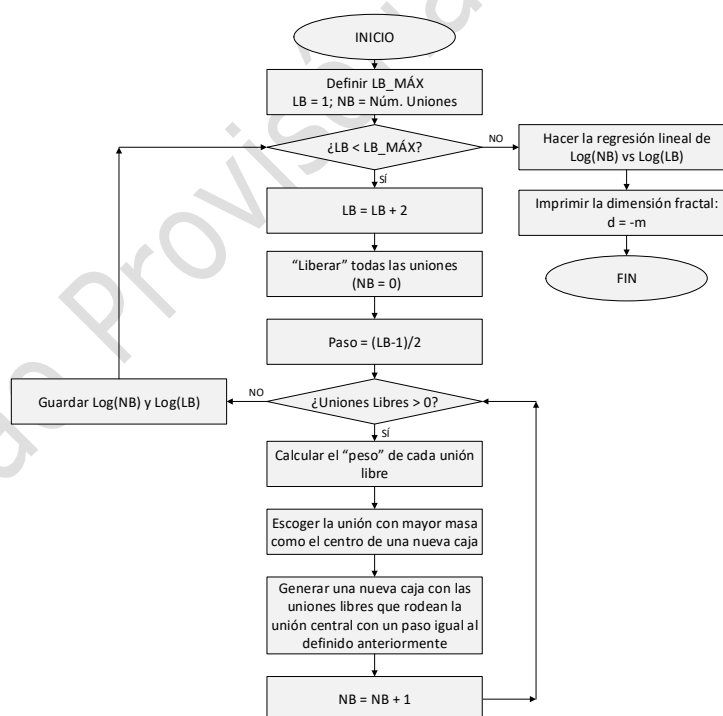


Figura 1. Diagrama de flujo del algoritmo para el cálculo de la dimensión fractal en redes.

En el método original, para el cálculo del peso de cada unión, se cuentan las uniones que están conectadas a una distancia menor o igual al paso (en términos de uniones) desde el centro que se esté considerando. Esto equivale a asignarle a cada unión un peso individual de una unidad. Para este estudio, con el fin de incluir criterios hidráulicos en el cálculo de la dimensión fractal, se propusieron dos formas alternativas de asignarle el peso individual a cada unión.

El primer criterio (Ecuación 3) consiste en la sumatoria de todos los caudales que le entran a la unión (criterio sumQ).

$$w_i = \Sigma Q_{ji} \quad (3)$$

El segundo criterio (Ecuación 4) es igual al anterior multiplicado por la altura de la línea de gradiente hidráulico (LGH) en esa unión (criterio LGH*sumQ).

$$w_i = LGH_i * \Sigma Q_{ji} \quad (4)$$

Al criterio original se le dio el nombre de “criterio topológico” ($w_i = 1$) ya que únicamente tenía en cuenta la topología de la red.

Una vez se calculaban los pesos de cada unión con el criterio seleccionado, el peso total de una unión para decidir cuál iba a ser el centro de la siguiente caja, se calculó de la misma forma descrita en el algoritmo original. El resto del algoritmo se desarrolla sin ninguna modificación. Para todos los casos, si el R^2 del ajuste resultaba mayor o igual a 0.95, la red se consideró fractal.

Se calculó la dimensión fractal de un gran número de redes con cada criterio y se compararon los resultados. Para analizar el efecto del aumento de las demandas, se multiplicaron las demandas base por ciertos factores y se calculó la dimensión fractal incluyendo criterios hidráulicos en estos casos.

3.7 MODULARIDAD

La modularidad de las RDAP se calculó con la Ecuación 5.

$$Q = \Sigma_i (e_{ii} - a_i^2) \quad (5)$$

donde e_{ii} es la fracción de conexiones (tuberías, bombas, etc.) que tienen ambos extremos dentro del sector i y a_{ii} es la fracción de conexiones que tienen por lo menos un extremo dentro del sector i .

El mejor resultado obtenido para cada red se comparó con la división obtenida mediante el algoritmo de “community detection”. Este parte de todas las uniones como sectores individuales que luego se van uniendo de acuerdo con el máximo incremento en la modularidad dado por la Ecuación 6 [5].

$$\Delta Q_{ij} = 2(e_{ij} - a_i a_j) \quad (6)$$

donde e_{ij} es la fracción de conexiones que unen el sector i con el sector j . El algoritmo se detiene cuando $\Delta Q_{ij} < 0$ para todas las posibles combinaciones entre sectores. Con esto se buscó obtener la división que maximizara la modularidad.

3.8 IDENTIFICACIÓN DE SECTORES

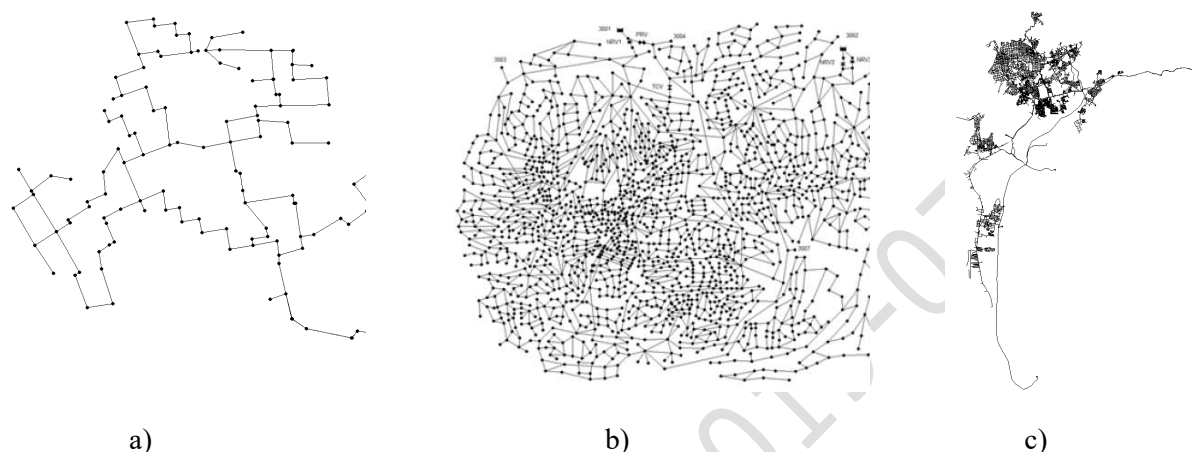
En este trabajo, se propuso utilizar únicamente una iteración del algoritmo de Box Covering para el cálculo de la dimensión fractal mencionado anteriormente (un solo valor de l_B y su correspondiente número de cajas N_B). Los posibles sectores finales del método se tomaron simplemente como las cajas finales obtenidas para esa longitud l_B .

El algoritmo de Community Detection es un algoritmo para la identificación de sectores que maximiza la Modularidad de la red al combinar sectores hasta que el cambio en la modularidad al combinar cualquier pareja de sectores en la red, sea no positiva.

Con el anterior algoritmo, se garantiza que la Modularidad sea la máxima posible empezando con cada unión como un sector, pero se debe tener en cuenta que esto no garantiza que esta sea la distribución de sectores con la máxima Modularidad posible en general para esa red. Pueden existir otras formas y cantidades de sectores que tengan una Modularidad mayor. Sin embargo, Diao, et al. [5] encontraron que con esta metodología se encuentran valores muy altos de Modularidad en general.

3.9 CASOS DE ESTUDIO

Para realizar las pruebas de identificación de sectores, se utilizaron tres redes de diferentes tamaños. La primera fue la red de Cazucá que tiene 150 tuberías y 146 uniones (Figura 2a), la segunda fue la red de Exnet que tiene 2467 conexiones (2465 tuberías) y 1891 uniones (Figura 2b) y por último se estudió la red de Santa Marta que tiene 13976 conexiones (13907 tuberías) y 11138 uniones (Figura 2c).



a) b) c)
 Figura 2. Esquema de las redes: a) Cazucá, b) Exnet y c) Santa Marta.

3. RESULTADOS Y CONCLUSIONES

3.10 DIMENSIÓN FRACTAL

En la Tabla 1 se muestra la dimensión fractal obtenida con los tres métodos de cálculo del peso para las 10 redes. En la Figura 3 se grafican los resultados de esta última tabla.

Tabla 1. Dimensión fractal utilizando los tres criterios para el cálculo del peso.

Dimensión Fractal					
Red	#Nudos	#Tuberías	Topología	Sum(Q)	LGH*Sum(Q)
1	2671	3051	1.0532	1.0163	1.0190
2	4813	5621	1.0980	1.0745	1.0745
3	947	1014	0.9564	0.8170	0.8305
4	906	982	1.0128	0.9506	0.9506
5	3411	3854	1.0157	1.0199	1.0228
6	2741	3068	0.9997	1.0129	0.6762
7	2176	2479	1.0806	1.0153	1.0158
8	666	761	1.0249	1.0006	1.0048
9	2444	2699	0.9711	0.9445	0.7300
10	1819	2085	1.0938	1.0687	1.0379

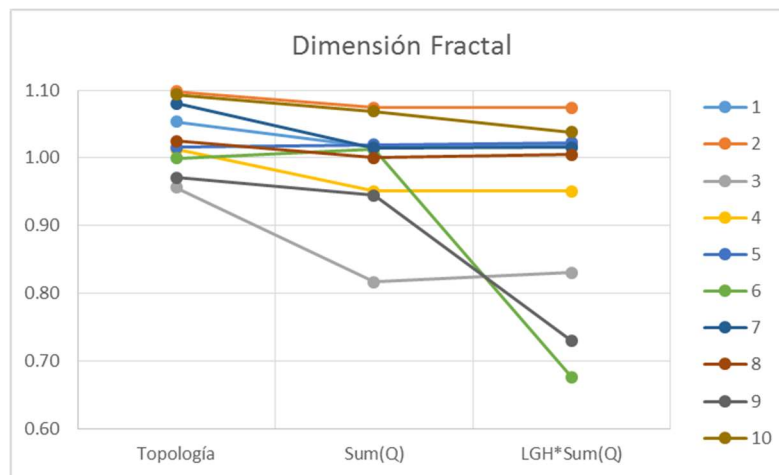


Figura 3. Dimensión fractal utilizando los tres criterios para el cálculo del peso.

Como se puede ver en la Tabla 1 y en la Figura 3, la dimensión fractal con el criterio de Topología siempre dio mayor que con los otros dos criterios excepto para las redes 5 y 6.

- La dimensión fractal de las redes siempre tenderá a ser mayor si se calcula teniendo en cuenta la topología únicamente con respecto a los otros métodos de cálculo del peso.
- La gran mayoría de redes de distribución de agua potable tienen características fractales de acuerdo con el criterio del R^2 propuesto por Diao, et al. [5].
- La dimensión fractal puede o no variar con los cambios de demanda base, por más que la topología sea exactamente la misma, si el peso de cada unión se calcula con los criterios propuestos en este trabajo.
- La dimensión fractal calculada con los criterios propuestos no parece mostrar ninguna tendencia clara ante el aumento de la demanda base, pero no siempre es invariante con respecto a este aumento.

3.11 IDENTIFICACIÓN DE SECTORES

Para la red de Cazucá, la máxima Modularidad con el método de Box Covering se obtuvo para un tamaño de caja $l_B = 9$ calculando los pesos con el criterio de topología y obteniendo 17 sectores inicialmente. Sin embargo, al combinar los sectores hasta obtener los 10 deseados, la Modularidad aumentó, pero la Modularidad final no fue la máxima entre todas las pruebas con Box Covering en esta red. En esta red, la Modularidad máxima con Community Detection se encuentra para un número de sectores de 13. Por esta razón, cuando se combinan los sectores hasta llegar al número deseado de 10 sectores, la Modularidad final es menor.

En la red de Exnet, la máxima Modularidad se obtuvo utilizando un $l_B = 11$ con el criterio de LGH*sumQ para el cálculo del peso de las uniones y un número de sectores inicial de 189 antes de combinar hasta obtener los 20 deseados, con los cuales también se obtuvo la mayor Modularidad de todas las pruebas realizadas con Box Covering en esta red. Con el algoritmo de Community Detection, la Modularidad máxima se obtuvo con 45 sectores, sin embargo, para el número deseado de 20 sectores, la Modularidad siguió siendo muy alta.

En el caso de la red de Santa Marta, el número máximo de sectores se tomó tanto de 15 como de 59 con el fin de poder comparar mejor con algunos de los resultados de la BWNDMA 2016. En la red de Santa Marta, entre $l_B = 21$ y $l_B = 31$, la mayor Modularidad, calculando el peso con el criterio de topología y para 59 sectores, se obtuvo con $l_B = 21$. Para 15 sectores, la mayor Modularidad obtenida entre $l_B = 31$ y $l_B = 41$ fue la de $l_B = 31$ calculando el peso de las uniones con el criterio

de Topología. Con Community Detection, la máxima Modularidad se obtuvo con 91 sectores, aunque para el número de sectores deseado de 15 y 59 sectores la Modularidad siguió siendo muy alta.

- Para redes más grandes, es posible obtener modularidades más altas con cualquiera de los dos métodos estudiados para la identificación de sectores.
- Para ninguna de las redes estudiadas ni las pruebas que se hicieron, fue posible conseguir una división con Box Covering que superara la modularidad de la máxima obtenida con Community Detection.
- No parece haber ninguna ventaja clara entre usar diferentes criterios para calcular el peso de las uniones en el método de Box Covering para identificar sectores.
- La combinación de sectores utilizando los mismos principios del método de Community Detection probó ser una solución efectiva para obtener el número de sectores deseado utilizando cualquiera de los dos métodos estudiados, obteniendo modularidades relativamente altas.
- Con el algoritmo de Box Covering se lograron obtener divisiones con modularidades relativamente altas a pesar de que nunca fueron mayores a las obtenidas con Community Detection. Por lo tanto, se puede decir que la metodología propuesta podría ser una alternativa viable para identificar posibles sectores hidráulicos en RDAPs grandes y complejas si el único criterio es la modularidad de la división.

REFERENCIAS

- [1] Mandelbrot, B. B. *The Fractal Geometry of Nature*. W. H. Freeman and Co, 1982.
- [2] Diao, K., Butler, D., & Ulanicki, B. *Fractality in Water Distribution Networks*. CCWI 2017 - Computing and Control for the Water Industry, 2017
- [3] Song C., G. L., Halvin, S., & Makse, H. A. How to calculate the fractal dimension of a complex network: the box-covering algorithm. *J. Stat. Mech*, 2007
- [4] Zhu, Z., Wang, C., Ma, L., Pan, Y., & Ding, Z. Scalable Community Discovery of Large Networks. *The Ninth International Conference on Web-Age Information Management*, 2008, pp. 381-388.
- [5] Diao, K., Farmani, R., Fu, G., Astaraie-Imani, M., Ward, S., & Butler, D. Clustering analysis of water distribution systems: identifying critical components and community impacts. *Water Science & Technology*, 2014, pp. 1764-1773.

Capítulo 7 |
Eficiência hidráulica e energética.
Eficiencia hidráulica y energética

Versão Provisória 2019-07-16

CONSUMO DE ENERGIA NOS SERVIÇOS URBANOS DE ÁGUA EM PORTUGAL CONTINENTAL. RESULTADOS 2004-2017

Catarina Silva¹, Dália Loureiro², Aisha Mamade³, Manuel Marabuto⁴,
Helena Alegre⁵, Maria João Rosa⁶

INTRODUÇÃO

Nos serviços urbanos de água, os gastos com energia podem corresponder a 25-40% dos gastos operacionais das entidades gestoras destes sistemas (EG) (PENSAAR 2020), pelo que a adoção de medidas de melhoria de eficiência energética é crucial para a sua sustentabilidade. Para tal, é necessário dispor de ferramentas que identifiquem onde e como atuar. Estes serviços consomem energia nos sistemas de abastecimento de água (SAA) – captação, tratamento, transporte e distribuição – e nos sistemas de águas residuais e pluviais (SARP) – drenagem, tratamento, descarga e reutilização. Além de ineficiências de equipamento diagnosticadas na maioria dos estudos, desenvolvimentos recentes demonstraram o elevado potencial de melhoria de eficiência energética ao nível da operação do(s) sistema(s). São exemplos, os ganhos obtidos através de alterações no traçado, na operação e na redução das perdas de água em SAA [1] e, nos SARP, através da adequação da utilização da capacidade das estações de tratamento de águas residuais (ETAR), onde o arejamento representa o maior consumo de energia [2].

No âmbito do projeto Avaler+ (avaler.lnec.pt/) pretende-se estabelecer um quadro de referência para avaliar e melhorar o desempenho energético em todo o ciclo urbano da água, que apoie a tomada de decisão e a monitorização do impacto de medidas de eficiência energética dos SAA e dos SARP. A definição de uma *baseline* do consumo de energia é determinante para a previsão da sua evolução e para a avaliação do impacto das medidas. Este projeto, além de contribuir diretamente para sustentabilidade das EG participantes, pretende que o aumento de eficiência nos serviços urbanos de água contribua diretamente para as políticas nacionais para a eficiência energética (PNAEE 2020) e para as alterações climáticas (PNAC 2020/2030). Este artigo apresenta a metodologia e os resultados da *baseline* do setor em Portugal, entre 2004 e 2017, do consumo e eficiência energética.

METODOLOGIA

A metodologia adotada compreendeu: i) identificação de variáveis (*e.g.*, tipo de sistema, volumes captados e tratados, energia de bombeamento) e definição de indicadores chave (*e.g.*, consumo de energia em SAA por consumo autorizado, consumo de energia em SARP por volume de água tratada, eficiência energética das estações elevatórias); ii) recolha e processamento de dados entre 2004 e 2017; iii) cálculo dos indicadores e análise de resultados. A recolha de dados teve como principal fonte de informação a Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos (ERSAR) através dos seus relatórios anuais (RASARP) e os dados disponibilizados refletem, portanto, as entidades reguladas: entre 2004 e 2010, referem-se apenas às empresas concessionárias multimunicipais e

¹ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal. csilva@lnec.pt

² Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal

³ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal

⁴ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal

⁵ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal

⁶ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal

municipais; entre 2011 e 2017, são relativos a todas as EG de Portugal Continental. A análise foi estruturada para SAA e para SARP, com a maior discretização possível: i) bombeamento na captação, transporte e distribuição de água; ii) tratamento de água e outros consumos para abastecimento de água; iii) bombeamento para drenagem (recolha, interseção e transporte); iv) tratamento de águas residuais e outros consumos.

RESULTADOS E CONCLUSÕES

Durante o período 2011-2017, os dados mostram um aumento do consumo anual de energia no setor de *ca.* 13% nos SAA e *ca.* 20% nos SARP (Figura 1). Em 2017, o total apurado para o setor foi de 1,1 TWh, 62% dos quais nos SAA (17 EG não responderam) e 38% nos SARP (16 EG não responderam)). Em SAA, o principal consumo de energia ocorreu no bombeamento para captação, transporte e distribuição de água (89%), enquanto nos SARP ocorreu no tratamento de águas residuais (79%). Neste período, com os dados disponíveis, o consumo de energia em SAA por consumo autorizado variou entre 1,04 kWh/m³ (2014) e 1,19 kWh/m³ (2017), e o consumo de energia em SARP por volume de água tratada variou entre 0,40 kWh/m³ (2014) e 0,66 kWh/m³ (2017). Relativamente à eficiência energética das estações elevatórias, o desempenho foi aceitável nos SAA, com a mediana anual a variar entre 0,55 kWh/m³/100m, em 2012, e 0,61 kWh/m³/100m, em 2016, e insatisfatório nos SARP – 0,64 kWh/m³/100m, em 2012, e 0,91 kWh/m³/100m, em 2011. Os resultados demonstram o elevado potencial de melhoria de eficiência energética do setor.

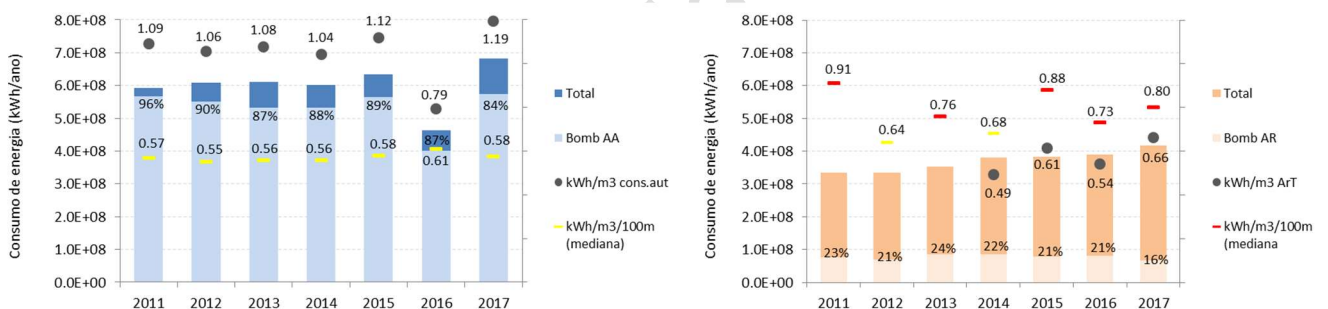


Figura 1. Consumo anual de energia em SAA e SAR e indicadores chave, entre 2011 e 2016. Nota: 2016 em SAA não é representativo, entidades com elevado consumo não responderam

REFERÊNCIAS

- [1] Mamade A., Loureiro D., Alegre H., Covas D., “A comprehensive and well tested energy balance for water supply systems”, *Urban Water J.* 14 (8), 2017, pp. 853-861.
- [2] Silva C., Rosa M. J., “Energy performance indicators of wastewater treatment - a field study with 17 Portuguese plants” *Water Science and Technology* 72 (4), 2015, pp. 510-519.

BALANÇO ENERGÉTICO DE SISTEMAS DE ABASTECIMENTO: FERRAMENTA DE CÁLCULO

Aisha Mamade¹, Sílvia Fernandes², Laura Monteiro³, Dália Loureiro⁴, Dídia Covas⁵

INTRODUÇÃO

Vários autores têm proposto o cálculo de balanços energéticos que permitam avaliar a energia do escoamento em sistemas de abastecimento de água [1-2]. A análise destes balanços permite encontrar “soluções não convencionais” que não seriam possíveis de encontrar com uma abordagem centrada nos equipamentos. O balanço desenvolvido por [2] apresenta um forte paralelismo com o balanço hídrico [3]. Em Portugal, o cálculo do balanço hídrico tem como suporte uma folha de cálculo [4]. Não existe nenhum material publicamente disponível que permita o cálculo sistemático de balanços energéticos em sistemas de abastecimento de água.

Este artigo tem como objetivos (i) disponibilizar no domínio público uma ferramenta desenvolvida no âmbito do projeto DECIDE ⁶, que permite o cálculo sistemático de balanços energéticos e indicadores de eficiência energética em sistemas de abastecimento de água para diferentes horizontes temporais e diferentes tipos de sistema, (ii) exemplificar as principais funcionalidades da ferramenta através do cálculo do balanço para um sistema adutor e um sistema de distribuição e (iii) exemplificar a utilização da ferramenta na comparação da eficiência energética de diferentes sistemas. O cálculo deste balanço energético foi sistematizado durante a iniciativa iPerdas 2014 [5] e no projeto LIFE SWSS na plataforma AquaSafe [6].

FERRAMENTA DE CÁLCULO

Existem dois tipos de análise possível no balanço energético [2]: uma análise global com dados básicos do sistema (ou subsistema) e uma análise detalhada que requer um modelo matemático da rede. A ferramenta desenvolvida permite a análise global e foi escrita em Python e HTML. Os dados de entrada da ferramenta apresentam-se na Tabela 1. A ferramenta permite analisar vários sistemas em simultâneo, através do preenchimento dos dados diretamente na aplicação ou a importação de uma folha de cálculo. Os resultados podem ser visualizados na aplicação ou exportados para uma folha de cálculo. A Tabela 2 apresenta o balanço energético calculado pela ferramenta.

Esta ferramenta estará disponível no domínio público em formato bilingue (português /inglês), permitindo a análise do balanço energético e indicadores de eficiência energética.

¹ CERIS, Instituto Superior Técnico, Av. Rovisco Pais, 1. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. Brasil, 101-A.
aisha.mamade@tecnico.ulisboa.pt

² CERIS, Instituto Superior Técnico, Av. Rovisco Pais, 1

³ CERIS, Instituto Superior Técnico, Av. Rovisco Pais, 1

⁴ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. Brasil, 101-A

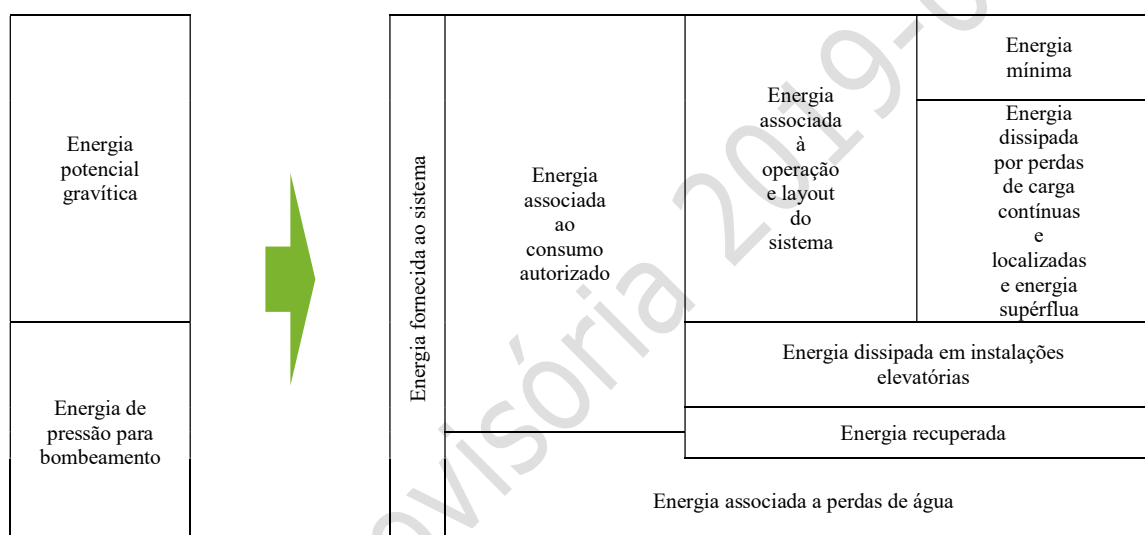
⁵ CERIS, Instituto Superior Técnico, Av. Rovisco Pais, 1

⁶ Plataforma de Apoio à Decisão Multicritério na Gestão Patrimonial de Infraestruturas de Água

Tabela 6. Dados necessários para cálculo de balanço energético.

Parcela do balanço	Componente do sistema	Dados necessários
Energia fornecida	Pontos de entrada	Localização, cota topográfica (m), pressão (m c.a.), água entrada (m ³)
	Reservatórios	Localização, cota de soleira (m), altura média de exploração (m c.a.), água entrada
	Estações elevatórias	Localização, nível hidrodinâmico (m c.a.), altura de elevação (m c.a.), volume bombeado (m ³), consumo energético (kWh)
Energia mínima	Zonas de abastecimento homogénea	Localização, cota média (m), pressão mínima requerida (m c.a.), consumo autorizado (m ³)

Tabela 7. Balanço energético calculado pela ferramenta.



REFERÊNCIAS

- [1] Cabrera, E.; Asce, M.; Pardo, M. A.; Cobacho, R.; Jr, E. C.; Cabrera Jr, E. Energy Audit of Water Networks. *J. Water Resour. Plan. Manag.* **2010**, *136* (6), 669–677
- [2] Mamade, A.; Loureiro, D.; Alegre, H.; Covas, D. A Comprehensive and Well Tested Energy Balance for Water Supply Systems. *Urban Water J.* **2017**, *14* (8), 853–861. <https://doi.org/10.1080/1573062x.2017.1279189>
- [3] Lambert, A.; Hirner, W. H. IWSA Blue Pages. Losses from Water Supply Syst. Stand. Terminol. Perform. Meas. **2000**
- [4] LNEC; INAG; IRAR. Guia Técnico 3: Controlo de Perdas Em Sistemas Públicos de Adução e Distribuição de Águas; 2005
- [5] Loureiro, D.; Alegre, H.; Silva, M. S. S.; Ribeiro, R.; Mamade, A.; Loureiro, D.; Poças, A. Implementing Tactical Plans to Improve Water-Energy Loss Management. *Water Sci. Technol. Water Supply* **2016**, *16* (5), 381–388. <https://doi.org/10.2166/ws.2016.092>
- [6] Monteiro, L.; Mamade, A.; Figueiredo, D.; Alves, R.; Póvoa, P.; Covas, D. Water and Energy Efficiency in Bulk Water Systems. In *Computing and Control for the Water Industry (CCWI)*; Sheffield, UK, 2017

PROPOSTA PARA CÁLCULO DO BALANÇO ENERGÉTICO EM APROVEITAMENTOS HIDROAGRÍCOLAS

Henrique Cunha¹, Aisha Mamade², Dália Loureiro³, Gonçalo Sousa⁴ e Dídia Covas⁵,

INTRODUÇÃO

A eficiência no binómio água-energia é fundamental para a sustentabilidade dos aproveitamentos hidroagrícolas (AH), que envolvem a captação, transporte, distribuição e, em vários casos, a bombagem de elevados volumes de água. Em Portugal, a maioria dos AH estão em plena exploração há mais de 50 anos e carecem de reabilitação e de modernização para poderem melhorar a eficiência em termos de perdas de água e disponibilizar um serviço adequado aos regantes – agentes cruciais para a atividade económica do setor agrícola. Nestes AH, as perdas de água podem ascender a 40% da água entrada. Devido ao binómio água-energia, estas perdas de água podem acarretar consumos e custos adicionais de energia para bombeamento. Adicionalmente, tem-se assistido a uma transformação gradual de algumas destas redes, tradicionalmente em canal com escoamento em superfície livre, para escoamento em pressão para permitir um serviço mais flexível a regantes cada vez mais exigentes. Dadas as obras mais recentes de modernização no regadio nacional, a avaliação da eficiência energética dos aproveitamentos hidroagrícolas foi tendo cada vez mais expressividade constituindo-se como um dos princípios orientadores da estratégia para o regadio público [1].

Apresenta-se no presente artigo uma metodologia para cálculo do balanço energético em aproveitamentos hidroagrícolas. É prática comum a avaliação da eficiência energética dos aproveitamentos hidroagrícolas centrada na avaliação da eficiência energética das instalações elevatórias, não existindo ainda uma abordagem que integra outros tipos ineficiência energética nos sistemas (e.g., devida a perdas de água, layout e operação) [2]. Baseado no balanço energético proposto por Mamade et al. (2017) para sistemas urbanos de abastecimento de água, o balanço energético apresentado contempla novas componentes relacionadas com a dissipação de energia em infraestruturas específicas de sistemas em superfície livre: canais e comportas. A discretização das várias componentes do balanço energético facilita a identificação das ineficiências em cada elemento do sistema, possibilitando um nível de detalhe superior [3].

¹ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. Brasil, 101-A. hcunha@lnec.pt

² CERIS, Instituto Superior Técnico, Av. Rovisco Pais, 1. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. Brasil, 101-A. aisha.mamade@tecnico.ulisboa.pt

³ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. Brasil, 101-A

⁴ ARBVS, R. 5 de Outubro 14, Coruche

⁵ CERIS, Instituto Superior Técnico, Av. Rovisco Pais, 1

METODOLOGIA

A aplicação do balanço energético a um sistema requer o cálculo prévio do balanço hídrico, partilhando ambas as metodologias de cálculo as mesmas condições em termo de fronteira e período de análise [4]. À semelhança da fronteira estabelecida para cálculo do balanço hídrico, a fronteira para cálculo do balanço energético em aproveitamentos hidroagrícolas vai desde a captação até ao ponto de entrega de água ao utilizador. Estão incluídas no sistema todas as infraestruturas de captação/elevação, transporte/distribuição e de recuperação de energia. O mesmo acontece com o período de referência que deve coincidir com o período de referência previamente estabelecido no cálculo do balanço hídrico.

RESULTADOS E CONCLUSÕES

O cálculo do balanço energético num aproveitamento hidroagrícola maioritariamente em canal permitiu diagnosticar as principais ineficiências energéticas no sistema. Para o efeito começou-se por contabilizar a energia fornecida por via gravítica e por bombeamento. Apesar de existirem 13 estações elevatórias ao longo do aproveitamento, em termos hídricos e energéticos estas têm uma representatividade bastante inferior face às captações em albufeira, estimando-se fornecer aproximadamente 4% da energia total fornecida ao sistema. Este resultado evidencia a necessidade de seguir metodologias de avaliação da eficiência energética que tenham uma visão de sistema em detrimento das abordagens focadas no componente.

Verificou-se que a maior ineficiência energética está diretamente relacionada com o volume de água de perdas que o sistema apresenta, tendo no período de referência em análise representado cerca 35% do volume de água entrada no sistema. Dado o paralelismo existente entre o balanço hídrico e o energético, a componente de energia associada a perdas de água apresentará igual percentagem face ao valor de energia fornecida ao sistema. Em termos de pressões mínimas, o aproveitamento hidroagrícola garante o fornecimento de água a baixas pressões (c.a. 1.0 m.c.a.), o que se reflete num valor de energia mínima requerida relativamente baixo. Salienta-se que a recuperação de energia neste sistema é um aspeto a ter em consideração, tendo sido possível recuperar cerca de 9% da energia fornecida ao sistema.

A aferição da eficiência energética das instalações elevatórias permitiu o cálculo da energia dissipada nos equipamentos de bombagem, verificando-se também a necessidade de avaliar o erro associado aos equipamentos de medição de caudal para além de realizar auditorias energéticas nas estações elevatórias que apresentaram valores de eficiência demasiado baixos. Conhecida a energia dissipada tanto em equipamentos de bombagem como nos equipamentos de recuperação de energia, obtém-se o valor da energia dissipada na rede.

REFERÊNCIAS

- [1] DGADR, “Estratégia para o regadio público 2014-2020,” DGADR, Lisboa, 2014.
- [2] A. Mamade, D. Loureiro, H. Alegre e D. Covas, “A comprehensive and well tested energy balance for water supply systems,” *Urban Water Journal*, 2017.
- [3] M. Pardo, J. Manzano, E. Cabrera e J. García-Serra, “Energy audit of irrigation networks,” *Biosystems Engineering*, 2013.
- [4] E. Cabrera, M. Pardo, R. Cobacho e E. Cabrera Jr., “Energy audit of water networks,” *Journal of Water Resources Planning and Management*, 2010.

AUTOSUFICIENCIA ENERGÉTICA EN EL CICLO URBANO DEL AGUA DE LA COMARCA DE LA VERA (CÁCERES, ESPAÑA)

Juana Arias-Trujillo¹, Eva Gómez-Llanos², Pablo Durán-Barroso³

RESUMEN

El desarrollo del autoconsumo a través de políticas favorables a las energías renovables garantiza a los consumidores el acceso a alternativas más baratas y respetuosas con el medio ambiente. La recuperación de energía en base a aprovechamiento hidroeléctrico de la sobrepresión en redes de abastecimiento supone una oportunidad en pequeñas poblaciones donde puede ser suficiente para atender la demanda energética de servicios comunes, tales como la depuración del propio ciclo urbano del agua. Los resultados de este trabajo muestran la posibilidad de instalación de un sistema aprovechamiento hidroeléctrico basado en el uso de una PAT en la red de abastecimiento en alta de dos municipios de la comarca de La Vera (suroeste, España). La potencial energía eléctrica generada podría satisfacer las demandas energéticas de la fase de pretratamiento de la EDAR que ambas localidades comparten. La recuperación energética dentro del mismo ciclo urbano del agua permite en estas pequeñas poblaciones ajustar la gestión del agua y energía a la infraestructura existente, aumentando la sostenibilidad del sistema y favoreciendo la implantación de sistemas favorables al medio económico, social y ambiental en el que se encuentran.

Palabras clave

Economía circular, autosuficiencia energética, recuperación de energía, ciclo urbano del agua.

1. INTRODUCCIÓN

Las dificultades generadas por la crisis energética, el cambio climático, el constante incremento de demanda energética y las restricciones de los mercados eléctricos evidencian la necesidad de nuevos desarrollos de tecnologías alternativas [1]. De acuerdo con este enfoque, los marcos legislativos y sociales fomentan el desarrollo de fuentes alternativas de energía renovable.

En el caso de España, el Real Decreto-ley 15/2018 [2] ha aprobado las medidas necesarias para la tramitación de las condiciones técnicas y administrativas del autoconsumo de energía, las cuales se basan en tres principios:

- Simplificación de trámites para instalaciones no superiores a 100 kW
- Se reconoce el derecho al autoconsumo compartido, lo que permitirá aprovechar las economías de escala
- Se reconoce el derecho a autoconsumir energía eléctrica sin peajes ni cargos.

El desarrollo del autoconsumo garantiza a los consumidores el acceso a alternativas más baratas y respetuosas con los límites del planeta, contribuye a reducir las necesidades de la red eléctrica, genera mayor independencia energética y permite reducir las emisiones de gases de efecto invernadero.

En este contexto, las plantas de generación micro-hidroeléctricas (MHP) pueden ser una alternativa para dar respuesta a estos requerimientos. Dichas plantas son sistemas de producción de electricidad

¹ Department of Construction, School of Technology, University of Extremadura, Avda. de la Universidad s/n, Cáceres, 10071, Spain. pduranbarroso@unex.es

² Department of Construction, School of Technology, University of Extremadura, Avda. de la Universidad s/n, Cáceres, 10071, Spain

³ Department of Construction, School of Technology, University of Extremadura, Avda. de la Universidad s/n, Cáceres, 10071, Spain

obtenida a partir del exceso de presión que puede existir en las conducciones de suministro y en las redes de distribución de agua. Esta tecnología es respetuosa con el medioambiente y por lo tanto pueden ser una oportunidad para beneficiarse de las mencionadas políticas a favor de las energías renovables [1]. Además, también cumplen los principios de "autoconsumo" y "balance neto". La implementación de MHP en la infraestructura existente presenta la ventaja económica de los bajos costes dadas las sinergias con la instalación existente ya que tanto la producción de la electricidad como el consumo se realiza en el mismo lugar [3]. Por el contrario, la producción obtenida a partir de esta tecnología es muy limitada, y en todo caso dependiente de las sobrepresiones de las redes de agua existentes. Sin embargo, este modo de producción a pequeña escala puede ser suficiente para atender la demanda de energía de servicios comunes y frecuentes en las poblaciones, y más concretamente de los consumos eléctricos asociados al propio ciclo urbano del agua (Figura 1), como por ejemplo en la planta de tratamiento de agua (ETAP) o en la planta de tratamiento de aguas residuales (EDAR), bien de forma completamente desconectada de la red o bien en consumo mixto [4].



Figura 1. Esquema del ciclo urbano del agua incluyendo los puntos de generación y de consumo de electricidad

1.1 CONSUMO ENERGÉTICO DEL CICLO URBANO DEL AGUA. PROBLEMÁTICA EN PEQUEÑAS POBLACIONES

Dentro del campo de estudio del nexo agua - energía, existen diversos estudios realizados donde se han cuantificado el consumo de energía en las distintas fases del ciclo del agua a nivel internacional, como el realizado por Naciones Unidas [5], o a nivel nacional en España [6,7]. Del estudio de las distintas fases, se constata que la desalación, si existe, y el tratamiento de aguas residuales en el ciclo urbano del agua son los que realizan, en general, los mayores consumos energéticos del ciclo urbano del agua.

Así, Naciones Unidas señala que el suministro de agua superficial requiere poca energía para su captación, de media 0,37 kWh por metro cúbico y la desalación es la más intensiva en el uso de

energía. En cuanto a la depuración, indica un rango de consumo de 0,62 kWh a 0,87 kWh por metro cúbico de agua tratada [5]. En referencia a España, el estudio de Hardy y Garrido [6] realizada cifra en un 3,1% el consumo eléctrico del ciclo urbano del agua respecto al total nacional. En cuanto al estudio por fases, establece un valor de 0,57 kWh/m³ para la potabilización, incluyendo desalación, y de 0,51 kWh/m³ en cuanto a la depuración. Por otro lado el Instituto para la Diversificación y Ahorro de Energía (IDAE) [7] estudió la desalación y la depuración urbana.

En referencia a la depuración, indica que existe una gran diferencia entre las depuradoras de pequeñas y grandes poblaciones. Las depuradoras de pequeñas poblaciones suelen carecer de sistemas de control del consumo y un sobredimensionamiento de los equipos. Por ello el consumo energético en estas depuradoras es elevado. Una EDAR de pequeñas poblaciones presenta una problemática asociada, su diseño se ha realizado trasladando una tecnología implantada y contrastada en medianas-grandes instalaciones a pequeñas poblaciones disminuyendo únicamente la escala de implantación respetando los criterios de dimensionamiento, los parámetros operacionales y los criterios de operación. Por ello, estas plantas presentan mayores problemas en la implantación de los recursos necesarios con respecto a estaciones depuradoras de grandes poblaciones, pues los medios disponibles son más escasos, y es en estas pequeñas poblaciones donde interesa conocer la relación entre el agua, sus usos y tratamientos, y los recursos necesarios para ello; con el fin de ajustar la gestión del agua, a la infraestructura existente y al medio económico y social en el que se encuentra.

Como se ha indicado, en la mayoría de las EDAR, la calidad del agua se mejora a costa de una gran cantidad de energía. En una EDAR convencional, alrededor del 25-40% de los costes operativos son atribuibles al consumo de energía [8]. Por lo tanto, es necesario reducir el aporte energético o mejorar la independencia energética en las EDAR. El estudio [9] estima la autosuficiencia energética de una EDAR urbana a partir de la incorporación de diversos recursos de energía renovable en la instalación existente, incluye energía fotovoltaica, una pequeña planta hidroeléctrica de 10 kW y recuperación de calor en el efluente. Los resultados mostraron una independencia energética, la producción de energía verde respecto al consumo energético, de un 6,5% como máximo.

1.2 USO DE BOMBAS COMO TURBINAS (PAT) PARA LA RECUPERACIÓN DE ENERGÍA EN EL CICLO URBANO DEL AGUA

La implementación de recursos de energía renovable como es una MHP deben ser adaptados a las condiciones específicas del sitio para conseguir el objetivo de la autosuficiencia energética en el ciclo del agua. El uso de una bomba centrífuga como turbina (PAT) es una opción idealmente rentable para la escala de micro-hidroelectricidad, con las siguientes ventajas [10]:

- Bajo coste: el coste de una PAT es bajo, ya que es un producto masivo (bomba integral), es un 50% menor que el coste de una turbina convencional correspondiente.
- Disponibilidad y amplio rango de operación.
- Diseño simple y facilidad de instalación.
- Las piezas de repuesto están fácilmente disponibles.
- Larga vida útil: puede ser operado continuamente por más de 25 años.

Pérez-Sánchez et al. [4] señala que el período de recuperación de estas máquinas es de menos de dos años para las capacidades instaladas entre 5 y 500 kW. Motwain et al. [11] llevaron a cabo un análisis de costes de una planta de pico-hidroelectricidad de 3 kW de capacidad en una zona rural de India. En el estudio se señala el alto coste inicial en el uso de una turbina hidráulica convencional en este tipo de instalaciones, el coste de la turbina Francis puede ser de 6 a 8 veces más que el de la bomba centrífuga. Sin embargo, la eficiencia global máxima de la PAT es de alrededor del 60 %, frente al 80 % de la turbina Francis. Por ello, Motwain et al. [11] realizó un análisis del coste del ciclo de vida anual, considerando los costes iniciales del proyecto, el factor de recuperación de capital y los gastos anuales, para una PAT y una turbina Francis. Los resultados mostraron que el coste del ciclo de vida

anual por unidad de electricidad generada era un 75 % menor para la PAT frente a una turbina Francis, lo cual justifica el uso de PAT en lugar de la turbina Francis para el caso considerado en estudio.

La implementación de esta tecnología de recuperación de energía en un determinado territorio, debe analizarse de forma pormenorizada, y estudiar, la viabilidad del proyecto. El objetivo de este trabajo es analizar y evaluar la rentabilidad de la instalación de un sistema MHP, a partir del potencial aprovechamiento de la sobrepresión existente en la red de abastecimiento en alta de dos municipios de la comarca de La Vera (suroeste, España), destinando la potencial energía eléctrica obtenida a satisfacer las demandas energéticas generadas dentro del propio ciclo urbano del agua.

2. METODOLOGÍA

2.1 ESTIMACIÓN DEL POTENCIAL HIDROELÉCTRICO DE LA RED DE ABASTECIMIENTO

En primer lugar se ha estimado el potencial de generación eléctrica a partir de la implantación de una PAT en las conducciones de abastecimiento.

La potencia estimada en kW (P) a partir de la energía potencial asociada responde a la expresión (1):

$$P = \eta \cdot g \cdot \rho \cdot Q \cdot H \simeq 7 \cdot Q \cdot H \quad (1)$$

Donde la eficiencia del proceso (η) se ha considerado aproximadamente del 70 % [12], la aceleración gravitacional (g) y la densidad (ρ) ya están incorporadas. El caudal (Q) se expresa en m^3/s y la diferencia de cota (H) en metros.

Si se expresa el caudal en función de la dotación (Dot) medida como m^3/s por habitante y el tamaño de población (pob). Y, por otro lado, la diferencia de cota es la elevación del punto de abastecimiento (H_{capt}) menos la elevación del depósito de destino (H_{depo}) en metros. Las pérdidas de carga de la tubería y la pérdida localizada posible por la instalación de la PAT no se han tenido en cuenta. Tenemos la potencia estimada expresada según la ecuación 2:

$$P = 7 \cdot (Dot \cdot pob) \cdot (H_{capt} - H_{depo}) \quad (2)$$

Con la herramienta *QGIS* se obtiene de forma georreferenciada la cota de la captación (H_{capt}) y la cota del depósito (H_{depo}) final de la misma a partir del Modelo Digital del Terreno y la capa vectorial de la red de abastecimiento.

En cuanto al caudal circulante, los datos de esta variable no se pueden obtener fácilmente en ocasiones debido a los numerosos agentes y administraciones implicadas. A pesar de ello, en esta investigación se ha considerado que en esta primera fase de estimación el flujo en la tubería se puede definir con suficiente grado de precisión a partir de la dotación máxima por habitante y día establecida por la administración de cuenca competente y el número de habitantes de la población.

2.2 ESTIMACIÓN DEL CONSUMO ELÉCTRICO EN EL CICLO URBANO DEL AGUA

Los usos o aplicaciones a los que destinar la potencial energía producida en las localidades se han restringido a satisfacer los consumos energéticos que se generan dentro del propio ciclo urbano del agua, desde la propia captación hasta el vertido de nuevo al medio natural tras la depuración.

En cuanto a la captación y potabilización, debido a la falta de datos estadísticos o inventarios lo suficientemente detallados en relación a esta fase, se ha estimado un consumo energético por metro cúbico de 0,37 kWh al tratarse de una captación superficial [5].

En cuanto a la depuración, se ha realizado un análisis de los datos de diseño y explotación disponibles. Así, se evalúa la potencia instalada en la EDAR por fases de la misma. Considerando un 80 % de rendimiento, se obtiene la potencia absorbida por la planta. De esta forma se podrá comparar la

potencia instalada en la EDAR frente a la capacidad de instalación de la red de abastecimiento con la implementación de una PAT.

3. CASO DE ESTUDIO: VALVERDE DE LA VERA Y VILLANUEVA DE LA VERA

La comarca de La Vera se sitúa en la comunidad autónoma de Extremadura, al suroeste de España. la comarca de La Vera pertenece a la Red Natura 2000, red ecológica europea de áreas de conservación de la biodiversidad por lo que es una zona es de alto valor ecológico y potencial turístico, con una elevada diferencia de población entre los meses de invierno y verano. Los municipios estudiados son Villanueva de la Vera con una población estable de 2.045 habitantes y de 4.500 habitantes en la época estival para el año de estudio 2016, y Valverde de la Vera con una población de 460 habitantes y que alcanzó los 2.050 habitantes en los meses de verano del citado año [13].

Ambas localidades comparten la planta de depuración, hecho muy habitual en este tipo de poblaciones. La EDAR se sitúa en el término municipal de Villanueva de la Vera es de titularidad pública y su explotación es concesionada. La línea de agua de la EDAR está compuesta por un pretratamiento, un decantador primario y un tratamiento secundario de fangos activos y una línea de fangos convencional. Los datos utilizados en esta investigación se obtuvieron del informe de explotación mensual del año 2016, enviado a los responsables municipales correspondientes por la empresa.

Además de los datos de explotación de la EDAR, para la realización de este estudio han sido necesarios han sido los siguientes datos, indicando las respectivas fuentes de información:

- Capas ráster del Modelo Digital del Terreno con malla de paso de 5 m. del Centro Nacional de Información Geográfica (España) [17];
- Datos de abastecimiento: Capas vectoriales de la red de abastecimiento en alta de la Diputación provincial de Cáceres (España) y características de las conducciones [19];
- Dotación por habitante y día, y población de los municipios del Instituto Nacional de Estadística (España) [20].

4. RESULTADOS

4.1 POTENCIAL HIDROELÉCTRICO DE LA RED DE ABASTECIMIENTO DE VALVERDE DE LA VERA Y VILLANUEVA DE LA VERA

A partir de de los datos de diferencia de cota en las conducciones de abastecimiento de los municipios de Valverde de la Vera y Villanueva de la Vera obtenidos en SIG, y la población estable y máxima [14] de cada uno de ellos (Tabla 1), se estima la potencia (P) a partir de la expresión (2), considerando una dotación de 250 l/hab/día.

Tabla 1. Diferencia de cota de las conducciones y población de los municipios de Valverde de La Vera y Villanueva de La Vera

Municipio	H (m)	Población estable	Población máxima
Valverde de la Vera	297,09	460	2.050
Villanueva de la Vera	26,46	2.046	4.500

La capacidad posible a instalar en las conducciones de abastecimiento de los municipios de Valverde de La Vera y Villanueva de la Vera se recoge en la Tabla 2. La potencia con población estable estimada a instalar en Villanueva de la Vera es de 1,1 kW y de 2,77 kW en Valverde de la Vera, ambas dentro del rango de la pico-generación eléctrica.

Tabla 2. Potencia estimada a instalar en las conducciones y población de los municipios de Valverde de La Vera y Villanueva de La Vera

Municipio	P estable (kW)	P máxima (kW)
Valverde de la Vera	2,77	12,34
Villanueva de la Vera	1,1	2,41

4.2 ESTIMACIÓN DEL CONSUMO ELÉCTRICO EN EL CICLO URBANO DEL AGUA DE VALVERDE DE LA VERA Y VILLANUEVA DE LA VERA

En cuanto a la captación y potabilización, como se ha señalado anteriormente debido a la falta de datos, se ha estimado un consumo energético por metro cúbico de 0,37 kWh al tratarse de una captación superficial [5]. Considerando una dotación de 250 l/hab/día se obtiene para la situación de máxima población en Villanueva de la Vera, municipio de mayor tamaño, un consumo energético de 0,005 kWh/día. Este consumo se puede considerar prácticamente nulo en comparación a la media consumida por la EDAR en el año 2016 de 301 kWh/día.

En cuanto a la depuración, la fase de tratamiento secundario representa el mayor consumo eléctrico en la EDAR al ser un tratamiento biológico de fangos activos donde los sistemas de aireación juegan un papel fundamental, como se observa en la Figura 2, con un consumo medio diario de 98,40 kWh/día en el año 2016 para la soplante y de 69,46 kWh/día para el agitador.

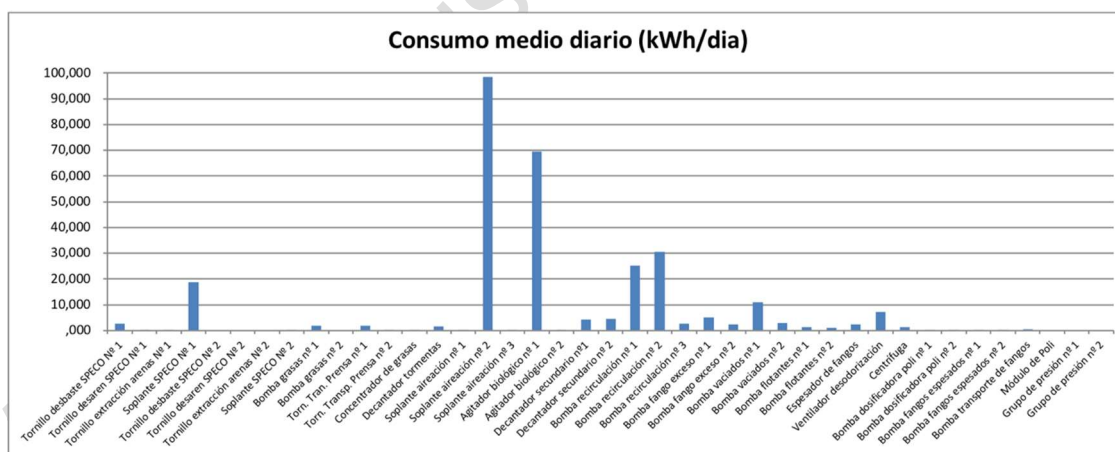


Figura 2. Consumo medio diario de los equipos de EDAR de los municipios estudiados.

La fase de pretratamiento siempre va a existir en cualquier sistema de depuración, en este caso está conformado por dos líneas del tipo compacto con desbaste y desarenado-desengrase (SPECO) seguidas de los sistemas de extracción de las arenas y grasas. El equipamiento compacto SPECO es la parte fundamental del tratamiento y tiene una potencia absorbida para las dos líneas de 6,56 kW. Al analizar las horas de funcionamiento de los equipos, y tal y como se observa en la Figura 2, la EDAR de Villanueva de La Vera y Valverde de La Vera únicamente trabaja con un grupo de pretratamiento, algo muy habitual en la explotación de plantas depuradoras de pequeñas poblaciones,

por tanto, la potencia absorbida demandada del pretratamiento de la EDAR es de 3,28 kW la cual puede verse suplida por la capacidad instalada en la red de abastecimiento.

Tabla 3. Consumo medio eléctrico diario (kWh/día) en el equipamiento SPECO de la EDAR

Equipamiento SPECO	P absorbida (kW)	Media de horas funcionamiento (h/día)	Consumo medio (kWh/día)
Tornillo desbaste	1,2	2,23	2,68
Tornillo desanerado	0,88	0,40	0,35
Soplante	1,2	15,54	18,65

Si se analiza en función del consumo eléctrico medio diario realizado por el pretratamiento compacto (Tabla 3) se estima un consumo total de 21,68 kWh/día, siendo la soplante del SPECO el equipo con mayor consumo. En el escenario hipotético de funcionamiento de una PAT de 12 horas días que correspondería al llenado del depósito, en la conducción de abastecimiento de Villanueva de la Vera se obtiene una energía eléctrica generada de 13,20 kWh/día y un valor de 33,24 kWh/día para el municipio de Valverde de la Vera.

En la Figura 3 se compara la energía eléctrica que podría generarse en distintos escenarios de funcionamiento - las dos PATs, solo la de Villanueva de la Vera o solo la de Valverde de la Vera frente al consumo medio del pretratamiento compacto. Se observa que con la instalación de la PAT en la conducción de Valverde de la Vera podría generarse la electricidad consumida en el pretratamiento.

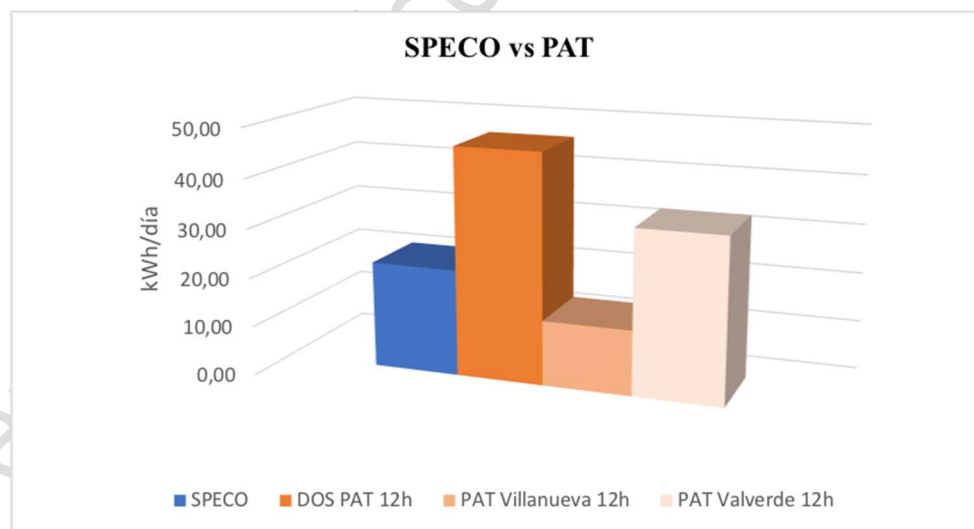


Figura 3. Potencia absorbida en la EDAR por fases de EDAR de los municipios estudiados.

Cabe señalar que estos resultados se encuentran sujetos a las limitaciones propias debidas al rendimiento real de la instalación de una PAT, a la red de transporte eléctrica existente y a las mediciones reales de caudales y situación de las instalaciones.

5. CONCLUSIONES

La generación de energía en base a plantas de micro-aprovechamiento hidroeléctrico supone una oportunidad en pequeñas poblaciones donde puede ser suficiente para atender la demanda energética de servicios comunes y frecuentes en las poblaciones. El uso de una PAT para la recuperación de energía en un determinado territorio, debe analizarse de forma pormenorizada, y estudiar, la viabilidad del proyecto. Los resultados de este trabajo muestran la posibilidad de instalación de un sistema PAT, a partir del potencial aprovechamiento de la sobrepresión existente en la red de abastecimiento en alta de dos municipios de la comarca de La Vera (Suroeste, España). La potencial energía eléctrica obtenida podría satisfacer las demandas energéticas generadas dentro del propio ciclo urbano del agua, concretamente la fase de pretratamiento de la EDAR que ambos municipios comparten. Además el pretratamiento debe existir siempre en cualquier tratamiento de depuración, siendo la potencia instalada en éste igualada por la implementación de dos PATs en ambos municipios, por lo que podría estudiarse la implantación de otras tecnologías de depuración de bajo coste y menor impacto ambiental en estas pequeñas poblaciones.

AGRADECIMIENTOS

Este estudio fue financiado por el Gobierno de Extremadura y el Fondo Europeo de Desarrollo Regional, Una manera de hacer Europa, bajo el proyecto IB16145. Los autores de este documento desean agradecer a la compañía Ambling Ingeniería y Servicios S. L. por proporcionar los datos del inventario.

Nomenclatura

MHP	Plantas de Micro-aprovechamiento hidroeléctrico
PAT	“Pump as Turbine”
ETAP	Estación de tratamiento de agua potable
EDAR	Estación depuradora de aguas residuales

REFERENCIAS

- [1] Alonso-Tristán, C.; González-Peña, D.; Díez-Mediavilla, M.; Rodríguez-Amigo, M.; García-Calderón, T. Small hydropower plants in Spain: A case study. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 2011, 15, 2729–2735.
- [2] BOE Real Decreto-ley 15/2018, de 5 de octubre, de medidas urgentes para la transición energética y la protección de los consumidores.; 2018;
- [3] Samora, I.; Manso, P.; Franca, M.; Schleiss, A.; Ramos, H. Energy Recovery Using Micro-Hydropower Technology in Water Supply Systems: The Case Study of the City of Fribourg. *Water* 2016, 8, 344.
- [4] Pérez-Sánchez, M.; Sánchez-Romero, F.; Ramos, H.; López-Jiménez, P. Energy Recovery in Existing Water Networks: Towards Greater Sustainability. *Water* 2017, 9, 97.
- [5] Facing the challenges; Unesco, Ed.; The United Nations world water development report; UNESCO: Paris, 2014; ISBN 978-92-3-104259-1.
- [6] Hardy, L.; Garrido, A. Análisis y evaluación de las relaciones ente el agua y energía en España; Papeles de Agua Virtual; Fundación Botín: Madrid, 2010; ISBN 978-84-96655-79-9.
- [7] IDAE Estudio de prospectiva. Consumo energético en el sector del agua;
- [8] Gu, Y.; Li, Y.; Li, X.; Luo, P.; Wang, H.; Wang, X.; Wu, J.; Li, F. Energy Self-sufficient Wastewater Treatment Plants: Feasibilities and Challenges. *Energy Procedia* 2017, 105, 3741–3751.

- [9] Chae, K.-J.; Kang, J. Estimating the energy independence of a municipal wastewater treatment plant incorporating green energy resources. *Energy Conversion and Management* 2013, 75, 664–672.
- [10] Elbatran, A.H.; Yaakob, O.B.; Ahmed, Y.M.; Shabara, H.M. Operation, performance and economic analysis of low head micro-hydropower turbines for rural and remote areas: A review. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 2015, 43, 40–50.
- [11] Motwani, K.H.; Jain, S.V.; Patel, R.N. Cost analysis of pump as turbine for pico hydropower plants - A case Study. In *Proceedings of the Procedia Engineering*; 2013.
- [12] KSB Application-oriented Planning Documents for Pumps as Turbines; 2010;
- [13] INE Instituto Nacional de Estadística. (Spanish Statistical Office) Available online: <https://www.ine.es/welcome.shtml> (accessed on May 2, 2019).
- [14] Encuesta de infraestructura y equipamientos locales Available online: https://ssweb.seap.minhap.es/descargas-eiel/ver_cuadro_comun.php?cuadro=01&periodo=2017&detalle=0&provincia=10&municipio=110 (accessed on May 6, 2019).

Versão Provisória 2019-07-16

AVALIAÇÃO DE ALTERNATIVAS HIDROENERGÉTICAS NO PROJETO DE RESERVATÓRIO ELEVADO DE ÁGUA

Francisca Nara da Conceição Moreira¹, Jorge Fernando Hungria Ferreira², Bruno de Almeida da Silva³, Arllen Augusto Gomes Souza⁴, José Almir Rodrigues Pereira⁵

RESUMO

Analisa o impacto do volume útil de reservatório elevado no consumo e na despesa de energia elétrica em estação de bombeamento de água. A área de estudo foi o setor de abastecimento de água da Guanabara, município de Ananindeua, estado do Pará, Brasil. Inicialmente foram obtidas informações em documentos técnicos da Companhia de Saneamento do Pará (COSANPA), para conhecimento das dimensões e da rotina operacional das unidades de bombeamento e de reservação de água. Na segunda etapa foi dimensionado o volume útil do reservatório elevado (RE) para bombeamento de água em 24 e 21 horas. Na terceira etapa foram realizadas simulações das rotinas operacionais no software *Epanet 2.0*, para comparação da eficiência hidroenergética em cada volume útil do RE. Foi concluído que o aumento do atual volume útil do RE (500 m³) para 1469 m³ evitará bombeamento de água no horário de ponta, reduzindo 23% no consumo e 72% na despesa de energia elétrica. Na pesquisa foram constatadas a importância da simulação computacional nos projetos de engenharia e a necessidade de atualização da norma brasileira “NBR 12.217/1994 – Projeto de reservatório de distribuição de água para abastecimento público”.

Palavras-Chave:

Bombeamento, Consumo, Despesa, Energia Elétrica, Reservatório.

1. INTRODUÇÃO

Os sistemas de abastecimento de água (SAA) mais completos são constituídos por reservatórios apoiados e elevados, muitas vezes interligados por uma estação de bombeamento de água [1],[2], tendo o reservatório apoiado (RA) a função de armazenar maior volume de água e o reservatório elevado (RE) de garantir valores adequados de pressão da água distribuída na área de abrangência. Com isso, os volumes úteis do RA e do RE devem ser suficientes para atender ao volume demandado na rotina operacional, equilibrando as variações das vazões afluente ao RA, bombeada e de saída do RE (distribuída para consumo) em determinado período. Vários autores [3], [4] e [5] observam que o dimensionamento inadequado de volume útil de reservação acarreta maiores custos de construção e aumenta a despesa na rotina operacional do sistema.

Em muitos projetos é procurado apenas a redução dos custos construtivos, sendo comum o cálculo do volume útil mínimo do RE. Essa solução acaba impactando no aumento da capacidade dos conjuntos motor e bomba (CMB), resultando em maiores custos de instalação e de operação da estação elevatória de água. Além disso, o menor volume útil do RE é diretamente relacionado com a

¹ Universidade Federal do Pará (UFPA), Rua Augusto Corrêa, 1 - Guamá, Belém – Pará. naramoreira2012@gmail.com

² Universidade Federal do Pará (UFPA), Rua Augusto Corrêa, 1 - Guamá, Belém – Pará.

³ Universidade Federal do Pará (UFPA), Rua Augusto Corrêa, 1 - Guamá, Belém – Pará.

⁴ Universidade Federal do Pará (UFPA), Rua Augusto Corrêa, 1 - Guamá, Belém – Pará.

⁵ Universidade Federal do Pará (UFPA), Rua Augusto Corrêa, 1 - Guamá, Belém – Pará.

redução da flexibilidade operacional. [6] e [7] destacam que o RE garante maior estabilidade no fornecimento de água. Por sua vez, [8] e [9] comentam que esse reservatório pode armazenar água no horário de ponta, reduzindo sensivelmente os custos com energia elétrica.

No caso específico da Norma Técnica brasileira NBR 12.217 (1994) [10], “Projeto de reservatório de distribuição de água para abastecimento público”, da Associação Brasileira de Normas Técnicas, não é feita (ou apenas tem citação simples) referência ao consumo e ao custo de energia elétrica quando do dimensionamento do volume útil da unidade de reservação do SAA. [11], [12] e [13] comentam que essa lacuna tem contribuído para elevados custos de energia elétrica suportados pelos prestadores de serviço de abastecimento de água.

Assim, é preciso comparar os resultados hidroenergéticos em diferentes procedimentos de dimensionamento de volume útil de reservação disponíveis na literatura Brasileira. Nesse pensamento, [14] e [15] enfatizam que a simulação computacional hidroenergética permite determinar a maior eficiência em função do volume útil de reservação de água.

Apesar disso, a eficiência hidroenergética nem sempre é considerada no projeto da unidade de reservação. Desse modo, o objetivo da pesquisa é avaliar alternativa dimensionamento do volume útil de RE de sistema de abastecimento de água em escala real, considerando a redução do funcionamento dos CMB no horário de ponta, que corresponde a 3 horas de maior valor da tarifa de energia elétrica no dia.

2. METODOLOGIA

2.1 Descrição do sistema

A pesquisa foi desenvolvida para melhorar o desempenho hidroenergético do setor de Abastecimento de Água (SAA) do Bairro da Guanabara, município de Ananindeua, Pará, Brasil, conforme representado na Figura 1.

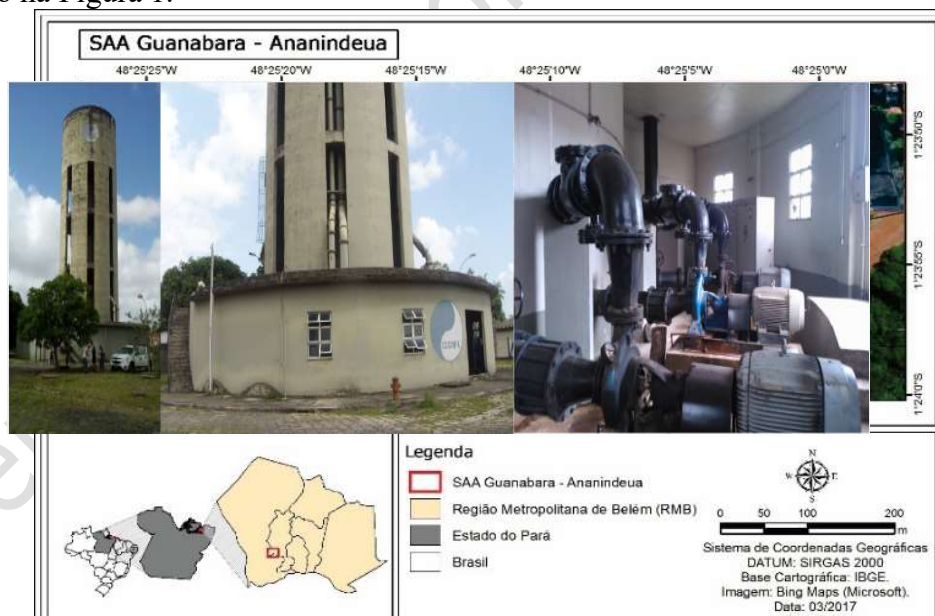


Figura 1. Localização do Setor Guanabara no município de Ananindeua, Pará.

O Setor Guanabara é o 37º Setor definido no Plano Diretor do Sistema de Abastecimento de Água (PDSAA) da RMB, tendo gerenciamento operacional e comercial da Unidade de Negócios BR 316 (UNIBR) da Companhia de Saneamento do Pará (COSANPA).

Esse Setor foi projetado para receber água tratada da subadutora Bolonha – Zona de Expansão (300 mm, 1188 m), dispendo de reservatório apoiado (RA) (850 m³), Estação Elevatória de Água Tratada

(EAT) (2+1), RE (500 m³), na cota 19,80 do terreno e rede de distribuição de água. No projeto foi estabelecido atendimento de 27250 habitantes na etapa final, considerando consumo per capita de água de 150 l/(hab.dia).

2.2 Etapas da pesquisa

A pesquisa foi desenvolvida em três etapas. Inicialmente foram consultados relatórios, cadastros técnicos, mapas de controle operacional e dados de consumo e despesa de energia elétrica da COSANPA, para conhecimento das características do sistema de bombeamento e reservação de água. Também foram obtidos e sistematizados dados operacionais das vazões horárias bombeada, reservada e distribuída no Setor Guanabara, bem como dados de faturas da despesa de energia elétrica no período de Agosto de 2016 a Janeiro de 2018.

Na Etapa 2 foram dimensionados dois volumes úteis do RE, considerando o procedimento dos volumes diferenciais, a curva de variação horária do consumo e a rotina de bombeamento de água de 24 horas/dia (Simulação I) e de 21 horas/dia (Simulação II). Além disso, no Simulação II foi estabelecida a paralisação dos CMB's no horário de ponta, que corresponde ao período de 18:30 as 21:29 em que é maior o valor da tarifa de energia elétrica no município de Ananindeua.

Na sequência de cálculo é determinado o valor médio da vazão de bombeamento (QB_{med}), com a divisão do volume total diário de água distribuído pelo tempo de operação dos CMB's em 24 horas. Em seguida, foi verificada a diferença entre os valores de QB_{med} e de vazão de água distribuída a cada hora. Com isso, o volume útil do RE foi calculado com a multiplicação do valor numérico da soma 24 horas pelo fator de segurança 1,2 recomendado no item 5.1.2 da NBR 12.217 (1994).

Para a avaliação do consumo e da despesa de energia elétrica nas rotinas operacionais, na Etapa 3 foram realizadas simulações no software *Epanet 2.0* com os dois volumes dimensionados, observando os mesmos dados de entrada do hidrograma de vazão, de diâmetros das tubulações e de características dos CMB's. Os dados obtidos nas duas simulações foram sistematizados para os horários de ponta (18:30 - 21:29) e fora de ponta de consumo (21:30-18:29).

No cálculo da despesa foram levantados os valores da tarifação de energia elétrica praticados pela concessionária local (Centrais Elétricas do Pará - CELPA), no caso R\$ 0,22/kWh no horário fora de ponta e R\$ 0,32/kWh no horário de ponta. Os valores da despesa de energia elétrica foram apresentados em Real e Euro, com base na taxa de conversão de € 1,00 = R\$ 4,40 divulgada pelo Banco Central do Brasil no dia 06/05/2019.

Os resultados das simulações foram sistematizados e comparados em tabelas e gráficos nos Softwares Microsoft Office Excel e no Minitab 18. Com isso, foi possível determinar qual volume útil do RE é mais eficiente do ponto de vista hidroenergética para o setor Guanabara.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Principais resultados

Na avaliação do desempenho hidroenergético foi verificado bombeamento contínuo do volume de água armazenado no RA para o RE, para atender à demanda de 8.390 m³/dia no Setor Guanabara. Com isso, foram registrados os valores dos consumos médios de energia elétrica de 5.676 kW no horário de ponta e de 50.935 kW no horário fora de ponta, resultando na despesa média de energia elétrica de R\$ 26.922,35.

Também foram verificados três CMB's de 60 Cv na opeação em paralelo (2+1) da EAT, tendo cada CMB 300 mm FoFo na linha de sucção e 400 mm FoFo na linha de recalque. Ainda foi identificado que o volume útil do RE circular (500 m³) foi mantido entre os níveis máximo e mínimo de água nas cotas 52,15 e 45,15, respectivamente.

Nessa rotina foi constatada despesa média de energia elétrica do Setor Guanabara de R\$ 26.922,35 nos 18 meses consecutivos da pesquisa (Agosto de 2016 a Janeiro de 2018), sendo, então, estudado o impacto do aumento da capacidade do reservatório elevado.

Com os dados operacionais da COSANPA foi elaborada a curva de consumo horário de água na rede de distribuição, para a determinação do valor médio da vazão de bombeamento (349 m³/h). Em seguida, foram estabelecidas as condições de bombeamento de água para os dois dimensionamentos do volume útil do RE. Na Figura 2a e 2b são apresentadas as curvas de bombeamento de água durante 24 horas e 21 horas, respectivamente.

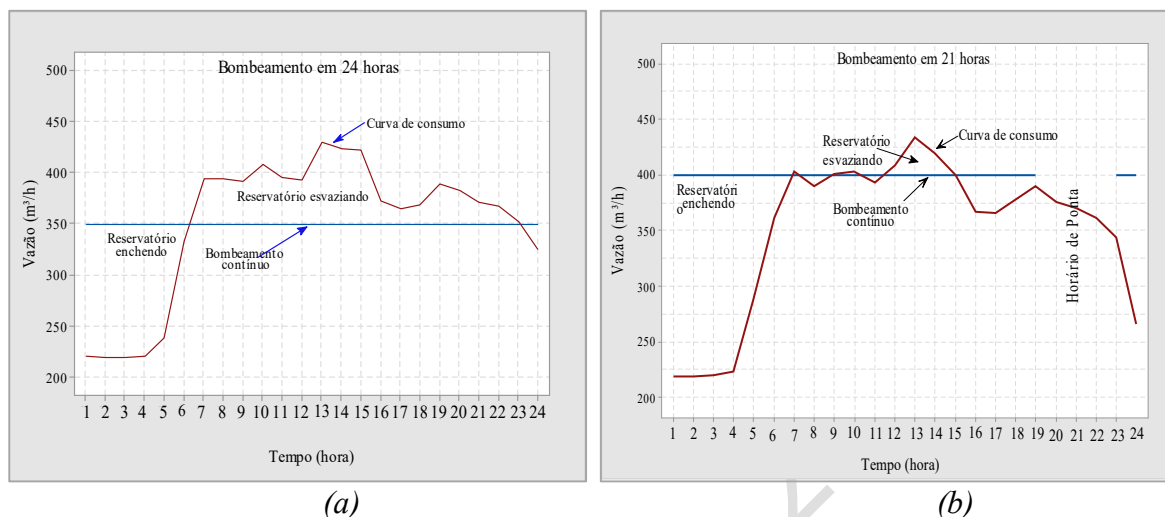


Figura 2. Curvas de bombeamento de água nas simulações 24 horas (a) e 21 horas (b).

Nos dois casos foi verificada elevação do nível de água no RE no período de 22:00 as 05:00 horas, quando o volume bombeado foi maior do que o volume encaminhado para a rede de distribuição de água. Nos demais horários do dia ocorreu o inverso, já que o aumento no consumo reduziu o nível de água no RE, sendo que a continuidade do bombeamento de água impediu que fosse atingido o nível mínimo do RE.

No procedimento dos volume diferenciais utilizado para os dois dimensionamentos do volume útil do RE foram consideradas rotinas de bombeamento de 24 horas e de 21 horas, para atender aos valores demandados na rede de distribuição de água do Setor Guanabara.

Nos dois dimensionamentos foi calculada a vazão média do consumo diário de água com a divisão do valor do somatória das vazões diárias ($\sum Q$) pelo total de horas de bombeamento de água. Com isso, foram obtidos os valores de 349 m³/h e de 399 m³/h para os dimensionamentos 1 e 2, respectivamente.

Em planilha do Software Excel foram organizadas colunas com os valores das vazão horárias de bombeamento (entrada) e de distribuição para a rede de distribuição de água para (saída). Nas duas colunas seguintes foram registrados os valores, positivos e negativos, das diferenças entre os valores horários das vazões de bombeamento (Q_{Bmed}) e de distribuição (Q_{Dist}).

A soma dos valores das colunas positiva ou negativa teve o mesmo valor numérico, correspondendo ao volume útil do RE de 671 m³ e de 1.175 m³ nos dimensionamentos 1 e 2, respectivamente. Com isso, foi adotada a recomendação da NBR 12.217 (1994) de multiplicação pelo fator de segurança de 1,25, o que resultou nos valores de volume útil do RE de 838 m³ no dimensionamento 1 e de 1.469 m³ no dimensionamento 2 para atender a demanda de água do Setor do Guanabara.

3.2 Consumo e despesa de energia elétrica

As duas simulações resultaram em diferentes rotinas de bombeamento na EAT para atender ao volume de água distribuído durante as 24 horas, o que é explicado com a paralisação e o acionamento dos CMB's nos valores máximo e mínimo de água do volume útil do RE. Isso resultou no bombeamento de 8.272 m³/dia na simulação I e de 7.618 m³/dia na simulação II, sendo na Figura 3 representadas as curvas de variação horária da vazão total bombeada na EAT do setor Guanabara.

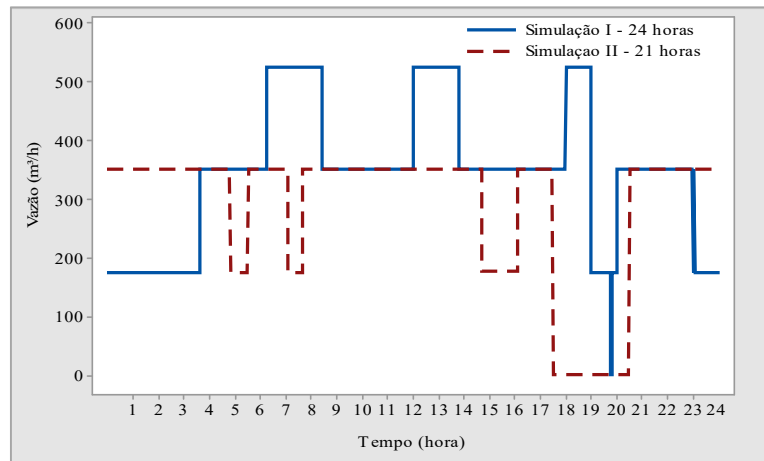


Figura 3. Vazão total bombeada na EAT nas Simulações 24 e 21 horas.

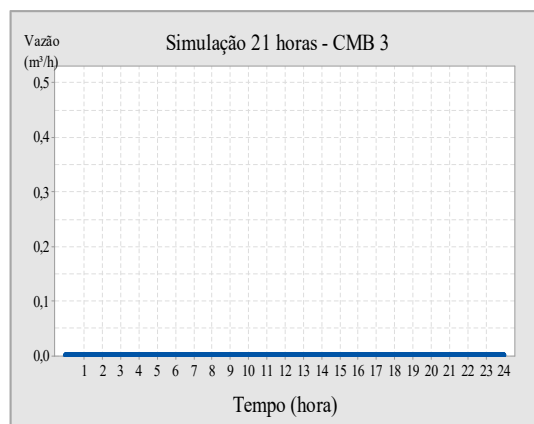
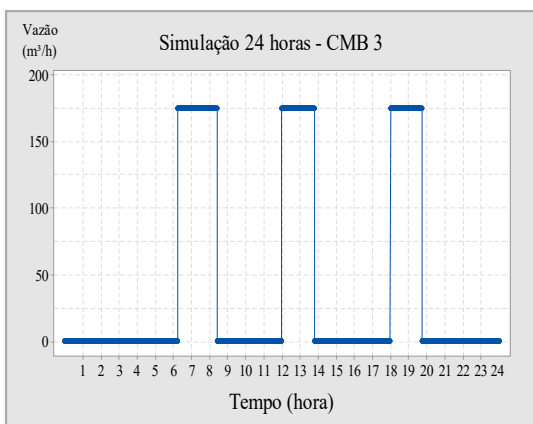
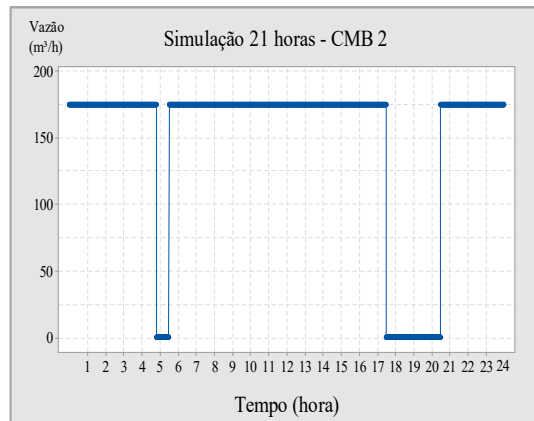
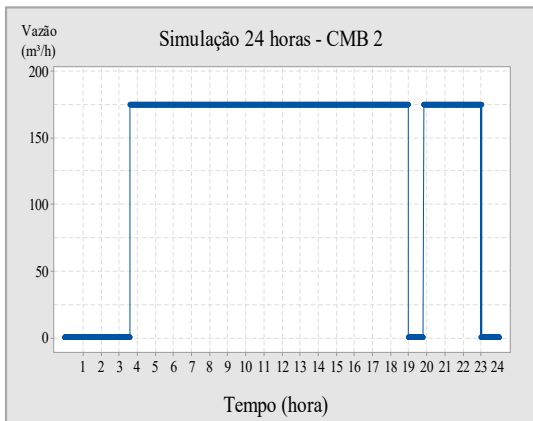
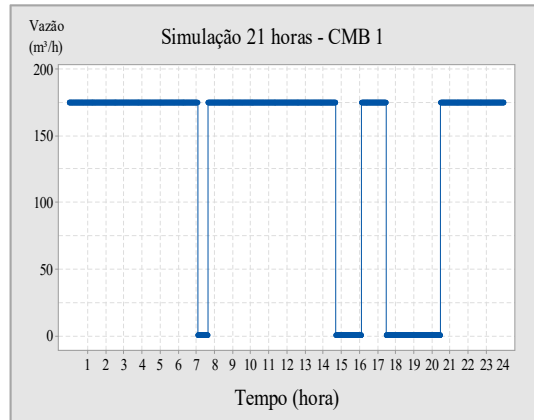
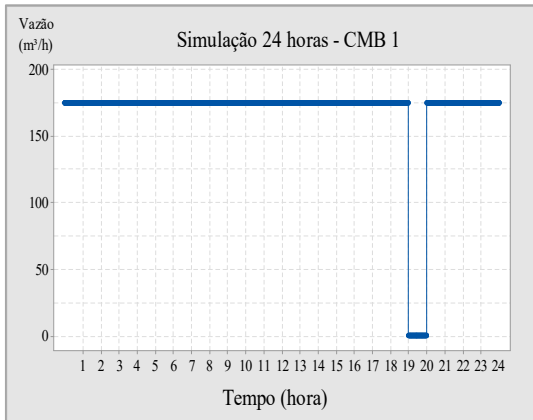
Para evitar esvaziamento do RE (838 m³), foi necessário o funcionamento de mais um CMB na EAT, no caso com 2, 2 e 3 acionamentos por dia dos CMBs 1, 2 e 3, respectivamente, conforme mostrado na Figura 4a. Com isso, a operação da EAT no horário fora de ponta foi com 19 horas do CMB 1, com 19 horas/dia CMB 2 e com 3 horas/dia do CMB 2, sendo que os 3 CMB's funcionaram por 2 horas no horário de ponta.

O aumento do volume útil do RE (1.469 m³) reduziu para 2 o número de CMBs utilizados no bombeamento da água, no caso com 4 e 3 acionamentos dos CMBs 1 e 2, respectivamente. Essa rotina resultou em tempo de operação de 16 horas/dia do CMB 1 e em 18 horas do CMB 2, não sendo acionado nenhum CMB no horário de ponta, conforme pode ser verificado na Figura 4b.

Considerando o número total de horas de funcionamento dos CMB's, no volume útil do RE de 838 m³ foram totalizadas 47 horas/dia, valor que foi diminuído para 34 horas/dia no volume de 1.469 m³.

Em relação ao consumo de energia elétrica foi obtido o valor de 987 kWh/dia com o volume útil de 838 m³, sendo 49% desse valor no CMB 1, 40% no CMB 2 e 11% no CMB 3. Também foi observado que 15 kWh (2%) do consumo de energia elétrica na EAT ocorreu no horário ponta.

A simulação II (1.469 m³) resultou em 756 kWh/dia na EAT, demonstrando que o maior volume útil do RE resulta em economia de 23% (231 kWh) em relação ao valor da simulação I. Para isso contribuíram a paralisação do bombeamento de água no horário de ponta e o fato do CMB 3 não ter sido acionado em nenhum momento, conforme pode ser observado na Tabela 1.



a

b

Figura 4. Rotina de Operação dos CMB's nas Simulações 24 horas (a) e 21 horas (b).

Tabela 1. Consumo Energia Elétrica nas Simulações Realizadas.

Simulações		CMB's	Funcionamento			Consumo de Energia elétrica					
			Horas/dia			(kWh/dia)				(kWh/mês)	(kWh/ano)
nº	RE (m³)		HFP	HP	Total	HFP	HP	Total CMB	Total	Total	Total
I	838	CMB 1	19	2	21	478	5	483	987	29.609	355.311
		CMB 2	19	2	21	394	5	399			
		CMB 3	3	2	5	100	5	105			
II	1.469	CMB 1	16	-	16	420	-	420	756	22.680	272.160
		CMB 2	18	-	18	336	-	336			
		CMB 3	-	-	-	-	-	-			

HFP: horário FORA de ponta do setor elétrico. HP: horário de ponta do setor elétrico.

Com os dados praticados pela concessionária de energia elétrica, foram obtidos os valores de despesa de energia elétrica de R\$ 11.926,00/mês (€ 2.710,45/mês) e R\$ 7.630,00/mês (€ 1.734,09/mês) para os volumes úteis de reservação de 838 m³ e de 1.469 m³, respectivamente.

Como o valor médio da fatura de energia elétrica do Setor Guanabara foi de R\$ 27.288,00 (€ 6.201,82/mês) no período analisado, os resultados das simulações correspondem a economia na despesa de energia elétrica de 56% caso venha a ser utilizado o volume útil do RE de 838 m³ ou de 72% no caso do volume útil de 1.469 m³.

Considerando apenas os dois volumes úteis das simulações (I e II) e projetando a despesa de energia elétrica no período de 1 ano, a despesa total da EAT será reduzida em 36% no maior volume útil do RE (1.469 m³) da simulação II. Na Tabela 2 são relacionados os valores da despesa de energia elétrica, em Real e em Euro/EUR, para o período de 1 ano.

Tabela 2. Despesa de Energia Elétrica nas Simulações Realizadas.

Simulação		CMB's	Acionamento			Despesa Energia Elétrica					
nº	RE (m³)		Nº/dia	Hora/dia	kWh/dia	HFP/R\$/dia	HP/R\$/dia	Total R\$/dia	Total R\$/dia	R\$/mês**	R\$/ano**
*	500	*	*	24	1.887	463	74	537	537	27.288	327.463
I	838	CMB 1	2	21	483	168	7	175	398	11.926	143.108
		CMB 2	2	21	399	145	7	152			
		CMB 3	3	5	105	64	7	71			
II	1.469	CMB 1	2	15	440	157	-	157	254	7.630	91.561

HFP: horário Fora de ponta do setor elétrico. HP: horário de ponta do setor elétrico.

* sem informação nos documentos pesquisados.

** taxa de conversão de € 1,00 = R\$ 4,40 do Banco Central do Brasil no dia 06/05/2019.

O aumento do volume útil do RE impacta positivamente na relação da despesa de energia elétrica por m³ bombeado. O valor verificado no volume de 500 m³ foi de R\$ 0,11 por m³/bombeado (€ 0,025), tendo diminuído para R\$ 0,05/m³ (€ 0,011) e R\$ 0,03/m³ (€ 0,007) com o aumento do volume útil do RE nas simulações 1 e 2, respectivamente.

Como as duas simulações foram realizadas com CMB's de mesma capacidade e com nível máximo de água no RE antes do início do horário de ponta, a maior capacidade de armazenamento de água do

RE (1.469 m³) possibilita melhor rotina de operação, com apenas dois CMB's funcionando por dia, e com menores tempos de operação, sem funcionamento no horário de ponta e com menores valores de consumo e de despesa de energia elétrica.

Assim, os resultados obtidos ratificam as recomendações de [16] e [17] da importância da paralisação do bombeamento de água no horário de ponta, ainda ressaltando a afirmação de [18], [19] e [20] quanto à necessidade de realização do estudo de alternativas que relacionem o volume útil da reservação de água com o consumo e a despesa de energia elétrica nos SAA's.

4. CONCLUSÕES

Com a pesquisa foi possível constatar que no projeto do volume útil do reservatório elevado precisa ser avaliada a paralisação do bombeamento no horário de ponta, observando a eficiência hidroenergética e o impacto na redução da despesa de energia elétrica. Para isso, a avaliação hidroenergética deve ser exigência expressa no termo de referência do contratante do projeto e dimensionamento dessa unidade do SAA.

No cálculo do volume útil com o procedimento dos volumes diferenciais é possível avaliar a condição operacional de paralisação do bombeamento no horário de ponta (18:30 as 21:29), o que deve ser focado quando da atualização da NBR 12.217 (1994), já que possibilita melhor ajuste no número e no período de funcionamento dos CMB's da EAT.

Assim, o projetista precisa estabelecer os critérios técnicos e/ou econômicos que utilizará para a melhor adequação do dimensionamento, já que a redução do custo de construção resulta em menor volume do RE, enquanto a economia na despesa de energia elétrica na operação da EAT é facilitada com o maior volume útil do RE.

No caso específico do setor Guanabara, o aumento da capacidade útil do Reservatório Elevado possibilitará a alteração na rotina operacional, melhorando o desempenho hidroenergético e reduzindo as despesas de energia elétrica no bombeamento de água.

Finalizando, a eficiência hidroenergética é diretamente relacionada com o volume útil do reservatório elevado do sistema de abastecimento de água, portanto, esse tema precisa ser avaliado no planejamento da concepção do sistema e detalhado no projeto de engenharia das unidades do sistema de abastecimento de água dos municípios brasileiros.

AGRADECIMENTOS

Ao Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento da Universidade Federal do Pará (LENHS/UFPa).

REFERÊNCIAS

- [1] URUNG, T.R.; STEWART, R. A., BEAL, C. D.; SHARMA, A. K. Smart meter enabled informatics for economically efficient diversified water supply infrastructure planning. *J. Clean. Prod.* 135, p. 1023-1033. 2016. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2016.07.017>.
- [2] CAETANO, C. S.; FRAGAA, J. M. B. GUILHERME, F. M. Planning for infrastructure capacity expansion of urban water supply portfolios with an integrated simulation-optimization approach. *Sustainable Cities and Society*. 29, p. 247–256. 2017.
- [3] PEREIRA, J. A. CONDURÚ, M. Abastecimento de água: informação para eficiência hidroenergética. João Pessoa: UFPB, 2014.
- [4] ZENG, X.T.; ZHANG, S.J.; HUANG, G.H.; ZHANG, P. A multi-reservoir based water-hydroenergy management model for identifying the risk horizon of regional resources-energy policy under uncertainties. *Energy Conversion and Management*, n. 143, p. 66-84, 2017.

- [5] MARINOSKI, A. K. Avaliação de viabilidade ambiental e econômica de sistemas de aproveitamento de água pluvial em habitação de baixo padrão: estudo de caso em Florianópolis, SC. *Ambiente Construído*, Porto Alegre, v. 18, n. 1, p. 423-443, jan./mar. 2018.
- [6] CHERCHI, C., BADRUZZAMAN, M., GORDON, M., BUNN, S., JACANGELO, J.G. Investigation of cost and energy optimization of drinking water distribution systems. *Environ. Sci. Technol.* 49, p. 13724-13732, 2015.
- [7] WALLACE, K.J., WAGNER, C., SMITH, M.J. Eliciting human values for conservation planning and decisions: a global issue. *J. Environ. Manag.* 170, p. 160-168, 2016.
- [8] MATROSOV, E., HUSKOVA, I., KASPRZYK, J., HAROU, J., LAMBERT, C., REED, P. Manyobjective optimization and visual analytics reveal key trade-offs for London's water supply. *J. Hydrol.* 531(3), p. 1040-1053, 2015.
- [9] FRAGA C.C.S., MEDELLÍN-AZUARA J., MARQUES G.F. Planning for infrastructure capacity expansion of urban water supply portfolios with an integrated simulation-optimization approach. *Sustainable Cities and Society*, Volume 29, 1, 2017.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12217. Projeto de reservatório de distribuição de água para abastecimento público, 1994.
- [11] SHOKRI, A.; BOZORG, O.; MARIÑO, M. A. Reservoir operation for simultaneously meeting water demand and sediment flushing: a stochastic dynamic programming approach with two uncertainties *J. Water Resour. Plann. Manag.*, n. 139, p. 277-289, 2013.
- [12] MAMADE, A.; CATARINA, S.; ANA MARQUES, A. LOUREIROA, D. HELENA ALEGREA, H. COVASC, D. Energy auditing as a tool for outlining major inefficiencies: results from a real water supply system. 13th Computer Control for Water Industry Conference, *Procedia Engineering*, p. 1098-1108, 2015.
- [13] MENKE R, ABRAHAM E, PARPAS P, STOIANOV I. Approximation of system components for pump scheduling optimisation. *Proc. Eng.* n. 119, p. 1059-68, 2015.
- [14] PEZZINGA, G. Embedding linear programming in multi objective genetic algorithms for reducing the size of the search space with application to leakage minimization in water distribution networks. *Environ. Model. Softw.* 69, p. 308-318, 2015.
- [15] GHADDAR, B.; NAOUM-SAWAYA, J.; KISHIMOTO, A.; TAHERI, N.; ECK, B. A. Lagrangian decomposition approach for the pump scheduling problem in water networks. *European Journal of Operational Research*, v. 241, n. 2, p. 490-501, 2015.
- [16] CHEN, Q.; SILIANG.; C. D. Improving water and energy metabolism efficiency in urban water supply system through pressure stabilization by optimal operation on water tanks. *Ecological Informatics*, n. 26, p. 111-116, 2015.
- [17] DENARO, S.; ANGHILERI, D.; GIULIANI, M.; CASTELLETTI. Informing the operations of water reservoirs over multiple temporal scales by direct use of hydro-meteorological data. *Advances in Water Resources*, n. 103, p. 51-63, 2017.
- [18] GOMES, H. P. (organizador). *Sistemas de bombeamento - eficiência energética*. In: GOMES, H.P.; OTERO, O. L. O.; COURA, S. P. *Ações de eficiência energética*. João Pessoa: Editora Universitária, UFPB, 2ª Edição. 459p. 2012.
- [19] IWONA, RYBKAA.; ELZBIETA, B. N.; MIECZYSÁAW P. Cost Risk in Water and Sewerage Systems Construction Projects. *Procedia Engineering*. 161, p. 163 – 167. 2016.
- [20] XU, Q. Improving water and energy metabolism efficiency in urban water supply system through pressure stabilization by optimal operation on water tanks. *Ecological Informatics*, 2015.

MONITORIZAÇÃO E REVISÃO DE PLANO DE GESTÃO DE PERDAS DE ÁGUA E ENERGIA

Aisha Mamade¹, Paulo Praça², Dália Loureiro³, Dídia Covas⁴,

INTRODUÇÃO

Os serviços de águas consumiram em 2014 cerca de 4% do consumo elétrico mundial, de acordo com dados da Agência Internacional de Energia [1]. De acordo com a mesma fonte, a captação de águas subterrâneas e superficiais representa 40% deste consumo e a distribuição de água aos consumidores representa metade deste valor. Devido à inexistência de um nível adequado de reabilitação, as perdas de água nos sistemas de abastecimento de água têm vindo a aumentar e a originar um acréscimo de consumo energético devido àquela ineficiência nos sistemas. De acordo com a ERSAR, cerca de 30% da água entrada nos sistemas não é faturada (este valor inclui perdas reais, perdas aparentes e consumos autorizados não faturados). Segundo o PENSAAR 2020, os gastos com energia em sistemas de abastecimento de água correspondem a 25-40% dos gastos operacionais das entidades gestoras destes sistemas. Em sistemas com elevada componente de bombagem, por exemplo, em sistemas com captações próprias e com transporte de água, existe um elevado potencial para redução do consumo energético por via da redução de perdas reais. Não obstante, a alteração do caudal e altura de elevação de água bombeada pode alterar o rendimento dos grupos eletrobomba, devido ao afastamento do ponto ótimo de funcionamento, principalmente se não existirem variadores de velocidade associados.

O presente trabalho tem como objetivo proceder à monitorização do impacto de medidas implementadas pela entidade gestora (EG) para gestão de perdas de água e de energia. O caso de estudo corresponde a um sistema de abastecimento de água desde a captação até à distribuição, constituído por 305 km de condutas, 17800 ramais, 11 captações, 3 estações elevatórias, 5 sobressessoras e 7 reservatórios de regularização.

METODOLOGIA

A EG elaborou um plano de gestão de perdas de água e energia a 5 anos para o sistema e para a área prioritária no âmbito do projeto iPerdas [2]. No presente estudo efetuou-se um trabalho de monitorização e revisão dos planos elaborados com o objetivo de analisar o impacto de medidas de redução de perdas de água na eficiência energética. A monitorização e revisão do plano de gestão de perdas de água e energia envolveu (i) o cálculo de balanços hídricos e energéticos para todos os anos seguintes ao ano de referência [3]; (ii) o cálculo de indicadores de desempenho definidos no sistema de avaliação e a sua comparação com os valores previstos no plano e (iii) a análise do impacto da redução de perdas de água no consumo energético no sistema na área de intervenção prioritária.

¹ CERIS, Instituto Superior Técnico, Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisboa, Portugal. aisha.mamade@tecnico.ulisboa.pt

² Câmara Municipal do Barreiro, R. Miguel Bombarda

³ Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Av. Brasil, 101-A

⁴ CERIS, Instituto Superior Técnico, Av. Rovisco Pais, 1049-001 Lisboa, Portugal

RESULTADOS PRELIMINARES

A comparação de indicadores de desempenho na situação atual (2017) e na situação de referência (2014) revelou uma ligeira redução na água não faturada (1%). Em termos de componentes de água não faturada verificou-se uma redução mais significativa na água não medida (4%). Esta redução resulta do aumento da cobertura de medição no sistema, associada à medição de consumos próprios, instalação de contadores de rega e renovação de 20% do parque de contadores. Também se verificou uma redução de perdas reais associada à substituição programada de alguns ramais e reparação de roturas. A entidade tem vindo a melhorar o seu sistema de monitorização, tendo instalado analisadores de energia nos grupos eletrobomba. Verificou-se um decréscimo significativo no rácio entre a energia fornecida e a energia mínima (E3): o sistema fornecia em 2014 três vezes a energia mínima necessária e passou a fornecer apenas o dobro da energia mínima (Figura 1).

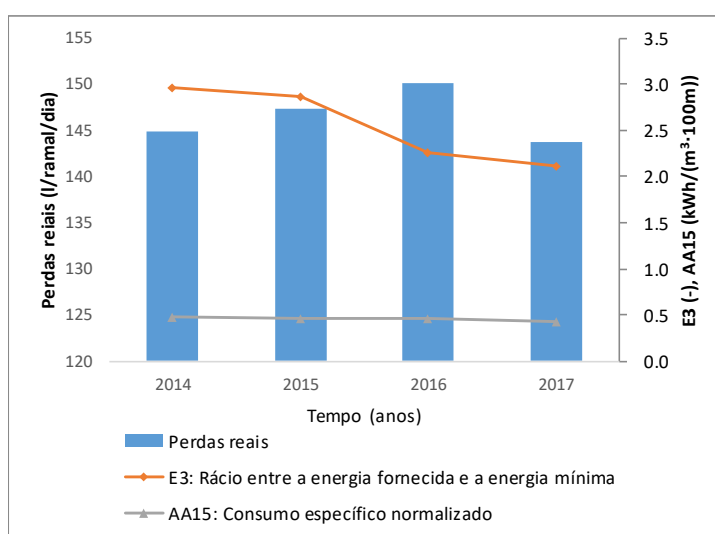


Figura 1. Evolução de alguns indicadores de desempenho.

REFERÊNCIAS

- [1] IEA, “Water Energy Nexus - Excerpt from the World Energy Outlook 2016,” 2016.
- [2] D. Loureiro, A. Mamade, R. Ribeiro, P. Vieira, H. Alegre, and S. T. Coelho, “Implementing water-energy loss management in water supply systems through a collaborative project,” in *IWA Water Loss*, 2014.
- [3] A. Mamade, D. Loureiro, H. Alegre, and D. Covas, “A comprehensive and well tested energy balance for water supply systems,” *Urban Water J.*, vol. 14, no. 8, 2017.

ANÁLISE ENERGÉTICA DO CONTROLE DE PRESSÕES COM O USO DE INVERSORES DE FREQUÊNCIA

Kamilla Henrique Mendonça¹, Heber Pimentel Gomes², Mauricio Villanueva³, Saulo de Tarso Marques Bezerra^{3,4}, Simplício Arnaud da Silva⁵

RESUMO

Recursos como água e energia, além de essenciais ao desenvolvimento de qualquer sociedade, se mostram cada vez mais escassos e onerosos. Seu uso deve ser vinculado a planejamentos orientados e eficientes. Com base nesta problemática, esse artigo tem como objetivo embasar a importância de aplicar técnicas de automação e melhoria na operação de sistemas de abastecimento, visando a redução do consumo de energia elétrica e o uso consciente da água. Com a aplicação de inversores de frequência, é possível constatar a atuação eficiente no controle da pressão, na redução do consumo energético e na manutenção do rendimento do conjunto motobomba (CMB).

PALAVRAS-CHAVE

Eficiência Energética, Sistemas de Abastecimento de água, Automação

INTRODUÇÃO

Os sistemas de bombeamento, muitas vezes empregados em SAA, operam a frequências fixas, quando solicitados. Ou seja, mesmo nos períodos de menores demandas, o sistema opera com rotação fixa, quando comparado aos períodos de maiores demandas, que exigiria mais do CMB. Essa modalidade de operação, não reduz a frequência de operação do CMB, o que induz a um maior gasto energético, visto que nos períodos noturnos, onde a demanda decai, não se verifica grandes necessidades de vazões e pressões [1].

O uso associado de inversores de frequência a operação de CMB garante uma redução no consumo energético, visto que o sistema só irá operar nas máximas frequências, quando a rede estiver em seu período de máxima demanda [2]. Desta forma, o objetivo deste artigo é apresentar uma validação do uso de inversores de frequência associado a um CMB na operação de um sistema pressurizado de distribuição de água, com intuito de controlar as pressões na rede na situação de máxima e mínima demanda.

METODOLOGIA

Para o desenvolvimento deste trabalho, os testes realizados foram aplicados em um sistema piloto de distribuição de água, instalado no Laboratório de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento da Universidade Federal da Paraíba (LENHS/UFPB). As três saídas da rede real, simulam as entradas

¹ Universidade Federal da Paraíba/Aluna de Doutorado (PPGEM-UFPB). Cidade Universitária, s/n – Campus I, João Pessoa – PB – CEP: 58059-900. Brasil. kamillapdm@hotmail.com

² Universidade Federal da Paraíba/Professor (UFPB). Cidade Universitária, s/n, Campus I. João Pessoa Brasil.

³ Universidade Federal da Paraíba/Professor (UFPB). Cidade Universitária, s/n, Campus I. João Pessoa Brasil.

⁴ Universidade Federal de Pernambuco/Professor (UFPE), Caruaru – Pernambuco – Brasil.

⁵ Universidade Federal da Paraíba/Professor (UFPB). Cidade Universitária, s/n, Campus I. João Pessoa Brasil.

das múltiplas parcelas do sistema de irrigação pressurizado, proposto para simulação do presente estudo de caso.

O sistema é automatizado dotado de medidores de vazão, transdutores de pressão, válvulas redutoras de pressão, sendo pressurizado através de um conjunto motor bomba. A comunicação entre os sensores e atuadores é realizada via cabeamento, através de um Controlador Lógico Programável (CLP).

RESULTADOS E CONCLUSÕES

Constatou-se a necessidade em se levantar a curva de rendimento do CMB, visto que a proposta tem como base alterar as frequências do motor para que o sistema se ajuste as novas demandas da rede. Para que esse procedimento se mostre viável, ao se alterar as frequências de rotação do motor, o rendimento do CMB não deve apresentar oscilações bruscas. Logo, foi realizado levantamento do rendimento do CMB para diferentes frequências, conforme ilustrado na Figura 1.

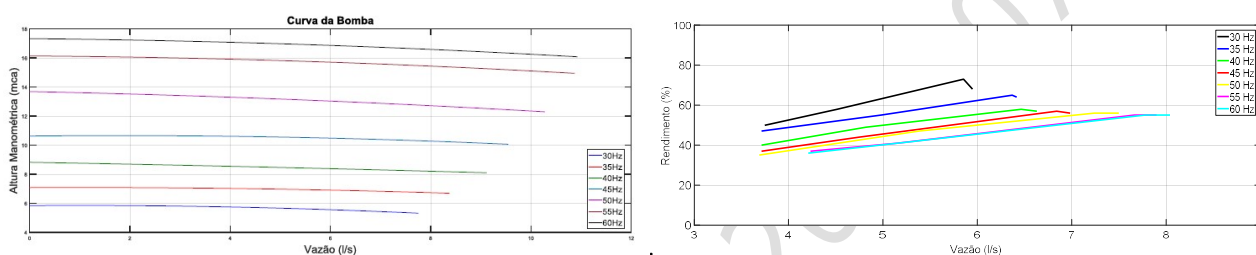


Figura 1. Curva de rendimentos e controle da pressão

O uso de inversores de frequência mostra-se cada vez mais eficiente para a obtenção das melhores condições e operações em redes de abastecimento de água. O controle das pressões vem se mostrando como uma das técnicas de melhoramento mais eficientes e utilizadas com o objetivo de reduzir as perdas reais e o desperdício de água. Após a análise do gráfico do comportamento das pressões, conclui-se que o uso de inversores de frequência se mostra bastante eficiente no controle das pressões. Os resultados alcançados neste trabalho demonstraram que houve uma redução de 48,6% no gasto energético do conjunto motobomba, em comparação com esse mesmo sistema operando sem a intervenção do inversor de frequência. Com a aplicação do inversor de frequência, foi possível constatar, também, a atuação eficiente no controle da pressão na rede, sem que houvesse prejuízo significativo do rendimento do conjunto motobomba.

REFERÊNCIAS

- [1] JMOURA, G. N. P. A relação entre água e energia: gestão energética nos sistemas de abastecimento de água das companhias de saneamento básico do Brasil. Rio de Janeiro, 2010. Dissertação de mestrado-Programa de Planejamento Energético -Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2010.
- [2] TARDELLI FILHO, J. Aspectos relevantes do controle de perdas em sistemas públicos de abastecimento de água. Revista DAE (Brasil), v., n., p.6-20, Jan.-Abr. 2016.

HIERARQUIZAÇÃO DE AÇÕES DE EFICIÊNCIA HIDROENERGÉTICA EM SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA: ESTUDO DE CASO

Liliane Klemann Raminelli¹, Daniel Costa dos Santos²

RESUMO

A maioria dos sistemas de abastecimento de água (SAA) dos países em desenvolvimento apresentam altos índices de perdas de água e de consumo de energia. Tornam-se, portanto, essenciais estratégias que visem a conservação de água e energia em SAA. O desafio, porém, é definir quais ações trarão melhores resultados ao sistema baseadas em múltiplos critérios e pelos diferentes interesses dos stakeholders do sistema. O objetivo desse estudo, é apresentar a aplicação de uma ferramenta de apoio à tomada de decisão, utilizando o Método da Análise Hierárquica, que estabeleça uma hierarquização entre ações de conservação de água e energia nos SAA. Para isso, foi realizado um estudo de caso na cidade de Curitiba, Brasil. A detecção e correção de vazamentos, o uso racional da água e a substituição das adutoras antigas por novas adutoras foram as ações selecionadas. Essas ações foram avaliadas por meio do custo de implantação, vazão captada, consumo de energia e cobertura populacional. Com o auxílio da ferramenta foi apontado que a ação de detecção e correção de vazamentos foi a melhor classificada. Possibilitando, com isso, a elaboração de um conjunto de diretrizes para o uso eficiente da água e energia no SAA analisado.

Palavras-Chave

Método da Análise Hierárquica, Consumo de energia, Perdas de água

1. INTRODUÇÃO

No Brasil em torno de 2,3% da energia é consumida pelos sistemas de abastecimento de água (SAAs) [1]. Além disso, o Brasil também possui um índice médio de perdas de água de 38% [2]. Esses dados demonstram a necessidade de melhorar a eficiência hidroenergética dos SAAs. Ações que visem um funcionamento mais eficiente têm sido amplamente estudadas. Porém, a escolha de qual dessas ações executar para um melhor funcionamento do sistema é um grande desafio, visto que essa escolha pode ser feita em função de múltiplos critérios. Além disso, há vários *stakeholders* envolvidos em um SAA, como a empresa prestadora de serviços de saneamento, a comunidade, os órgãos públicos, entre outros e cada um desses possui interesses diferentes. Assim, torna-se um desafio conciliar o interesse desses *stakeholders* com relação aos múltiplos critérios de avaliação. Uma das maneiras de resolver esse conflito é utilizar Sistemas de Apoio à Decisão Multicritérios, pois são métodos que possuem uma forte habilidade de produzir soluções bem estruturadas, consistentes e objetivas para questões com decisões complexas. Nesse trabalho será utilizado o Método da Análise Hierárquica (AHP).

O objetivo desse estudo é apresentar uma ferramenta de apoio à tomada de decisão, utilizando o AHP, que estabeleça uma hierarquização entre ações de conservação de água e energia em SAAs a fim de

¹ Universidade Federal do Paraná/Departamento de Hidráulica e Saneamento. Caixa Postal 19011 – Bairro Jardim das Américas – CEP: 81530-000 – Curitiba – Paraná – Brasil. liliane_kl@hotmail.com

² Universidade Federal do Paraná/Departamento de Hidráulica e Saneamento. Caixa Postal 19011 – Bairro Jardim das Américas – CEP: 81530-000 – Curitiba – Paraná – Brasil.

promover o uso eficiente desses insumos no meio urbano. Para isso, foi realizado um estudo de caso em parte do SAA da cidade de Curitiba, Brasil.

2. ESTUDO DE CASO

No fluxograma a seguir, conforme Figura 1, é apresentada a estrutura da ferramenta que foi aplicada para hierarquizar ações de eficiência de conservação de água e energia no SAA sob estudo.

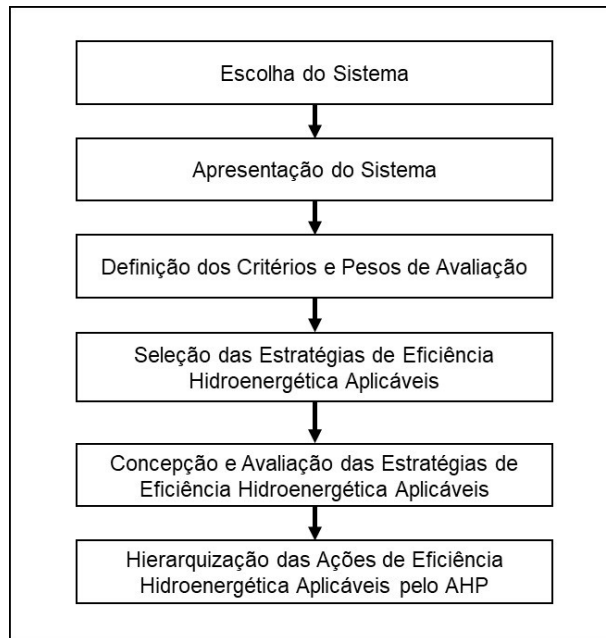


Figura 1. Fluxograma da metodologia do estudo de caso

Conforme ilustrado na Figura 1, a ferramenta em foco é estruturada em 6 etapas, as quais são descritas a seguir.

2.1 ESCOLHA DO SISTEMA

Para esse estudo de caso foi escolhida uma parte do sistema de abastecimento de água de Curitiba, Brasil. Esse sistema foi escolhido pela disponibilidade de dados, por possuir vários arranjos em único sistema e por conter altos índices de perdas de água em algumas de suas redes de distribuição.

2.2 APRESENTAÇÃO DO SISTEMA

Após essa escolha partiu-se para a apresentação do sistema, na qual foram levantadas todas as informações pertinentes para a aplicação da ferramenta. Na Figura 2 é apresentado o esquema desse SAA.

A Figura 2 mostra que a água captada no Rio A é aduzida para tratamento na Estação de Tratamento de Água (ETA) e armazenada no Reservatório A (capacidade total de 15000 m³). Após ser tratada, parte dessa água é recalçada por um sistema elevatório composto por 3 conjuntos motobomba (pump) em paralelo com inversor de frequência, estando dois em funcionamento e um como reserva. Esse sistema elevatório recalca a água e faz sua distribuição em marcha na rede de distribuição do Setor A, o qual possui um reservatório de ponta situado no bairro B denominado Reservatório B, cujo volume é de 2000 m³. O volume reservado no Reservatório B é recalçado por 3 conjuntos motobomba em paralelo sem inversor de frequência (dois em funcionamento e um reserva) e distribuído em marcha para o setor B. Após a distribuição nesse setor, uma parcela do volume de água segue para o Reservatório C (volume de 300 m³), a qual é distribuída por gravidade para o setor C. E outra parcela

segue para o Reservatório D (volume de 200 m³) sendo, por fim, distribuída por gravidade para o setor D.

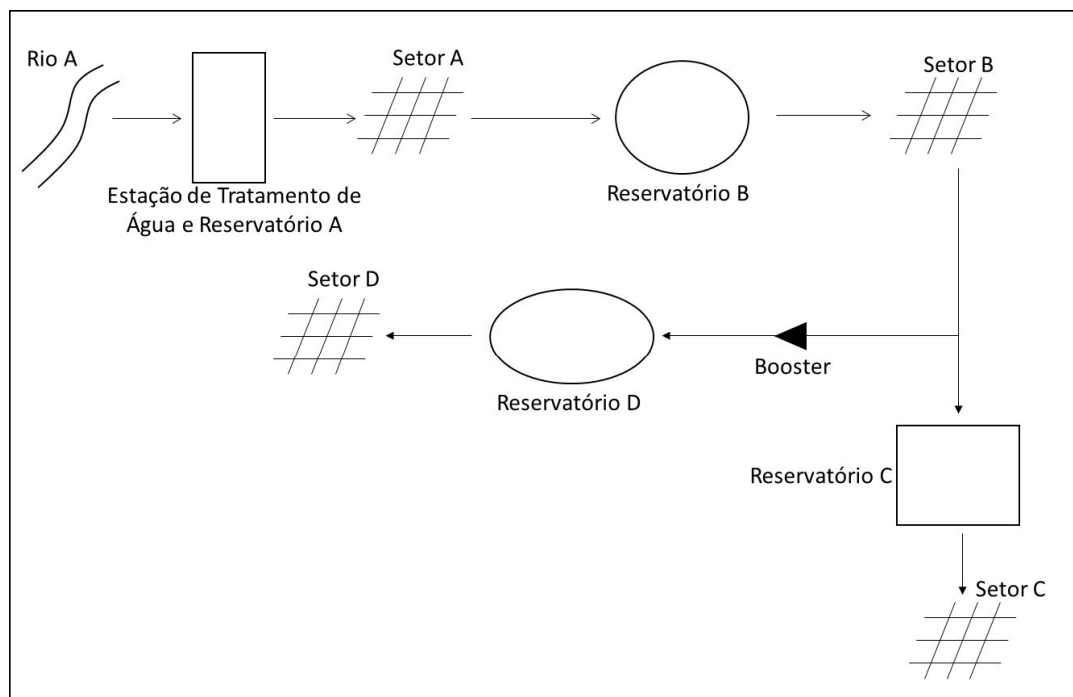


Figura 2. Representação esquemática do SAA em estudo.

No Quadro 1 são apresentadas a população atendida, o consumo per capita da população atendida e as perdas de água no período compreendido entre Janeiro e Dezembro de 2016.

Quadro 1 – População atendida e consumo per capita médio de água da população atendida nos setores componentes do SAA em estudo

Setor	População atendida (hab.)	Consumo per capita médio da população (l/hab.d)	Perdas de água (%)
A	26.554	104,8	36,84
B	10.810	100,7	50,59
C	1.120	282,7	7,99
D	1.664	226,8	9,38

Nota-se no Quadro 1 que os setores A e B possuem altos índices de perdas de água, 50,59% e 36,84%, respectivamente. Levando-se em consideração que o índice médio de perdas de água para o estado do Paraná em 2016 foi de 34,73%, e para o Brasil foi de 38,1%, percebe-se que os índices de perdas de água em ambos os setores podem ser reduzidos a fim de que sejam inferiores às médias apresentadas [2].

Além disso, enquanto nos setores C e D os consumos per capita médios de água são extremamente altos, na ordem de 282,7 l/hab.d e 226,8 l/hab.dia, respectivamente, nos setores A e B os consumos são mais baixos, em torno de 104,8 l/hab.dia e 100,7 l/hab.dia, respectivamente. De acordo com o SNIS (2018) [2], o consumo per capita médio no estado do Paraná em 2016 foi de 137,81 L/hab.dia e no Brasil foi de 154,14 L/hab.dia, evidenciando, assim, que os consumos apresentados nos setores C e D são elevados.

A descrição técnica das adutoras componentes do SAA sob estudo pode ser observada no Quadro 2 que apresenta características importantes por adutora.

Quadro 2 – Características técnicas e ano de instalação das adutoras componentes do SAA em estudo

	Material	Diâmetro (mm)	Ano de Instalação
Adutora entre ETA e Reservatório A e Reservatório B	Ferro fundido dúctil	400	2003
	PVC Defofo	300	2000
Adutora entre Reservatório B e Tê de bifurcação	PVC Defofo	200	2000
Adutora entre Tê de bifurcação e Reservatório C	PVC Defofo	150	2000
Adutora entre Tê de bifurcação e Booster	PVC Defofo	150	2000
Adutora entre Booster e Reservatório D	PVC Defofo	150	2000

2.3 DEFINIÇÃO DOS CRITÉRIOS E PESOS DE AVALIAÇÃO

Nessa etapa são definidos os critérios que serão utilizados para avaliar as estratégias de conservação de água e energia. Além disso, após a seleção dos critérios, deve ser feita uma consulta aos *stakeholders* do SAA a fim de que estes julguem os critérios selecionados. Os critérios devem ser julgados par a par, ou seja, dois critérios são diretamente comparados entre si no intuito de valorar cada um deles. Esse julgamento pode ser feito de duas formas, voto em consenso ou julgamentos individuais [3]. Para o voto em consenso é necessário que o grupo chegue a um acordo para cada um dos julgamentos realizados. Porém, quando não há possibilidade dos *stakeholders* se reunirem, cada um destes pode julgar individualmente as comparações par a par por meio de questionários. E, após isso, é feita a média geométrica dos julgamentos individuais a fim de obter o julgamento do grupo para cada comparação. Como mostrado por Aczel e Saaty (1983) [4], a média geométrica é a única regra apropriada para a combinação de julgamentos no AHP porque preserva a propriedade recíproca nas matrizes combinadas de comparação par a par.

O julgamento dos critérios deve seguir a escala de julgamentos de importância definida por Saaty (1980), apresentada no Quadro 3.

Quadro 3 – Escala de julgamentos de importância definida por Saaty (1980)

Intensidade de importância	Definição	Significado
1	Importância igual	Dois critérios contribuem igualmente para o objetivo
3	Importância levemente forte sobre a outra	A contribuição de um dos critérios é levemente superior à do outro
5	Importância forte	Um critério é fortemente favorecido em comparação com outro
7	Importância muito forte	Um critério é favorecido muito fortemente sobre o outro
9	Importância extremamente forte	A importância de um critério domina em absoluto o outro
2, 4, 6, 8	Valores intermediários entre dois julgamentos	Valores utilizados quando o julgamento está entre dois valores ímpares
Recíprocos	Se a alternativa i tem uma das intensidades de importância ou de preferência de 1 a 9, quando comparada com j, então j tem o valor recíproco quando comparado com i	
Racionais	Proporção quando surgem na escala	Se consistência tiver que ser forçada para obter n valores numéricos para completar a matriz

No estudo de caso em questão foram selecionados quatro critérios: cobertura populacional, vazão captada, consumo de energia e custo de implantação. Esses critérios foram escolhidos no intuito de que fossem avaliadas as esferas ambiental (vazão captada e consumo de energia), social (cobertura populacional) e financeira (custo de implantação).

Para a definição dos pesos dos critérios no estudo de caso foi utilizado um questionário por meio do qual os *stakeholders* envolvidos julgaram par a par os critérios selecionados de acordo com a escala de julgamentos definida por Saaty (1980). Foram entrevistados profissionais que trabalham na prestadora de serviços de saneamento municipal, na agência de águas estadual, no instituto ambiental estadual, nas secretarias do meio ambiente municipal e estadual e na fundação nacional da saúde. Foram também entrevistados profissionais de empresas privadas, professores, estudantes representando o setor acadêmico, além da comunidade em geral. Após foi elaborada uma composição entre os questionários respondidos utilizando a média geométrica dos julgamentos dos critérios par a par. De posse dos julgamentos par a par dos critérios pelos *stakeholders* executou-se o AHP a fim de verificar qual a prioridade dada aos critérios julgados.

O próximo passo foi agrupar essas prioridades em uma única matriz, que represente a opinião do grupo como um todo. Para isso, novamente de acordo com Aczel e Saaty (1983) [5], as prioridades individuais de cada um dos *stakeholders* foram agregadas em uma única matriz por meio da média geométrica. Obteve-se, assim, a hierarquização dos critérios avaliados pelo grupo no Quadro 4.

Quadro 24 – Hierarquização dos criterios avaliados pelo grupo de stakeholders entrevistado

Ordem de Hierarquia	Critério	Pesos
1°	Vazão captada	31%
2°	Cobertura populacional	30%
3°	Custo de implantação	20%
4°	Consumo de energia	19%

De acordo com o Quadro 4, depreende-se, portanto, que o grupo de *stakeholders* entrevistados considera mais importantes os critérios vazão captada e cobertura populacional e, somente após ailiar esses dois critérios, irá considerar os critérios custo de implantação e consumo de energia.

2.4 SELEÇÃO DE ESTRATÉGIAS DE EFICIÊNCIA HIDROENERGÉTICA APLICÁVEIS

Para a seleção das estratégias foram observados os critérios de desempenho do sistema apresentados anteriormente. Como observou-se, as adutoras possuem entre 15 e 18 anos, estando possivelmente reduzidos os seus coeficientes de rugosidade e, conseqüentemente, as vazões transportadas por elas. Assim, uma das estratégias selecionadas foi a substituição dessas adutoras por adutoras novas.

Além disso, dado que os setores A e B possuem elevados índices de perdas de água, foi prevista a estratégia de detecção e correção dos vazamentos para os mesmos.

Outra característica do sistema é o alto consumo per capita médio de água nos setores C e D, tendo sido selecionada para estes a estratégia de uso racional da água.

2.5 CONCEPÇÃO E AVALIAÇÃO DAS ESTRATÉGIAS DE EFICIÊNCIA HIDROENERGÉTICA SELECIONADAS

Após a seleção das estratégias de conservação de água e energia aplicáveis ao sistema, partiu-se para a concepção das mesmas, pela utilização do software Epanet 2.0. Primeiramente, o sistema em estudo foi concebido para a situação do dia de maior consumo no período sob estudo, ocorrido no dia 13/12/2016. Após essa concepção foram simuladas todas as aplicações de estratégias de conservação de água e energia selecionadas.

No Quadro 5 são apresentados essas estratégias para cada setor de aplicação, descritos os respectivos objetivos da estratégia, assim como são apresentados os setores diretamente influenciados.

Quadro 5 – Estratégias selecionadas e o setor de aplicação dessas ações definidas a partir das estratégias selecionadas e os setores que serão influenciados por esas ações

Estratégia		Setor de Aplicação	Ação		Setor que será influenciado pela ação
1	Detecção e correção de vazamentos	A	1.1	Aumentar a cobertura populacional no setor A	A
			1.2	Aumentar a cobertura populacional no setor B	B
		B	1.3	Aumentar a cobertura populacional no setor B	B
			1.4	Aumentar a cobertura populacional nos setores A, C e D	B, C e D
2	Uso racional da água	C	2.1	Aumentar a cobertura populacional no setor C	C
			2.2	Aumentar a cobertura populacional no setor B	B
		D	2.3	Aumentar a cobertura populacional no setor D	D
			2.4	Aumentar a cobertura populacional no setor B	B
3	Substituição das adutoras antigas por novas	Entre a captação na ETA e Reservatório A e o Reservatório B	3.1	Aumentar a cobertura populacional no setor A	A
			3.2	Aumentar a cobertura populacional no setor B	B
		Entre o Conjunto de Bombas 2 até os setores C e D	3.3	Aumentar a cobertura populacional do setor B	B
			3.4	Aumentar a cobertura populacional do setor C e D	C e D

Cabe destacar que cada ação selecionada foi aplicada em dois setores diferentes e, para cada setor de aplicação, foram estipulados dois objetivos distintos.

Estratégia 1: Detecção e correção de vazamentos

Para a Estratégia 1, detecção e correção de vazamentos, os setores de aplicação dessa estratégia foram os setores A e B pois esses setores possuem altos índices de perdas de água. Foi assumida, portanto, a hipótese de que com a execução dessa estratégia, 50% dos vazamentos nos 2 setores seriam eliminados, por meio da substituição das tubulações avariadas. A estratégia foi aplicada separadamente em cada um dos setores.

Com a execução dessa estratégia no setor A houve uma redução no volume de consumo de água desse setor. Essa redução de volume pode ser utilizada com dois objetivos distintos, sendo o primeiro deles, utilizar esse volume de água que não está mais sendo desperdiçado para aumentar a cobertura populacional no próprio setor A (Ação 1.1) e, um segundo objetivo seria utilizar esse volume de água para aumentar a cobertura populacional no setor B (Ação 1.2).

Em um segundo momento simulou-se no *software* Epanet 2.0 a mesma estratégia de detecção e correção de vazamentos no setor B, também com dois objetivos diferentes, sendo um deles a utilização do volume de água que não está mais sendo desperdiçado no setor B para aumentar a cobertura populacional do próprio setor B (Ação 1.3), e o outro o uso desse volume de água para aumentar a cobertura populacional no setor A (Ação 1.4).

Com relação ao custo de implantação dessa estratégia foi realizado um levantamento acerca de licitações contratadas por uma empresa prestadora de serviços de saneamento para o serviço de

detecção acústica de vazamentos não visíveis e identificação de vazamentos visíveis em redes de distribuição de água, incluindo ramais, registros e outras singularidades nos SAA e chegou-se a um custo médio de detecção de R\$ 779,00 por quilômetro (km) de tubulação investigado. Além da pesquisa e detecção de vazamentos assumiu-se a hipótese de que o reparo dos vazamentos possui um custo médio de R\$ 200,00 por quilômetro (km) reparado. Assim, foi considerado um custo de implantação total da ação de detecção e correção de vazamentos de R\$ 979,00 por quilômetro (km) de tubulação investigada e reparada.

Estratégia 2: Uso racional da água

A Estratégia 2, uso racional da água, foi executada separadamente nos setores C e D pois esses setores apresentaram consumos per capita efetivos de água muito acima da média nacional conforme já comentado. Foi assumido, com essa estratégia, que haveria uma redução de 15% no consumo per capita efetivo de água nesses setores.

Assim, com a sua execução no setor C foi reduzido o consumo de água, havendo a possibilidade de, com isso, utilizar o volume de água não consumido para aumentar a cobertura populacional no próprio setor C (Ação 2.1), ou para aumentar a cobertura populacional no setor B (Ação 2.2). Já com a aplicação da Estratégia 2 no setor D e com a redução da vazão consumida no setor, é possível utilizar o volume de água não consumido no próprio setor D (Ação 2.3) ou no setor B (Ação 2.4).

Em relação ao critério custo de implantação dessa estratégia, como trata-se de uma sensibilização dos usuários considerou-se que não há custo de implantação.

Estratégia 3: Substituição das adutoras antigas por novas adutoras

Por fim, a Estratégia 3, substituição das adutoras antigas por novas, foi simulada no *software* Epanet 2.0 em um primeiro momento entre a ETA e Reservatório A e o Reservatório B. Com essa substituição houve um aumento da capacidade de adução em termos de vazão, havendo a possibilidade portanto de ganho de vazão para aumentar a cobertura populacional no setor A (Ação 3.1), ou para aumentar a cobertura populacional no setor B (Ação 3.2).

Em um segundo momento foram substituídas as adutoras entre o Conjunto de Bombas 2 e os setores C e D. Com isso, também ocorreu um ganho de vazão, podendo esse ganho ser utilizado para aumentar a cobertura populacional no setor B (Ação 3.3), ou aumentar a cobertura populacional no setores C e D (Ação 3.4).

Com relação ao custo de implantação dessa estratégia foi feita uma estimativa em relação aos valores que seriam gastos na substituição de todas as adutoras e chegou-se ao custo médio de R\$ 276.000,00 por quilômetro (km) de tubulação substituída.

São apresentados a seguir os resultados das ações em cada um dos setores do sistema.

O setor A sofreu influência de três ações, 1.1 (detecção e correção de vazamentos no setor A para aumentar a cobertura populacional no próprio setor A), 1.4 (detecção e correção de vazamentos no setor B para aumentar a cobertura populacional no próprio setor A) e 3.1 (substituição das adutoras entre a ETA e Reservatório A e o Reservatório B). O Quadro 6 apresenta os resultados dessas ações no setor.

Quadro 6 – Resultados das ações aplicadas no Setor A

	Ação 1.1	Ação 1.4	Ação 3.1
Cobertura populacional	121,91%	107,35%	110,85%
Vazão captada	100%	86,17%	107,63%
Consumo de energia	100%	90,33%	105,09%

Custo de implantação	R\$ 979,00/km	R\$ 979,00/km	R\$ 276.000,00/km
----------------------	---------------	---------------	-------------------

Para o setor B, as ações de eficiência hidroenergética que influenciaram diretamente esse setor foram as ações 1.2 (detecção e correção de vazamentos no setor A aumentar a cobertura populacional no setor B), 1.3 (detecção e correção de vazamentos no setor B para aumentar a cobertura populacional no próprio setor), 2.2 (uso racional da água no setor C para aumentar a cobertura populacional no setor B), 2.4 (uso racional da água no setor D para aumentar a cobertura populacional no setor B), 3.2 (substituição das adutoras entre a ETA e Reservatório A e o Reservatório B para aumentar a cobertura populacional no setor B) e 3.3 (substituição das adutoras entre o Conjunto de Bombas 2 e os setores C e D para aumentar a cobertura populacional no setor B). No Quadro 7 são mostrados os resultados dessas ações para o setor.

Quadro 7 – Resultados das ações para o Setor B

	Ação 1.2	Ação 1.3	Ação 2.2	Ação 2.4	Ação 3.2	Ação 3.3
Cobertura populacional	143,10%	154,45%	107,70%	103,75%	143,36%	124,51%
Vazão captada	94,63%	100%	100%	100%	107,63%	112,91%
Consumo de energia	95,91%	100%	100%	100%	105,09%	108,61%
Custo de implantação	R\$ 979,00/km	R\$ 979,00/km	-	-	R\$ 276.000,00/km	R\$ 276.000,00/km

No setor C as ações que tiveram consequências diretas foram as ações 1.4 (detecção e correção de vazamentos no setor B para aumentar a cobertura populacional no setor C), 2.1 (uso racional da água no setor C para aumentar a cobertura populacional no próprio setor) e 3.4 (substituição das adutoras entre o Conjunto de Bombas 2 e os setores C e D para aumentar a cobertura populacional no setor C). No Quadro 8 são mostrados os resultados dessas ações no setor.

Quadro 8 – Resultados das ações para o Setor C

	Ação 1.4	Ação 2.1	Ação 3.4
Cobertura populacional	126,42%	148,29%	183,52%
Vazão captada	86,12%	100%	112,91%
Consumo de energia	90,33%	100%	108,61%
Custo de implantação	R\$ 979,00/km	R\$ 0	R\$ 276.000,00/km

No último setor do sistema, o setor D, as ações 1.4 (detecção e correção de vazamentos no setor B para aumentar a cobertura populacional no setor D), 2.3 (uso racional da água no setor D para aumentar a cobertura populacional no próprio setor) e 3.4 (substituição das adutoras entre o Conjunto de Bombas 2 e os setores C e D para aumentar a cobertura populacional do setor D) apresentaram consequências diretas nesse setor. Os resultados dessas ações são apresentados no Quadro 9.

Quadro 9 – Resultados das ações para o Setor D

	Ação 1.4	Ação 2.3	Ação 3.4
Cobertura populacional	103,82%	117,70%	134,03%
Vazão captada	86,17%	100%	112,91%
Consumo de energia	90,33%	100%	108,61%
Custo de implantação	R\$ 979,00/km	R\$ 0	R\$ 276.000,00/km

3 HIERARQUIZAÇÃO DAS AÇÕES DE EFICIÊNCIA HIDROENERGÉTICA APLICÁVEIS PELO AHP

Para a aplicação do AHP, inicialmente, foi necessário elaborar matrizes de julgamentos das ações que tiveram influência direta no setor para cada um dos critérios abordados. Após essa verificação o AHP foi aplicado segundo os pesos dos critérios definidos pelos stakeholders.

A seguir são apresentados os resultados da aplicação final do AHP para cada um dos setores do sistema. O Quadro 10 apresenta a sumarização dos resultados finais do AHP por setor do sistema.

Quadro 10 – Sumarização dos resultados finais do AHP por setor do sistema

Setor de Aplicação	Hierarquização	Ação	Autovetor
A	1°	Ação 1.4	44%
	2°	Ação 1.1	41%
	3°	Ação 3.1	14%
B	1°	Ação 1.2	29%
	2°	Ação 1.3	22%
	3°	Ação 2.2	16%
	4°	Ação 2.4	16%
	5°	Ação 3.2	11%
	6°	Ação 3.3	6%
C	1°	Ação 1.4	40%
	2°	Ação 2.1	32%
	3°	Ação 3.4	28%
D	1°	Ação 1.4	43%
	2°	Ação 2.3	32%
	3°	Ação 3.4	25%

3. CONCLUSÕES

De uma maneira geral, a ação prioritária a ser implantada no sistema em estudo é a de detecção e correção de vazamentos aplicada nos setores A e B. Essa ação aparece em primeiro lugar em todos os setores componentes do SAA. Isso se deve ao fato dessa ação trazer os melhores resultados para os critérios cobertura populacional e vazão captada em todos os setores, uma vez que, na visão dos *stakeholders*, esses critérios são os mais importantes no momento da escolha de qual ação de eficiência hidroenergética executar. Além disso, é uma ação que não possui um custo de implantação tão alto quando comparado com as outras, e também não acarreta em alto consumo de energia.

Na sequência aparece a ação de uso racional da água executada nos setores C e D, cujos efeitos ocorrem naqueles setores em que essa ação possui influência direta. Essa ação é a que possui menor custo de implantação dentre todas, porém como para os *stakeholders* esse critério é apenas o terceiro mais importante, isso não a conduz a uma melhor classificação. Além disso, apesar dessa ação apresentar bons resultados em relação à cobertura populacional e à vazão captada, esses resultados não são tão bons quando comparados aos apresentados pela ação de detecção e correção de vazamentos.

E, por fim, a última ação a ser executada em todos os setores é a substituição das adutoras antigas por novas adutoras de mesmo material e mesmo diâmetro. Com essa substituição a reduziu-se a rugosidade da tubulação e simultaneamente houve um aumento na vazão captada. No cômputo final, portanto, a potência e a energia elétrica aumentaram, conforme resultados das citadas simulações. Em relação aos critérios avaliados, essa ação é a que possui o maior custo de implantação e também o maior consumo de energia, o que na visão dos *stakeholders* seria o menos preferível. Consta também de uma ação que apesar de contribuir com o aumento da cobertura populacional nos setores, acarreta no aumento da vazão captada.

Assim, a elaboração dessa ferramenta vem auxiliar na tomada de decisão a respeito da escolha das ações de eficiência hidroenergética que trarão melhores resultados para o SAA, à luz de critérios financeiros, tendo sido utilizado o critério custo de implantação; sociais, com o critério cobertura populacional; e, ambientais, observando os critérios vazão captada e consumo de energia; e, ainda,

tendo em vista os diferentes interesses dos usuários do sistema. Possibilitando ao fim da aplicação dessa ferramenta, a elaboração de um conjunto de diretrizes para o uso eficiente da água e energia no SAA analisado.

REFERÊNCIAS

- [1] H. P. Gomes, “Sistemas de Bombeamento - Eficiência Energética”, 1ª Edição, João Pessoa: Editora Universitária/UFPB, 2009.
- [2] Brasil, “Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento: Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos – 2016”, Ministério das Cidades, Secretaria Nacional de Saneamento - SNSA, 2018.
- [3] Saaty, T. L. 1980 *The Analytic Hierarchy Process*. New York: McGraw-Hill.
- [4] Aczel, J., and Saaty, T. L. 1983. “Procedures for Synthesizing Ratio Judgements.” *Journal of Mathematical Psychology*, 27, 93-102.

Versão Provisória 2019-07-16

ASSOCIAÇÃO DE MÉTRICAS PARA INTERPRETAÇÃO DO COMPORTAMENTO HIDROENERGÉTICO DE SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Moacir Muniz Pereira Junior¹, Peter Batista Cheung², Fábio Veríssimo³

RESUMO

A crise hídrica no Brasil tem alavancado o desenvolvimento de inúmeras soluções para a melhoria da eficiência energética dos sistemas de abastecimento de água. A otimização operacional desses sistemas caracteriza-se como um problema de múltiplos objetivos, inclusive conflitantes entre si. Dessa forma torna-se necessário a definição dos conjuntos de métricas que permitem criar um panorama mais claro do comportamento hidroenergético do sistema sob as diferentes possibilidades de funcionamento. O panorama hidroenergético permite a interpretação das operações possíveis e comparação com as desejadas pelo tomador de decisão. Nesse cenário o presente trabalho tem como objetivo apresentar o uso da associação das métricas de Custo Operacional, Resiliência Hidráulica Modificada e Fuga Hidroenergética como opção eficaz de funções objetivo de algoritmos de otimização.

Palavras-Chave

Otimização Multiobjetivo, Eficiência Energética, Controle Operacional

1. INTRODUÇÃO

O índice médio de perdas de água na distribuição no Brasil é de 38,3%, de acordo com o Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgoto [1]. O relatório afirma que essas perdas estão compreendidas especialmente nos vazamentos em tubulações da rede de distribuição, provocados principalmente pelo excesso de pressão. Além dos custos gerados pelos vazamentos de água, os gastos das companhias de saneamento em energia elétrica correspondem a 13,1% do custo total de despesas, ficando atrás apenas do custo com pessoal (pessoal próprio mais terceiros) [1].

Desse custo total, sabe-se que as bombas hidráulicas associadas a motores elétricos são os componentes responsáveis pelo maior consumo de energia elétrica em sistemas de abastecimento de água convencionais [2] e estima-se que represente mais de 90% da despesa total [3]. Partindo desse cenário, observa-se que os sistemas cujos conjuntos de bombeamento não possuem gestão de operação, influenciam de forma direta no aumento das perdas hidroenergéticas [4].

A otimização operacional de sistemas de abastecimento de água caracteriza-se por um problema de múltiplos objetivos [5]. A possibilidade de reduzir o custo operacional causado devido ao consumo de energia elétrica dos conjuntos elevatórios, confronta-se com a necessidade de manutenção de condições adequadas de prestação de serviço através do bombeamento, no que se refere a níveis mínimos de pressão e volumes reservados [6]. O desafio da otimização é justamente definir funções

¹ Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, Av. Costa e Silva Campo Grande, Brasil. munizmoacir@gmail.com

² Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, Av. Costa e Silva Campo Grande, Brasil.

³ Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, Av. Costa e Silva Campo Grande, Brasil.

objetivo que retratem o *trade-off*¹ do problema como um todo e transmitam ao operador do sistema um panorama geral da operação.

Esse estudo apresenta o uso conjunto de três índices de desempenho como métrica satisfatória de avaliação do comportamento hidráulico do sistema de abastecimento para métodos de otimização multiobjetivo bio-inspirados e de inteligência artificial.

2. METODOLOGIA

O modelo hidráulico utilizado nesse estudo representa os níveis de pressão adequados as redes de distribuição dos sistemas de abastecimento no Brasil [3]. O sistema é composto por duas elevatórias de velocidade variável, que pressurizam a rede de distribuição e abastecem os três reservatórios de jusante. O conjunto de operações ótimas foi definido a partir de um algoritmo genético de otimização multiobjetivo que buscou as melhores oscilações da rotação das bombas de velocidade variável.

Para encontrar uma intervenção que mais se adeque ao anseios operacionais das companhias de saneamento, nesse estudo são sugeridas como métricas de desempenho a maximização da Resiliência Hidráulica Modificada [7], e a minimização do custo com energia elétrica, e da Fuga Hidroenergética [3]. Essas métricas de avaliação abordam tanto a redução de gasto operacional, quanto a manutenção da confiabilidade hidráulica do abastecimento.

2.1 CUSTO OPERACIONAL

O custo operacional tem como objetivo caracterizar os gastos gerados pelas diferentes operações de bombeamento no sistema de abastecimento com a finalidade de permitir que o operador compare e classifique-as como financeiramente atrativas ou não e é calculado através da seguinte expressão:

$$C_{OP} = \sum_{t=0}^{24} \sum_{b=1}^{nb} Pot_{(b,t)} \times T \times \frac{dFH(t)}{dt} \quad (1)$$

Onde o *Pot* é a potência da bomba *b* consumida no horário *t* obtida através da simulação hidráulica, *T* é a tarifa de energia elétrica e *FH* é o fator multiplicativo referente a variação horária do custo da energia elétrica no horário *t*.

2.2 RESILIÊNCIA HIDRÁULICA

A baixa pressão na rede pode tornar o abastecimento sujeito a falhas, causando inclusive falta de água. Frente a isso, Todini [8] afirma que a pressão em excesso em sistemas de abastecimento pode ser definida como a capacidade intrínseca que o sistema tem para superar falhas repentinas, e a identifica como resiliência da rede de distribuição. Jayaram e Srinivasan [7], descrevem em seu trabalho uma incompatibilidade do Índice de Resiliência [8] em redes de abastecimento com mais de uma entrada, e sugerem o Índice de Resiliência Modificado, adimensional, como solução ao problema evidenciado, que é apresentado na equação (2)

¹ *Trade-off* ou *tradeoff* é uma expressão em inglês que significa o ato de escolher uma coisa em detrimento de outra e muitas vezes é traduzido como “perde-e-ganha”

$$MI_r = \frac{\sum_{i=1}^{NN} q_i^* (h_i - h_i^*)}{\sum_{i=1}^{NN} q_i^* h_i^*} \times 100 \quad (2)$$

2.3 FUGA HIDROENERGÉTICA

A fuga hidroenergética (F_{HE}) de um sistema de abastecimento pode ser definida como o somatório do balanço de massa absoluto de todos os reservatórios existentes e em todo o período considerado para a análise, que neste caso é das 24 horas do dia. Essa definição pode ser descrita através da seguinte equação:

$$F_{HE} = \sum_{t=1}^{24} \sum_{j=1}^{nr} |Qe_{(j,t)} - Qs_{(j,t)}| \quad (3)$$

Onde a variável Qe representa o volume de água que entra no reservatório j no intervalo de tempo t ; e Qs é o volume de água que sai do reservatório j no intervalo de tempo t .

2.4 CARACTERIZAÇÃO DA REDE HIDRÁULICA

O modelo hidráulico utilizado para a validação do método é a rede “Net 3”, baseada na rede *North Marin Water District*, Novato, CA [9] e adaptada para representar os níveis de pressão adequados as redes de distribuição dos sistemas de abastecimento no Brasil [3]. A rede é composta de duas elevatórias que pressurizam a rede de distribuição e abastecem os três reservatórios de jusante presentes no sistema.

Por fim, foi determinada uma restrição de horários ao funcionamento do bombeamento, caracterizado pela obrigatoriedade do desligamento de todas as bombas entre 18 e 21 horas desde que não haja falhas ao abastecimento. Essa restrição baseia-se na prática comumente realizada devido ao aumento do custo da energia elétrica nesse horário (horário de ponta) para as companhias brasileiras de saneamento.

2.5 OTIMIZAÇÃO MULTIOBJETIVO

Um algoritmo genético de otimização multiobjetivo gerou o conjunto de soluções ótimas de operações ao sistema de abastecimento mencionado ranqueando as soluções a partir das métricas de desempenho abordadas como funções objetivo. As funções objetivo foram ordenadas por Custo (f_1) em R\$, Resiliência modificada (f_2) adimensional e Fuga hidroenergética (f_3) em m^3 . A partir dos resultados apresentados pelo algoritmo, a eficácia das métricas escolhidas foi avaliada quanto a sua aplicabilidade na interpretação do comportamento hidroenergético do sistema.

3. RESULTADOS

A apresentação das soluções ranqueadas através das funções de Custo (f_1), Resiliência modificada (f_2) e Fuga hidroenergética (f_3) apresentadas em duplas e em duas dimensões, Figura 3, permite o detalhamento das soluções com a finalidade de facilitar o processo de identificação de pontos pertinentes para a avaliação e decisão do controle a ser utilizado como operação real do sistema.

Para critério de validação dos resultados foram avaliadas três soluções com aptidões que retratassem um custo operacional baixo, um custo operacional alto e o melhor custo benefício respectivamente. O ponto de melhor custo benefício é definido através da observação dos valores de custo e resiliência e a escolha é orientada ao indivíduo de resiliência parecida com determinado grupo, porém sob o menor custo dentre esse grupo. A Tabela 1 apresenta as soluções escolhidas e os devidos valores de aptidão de cada indivíduo.

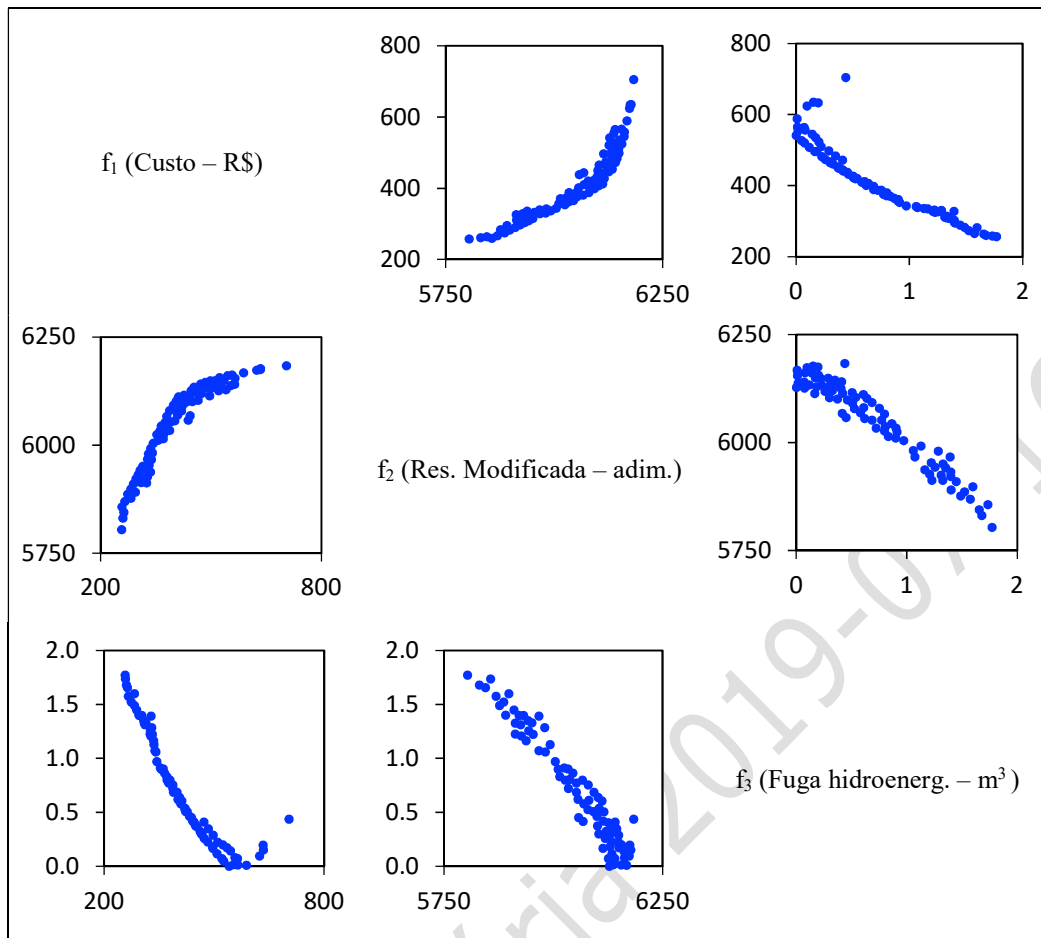


Figura 1 – Frentes de soluções ótimas

Tabela 1 - Características das soluções escolhidas.

Solução	Custo (R\$)	Res. mod. (adim.)	Fug. Hid. (m ³)
S1	257,04	5803,77	1,77
S2	704,78	6183,39	0,44
S3	420,24	6078,70	0,52

A Figura 4 mostra que na solução S1, as bombas são desligadas em alguns momentos durante a primeira parte do dia e é possível constatar o impacto negativo dessa operação através da queda dos níveis de reservação do sistema, Figura 5. Se for de desejo do operador, a implantação de uma restrição no número de vezes em que a bomba é ligada e desligada pode filtrar e desclassificar esse tipo de operação. Essa restrição não foi praticada nesse estudo.

Na solução S2 os controles permitem o desligamento da bomba 10 uma hora antes do horário de ponta. Em contrapartida, essa operação possui os maiores valores de vazão dentre as soluções apresentadas e por consequência recebe o maior custo dentre as mesmas.

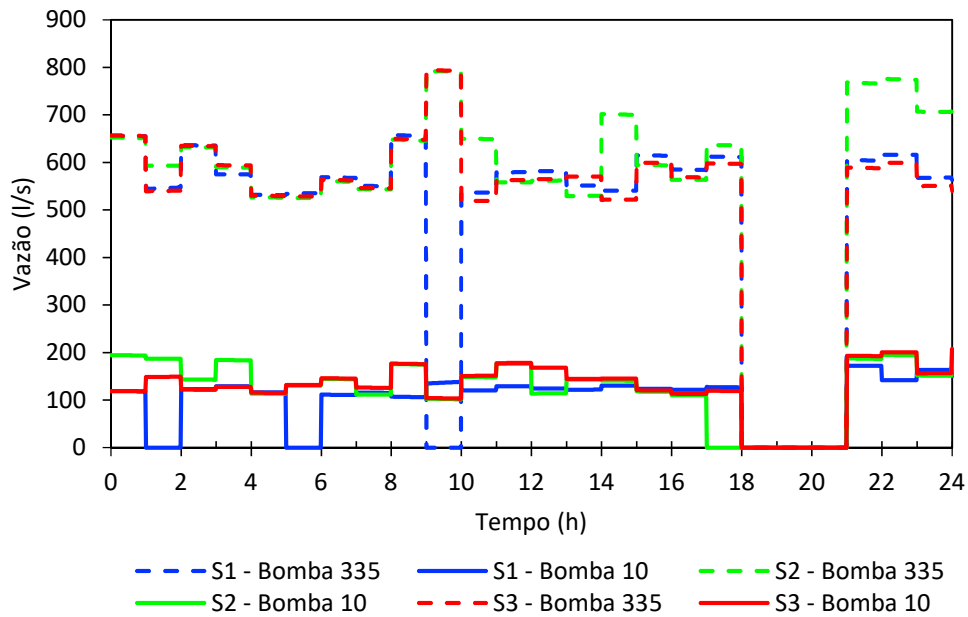


Figura 2 – Vazão das bombas

Apesar de manter níveis de reservação sempre abaixo da opção anterior, a solução S3 retorna condições de reservação precedentes ao horário de restrição ao funcionamento das bombas bem parecidos com a solução S2. A grande diferença está no comportamento das bombas a partir das 21 horas onde nessa solução a retomada de nível é menos eficiente.

Nota-se que a escolha de indivíduos posicionados entre a solução S2 e S3 provavelmente irá retornar operações mais adequadas frente as premissas desejadas, logo, os valores de fuga hidroenergética podem auxiliar o operador a realizar a escolha que julgue atender melhor o sistema.

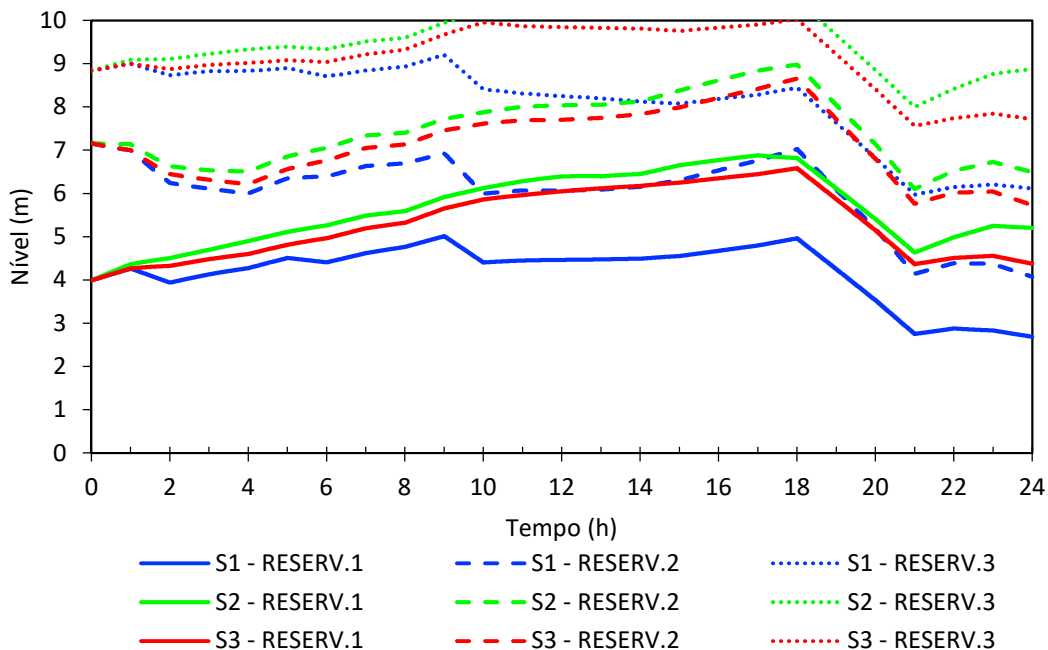


Figura 3 - Nível dos reservatórios

4. CONCLUSÕES

O conjunto de métricas sugerido permite ao usuário escolher uma operação específica para o sistema de abastecimento e conhecer o comportamento de tal operação nos principais parâmetros de controle da qualidade do abastecimento. A maior vantagem dessa abordagem está na possibilidade de escolher a condição mais barata entre duas operações com comportamentos hidráulicos parecidos na rede, garantindo assim a sua eficiência energética.

A métrica de confiabilidade hidráulica modificada atendeu a necessidade de avaliar a condição hidráulica do sistema visando caracterizar a capacidade de superar falhas. Concomitantemente a métrica de fuga hidroenergética mostra-se como importante complemento à interpretação do comportamento do sistema de abastecimento frente a alguma operação.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Financiadora de Estudos e Projetos (FINEP) (Chamada Pública MCT/ FINEP CT-HIDRO 01/2010, instrumento contratual n.º 01.12.0063.00) pelo financiamento das pesquisas realizadas no Laboratório de Eficiência Energética em Hidráulica e Saneamento (LENHS), vinculadas ao Programa de Pós-Graduação em Tecnologias Ambientais (PGTA) da Universidade Federal de Mato Grosso do Sul (UFMS).

REFERÊNCIAS

- [1] Brasil, “Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos – 2017”, Brasília, 2019.
- [2] M. R. N. Vilanova, “Desenvolvimento e Avaliação de Indicadores de Eficiência Hidráulica e Energética para Sistemas de Abastecimento de Água como Ferramenta de Suporte à Tomada de Decisões”, Universidade Estadual Paulista, 2012.
- [3] M. M. Pereira Junior, “Otimização multiobjetivo para operação de estações elevatórias em sistemas de abastecimento de água”, Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, Campo Grande, 2018.
- [4] A. F. Colombo e B. W. Karney, “Impacts of Leaks on Energy Consumption in Pumped Systems with Storage”, *J. Water Resour. Plan. Manag.*, vol. 131, n.º 2, p. 146–155, mar. 2005.
- [5] P. B. Cheung, L. F. R. Reis, e I. B. Carrijo, “Multi-objective optimization to the rehabilitation of a water distribution network”, in *Advances in water supply management: proceedings of the International Conference on Computing and Control for the Water Industry*, Imperial College., London, UK: A.A. Balkema, 2003, p. 732.
- [6] M. M. Pereira Junior e A. T. R. Barbosa, “Comparação da potência em excesso para abastecimento por rede bombeada e por gravidade”, in *FENASAN*, 2018, p. 1–6.
- [7] N. Jayaram e K. Srinivasan, “Performance-based optimal design and rehabilitation of water distribution networks using life cycle costing”, vol. 44, p. 1–15, 2008.
- [8] E. Todini, “Looped water distribution networks design using a resilience index based heuristic approach”, *Urban Water*, vol. 2, n.º 2, p. 115–122, 2000.
- [9] L. A. Rossman, *Epanet 2 Users Manual*, 1º ed. Cincinnati: U. S. Environmental Protection Agency, 2000.

APROVECHAMIENTO DE ENERGÍAS RENOVABLES PARA EL BOMBEO Y DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

Juan Ojeda Ortiz¹, Jesús Mora Rodríguez², Ismael Orozco³,
Josefina Ortiz Medel⁴, Xitlali Delgado-Galván⁵

RESUMEN

Mediante el presente artículo se demuestra la viabilidad del uso de la energía solar como fuente de energía para la aplicación en un sistema de distribución de agua potable en zonas donde no se cuenta con energía eléctrica convencional. Mediante la implementación de estas fuentes alternativas se contribuye a mejorar las condiciones de vida de las poblaciones con menor nivel de desarrollo tecnológico. El objetivo principal de este estudio es determinar la viabilidad técnica y económica de los sistemas de bombeo con fuentes de energía alternativa.

Palabras clave

Energía solar, Sistemas de Agua Potable, Viabilidad Técnica y Económica.

INTRODUCCIÓN

Uno de los grandes problemas que se enfrenta toda la sociedad es el de contar con el servicio de agua potable todos los días para cubrir sus necesidades. En los últimos años, la viabilidad ambiental de las grandes ciudades se ha convertido en un asunto no sólo de supervivencia biológica, sino de un claro interés económico y estratégico para los gobiernos. En los sistemas de distribución de agua potable (SDAP) se requiere una gran cantidad de energía eléctrica, lo cual representa un gasto económico considerable para los consumidores y su respectivo impacto ambiental. En el caso en específico de México, muchos SDAP no suministran un servicio constante, esto puede ser causado por una mala infraestructura en el diseño del sistema o por falta de recursos, por lo que este tipo de energía alternativa puede ser una propuesta de solución para esos casos [1].

Los sistemas de bombeo de agua con energía solar fotovoltaica (SPFV, por sus siglas en inglés) está en función de la incidencia de la irradiancia y del arreglo de los paneles solares. Es una aplicación de especial interés en sistemas aislados, esta tecnología ha demostrado a lo largo de los años ser un modo efectivo de suministro de agua potable para usuarios y comunidades rurales, así como aplicaciones agrícolas y ganaderos. Estos sistemas están ganando importancia en los últimos años debido a la falta de electricidad en algunas zonas y al incremento en los precios de los combustibles como la gasolina y el diesel.

¹ Universidad de Guanajuato. Avenida Juárez no. 77 Zona Centro, C.P. 36000 Guanajuato, Gto. México. j.ojedaortiz@ugto.mx

² Universidad de Guanajuato. Avenida Juárez no. 77 Zona Centro, C.P. 36000 Guanajuato, Gto. México.

³ Universidad de Guanajuato. Avenida Juárez no. 77 Zona Centro, C.P. 36000 Guanajuato, Gto. México.

⁴ Universidad de Guanajuato. Avenida Juárez no. 77 Zona Centro, C.P. 36000 Guanajuato, Gto. México.

⁵ Universidad de Guanajuato. Avenida Juárez no. 77 Zona Centro, C.P. 36000 Guanajuato, Gto. México.

METODOLOGÍA

México cuenta con un excelente recurso solar en casi todo su territorio. En la mayor parte del país, los días son largos y despejados durante el verano. En los sistemas fotovoltaicos de bombeo de agua, la energía necesaria para accionar la bomba proviene del sol. La energía solar es captada y transformada a energía eléctrica por medio de los dispositivos llamados celdas solares, las cuales son la base de la construcción de los módulos fotovoltaicos [3]. En la figura 1 se muestra un sistema fotovoltaico para el bombeo de agua.

La potencia de la radiación solar que se recibe en un instante dado sobre un captador de una superficie determinada se le conoce como irradiancia y se mide en unidades de watts sobre metro cuadrado (W/m^2). Dado que la distancia Tierra-sol es relativamente fija, el valor de la irradiancia fuera de la atmósfera terrestre, llamada la constante solar, es de $1,353 \text{ W}/\text{m}^2$, por lo que esta irradiancia es la fuente de energía disponible desde el sol, aunque con las capas de la atmósfera disminuye aproximadamente a $1,000 \text{ W}/\text{m}^2$ y es la irradianción base que se toma en cuenta para los diseños fotovoltaicos.

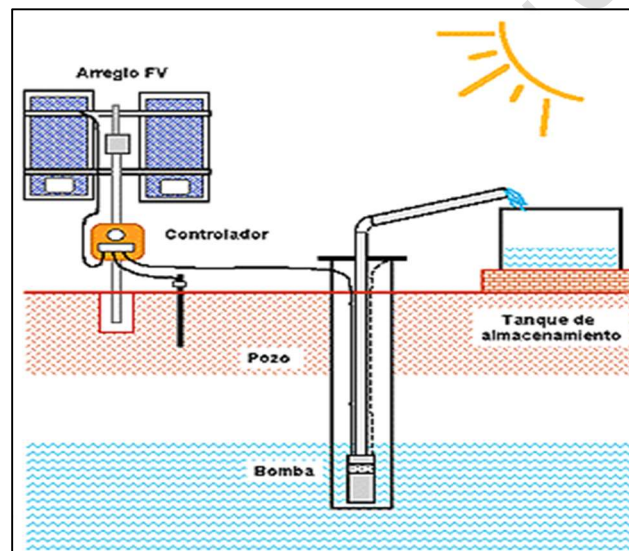


Figura 1. Sistema fotovoltaico para bombeo de agua.
Fuente: Sandia National Laboratories

Otro concepto importante es el de Insolación, este corresponde al valor acumulado de la irradiancia en un tiempo dado, $\text{W}\cdot\text{h}/\text{m}^2$, en la figura 2 se muestra la irradiancia y las horas solar pico durante un día soleado.

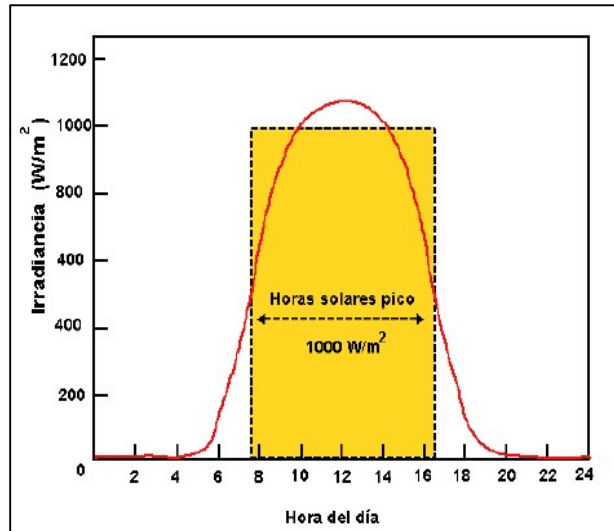


Figura 2. Irradiancia y horas solar pico en un día soleado.
Fuente: www.researchgate.net

Datos de irradiación solar promedio en México

La irradiación solar es la potencia de radiación solar por unidad de área incidente en una superficie. Sus unidades en el sistema inglés son (W/m^2) . La irradiación solar es la integral durante un período temporal de la irradiación y por tanto es la energía de radiación solar por unidad de área incidente en una superficie. Sus unidades en el sistema inglés son (Wh/m^2) [2].

TABLA 1. Irradiación solar promedio en México. Fuente: Instituto de Investigaciones Eléctricas

Zona centro	Norte del país
4.4 kWh/m ²	6.3 kWh/m ²

México está ubicado en el cinturón solar de la tierra. el país tiene una alta incidencia de energía solar en la gran mayoría de su territorio; la zona norte es de las más soleadas del mundo. con una irradiación media anual de aproximadamente 5 kWh/m^2 por día, México es uno de los países a nivel mundial que presenta condiciones ideales para el aprovechamiento masivo de este tipo de energía.

En la figura 3 se muestra el mapa de la irradiación solar en México kWh/m^2 al día.



Figura 3. Irradiancia solar en México. Fuente: Instituto de Investigaciones Eléctricas.

Hidráulica de los sistemas de bombeo

El tamaño de un sistema de bombeo de agua está en relación directa con el producto de la carga dinámica total (TDH) por sus siglas en inglés y el volumen de agua diario necesario. Este producto se conoce como ciclo hidráulico, la carga dinámica total es la suma de la carga estática (CE) y la carga dinámica (CD) [3].

El bombeo solar fotovoltaico puede ser competitivo con relación a la opción diésel, en el rango de los 200 a 1500 m⁴/día [3]. Las necesidades básicas de agua para consumo humano en áreas rurales donde no cuentan con agua potable entubada se ha estimado en 20 l/día, el sistema de fotovoltaico típico de bombeo tiene una potencia nominal de 1 Kw_p, suministrando del orden de 30 m³/día a 25 metros de altura [4].

Como se mencionó, en general 1,500 m⁴ es una buena cifra para decidir si se implementa un bombeo solar o no. En la figura 4 nos indica la tecnología más apropiada de acuerdo al volumen diario y la carga dinámica total [3].

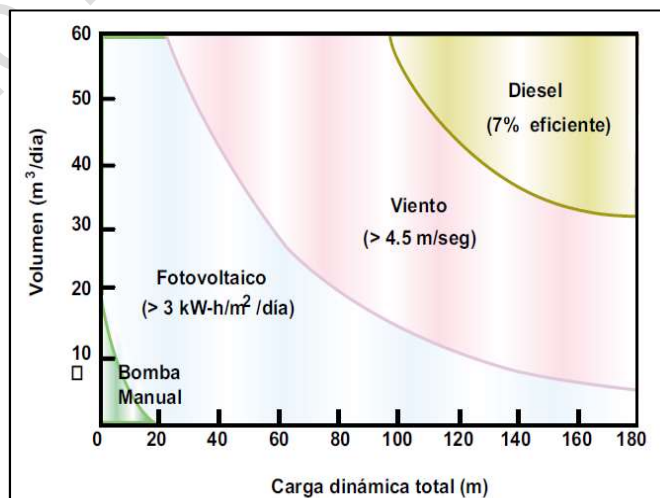


Figura 4. Selección de tecnología de bombeo de acuerdo al ciclo hidráulico.

Carga Estática.

Se trata de la distancia vertical que el agua se desplaza desde el nivel del espejo del agua antes del abatimiento del pozo hasta la altura en que se descarga el agua, la carga estática es entonces la suma del nivel estático y la altura de la descarga. En la figura 5 muestra estos componentes hidráulicos que conforman la carga estática.

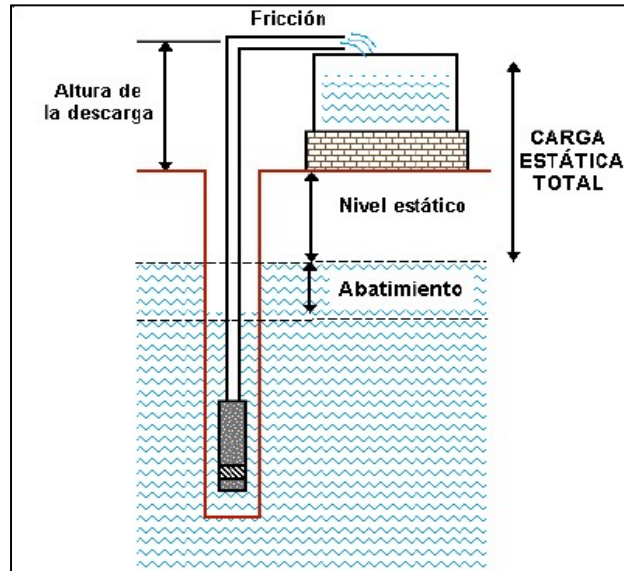


Figura 5. Principales componentes hidráulicos de un sistema de bombeo de agua. Fuente: Sandia National Laboratories. 1993

Fiabilidad del sistema de bombeo viabilidad y el rendimiento del campo.

El rendimiento de cualquier SPFV depende de diversos factores. Factores ambientales: condiciones meteorológicas, radiación solar, temperatura ambiente, velocidad del viento, humedad y efectos de sombra. Factores de la instalación solar: Especificaciones del módulo fotovoltaico, eficiencia de conversión y el ángulo de inclinación. Factores de la instalación hidráulica y electromecánico: característica del conjunto motor-bomba, características del sistema hidráulico: estática, dinámica y pérdidas por fricción, e intensidad y voltaje (I-V) [5].

Procedimientos del sistema de bombeo fotovoltaico.

El alto costo inicial de un sistema fotovoltaico es uno de los inconvenientes, algunos investigadores se centran en el tamaño del arreglo del sistema fotovoltaico, así como en otros componentes como lo son la unidad de almacenamiento y el inversor para satisfacer la carga requerida a un costo mínimo [6].

La radiación proveniente del sol incide sobre el panel solar y es aquí cuando esa radiación se transforma en electricidad (CC), y es entregado al cargador y a su vez al conjunto de baterías para posteriormente al inversor. El inversor se encarga de convertir la corriente continua en corriente alterna [9].

Parámetros en el rendimiento de una bomba solar.

El rendimiento de una bomba solar depende principalmente de la tasa de flujo de agua, que está influenciada por las condiciones climáticas de la ubicación, especialmente por la irradiancia y las variaciones en la temperatura del aire, este rendimiento también depende del tamaño del tanque de almacenamiento, la altura (m) por la cual el agua tiene que ser llevada, volumen de agua bombeada (m^3), energía del arreglo fotovoltaico (kW-h) [7].

El rendimiento de un sistema de bombeo solar depende de los siguientes parámetros:

- Disponibilidad de la radiación solar en la ubicación
- Carga dinámica total
- Taza del flujo del agua
- Cantidad total de agua requerida
- Energía hidráulica

Energía hidráulica E_h (kWh/d) requerida por día para suministrar un volumen de agua (m^3) [7].

$$E_h = \rho \times g \times V \times TDH$$

Donde ρ es la densidad del agua, g es la aceleración debido a la gravedad, V es el volumen de agua (m^3), TDH es la carga dinámica total es la suma de la carga estática y las pérdidas por fricción (m).

La potencia del arreglo fotovoltaico está dada por:

$$P_{pv} = E_w / (I_T \times \eta_{mp} \times F)$$

Donde I_T es el porcentaje diario de irradiancia solar (KWh/m^2 día), η_{mp} es la eficiencia del subsistema diario, F es el factor de discrepancia [7].

CASOS DE ESTUDIO Y PROYECTOS.

El sistema instalado en la granja “El Jeromín” se diseñó con los siguientes datos:

- Nivel estático del agua: 25 m
- Abatimiento: 4 m
- Altura de la descarga: 9.20 m
- Distancia al depósito: 3 m
- Requerimiento diario: 12,500 l/día

El arreglo necesario consta de 14 módulos de 53 Watts-pico, conectados 2 en paralelo por 7 en serie, dando una potencia nominal de 742 Watts-pico. En el dimensionamiento pudo seleccionarse otro módulo o bomba. Al final, se instaló un arreglo de 848 Wp en el Jeromín (8s x 1p) [3].

Sistema pequeño fotovoltaico, Villa de Leyva, Quintana Roo

- Carga Dinámica Total: 5.5 m
- Capacidad de Bombeo de Agua: $2.4 m^3$
- Ciclo Hidráulico: $13.2 m^4$
- Sistema Fotovoltaico: 140 Wp

India, estudio del rendimiento de 7 bombas solares instaladas en 7 diferentes localidades, las bombas solares pudieron remplazar a las bombas manuales para satisfacer la demanda de agua en todo el sitio de instalación [10].

España, investigación sobre el efecto de bombas solares instaladas en 18 pueblos del sur de Morocco. El sistema de bombeo de agua con energía solar es el medio más viable y sostenible para satisfacer las necesidades de agua [11].

RESULTADOS

Para que los sistemas de bombeo de agua con energía renovable sean una solución viable y sustentable en aplicaciones de poblaciones remotas, la intervención de la tecnología debe estar acompañada de una estructura institucional adecuada y manejable. La decisión de utilizar un sistema solar para bombeo de agua depende en gran medida del costo del sistema y de los beneficios económicos que se esperan. Para el primer caso de estudio el haber elegido un sistema de bombeo solar, tuvo varios beneficios para este rancho en donde el agua bombeada se utiliza en abrevaderos de varias cabezas de ganado. La mejora en las condiciones de trabajo y de vida de las personas que aquí habitan se vio mejorada al contar con un suministro de agua mas constante. Para el caso de estudio número dos aquí mencionado, la cantidad de agua que se bombea es para uso en regadío de una pequeña parcela, con lo cuál el costo de inversión no fue muy elevado se puede decir que es viable para este tipo de actividades y ayuda en mejorar las condiciones de vida que se tenían. En el caso de los estudios de India y de España los resultados fueron favorables para las personas que habitan estas comunidades ya que cuentan con mejoras en el servicio de agua en sus viviendas.

CONCLUSIONES

El estudio se centra en la actualización de las tecnologías de bombeo solar, estudios en los análisis de rendimiento, optimizar las técnicas de dimensionado, mejoramiento en la eficiencia de la tecnología fotovoltaica. Podemos mencionar que con el uso e instalación de equipos que utilizan como fuente de energía la radiación solar, la viabilidad técnica de los equipos es considerable para ser utilizados en diferentes áreas de aplicación y necesidades que se tengan en los países. Con la aplicación de los sistemas de bombeo solar en ciudades remotas de algunos países las condiciones de vida de sus habitantes han mejorado al poder contar con el recurso hídrico para sus actividades cotidianas.

Nomenclatura

kWp	potencia nominal, kilo watt pico
SPFV	sistema de bombeo fotovoltaico
TDH	carga dinámica total
E_h	energía hidráulica
I_T	irradiancia total

REFERENCIAS

- [1] E. Ramos Guzmán, El problema de suministro y consumo de agua potable en el Distrito Federal, Conacyt, Conricyt, 2004.
- [2] O. Perpiñán Lamigueiro, Energía Solar Fotovoltaica. 2013
- [3] Sandia National Laboratories, Guía para el desarrollo de proyectos de bombeo de agua con energía fotovoltaica. 1993
- [4] Solar pumping. World Bank Technical
- [5] E. Lorenzo, Photovoltaic Rural Electrification, Progress in Photovoltaics, 1997
- [6] Gopal C, Mohanraj M, Chandra Mohan P, Chandrasekhar P. Renewable energy source water pumping systems a literature review, 2013.
- [7] Yesilata, Firatoglu ZA. Effect of solar radiation correlations on system sizing: pv pumping case, 2008
- [8] Foster R, Majid G, Cota A. A test book of solar energy. Renew Energy Environ 2014.
- [9] J. D Ortiz, Viabilidad, técnico económico de un Sistema Fotovoltaico de pequeña escala. 2013

- [10] Chaurey A, Sadaphal PM, Tyaqi D. Experiences with SPV water pumping systems for rural applications in India. *Renew Energy*. 1993
- [11] Luis Narvarte, Eduardo Lorenzo, MohamedAandam. Lessons from a PV pumping program in south Morocco. 2005

Versão Provisória 2019-07-16

FACTOR ENERGÉTICO: UNA AYUDA PARA EL DISEÑO

Benjamín Lara Ledesma¹, Constantino Domínguez Sánchez²,
Sonia Tatiana Sánchez Quispe³

RESUMEN

Las tomas de riego no suelen funcionar en forma simultánea, de tal modo los caudales circulantes son más bajos y el costo de la red resulta menor. El diseño puede ser bajo dos modalidades: aplicando la probabilidad de uso de las tomas o el turnado de las mismas. En este artículo se propone el diseño de la red bajo la modalidad de riego por turnos. La elección del turno en el que funcionará cada toma es muy importante, ya que de ello dependerá el costo propio de la red más el costo de operación de la misma, si es que funciona por bombeo. La optimización energética en este caso se refiere a que en cada turno sea consumida aproximadamente la misma energía. En este caso, si la red funciona por bombeo, cada turno necesitaría aproximadamente la misma altura de bombeo y con ello se evitaría el uso de un variador de velocidad, para lograrlo se presenta una expresión, función del caudal demandado por cada toma, ubicación del mismo con respecto al punto de alimentación y la cota de la toma, a esta expresión se le llama “factor energético”, el cual debe ser aproximadamente el mismo para cada turno de riego.

Palabras clave

Diseño, factor energético, redes colectivas

1. INTRODUCCIÓN

La topología de las redes de riego es, en general, de tipo abierto, lo que en cierta medida facilita su diseño. Las tomas de riego son alimentadas por los diferentes ramales de la red y no suelen funcionar simultáneamente, de modo que los caudales circulantes en los ramales son más pequeños y el costo de la red puede resultar menor. Para disminuir dicho costo es posible diseñar bajo dos modalidades: aplicando la probabilidad de uso de las tomas (método de Clément) o el turnado de las mismas. En este artículo se propone el diseño de la red bajo la modalidad de riego por turnos (riego programado). La elección del turno en el que funcionará cada toma es muy importante, ya que de ello dependerá el costo propio de la red más el costo de operación de la misma, si es que funciona por bombeo. La optimización energética en este caso se refiere a que en cada turno sea consumida la misma energía. En este caso, si la red funciona por bombeo, cada turno necesitaría aproximadamente la misma altura de bombeo y con ello se evitaría el uso de un variador de velocidad. Para lograr lo anteriormente expuesto se presenta una expresión, función del caudal demandado por cada toma, ubicación del mismo con respecto al punto de alimentación y la cota de la toma. La optimización energética se realiza empleando un método heurístico: el de los Algoritmos Genéticos. La optimización económica para la elección de los diámetros se realiza empleando un método de Programación Lineal. Un

¹ Facultad de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Francisco J. Múgica s/n, Morelia, Michoacán, México. blarale@hotmail.com

² Facultad de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Francisco J. Múgica s/n, Morelia, Michoacán, México.

³ Facultad de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Francisco J. Múgica s/n, Morelia, Michoacán, México.

beneficio adicional del método que se describe es que puede ser utilizado para mejorar la operación de una red automatizada ya existente y en funcionamiento. Se presenta la aplicación de esta metodología al diseño óptimo a una red colectiva de riego.

Las redes colectivas pueden proyectarse para uso mediante turnos preestablecidos de riego o bien para utilización a la demanda. En los riegos por turno, se les indica a los usuarios durante que días y horas pueden disponer de la dotación fijada en los hidrantes y sólo durante esas horas pueden dar a sus cultivos el agua que precisan.

Mediante el riego a la demanda el agua permanece a disposición del regante durante las 24 horas del día, sin más limitación que la modulación en el hidrante del caudal disponible. El usuario puede abrir o cerrar su toma en el momento que estime oportuno y de acuerdo con las necesidades hídricas de las plantas, arbustos, etc. que se tengan en los parques y jardines. El aprovechamiento del agua y la elasticidad del riego son máximos.

En el riego a la demanda los caudales circulantes por cada uno de los tramos de la red serán en todo instante una función aleatoria, ya que no está prefijado el número de tomas abiertas, ni el caudal que se deriva por cada una de ellas. Para determinar el caudal circulante por cada tramo se utiliza un método estadístico que permite eliminar todas aquellas combinaciones de consumo de muy pequeña probabilidad de ocurrencia. Entre todas las fórmulas estadísticas propuestas la que ha alcanzado un uso generalizado es la de René Clément.

Para lograr la máxima ventaja de tener el agua por tuberías es cuando se implemente el riego a la demanda. Su desventaja estriba en su coste, relativamente más grande que cuando se tiene el riego por turnos.

La elección de la modalidad de turnos de riego trae consigo un problema: el distribuir adecuadamente los turnos de riego, para tener un diseño óptimo de la red colectiva. Por ello, se presenta una metodología para conseguir un diseño óptimo de la red tomando en cuenta el reparto equitativo en cada turno de riego del caudal total que circularía en ella, con un equilibrio energético entre los turnos.

2. METODOLOGÍA

El diseño de la red de riego se realiza mediante el reparto equitativo, en lo posible, del caudal en cada turno de riego. Para realizar la agrupación óptima de los turnos se emplea la optimización heurística de los algoritmos genéticos (macro Evolver para Excel).

Los algoritmos genéticos, que están basados en mecanismos como la selección natural y la supervivencia del individuo más apto; para ello, emplea operaciones como la reproducción y la mutación para el mejoramiento de la especie. Esta técnica, que data de mediados del siglo pasado, empezó a ser utilizada en la ingeniería desde finales de la década de los ochenta. Al respecto, existen trabajos que los aplican a diferentes problemas en diversas ramas del conocimiento, la ciencia y la investigación. En el campo específico de la ingeniería civil, se ha empleado en áreas como las estructuras, las vías, la hidráulica y gestión de recursos hídricos.

Los métodos de búsqueda estocástica presentan el inconveniente de que sólo son aplicables mediante la ayuda de un ordenador, y requieren gran cantidad de tiempo para la búsqueda. Afortunadamente, con el avance tecnológico, esta desventaja ha disminuido considerablemente, lo que ha llevado a que dichos métodos se desarrollen continuamente.

Para llevar a cabo una adecuada distribución de los hidrantes en cada turno, se utilizan los siguientes criterios:

1. El caudal total de la red debe de repartirse de manera equitativa en cada turno, para ello la desviación estándar de la suma de los caudales en cada turno debe tener un valor lo más próximo a cero. Este factor es la función objetivo en el programa de optimización.

2. La restricción de la función objetivo es que también se debe cumplir que en cada turno de riego se tenga un equilibrio en el “factor energético, F_E ” de la red [8]. El factor energético para cada hidrante, está representado por la ecuación (1).

$$F_E = \frac{Q_H}{Q_{H\text{máx}}} \frac{L_H}{L_{H\text{máx}}} \left(\frac{Z_H - Z_B}{P_{T\text{mín}}} + 1 \right) \quad (1)$$

donde $\frac{Q_H}{Q_{H\text{máx}}}$, es el factor caudal; $\frac{L_H}{L_{H\text{máx}}}$, es el factor longitud; $\frac{Z_H - Z_B}{P_{T\text{mín}}} + 1$, es el factor cota

El primer término se refiere a la relación entre el caudal demandado en el hidrante, Q_H , y el caudal máximo demandado en los hidrantes, $Q_{H\text{máx}}$. El segundo término es la relación existente entre la longitud desde el punto de alimentación de la red al hidrante, L_H , y la longitud máxima en la red, $L_{H\text{máx}}$. Finalmente, el último término está referido a la relación entre la diferencia de cotas que se tienen en el hidrante, Z_H , y la cota de bombeo, Z_B , entre la presión de trabajo mínima, $P_{T\text{mín}}$, que se requiere en la red para que ésta funcione adecuadamente, más la unidad para evitar los valores nulos de dicho factor.

3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La topología de la red que se utilizó en este artículo es la de una red real que se encuentra en una provincia española (Figura 1), la cual riega una superficie de 130 hectáreas con 80 hidrantes de riego. La elevación de la cota de bombeo es de 8 m sobre el nivel medio del mar.

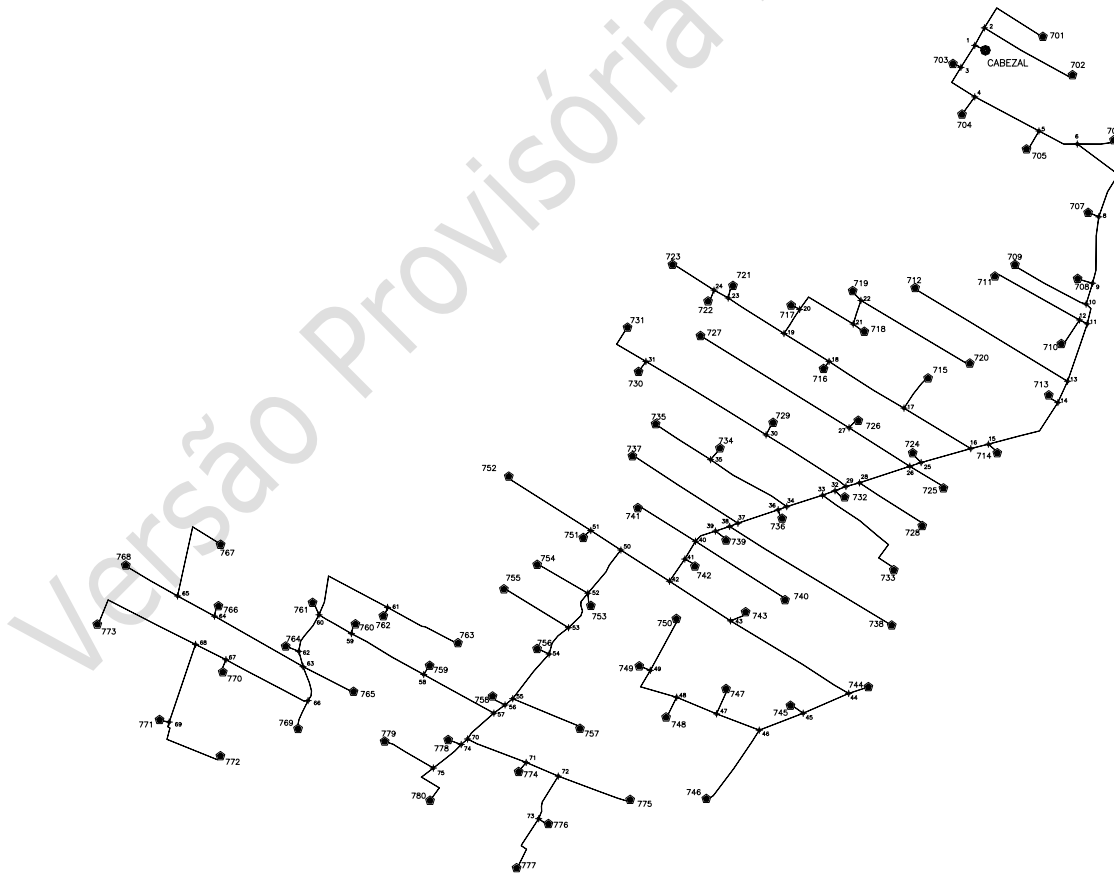


Figura 1. Topología de la red utilizada

4. RESULTADOS

Se presenta el ejemplo para cuatro turnos de riego con agrupaciones formadas por los diferentes hidrantes de riego. Primeramente, hay que determinar los caudales de diseño, para ello haremos uso del programa de optimización, el cual emplea algoritmos genéticos.

Al contar con los caudales de diseño ahora se utiliza el programa Diopram, que diseña la red mediante el criterio económico. El diseño de la red tiene un costo de US\$21,308.59/año, para 20 años de vida útil de la obra.

Para caudales acumulados el costo de la red es de US\$33,953.03/año y mediante el empleo de la formulación de Clément resultó de US\$28,175.35/año, obviamente para la misma vida útil de la obra.

Al analizar los resultados anteriores, el diseño más económico es el correspondiente a la metodología propuesta. El ahorro es del 59.34% con respecto al diseño con caudales acumulados y del 32.22% con respecto al diseño con caudales de Clément.

5. CONCLUSIONES

Con esta metodología se logra un importante ahorro en el diseño de la red colectiva de riego. El caudal circulante en las líneas es el parámetro más importante, y determinante, en el diseño de la red, claro con el equilibrio energético en cada turno; como se refleja en los resultados de las tablas anteriores.

Aunque en el diseño obtenido con la metodología propuesta se tienen los hidrantes que funcionarán en cada turno, a la hora de operar la red los turnos pueden cambiar, siempre y cuando se mantenga la equidad en cada turno tanto en los caudales como en el factor energético. El factor energético es un parámetro importantísimo, tanto al momento de diseñar la red como en la operación de la misma.

De acuerdo a las experiencias en la operación de los sistemas de riego existentes, que se diseñaron con riego a la demanda, se tienen serios problemas sobre todo en el costo de la energía eléctrica utilizada por los equipos de bombeo. Al existir el equilibrio energético en los diferentes turnos de la red, el equipo de bombeo puede trabajar con una única altura de bombeo y con ello se puede prescindir del variador de velocidad. Como con el equilibrio energético se logra lo anteriormente expuesto, también es factible utilizar esta metodología en redes ya construidas en las que se quiera establecer el riego por turnos.

Al cambiar de cultivo, por ejemplo a uno más demandante o menos demandante de agua, el factor energético del hidrante cambiaría, pero eso no implicaría problema, ya que a la hora de elegir el turno se tiene que buscar el equilibrio energético y con ello se garantizaría la cantidad de agua que requiera el cultivo.

Con el ahorro de dinero a la hora de construir la red es posible canalizarlo hacia la compra de dispositivos ahorradores de agua, como lo es el riego localizado. Otra manera de ahorrar, es la disminución de las necesidades hídricas de las plantas, lo cual se logra al colocar en los parques y jardines plantas autóctonas de la zona.

REFERENCIAS

- [1] Clément, R.; Galand, A., El riego por aspersión y las redes colectivas de distribución a presión, Editores Técnicos Asociados S.A., Barcelona, España, 1986, 232 p.p.
- [2] Domene, G.; Saurí, P., Modelos urbanos y consumo de agua, El riego de jardines privados en la región metropolitana de Barcelona, Anales de la Universidad de Alicante, número 32. Instituto Universitario de Geografía. Septiembre-diciembre, 2003. España.
- [3] Grupo Multidisciplinar de Modelación de Fluidos -GMMF-, Curso de Diseño de Redes de Riego mediante el programa Diopram 3.0, Ed. GMMF-UPV, 115 p., Valencia, España, 2004.

- [4] Hamdy, A., Water Demand Management in the Mediterranean, Capítulo 1 del libro Modern And Traditional Irrigation Technologies In The Eastern Mediterranean, (Mehmet y Biçak Eds.), Ed. International Development Research Centre –IDRC-, 2002, 212 p. Disponible en Internet: <http://www.idrc.ca/en/ev-42818-201-1-DO_TOPIC.html>.
- [5] Labye, Y., Olson, M.A., Galand, A. y Tsiourtis, N., Geoestadística. Localidades Geoestadísticas, 1988. Recuperado el 22 de Agosto de 2016, de Archivo Histórico-consulta: <http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/geoestadistica/introduccion>
- [6] Lara, L.B. y Pérez, G.R., “Uso Eficiente de Turnos de Riego para el Diseño Óptimo de Redes Colectivas”, Seminario Hispano-Brasileño de Planificación, Proyecto y Operación de Redes de Abastecimiento de Agua; en formato de CD, Valencia, España, 2004.
- [7] Lara, L.B., “Determinación de los caudales de diseño en redes colectivas de riego”, Trabajo presentado para la obtención del Diploma de Estudios Avanzados. Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, Universidad Politécnica de Valencia, España, 2004.
- [8] Lara, L.B., Diseño de Redes Colectivas de Riego: Estudio de la Asignación Óptima de Caudales Mediante Algoritmos Genéticos, Tesis para la obtención del grado de Doctor en Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, Universidad Politécnica de Valencia, España, 2007.

Versão Provisória 2019

IMPACTO DA CONCEPÇÃO NO CONSUMO DE ENERGIA ELÉTRICA DO SISTEMA DE BOMBEAMENTO E ADUÇÃO DE ÁGUA BRUTA DO RIO GUAMÁ - BELÉM

Deyved Leonam Guimarães do Nascimento¹, Alcione Batista da Silva², Aline Christian Pimentel Almeida Santos³, Jorge Fernando Hungria Ferreira⁴, José Almir Rodrigues Pereira⁵

RESUMO

No estudo da concepção do Sistema de Abastecimento de Água (SAA), a definição do arranjo das unidades pode não ser a melhor alternativa hidroenergética, por impactar nos valores de altura manométrica, da potência elétrica demanda pelos Conjuntos Motor e Bomba (CMB) e, naturalmente, na despesa com energia elétrica nas estações elevatórias. Com isso, o objetivo da pesquisa é verificar a eficiência hidroenergética do sistema de bombeamento e adução de água bruta do Rio Guamá (SBA), que é gerenciado pela Companhia de Saneamento do Pará (COSANPA) para o abastecimento de 1.621.132 habitantes dos municípios de Belém e Ananindeua, estado do Pará, Brasil. Inicialmente, foi realizada a caracterização da concepção atual do SBA e proposta alternativa de concepção baseada na mudança do traçado das linhas adutoras de 1.500 mm. Em seguida, no software Epanet foram realizadas simulações das rotinas operacionais das duas concepções. Com os resultados foi verificada a redução na concepção proposta de 6.804,10 kWh/dia (30,07 %) e de R\$ 130.958,36/mês (31,50 %) no consumo e na despesa de energia elétrica, respectivamente, demonstrando a importância de ser considerada a eficiência hidroenergética no estudo de alternativas de concepção do SAA.

Palavras-Chave

Concepção, Bombeamento de Água, Consumo de Energia Elétrica

1. INTRODUÇÃO

De acordo com [1], a configuração das unidades dos Sistemas de Abastecimento de Água (SAA) tem impacto direto no consumo de energia elétrica. Apesar disso, nem sempre a eficiência hidroenergética é o fator mais relevante para definição dessa configuração no planejamento e no projeto das unidades dos SAA's.

A configuração do SAA impacta nos valores de potência elétrica demanda para os Conjuntos Motor e Bomba (CMB) e, naturalmente, nos custos operacionais do SAA. Vale observar que, de acordo com [2] e [3], cerca de 90% da energia utilizada nos SAA's são consumidos nos CMB's.

Dessa forma, na comparação técnica das alternativas de concepção de SAA's, de acordo com [4], devem ser consideradas as despesas operacionais, podendo ser destacada a despesa com o consumo

¹ Universidade Federal do Pará, Rua Augusto Corrêa, 01 - Guamá. CEP 66075-110. Belém - Pará - Brasil
deyvedleonam@gmail.com

² Universidade Federal do Pará, Rua Augusto Corrêa, 01 - Guamá. CEP 66075-110. Belém - Pará - Brasil

³ Universidade Federal do Pará, Rua Augusto Corrêa, 01 - Guamá. CEP 66075-110. Belém - Pará - Brasil

⁴ Universidade Federal do Pará, Rua Augusto Corrêa, 01 - Guamá. CEP 66075-110. Belém - Pará - Brasil

⁵ Universidade Federal do Pará, Rua Augusto Corrêa, 01 - Guamá. CEP 66075-110. Belém - Pará - Brasil

de energia elétrica. Para esse fim, [5] recomenda que “o dimensionamento e a análise do funcionamento global de sistemas hidráulicos devam ser realizados por simulações hidráulicas”.

Os recursos computacionais disponíveis e aplicados ao dimensionamento e à avaliação de SAA's vêm sendo utilizados na busca da minimização das despesas operacionais. Entre esses pode ser destacado o Epanet, programa utilizado no planejamento, no projeto e no diagnóstico hidroenergético dos SAA's [6], [7], [8], [9] e [10].

Assim, o objetivo deste trabalho é avaliar alternativa de concepção para Sistema de Bombeamento e Adução de água bruta (SBA), utilizando simulação hidráulica com a finalidade de redução dos valores de consumo e de despesa de energia elétrica.

2. METODOLOGIA

2.1. ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo foi o Sistema de Bombeamento e Adução de água bruta do Rio Guamá (SBA), que integra o SAA da área central dos municípios de Belém e Ananindeua da Região Metropolitana de Belém (RMB), estado do Pará, região norte do Brasil, conforme representado na Figura 1.

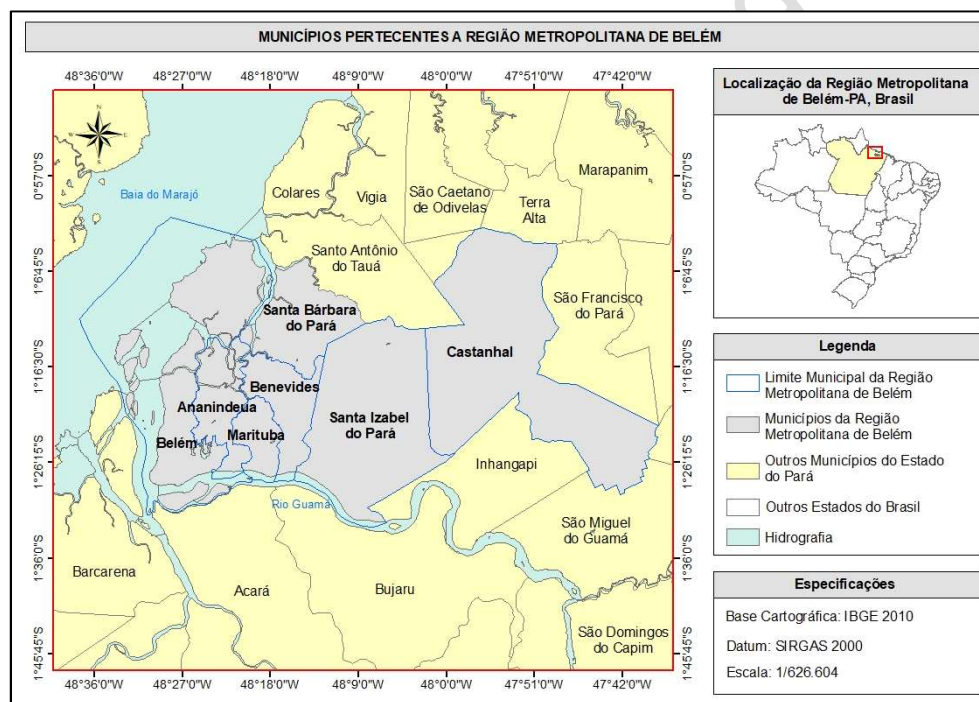


Figura 1: Localização dos Municípios de Belém e Ananindeua

A Companhia de Saneamento do Pará (COSANPA) é a empresa responsável pela captação em manancial superficial, tratamento e distribuição da água potável para atendimento das áreas centrais de Belém e Ananindeua. No Plano Diretor do Sistema de Abastecimento de Água da Região Metropolitana de Belém (PDSAA da RMB), elaborado na cooperação técnica do Grupo de Pesquisa Hidráulica e Saneamento da Universidade Federal do Pará (GPHS/UFPa) com a Companhia de Saneamento do Pará (COSANPA), foi estabelecida população de 1.621.162 habitantes no final do período 2005 – 2025 [11].

Com a finalidade de estudar ações para a eficiência hidroenergética do SBA, a presente pesquisa foi dividida em três etapas. Na Etapa 1 foi realizada a caracterização da atual concepção do SBA Rio Guamá. Em seguida (Etapa 2) foi proposta alteração no traçado das linhas de adução SBA, com o objetivo de reduzir a altura manométrica dos CMB's. Na Etapa 3 foi empregado o programa

computacional Epanet para simulação da rotina operacional, o que possibilitou a comparação dos valores de consumo e de despesa de energia elétrica nas configurações atual e proposta do SBA Rio Guamá.

Os dados necessários para o desenvolvimento das atividades da pesquisa foram obtidos em documentos técnicos da COSANPA, no PDSAA da RMB, em trabalhos técnico-científico, na política tarifária das Centrais Elétricas do Pará, na base de dados do Google Earth Pro e em bases planialtimétricas da Companhia de Desenvolvimento e Administração da Área Metropolitana de Belém (CODEM).

Inicialmente foram levantados dados para caracterização do SBA do Rio Guamá, como número e capacidade dos CMB's da Estação Elevatória de Água Bruta (EAB) e diâmetros, extensão e materiais das linhas de adução. As cotas dessas unidades foram identificadas nas bases planialtimétricas da CODEM, o que permitiu a espacialização no terreno e a representação gráfica (Perfil) do traçado da linha de adução entre a EAB e o Lago Água Preta. Para isso, os dados planialtimétricos do SBA do Rio Guamá foram importados em plantas no formato "dwg" do software AutoCad 2016 para o software Qgis 3.6.2 no formato shapefile.

A proposta de alternativa de concepção do SBA do rio Guamá foi para assentamento de duas linhas de adução em conduto forçado e com trechos enterrados no terreno, para a redução da altura manométrica dos CMB's. Para isso, foi considerada a altura geométrica como a diferença de cotas da EAB (montante) e do Lago Água Preta (jusante), observando os valores registrados nas bases de dados planialtimétricas.

As simulações no software Epanet 2.0 foram realizadas para 720 horas (um mês) de rotina operacional nos dois cenários estudados, sendo analisados o período de funcionamento dos CMB's e os valores do consumo e da despesa de energia elétrica na EAB.

Na representação do SBA do rio Guamá foram incluídas variáveis no Epanet, como coordenadas geográficas; vazão do sistema, nível de água no rio Guamá; cotas do terreno; rugosidade, comprimento e diâmetros das adutoras; coeficiente de perda de carga singular; potência e curva da bomba; níveis de água mínimo e máximo no Lago Água Preta; preço de energia em R\$/kwh; etc.

Com a finalidade de adaptação da realidade do sistema de adução ao ambiente do Epanet 2.0, o Lago Água Preta foi representado por Reservatório de Nível Variado (RNV), observando os dados de [11] da capacidade de reservação (10.000.000 m³) e da profundidade máxima de 8 m, o que possibilitou o cálculo da área e a posterior representação das dimensões do RNV.

Com os valores de população abastecida (1.621.162 habitantes) e do valor da demanda per capita de água (250 l/hab.dia) foi determinado o volume requerido de água no período de 24 horas, que corresponde no Epanet ao volume retirado do RNV durante um dia. Com isso, foram estabelecidos os níveis máximo e mínimo no RNV, os quais foram compatibilizados com os registros da COSANPA de variação do nível de água no Lago Água Preta.

A simulação no software Epanet da operação dos CMB's na EAB do Rio Guamá foi realizada com programação de paralisação e acionamento dos CMB nos níveis máximo e mínimo do RNV, respectivamente. Também foi considerada a operação dos CMB's somente no horário fora de ponta.

Os resultados de consumo e de demanda máxima de energia elétrica foram utilizados para calcular a despesa de energia elétrica nas Concepções atual e proposta. Para isso, foram levantados os valores praticados pela concessionária de energia elétrica (Centrais Elétricas do Pará) na modalidade tarifária horossazonal verde, conforme pode ser observado na Tabela 1.

Tabela 1. Valores de tarifa de energia elétrica [12]

Tarifa de energia - horossazonal verde		
Variável	Valor	Unidade
Demanda	25,29	R\$/kW
Consumo ponta	2,54902	R\$/kWh
Consumo fora ponta	0,3499	R\$/kWh

Também foram considerados os valores percentuais dos tributos constantes das faturas de energia elétrica da Rede Celpa, no caso 1,5832% de Tributo do Programa de Integração Social (PIS), 7,2925% de Tributo da Contribuição para o Financiamento da Seguridade Social (COFINS) e 25% de Imposto sobre Circulação de Mercadorias e Serviços (ICMS). Com isso, a despesa de energia elétrica foi calculada com as equações 1, 2, 3 e 4.

$$D = Dc + Dd + Dt \quad (1)$$

$$Dc = C \times tc \quad (2)$$

$$Dd = Dm \times td \quad (3)$$

$$Dt = \left(\frac{Dc + Dd}{1 - PIS - COFINS - IC} \right) \quad (4)$$

O símbolo D representa a despesa total de energia elétrica (R\$/mês), Dc é a despesa de consumo de energia elétrica (R\$/mês), C é a energia elétrica consumida (kWh/mês), tc é a tarifa do consumo de energia elétrica (R\$/kWh); Dd é a despesa de demanda contratada de energia elétrica (R\$/mês), Dm é a demanda contratada de energia elétrica (kW), td é a tarifa de demanda contratada de energia elétrica (R\$/kW) e Dt é a despesa com tributos (R\$/mês).

3. RESULTADOS

O SAA da área central dos municípios de Belém e Ananindeua inicia com a captação de água no Rio Guamá, para bombeamento e transporte em duas linhas adutoras até o Lago Água Preta. Essas unidades são denominadas de SBA Rio Guamá - Lago Água Preta, podendo a localização ser observada na Figura 2.

A massa líquida escoar, por gravidade, do Lago Água Preta até o Lago Bolonha, sendo este o reservatório superficial instalado a montante das três estações de tratamento que fornecem água potável para as áreas centrais dos municípios de Belém e Ananindeua.

O SBA Rio Guamá - Lago Água Preta inicia na tomada d'água em canal de concreto construída na margem esquerda do rio Guamá, para facilitar a captação e encaminhamento da água até poço de sucção da EAB.

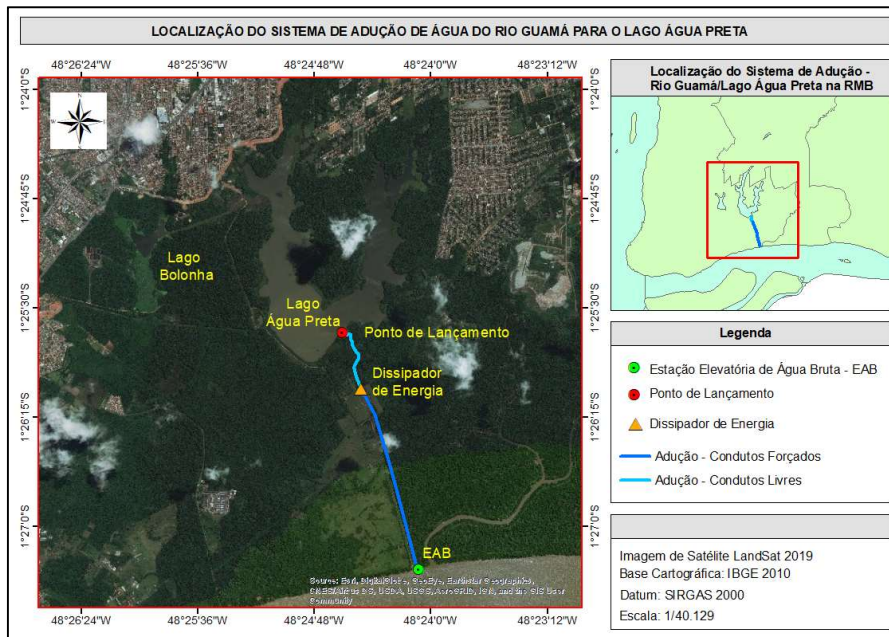


Figura 2 – Adução entre o Rio Guamá e o Lago Água Preta

A massa líquida escoar, por gravidade, do Lago Água Preta até o Lago Bolonha, sendo este o reservatório superficial instalado a montante das três estações de tratamento que fornecem água potável para as áreas centrais dos municípios de Belém e Ananindeua.

O SBA Rio Guamá - Lago Água Preta inicia na tomada d'água em canal de concreto construída na margem esquerda do rio Guamá, para facilitar a captação e encaminhamento da água até poço de sucção da EAB.

A EAB é constituída por oito CMB's, que foram redimensionados na presente pesquisa para a avaliação do bombeamento de água nas duas adutoras de 1.500 mm de aço. A concepção atual da unidade de adução é constituída por dois trechos distintos de escoamento da massa líquida. O primeiro trecho de 2.300 m de comprimento é em conduto forçado com início na EAB e final no dissipador de energia, quando ocorre a mudança para o regime de escoamento livre em canal com 641m de extensão entre a caixa de transição (dissipador de energia) e o Lago Água Preta, conforme representado na Figura 3.

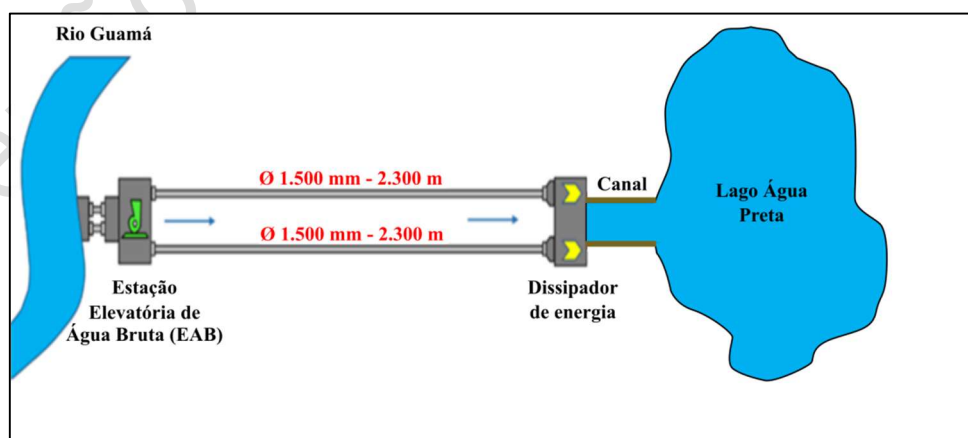


Figura 3 – Representação das Linhas de Adução do SBA

As tubulações das duas linhas adutoras apresentam ventosas e tanque de amortecimento para a adequada proteção do funcionamento hidráulico, estando assentadas em blocos de concreto apoiados ou enterradas em pequena profundidade do terreno.

Na segunda etapa da pesquisa, com a finalidade de redução da altura geométrica do SBA, foi proposta alternativa de concepção com escoamento forçado na extensão total das duas linhas de adução da água, no caso entre a EAB do rio Guamá (ponto de montante) e o lago Água Preta (ponto de jusante). Na Figura 4 são representadas as Concepções atual e proposta do SBA do Rio Guamá.

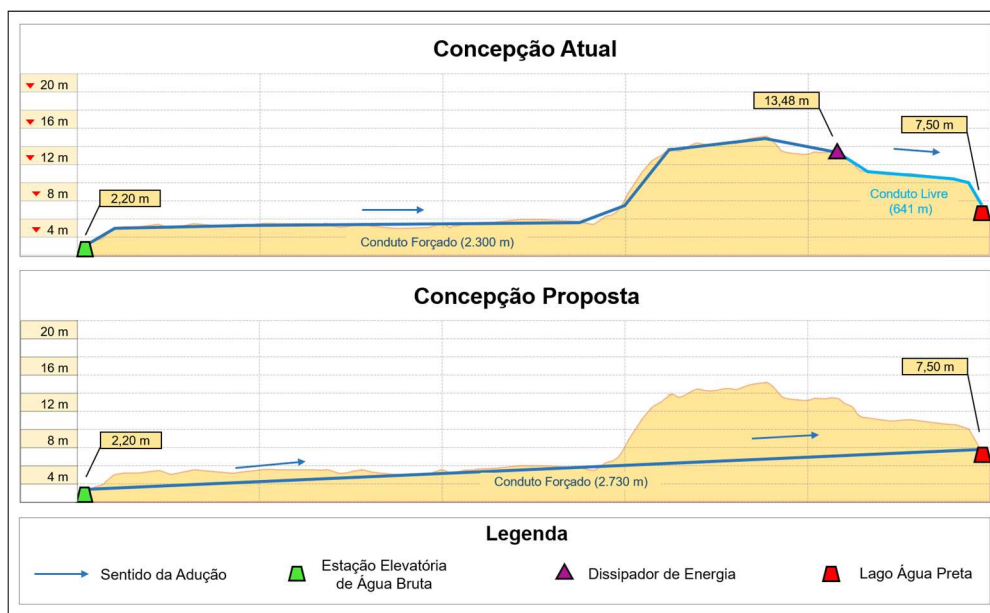


Figura 4 – Perfil das concepções do SBA atual e do SBA proposto

A diferença entre as cotas de montante e de jusante é expressiva nos dois traçados, em decorrência do posicionamento das adutoras em relação ao terreno. Na concepção atual do SBA é observado desnível geométrico de 11,28 m no trecho 1 (escoamento forçado) e de 7,19 m no trecho 2 (escoamento livre). Por sua vez, o desnível geométrico na Concepção 2 é de 5,88 m em todo o trecho de escoamento forçado da massa líquida.

Ainda é oportuno observar que o assentamento enterrado de todo o trecho da concepção proposta resulta em diminuição de 211 metros na extensão de cada linha adutora, quando comparado com a extensão das adutoras da concepção atual.

3.1. SIMULAÇÃO HIDROENERGÉTICA DOS SISTEMAS

Para facilitar a comparação dos impactos hidroenergéticos na rotina operacional das concepções do SBA atual e proposta, foi considerado o mesmo número de bombas nas duas simulações no software Epanet 2.0.

O controle do acionamento e da paralisação dos CMB's foi estabelecido em função da variação do nível de água no Lago Água Preta (RNV), considerando o volume de água retirado (efluente) durante período de 24 horas demandando para tratamento e distribuição de água nas áreas centrais dos municípios de Belém e de Ananindeua. Esse volume foi de 405.290,5 m³/d, sendo o resultado da multiplicação da população abastecida (1.621.162 habitantes) pelo valor do coeficiente de demanda per capita de água (250 l/hab.dia) utilizado neste trabalho.

Também é importante ressaltar que na simulação não foi observado risco de redução excessiva do volume de água do lago Água Preta, já que a capacidade desse manancial superficial é cerca de 25

vezes maior do que o valor do volume de água demandado em um dia para o atendimento da população do SAA.

Com o volume de água demandado e as dimensões do Lago Água Preta foram determinados os níveis máximo (8,00 m) e mínimo (7,64 m) da massa líquida, sendo esses valores utilizados nas simulações para o acionamento e o desligamento dos CMB's.

Na programação realizada no Epanet também foi estabelecido que os CMB's seriam paralisados no horário de ponta. Ainda foram analisadas curvas de bombas para a definição das características dos oito CMB's utilizados nas simulações hidráulicas. As alternativas de concepção estudadas tiveram diferentes curvas de bomba, estando de acordo com as discussões presentes em [1], [13], [14], [15] e [16].

Cada CMB da concepção atual foi especificado com potência requerida de 185 kW e vazão de operação de 2.775,82 m³/h. No caso da concepção proposta, as características do CMB foram potência requerida de 110 kW e vazão de operação de 2.653,27 m³/h.

Com isso, a simulação da concepção atual no Epanet resultou na operação da EAB, constituída por oito CMB's, com vazão de bombeamento de 22.206,58 m³/h e com altura manométrica de 17,92 mca. Quanto à concepção proposta, foram verificados os valores simulados da EAB de 21.226,16 m³/h de vazão de bombeamento e de 12,33 mca de altura manométrica. Na Tabela 2 são relacionados os valores das duas rotinas operacionais analisadas.

Tabela 2 – Comparação hidráulica e operacional entre os sistemas

Análise	Variáveis	Concepção Atual	Concepção Proposta	Economia (%)
Hidráulica	Nº de Bombas	8	8	-
	Potência do CMB (kW)	185	110	40,54%
	Vazão da Bomba (m ³ /h)	2.775,82	2.653,27	-
	Vazão da EAB (m ³ /h)	22.206,58	21.226,16	-
	Altura Manométrica (mca)	17,92	12,33	31,19%

O sistema proposto apresentou redução de 40,54% na potência de cada CMB e diminuição de 31,19% na altura manométrica, o que pode ser explicado com os menores valores do comprimento das linhas de adução e com a redução da altura geométrica requerida no bombeamento de água.

Com isso, o tempo de operação da EAB da Concepção do SBA atual foi de 18h16, valor que é 5,82% menor do que o observado na concepção proposta (19h24). Vale comentar que a EAB nas duas simulações ficou paralisada nas três horas do horário de ponta do setor elétrico (das 18h30 às 21h30), período em que a tarifa de energia elétrica equivale a 7,28 vezes o valor da tarifa dos demais horários do dia.

Na análise do consumo de energia elétrica foi verificada economia de 30,07% no sistema proposto (15.820,18 kWh/dia) em relação ao sistema atual (22.624,28 kWh/dia). Isso pode ser explicado pelo menor valor da potência demandada na concepção com bombeamento de água para as linhas de adução enterradas e com escoamento forçado até o Lago Água Preta.

Vale observar que o menor valor da potência influencia no valor da demanda contratada de energia elétrica. No caso, foi verificada redução de 600 kW (40,54%) entre os valores de demanda contratada da Concepção Atual (1.480 kW) e da Concepção Proposta (880 kW).

Com os resultados das simulações, foi possível calcular a despesa de energia elétrica nas duas configurações avaliadas, sendo utilizadas as equações (1), (2), (3) e (4) para o cálculo das

despesas referentes ao consumo de energia elétrica, à demanda contratada e aos tributos (PIS, COFINS e ICMS), conforme pode ser observado na Tabela 3.

Tabela 3 – Comparação dos impactos hidroenergéticos entre os sistemas

Análise	Variáveis	Concepção Atual	Concepção Proposta	Economia
Energia	Consumo diário (kWh/dia)	22.624,28	15.820,18	30,07%
	Consumo mensal (kWh/mês)	678.728,32	474.605,46	30,07%
	Demanda contratada (kW)	1.480,00	880,00	40,54%
Despesa	Consumo (R\$/mês)	R\$237.480,30	R\$166.059,00	30,07%
	Demanda (R\$/mês)	R\$37.429,20	R\$22.255,20	40,54%
	Tributos (R\$/mês)	R\$140.837,06	R\$96.473,99	31,50%
	Total mensal (R\$/mês)	R\$415.746,56	R\$284.788,19	31,50%
	Total anual (R\$/ano)	R\$5.058.249,77	R\$3.464.923,03	31,50%

Na comparação dos resultados das despesas de energia elétrica, foi constada diferença de R\$ 130.958,36/mês (31,50%), passando o valor calculado de R\$ 415.746,56/mês na concepção atual para R\$ 284.788,19/mês na Concepção proposta.

Na vida útil de operação do SBA do Rio Guamá será expressiva a economia da COSANPA em relação ao pagamento da fatura de energia elétrica. Entre as explicações para a redução nessa despesa devem ser destacadas a diminuição de 211 m na extensão das linhas de adução e o menor desnível geométrico da Concepção proposta, que, naturalmente, demandaram menor potência no bombeamento da água.

Considerando a projeção dos impactos hidroenergéticos em um ano no SBA, a mudança na concepção do sistema trará economia de 2.483.496,50 kWh/ano no consumo e de R\$1.593.326,73/ano na despesa de energia elétrica, resultado que é favorável para a tomada de decisão quanto ao novo traçado das linhas adutoras entre a EAB e o Lago Água Preta.

4. CONCLUSÃO

A simulação da rotina operacional da concepção proposta foi mais vantajosa do que a observada na concepção atual, considerando os critérios analisados, no caso o consumo e a despesa de energia elétrica.

Com isso, o assentamento das duas linhas de adução enterradas e com escoamento forçado em toda a extensão é mais indicado para o SBA do Rio Guamá. Vale observar que a concepção atual, com linhas de adução apoiadas ou enterradas em pequenas profundidades no terreno, apresenta maior extensão e maior desnível geométrico, portanto, exigindo capacidade superior dos CMB's da EAB.

Ainda é oportuno citar que na pesquisa foi analisado apenas o aspecto operacional do SBA do Rio Guamá. Portanto, é recomendado que no processo de tomada de decisão ainda sejam realizados estudos geotécnicos, ambientais e econômicos para avaliar a viabilidade de execução da obra.

Por fim, com a pesquisa foi possível constatar a importância da análise da eficiência hidroenergética no estudo de alternativas de concepção do SAA.



AGRADECIMENTOS

Aos Laboratórios de Eficiência Energética e Hidráulica em Saneamento (LENHS) e de Planejamento e Gestão de Sistemas de Saneamento (LPGSS) da Universidade Federal do Pará (UFPA).

REFERÊNCIAS

- [1] PEREIRA, J. A. CONDURÚ, M. Abastecimento de água: informação para eficiência hidroenergética. João Pessoa: UFPB, 2014.
- [2] GOMES, Heber Pimentel. Sistema de Bombeamento: Eficiência Energética. João Pessoa: Editora Universitária/UFPB, 2012.
- [3] BRANDT, Malcolm et al. Energy efficiency in the water industry, a Global Research Project. Water Practice and Technology. 2011.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 12211. Estudo de Concepção de Sistemas Públicos de Abastecimento de Água. Rio de Janeiro: ABNT, 1992.
- [5] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 12215-1. Projeto de adutora de água. Parte 1: Conduto forçado. ABNT, 2017.
- [6] WANG, Y.; PUIG, V.; CEMBRANO, G. Non-linear economic model predictive control of water distribution networks. Journal of Process Control. v. 56, p. 23-34. 2017.
- [7] GOREV, N. B. & KODZESPIROVA, I. F.; Noniterative Implementation of Pressure-Dependent Demands Using the Hydraulic Analysis Engine of EPANET 2. Water Resour Manage 27: p. 3623–3630, 2013.
- [8] SIEW, C.; TANYIMBOH, T. T. Pressure-Dependent EPANET Extension. Water Resour Manage. v. 26, p. 1477-1498. 2012.
- [9] SAWAYA, J. N.; Simulation-optimization approaches for water pum pscheduling and pipe replacement problems. Journal of Operational Research, 246, p. 93–306, 2015.
- [10] KOVALENKOL, Y. et. al.; Experimental Analysis of Hydraulic Solver Convergence with Genetic Algorithms. Journal of Hydraulic Engineering, 136 (5): 331-335, 2010.
- [11] Plano Diretor do Sistema de Abastecimento de Água da Região Metropolitana de Belém. Belém, Universidade Federal do Pará. Grupo de Pesquisa Hidráulica e Saneamento, Companhia de Saneamento do Pará, v. 2, p. 285, 2006.
- [12] CENTRAIS ELÉTRICAS DO PARÁ - CELPA. Cobrança de Tarifas: Agência WEB. Em vigor de 07/08/2018 à 06/08/2019. Disponível em: <www.celpe.com.br/informacoes/cobranca-de-tarifas>. Acesso em: 24 mar. 2019.
- [13] DUARTE, H. P.; ALEGRE, H.; COVAS, D. PI for assessing effectiveness of energy management processes in water supply systems, PI09: Benchmarking water services-the way forward (IWA), 2009.
- [14] CARVALHO, J.A.; OLIVEIRA, L.F.C. Instalações de bombeamento para irrigação - Hidráulica e consumo de energia. Lavras: Editora UFLA, 2008.
- [15] OLIVEIRA, D.; RIBEIRO, M. C.; MANTOVANI, E. C.; SOARES, A. A.; FERNANDES, H. C. Dimensionamento de motores para dimensionamento de água. Engenharia Agrícola, v.30, p.1012- 1022, 2010.

- [16] GOMES, H.P.; BEZERRA, S.T.M. Ações de eficiência energética. In: GOMES, H.P.; CARVALHO, P. S. O. (Org.). Manual de sistemas de bombeamento - eficiência energética. João Pessoa: Editora Universitária, UFPB. P. 129-140. 2012.

Versão Provisória 2019-07-16

METODOLOGIA PARA OTIMIZAÇÃO DA SELEÇÃO DE BOMBAS EM DIAGNÓSTICOS HIDROENERGÉTICOS

Ana Carolina Victória da Costa Ribeiro¹, Marcelo Giulian Marques²,
Eder Daniel Teixeira³, Maurício Dai Prá⁴, Guilherme Santanna Castiglio⁵,
Aline Elisabete Lorenzini⁶

RESUMO

Da energia elétrica mundial consumida, cerca de 2% a 3% é utilizada no saneamento básico. Da parcela consumida pelo setor, mais de 90% destina-se a alimentação de equipamentos de bombeamento, que muitas vezes estão mal dimensionados ou obsoletos. Estima-se que 30% do consumo energético proveniente de bombeamentos pode ser evitado a partir da seleção de equipamentos mais eficientes. Dentro deste contexto, apresenta-se neste artigo uma proposta de metodologia para otimização da seleção de bombas em diagnósticos hidroenergéticos, a partir do dimensionamento de uma bomba referência com base nos conceitos de energia mínima, cujos valores de consumo e custo de energia são utilizados como base para seleção de novos equipamentos. Foram realizados dois estudos de caso, onde foi possível selecionar bombas com rendimento superior ao da bomba referência, conduzindo a um potencial de redução de custo de 50,1% e 24,9%. Ambos os casos resultaram em uma configuração otimizada de apenas uma bomba operativa. A aplicabilidade da metodologia se mostrou simples, rápida e adequada, configurando uma ferramenta útil para aplicação em diagnósticos hidroenergéticos.

Palavras-Chave

Diagnóstico hidroenergético, Estações de bombeamento, Eficiência Energética

1. INTRODUÇÃO

Face à generalização do alcance de atendimento dos serviços de saneamento e ao natural aumento de demandas de água em virtude do crescimento populacional, fica cada vez mais evidente a necessidade de repensar e otimizar a utilização dos recursos, tanto hídricos quanto energéticos.

A definição de eficiência energética nos remete à redução do consumo de energia provendo o mesmo nível de serviço. Logo, sob uma perspectiva econômica, a ineficiência no uso de energia constitui custos evitáveis que acabam por ser suportados por subsídios e por tarifas cobradas dos usuários [1]. Frente a isso, é evidente a estreita relação entre medidas de efficientização em sistemas de bombeamento e à minimização de despesas (operacionais, implantação e de utilização), através da redução do consumo exacerbado. Além disso, [2] enfatiza que a adoção de algumas medidas como,

¹ Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, Brasil. carolribeiro.eng@gmail.com

² Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, Brasil. mmarques@iph.ufrgs.br

³ Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, Brasil. eder.teixeira@ufrgs.br

⁴ Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, Brasil. mauricio.daipra@ufrgs.br

⁵ Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, Brasil. guilhermecastiglio@gmail.com

⁶ Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul, Brasil. aline.lorenzini@outlook.com

por exemplo, adequação e substituição dos equipamentos, pode contribuir substancialmente à redução dos gastos com energia.

Da energia elétrica mundial consumida, cerca de 2% a 3% é utilizada no saneamento básico. Segundo [3], da parcela consumida pelo setor, mais de 90% destina-se à alimentação de equipamentos elétricos, que, muitas vezes, estão mal dimensionados ou obsoletos. [4] afirmam que 30% do consumo energético proveniente de bombas pode ser evitado a partir da seleção de equipamentos mais eficientes.

Para diagnosticar uma estação de bombeamento de água e propor a utilização de equipamentos mais eficientes, é necessário considerar as características de consumo da região abastecida. Segundo [5], as variações do consumo em determinada área são anuais, mensais, diárias e horárias, gerando curvas típicas da região e estabelecendo os coeficientes do dia e da hora de maior consumo (k_1 e k_2), os quais tem grande influência na vazão de bombeamento de sistemas.

Além do consumo, medições *in loco* de vazões e pressões são importantes para a construção da curva da bomba existente e da curva do sistema. Tais medições também são imprescindíveis para a subsequente definição da potência e demais parâmetros da bomba ideal para o sistema instalado, que substituirá a existente.

Em diagnósticos hidroenergéticos, a economia gerada pela substituição dos equipamentos por aqueles dimensionados e indicados como ideal pode ser mensurada através de indicadores de desempenho, os quais são conceituados por [6] como medidas quantitativas de um aspecto particular do desempenho da entidade gestora, sendo um apoio ao monitoramento da eficiência e permitindo a comparação direta entre os resultados obtidos. Os principais indicadores utilizados neste artigo é o Consumo Diário de Energia e o Custo Diário.

Neste contexto, este artigo visa estabelecer uma metodologia de análise para diagnósticos hidroenergéticos em sistemas de bombeamento, a qual consiste na avaliação das condições de operação do sistema a partir de um valor referência do consumo de energia (kWh) e seu custo (R\$/kWh), utilizados como base para a seleção de novos equipamentos. Isso permite otimizar os sistemas avaliados em relação a configuração adotada para a estação elevatória (1, 2 ou 3 bombas operativas em paralelo), considerando as limitações impostas pelo desempenho de bombas atualmente disponíveis no mercado brasileiro.

2. METODOLOGIA

A partir do levantamento das características do sistema existente e dados observados *in loco*, a metodologia proposta compreendeu diferentes etapas: 1) Compreensão das características operacionais do sistema existente; 2) Cálculo do valor referência do consumo de energia; 3) Seleção de nova bomba e cálculo do consumo de energia a partir da sua utilização; e, 4) Comparação entre consumos e custos calculados nas etapas anteriores.

2.1 COMPREENSÃO DAS CARACTERÍSTICAS OPERACIONAIS DO SISTEMA EXISTENTE

A partir das medições de vazão e de pressão realizadas *in loco* para dois pontos de operação do sistema foi possível estimar as curvas do sistema e da bomba a partir da utilização do Método dos 3 Pontos, apresentado na Figura 1.

Os pontos que devem ser obtidos para determinação da curva do sistema (equação 1) e da bomba (equação 2) são: o ponto de operação normal (ponto N) e, se possível, o *shut-off* (ponto P) ou outro ponto de operação. O desnível geométrico (ponto O) também é considerado. Para ambas as curvas, a altura manométrica total (H) pode ser calculada em função da vazão (Q) a partir do ajuste dos coeficientes “a” e “b” (equação 3).

$$H_S = H_0 + \left(\frac{H_N - H_0}{Q_N^2} \right) \times Q^2 \quad (1)$$

$$H_B = H_P + \left(\frac{H_N - H_P}{Q_N^2} \right) \times Q^2 \quad (2)$$

$$H = a + b \times Q^2 \quad (3)$$

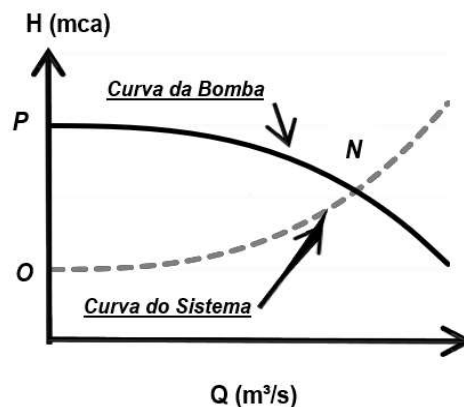


Figura 1. Método dos três pontos para definição da curva do sistema e da bomba.

A partir da vazão no ponto de operação, é possível calcular o funcionamento diário (h/dia) através da razão entre o volume médio diário (m^3) e a vazão bombeada no ponto de operação em m^3/h , definida pelo ponto de intersecção da curva da bomba e a curva do sistema, considerando-se a quantidade de bombas operativas. Na sequência, o consumo (kWh/dia) é calculado multiplicando-se o tempo de funcionamento diário (h/dia) pelo número de bombas operativas e pela potência unitária do conjunto (kW).

2.2 CÁLCULO DO VALOR DE REFERÊNCIA DO CONSUMO DE ENERGIA

Para a determinação do valor de referência do consumo de energia a ser adotado para determinado sistema, são necessários os seguintes passos: a) Determinação do ponto de operação da bomba referência; b) Determinação do ponto de máximo rendimento da bomba referência, e; c) Cálculo do consumo energético.

Esta etapa da metodologia utiliza o trabalho de [7], onde é realizada uma análise adimensional de bombas centrífugas obtidas a partir de catálogos de fabricantes brasileiros. Além disso, a obtenção do rendimento ótimo da bomba considerou a operação da estação elevatória com configuração de 1, 2 ou 3 bombas associadas em paralelo.

a) Determinação do ponto de operação da bomba referência

A determinação da vazão mínima a ser bombeada pelo sistema para dimensionamento da bomba referência é realizada levando em consideração a garantia de abastecimento nas horas de pico de consumo. Considerando que podem ocorrer falhas no sistema e o reservatório se encontrar vazio no horário de pico, é necessário que a vazão bombeada seja, no mínimo, igual ao pico da curva de consumo do local, pois, do contrário, poderá haver falha no abastecimento de água devido à baixa capacidade das bombas, que não conseguirão bombear vazão suficiente para evitar o déficit no balanço entre a vazão aduzida e a consumida do sistema. Sendo assim, adota-se a equação 4 para

determinar a vazão nominal unitária (Q_n) para dimensionamento da bomba, enquanto que a altura manométrica (H_n) é obtida a partir da curva do sistema (obtida pela equação 1).

$$Q_n = \frac{Q_{\text{pico}}}{N_{\text{bombas}}} \quad (4)$$

Onde: Q_n = vazão nominal para dimensionamento de cada bomba (m^3/s); Q_{pico} = vazão de pico obtida a partir da curva de consumo (m^3/s), e; N_{bombas} = número de bombas operativas em paralelo (1, 2 ou 3).

b) Determinação do ponto de máximo rendimento da bomba referência

Inicialmente, para se obter o rendimento da bomba, é necessário definir a vazão ($Q_{1,1}$) e a altura manométrica total ($H_{1,1}$) correspondente ao ponto de máximo rendimento (η_{max}), conforme equações de [7].

De acordo com a curva Barringer-Nelson (Figura 2), pode-se admitir que a performance ótima de operação é atingida quando bombeada uma vazão de 80% a 110% da vazão do ponto de máximo rendimento ($Q_{1,1}$). Desta forma, para o dimensionamento se admitiu o valor 1,0 como resultante da relação entre Q_n e $Q_{1,1}$, ou seja, que a vazão do ponto de máximo rendimento da bomba calculada deve ser igual a vazão de bombeamento. Desta forma, utilizou-se neste artigo a equação 5 para a relação entre Q_n e $Q_{1,1}$.

$$\frac{Q_n}{Q_{1,1}} = 1,0 \quad (5)$$

Onde: Q_n = vazão nominal para dimensionamento de cada bomba (m^3/s); $Q_{1,1}$ = vazão de máximo rendimento da bomba referência (m^3/s).



Figura 2. Curva Barringer-Nelson. Fonte: adaptado de [8].

Conhecendo-se a $Q_{1,1}$, calcula-se $H_{1,1}$ através da curva do sistema (equação 1) e, então, pode-se calcular a rotação específica do conjunto motor-bomba (equação 6).

O rendimento da bomba (ou das bombas, dependendo da configuração de bombeamento em análise) calculado para o ponto de máximo rendimento (η_{max}) é obtido a partir da equação 7 e Figura 2,

propostas por [7]. Na sequência, a relação entre η e η_{\max} é calculada através da equação 8 e, por fim, η é determinado pela equação 9.

$$N_s = \frac{N\sqrt{Q_{1,1}}}{H_{1,1}^{3/4}} \quad (6)$$

$$\eta_{\max}(\%) = e^{5,092 - \frac{9,121}{N_s} - 0,124 \cdot \ln(N_s)} \quad (\text{para } N_s \leq 65) \quad (7)$$

$$\eta_{\max}(\%) = 83,37 \quad (\text{para } N_s > 65)$$

$$\frac{\eta}{\eta_{\max}} = -0,995 \cdot \left(\frac{Q_n}{Q_{1,1}}\right)^2 + 1,997 \cdot \left(\frac{Q_n}{Q_{1,1}}\right) + 0,025 \quad (8)$$

$$\eta = \frac{\eta}{\eta_{\max}} \cdot \eta_{\max}(\%) \quad (9)$$

Onde: N_s = rotação específica do conjunto motor-bomba (rpm); N = rotação nominal do conjunto (rpm); $Q_{1,1}$ = vazão de máximo rendimento da bomba referência (m^3/s); $H_{1,1}$ = altura manométrica total de máximo rendimento da bomba referência (m.c.a); η_{\max} = rendimento do conjunto motor-bomba no ponto de máximo rendimento (%); η = rendimento da bomba referência (%) e; Q_n = vazão nominal para dimensionamento (m^3/s).

Observando a Figura 3, percebe-se que a curva que relaciona valores de rendimento máximo de bombas em função da rotação específica é assintótica horizontal a partir de $N_s = 65$, atingindo um valor máximo de 83,37%. Ou seja, um acréscimo na rotação específica, a partir desse limite, não resulta um acréscimo significativo no rendimento da bomba.

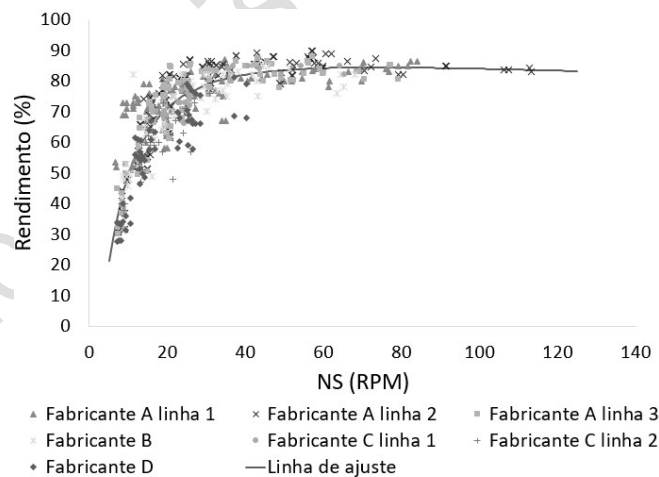


Figura 3. Rendimentos máximos de bombas centrífugas. Fonte: [7].

c) Cálculo do consumo energético

O consumo de energia é calculado a partir das variáveis Q_n , H_n e η . Inicialmente, estima-se o rendimento do motor através do processo iterativo entre a equação 10, apresentada por [7], e a equação 11. A potência de motor selecionada será aquela potência comercial imediatamente superior à potência calculada através desta iteração.

$$\eta_{\text{motor}} = \frac{21.97 + 97.64 \cdot \text{Pot}_{\text{motor}}^{0,4}}{0.53 + \text{Pot}_{\text{motor}}^{0,4}} \quad (10)$$

$$\text{Pot}_{\text{motor}} = \frac{\gamma \cdot Q_n \cdot H_n}{75 \cdot \eta \cdot \eta_{\text{motor}}} \quad (11)$$

Onde: η_{motor} = rendimento do motor (%); $\text{Pot}_{\text{motor}}$ = potência do motor (CV); γ = peso específico da água (kgf/m^3); Q_n = vazão nominal para dimensionamento (m^3/s); $H_{1,1}$ = altura manométrica total nominal da bomba referência (m.c.a) e; η = rendimento da bomba referência (%).

O consumo energético diário (Cons_e) é, então, calculado através da equação 12, considerando a potência do motor comercial selecionada (em kW) e o tempo de operação diário (Δt) do conjunto motor-bomba, obtido pela divisão do volume médio diário (VMD) consumido pela vazão de bombeamento (Q_n), considerando-se todas as bombas operativas com características similares.

$$\text{Cons}_e = \text{Pot}_{\text{motor}} \times \Delta t \times N_{\text{bombas}} \quad (12)$$

2.3 SELEÇÃO DE NOVA BOMBA E CÁLCULO DO CONSUMO DE ENERGIA A PARTIR DA SUA UTILIZAÇÃO

Conhecendo-se o ponto de operação nominal e considerando o rendimento calculado no item 2.2 como referência, parte-se para a seleção da nova bomba.

A seleção é realizada a partir de catálogos físicos ou digitais dos fabricantes de bombas centrífugas que atuam no mercado brasileiro. Para isso, busca-se a bomba disponível no mercado que atenda ao ponto nominal calculado na etapa anterior com o melhor rendimento possível. Para efeitos de avaliação da aproximação das curvas ajustadas por [7], o rendimento da bomba selecionada é comparado ao rendimento da bomba de referência, obtido na etapa anterior. Após a seleção da nova bomba, calcula-se o consumo de energia ajustado para o rendimento desta nova bomba selecionada através da utilização das equações 10, 11 e 12, previamente apresentadas.

2.4 COMPARAÇÃO ENTRE CONSUMOS E CUSTOS DIÁRIOS CALCULADOS NAS ETAPAS ANTERIORES

Para proceder a comparação entre a bomba existente, a bomba de referência e a bomba selecionada, é preciso calcular o custo energético diário obtido para a operação de cada uma delas. Este custo pode ser calculado através da equação 13.

$$C_{\text{op}} = \text{Cons}_e \times \text{Tar}_{\text{energia}} + \text{Pot}_{\text{instalada}} \times \frac{\text{Tar}_{\text{dem}}}{30} \quad (13)$$

Onde: C_{op} = custo operacional diário (R\$); Cons_e = consumo de energia diário (kWh); $\text{Pot}_{\text{instalada}}$ = potência instalada da elevatória obtida pelo somatório das potências dos motores de todos os conjuntos operativos (kW); $\text{Tar}_{\text{energia}}$ = tarifa de energia cobrada pela concessionária de energia (R\$/kWh), e; Tar_{dem} = tarifa de demanda cobrada pela concessionária de energia (R\$/(kW.mês)).

A comparação entre os consumos e custos obtidos permite:

- Conhecer o potencial de redução de consumo e custo energético a partir apenas da adequação do ponto de operação e da otimização da configuração de instalação do bombeamento (1, 2 ou 3 bombas operativas em paralelo);
- Avaliar a aproximação obtida pela aplicação das curvas ajustadas por [7] para bombas centrífugas na definição da bomba referência através da conferência dos seus dados de consumo e custos calculados com os mesmos dados obtidos para a bomba selecionada.

3. ESTUDOS DE CASO

Para demonstrar e avaliar a aplicabilidade desta metodologia, foram realizados dois estudos de caso em sistemas localizados em duas regiões do Brasil, sendo estes identificados através da sigla da sua região (Sistema S – região sul, e Sistema SE – região sudeste).

Para os casos estudados, foram definidos parâmetros de dimensionamento compatíveis com as características das regiões de interesse e operação atual das estações elevatórias, tais como volume de água produzido e bombeado, curvas de demanda, características dos grupos motobombas instalados, etc. Outros dados referentes à tarifação da energia aplicada em cada sistema foram obtidos a partir de consulta *online* nos websites das empresas concessionárias de energia de cada região. O Quadro 1 apresenta as características dos sistemas.

Quadro 1. Principais características dos sistemas estudados.

Região Geográfica	SE	S
Nº de bombas operativas	3	1
Potência unitária do conjunto [kW]	128,8	55,2
Diâmetro Nominal da Adutora [mm]	400	150
Desnível Geométrico [m]	59,4	64,0
Altura Manométrica medida [m.c.a.]	65,9	115,0
Vazão de bombeamento medida [m³/s]	0,29	0,03
Vazão máxima diária - Qpico [m³/s]	0,421	0,007
Tarifa de demanda [R\$/kW.mês]	9,79	15,83
Tarifa de Energia [R\$/kWh]	0,0577	0,33726

O Sistema S é localizado em um campus universitário e, por isso, apresenta uma curva de consumo com uma maior amplitude entre os pontos de máximos e mínimos (maior k2). O Sistema SE é um típico sistema de bombeamento para abastecimento de água em uma região de um dado município e, sendo assim, a sua curva de consumo apresenta os pontos de mínimo e máximo mais próximos ao consumo médio (menor k2).

As curvas de demanda adimensionalizadas medidas para cada sistema estudado são apresentadas na Figura 4.

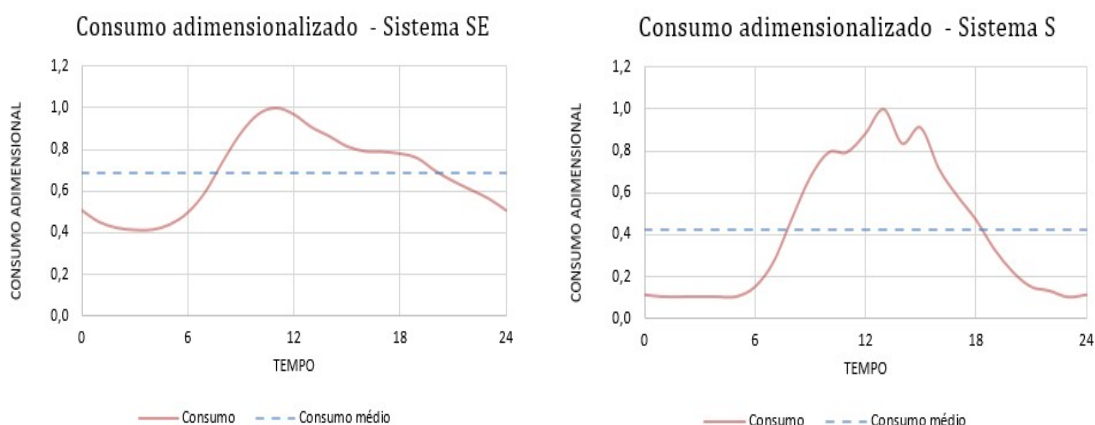


Figura 4. Curvas de consumo dos sistemas SE e S.

4. RESULTADOS

4.1 SISTEMA SE

O cálculo do valor de referência para o consumo de energia a partir do dimensionamento da bomba referência permitiu avaliar e definir a implantação composta por apenas 1 bomba operativa como sendo a configuração ótima a ser utilizada para este sistema, por ser aquela de menor custo energético diário. O Quadro 2 apresenta os resultados obtidos para cada configuração testada, considerando a conversão do custo em dólar (taxa de câmbio aplicada de US\$3,94 de 06/05/2019).

Quadro 2. Resultados obtidos para as diferentes configurações avaliadas – Sistema SE.

Número de bombas	Vazão [m³/h]	AMT [mca]	Horas de Oper.	Rendimento [%]	Potência do motor [CV]	Energia consum. [kW.h]	Custo [US\$/dia]
1	1.462,4	71,83	13,3	82,5%	500	4.906,7	102,42
2	731,2	71,83	13,3	79,3%	300	5.888,0	122,91
3	487,5	71,83	13,3	76,4%	200	5.888,0	122,91

Para selecionar a bomba disponível no mercado que atenda ao ponto de operação nominal calculado através do bombeamento a partir de uma única bomba operativa e que apresente os melhores rendimento e custo, foram levantadas três opções, sendo elas de fabricantes diferentes. O Quadro 3 apresenta as alternativas selecionadas.

Observa-se que as três opções de bombas levantadas apresentam rendimentos que resultam em uma mesma potência de motor, energia consumida e custo energético. Entretanto, a bomba do Fabricante 3 apresenta melhor rendimento em relação às outras duas opções, sendo esta a bomba utilizada para comparação com os resultados obtidos para a bomba existente e bomba referência.

Quadro 3. Alternativas de bombas selecionadas – Sistema SE.

Alternativas	Vazão [m³/h]	AMT [mca]	Rendimento [%]	Potência do motor [CV]	Energia consumida [kW.h]	Custo [US\$/dia]
Fabricante 1	1.462,35	71,83	83,03%	500	4.906,7	102,42
Fabricante 2	1.462,35	71,83	82,70%	500	4.906,7	102,42
Fabricante 3	1.462,35	71,83	85,70%	500	4.906,7	102,42

O Quadro 4 apresenta o comparativo do consumo de energia e custo diário de operação obtidos em cada etapa da metodologia, enquanto que a Figura 5 apresenta graficamente os resultados deste estudo comparativo.

Quadro 4. Comparativo do consumo e custo diário obtidos em cada etapa – Sistema SE.

	Número de bombas	Rendimento da bomba	Potência do motor [CV]	Energia consumida [kW.h]	Custo [US\$/dia]
Bomba Existente	3	-	175	7.118,3	136,37
Bomba Referência	1	82,5%	500	4.906,7	102,42
Bomba Selecionada	1	85,7%	500	4.906,7	102,42

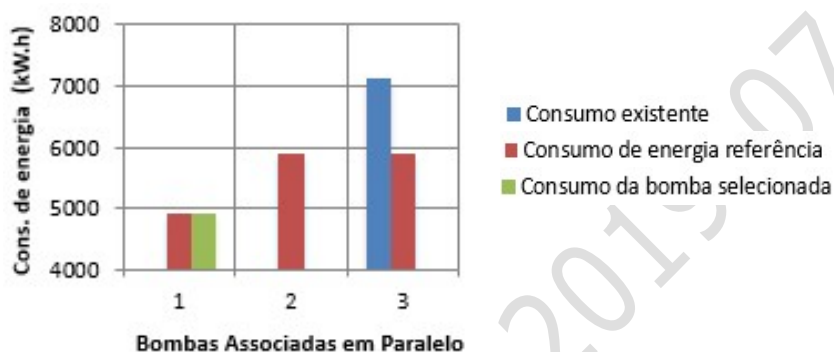


Figura 5. Consumo de energia em cada etapa para o Sistema SE.

4.2 SISTEMA S

Para o Sistema S, a etapa de dimensionamento da bomba referência definiu a implantação composta por apenas 1 bomba operativa como sendo a configuração ótima a ser utilizada para este sistema, por ser a mais barata. O Quadro 5 apresenta os resultados obtidos para cada configuração testada.

Quadro 5. Resultados obtidos para as diferentes configurações avaliadas – Sistema S.

Número de bombas	Vazão [m³/h]	AMT [mca]	Horas de Oper.	Rendimento [%]	Potência do motor [CV]	Energia consum. [kW.h]	Custo [US\$/dia]
1	24,8	66,6	9,7	54,8%	15	106,7	10,61
2	12,4	66,6	9,7	41,8%	10	142,2	14,14
3	8,3	66,6	9,7	33,6%	7,5	160,0	15,91

Tendo em vista o atendimento das condições de contorno (ponto nominal calculado e apenas 1 bomba operativa), as três opções de bombas disponíveis no mercado brasileiro com os melhores rendimentos foram selecionadas e são apresentadas no Quadro 6. Observa-se que a bomba do Fabricante 1 resultou em uma potência menor de motor, refletindo no custo energético diário. Por consequência, esta foi a bomba escolhida como referência.

Quadro 6. Alternativas de bombas selecionadas – Sistema S.

Alternativas	Vazão [m³/h]	AMT [mca]	Rendimento [%]	Potência do motor [CV]	Energia consumida [kW.h]	Custo [US\$/dia]
Fabricante 1	24,84	66,61	56,14%	12,5	88,9	8,84
Fabricante 2	24,84	66,61	54,28%	15	106,7	15,91
Fabricante 3	24,84	66,61	55,40%	15	106,7	15,91

O Quadro 7 apresenta o comparativo do consumo de energia e custo diário de operação obtidos em cada etapa da metodologia, enquanto que a Figura 6 apresenta graficamente os resultados deste estudo comparativo.

Quadro 7. Comparativo do consumo e custo diário obtidos em cada etapa – Sistema S.

	Número de bombas	Rendimento da bomba	Potência do motor [CV]	Energia consumida [kW.h]	Custo [US\$/dia]
Bomba Existente	1	-	75	120,7	17,72
Bomba Referência	1	54,8%	15	106,7	10,61
Bomba Selecionada	1	56,1%	12,5	88,9	8,84

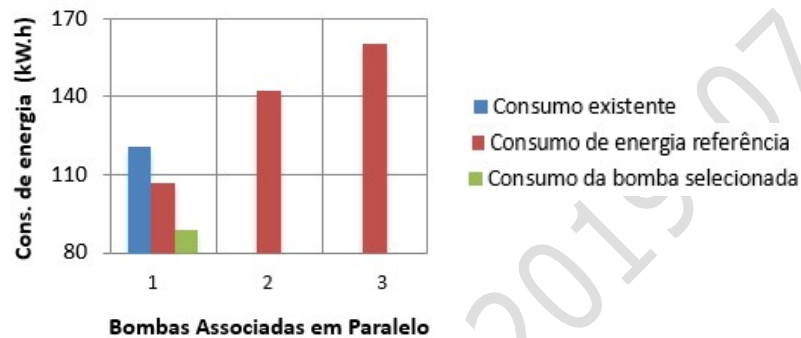


Figura 6. Consumo de energia em cada etapa para o Sistema S.

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES FINAIS

Neste artigo, buscou-se avaliar as condições de operação de um sistema de bombeamento a partir de um valor de referência do consumo e do custo de energia, utilizados como base para a seleção de novos equipamentos. De forma a demonstrar a aplicabilidade da metodologia, foram realizados dois estudos de casos. Foi possível chegar às seguintes conclusões:

- Nos dois estudos de caso foi possível selecionar bombas com rendimento superior ao da bomba referência;
- Em um dos estudos de caso (Sistema S), a bomba selecionada conduziu a uma menor potência do motor e, portanto, a um menor consumo e custo de energia. No outro estudo de caso (Sistema SE), apesar do rendimento da bomba selecionada ser ligeiramente maior, não foi possível a redução da potência em relação à potência da bomba referência;
- Observou-se um potencial de redução de custo de energia diário em relação ao custo existente de 50,1% para o Sistema S e 24,9% para o Sistema SE;
- Ambos os estudos de caso resultaram em uma configuração otimizada de apenas uma bomba operativa.

A aplicabilidade da metodologia se mostrou simples e adequada para estimar o potencial de redução de custo diário de energia, configurando uma ferramenta útil para aplicação em diagnósticos. Entretanto, recomenda-se a sua aplicação em outros estudos de caso.

AGRADECIMENTOS

A equipe agradece ao IPH/UFRGS, a FINEP, ao CNPq, a CAPES/Brasil, a rede LEHNS e a Eletrobras pelo apoio financeiro na realização do trabalho.

REFERÊNCIAS

- [1] BRASIL. Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento: 21º Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgoto - 2015. Brasília: Ministério das Cidades, 2017.
- [2] GOMES, H. P. Eficiência hidráulica e energética em saneamento. 2 ed. João Pessoa: Editora Universitária UFPB, 2009.
- [3] R. F. Gonçalves, Conservação de água e energia em sistemas prediais e públicos de abastecimento de água, 1ra ed., Rio de Janeiro, ABES, 2009.
- [4] D. Kaya, E. A. Yagmur, K. S. Yigit, F.C. Kilic, S. Eren e C. Celik, “Energy Conversion and Management”, vol 49, no. 6, pp. 1662-1673, 2008.
- [5] TSUTUYIA, M. T. Abastecimento de Água. 3 ed. São Paulo: EESC-USP, p. 1 e 9, 2006.
- [6] ALEGRE, H.; KIRNER, W.; BAPTISTA, L. M.; PARENA, ER. Indicadores de desempenho para serviços de abastecimento de água: versão portuguesa de Performance indicators for water supply services. Tradução: Patrícia Duarte, Helena Alegre, Jaime Melo Baptista. Londres: IWA/IRAR/LNEC, 2004.
- [7] J. C. Kuritza, G. Camponogara, M. G. Marques, D. Sanagiotto e C. Battiston, “Dimensionless curves of centrifugal pumps for water supply systems: development and case study”, Revista Brasileira de Recursos Hídricos, vol. 22, no. 45, 2017
- [8] BLOCH, H. P. Pump Wisdom. Hoboken, USA: John Wiley & Sons, 2011.

Versão Provisória 2019-01-16

UTILIZAÇÃO DE BOMBAS DE ROTAÇÃO VARIÁVEL COMO INSTRUMENTO DE EFICIÊNCIA ENERGÉTICA

José Nilton de Abreu Costa¹, Marco Aurélio Holanda de Castro² e Luís Henrique Magalhães Costa³

INTRODUÇÃO

A conservação de energia, especialmente a de natureza elétrica, é algo a que se dedica a atenção do mundo moderno, em virtude da sua ligação peculiar com questões econômicas e ambientais. Diante do fato de que o setor mais consome energia elétrica é o industrial e que uma parte significativa desta energia é designada para a alimentação dos seus sistemas motrizes, estes sistemas têm sido considerados alvos principais das medidas que visam garantir a economia de energia elétrica (SCHMIDLIN JR. et al., 2006).

Em sistemas de bombeamento hidráulico, os custos vinculados ao funcionamento das bombas podem ser minorados através da redução do consumo de energia. Uma alternativa atrativa que se pode adotar para alcançar esse objetivo é o uso de bombas de rotação variável (BRV) em substituição às bombas de rotação fixa (BRF) (MARCHI; SIMPSON; ERTRUGUL, 2012). As BRVs são bombas acopladas a um motor controlado por um inversor de frequência, cuja finalidade é variar a velocidade de rotação da bomba de modo a fazê-la operar com o maior rendimento possível.

Diante do exposto, o objetivo desta investigação é construir uma rotina computacional que, ao atuar de maneira interligada ao simulador hidráulico EPANET, realize a modelagem do comportamento de bombas de rotação variável e a avalie a sua influência na otimização do custo energético de sistemas de abastecimento de água.

METODOLOGIA

Na execução da metodologia deste trabalho propuseram-se algumas alterações num modelo computacional denominado UFC 12, desenvolvido por Costa (2010) para a determinação de estratégias operacionais de estações elevatórias de água que objetivam um custo energético reduzido. O referido software, que funciona acoplado à interface do simulador hidráulico EPANET (ROSSMAN, 2000), considera a existência de uma variável de decisão binária que indica o estado da bomba a cada hora do dia: bomba desligada (0) ou bomba ligada (1). No processo de busca por soluções viáveis e pela solução ótima, o modelo utiliza técnicas de otimização compatíveis exclusivamente com BRFs. As modificações realizadas no referido software consistem nas seguintes:

- Substituição da variável de decisão binária por uma variável de decisão real, que representa a velocidade de rotação da BRV (0 a 100% da velocidade nominal de rotação).
- Implementação do processo de otimização Particle Swarm Optimization (PSO) no código-fonte do mesmo, uma vez que este método se adequa melhor a uma variável contínua (real), comparadamente a outros algoritmos de busca e otimização.

O modelo computacional proposto foi aplicado a um estudo de caso que consiste numa rede hipotética dotada de uma única bomba, adaptada de Almeida (2001).

¹ Universidade Estadual Vale do Acaraú, Sobral, Ceará, Brasil. nilton_deha@yahoo.com.br

² Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil

³ Universidade Estadual Vale do Acaraú, Sobral, Ceará, Brasil

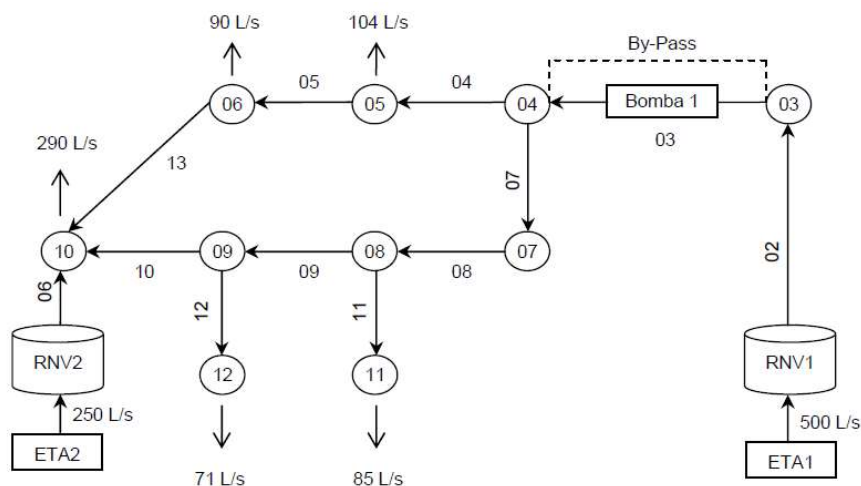


Figura 1. Topologia da rede estudo de caso

RESULTADOS E CONCLUSÕES

O modelo desenvolvido mostrou-se eficiente na busca por soluções viáveis e ótimas. A adequabilidade do algoritmo otimizador PSO a problemas de variáveis de decisão contínuas tornou-se evidente quando proporcionou a determinação de soluções exequíveis e de custo energético mínimo para o estudo de caso de uma rede dotada de uma bomba.

Corroborar-se, então, a partir da aplicação do modelo computacional proposto, as vantagens relativas aos custos com energia elétrica, retratadas na literatura, mediante o uso de BRVs. Em face da complexidade que envolve o controle da velocidade das bombas e, ainda, ao conseqüente ajuste de seu funcionamento à demanda sazonal diária de vazão e pressão, o algoritmo otimizador proposto tem participação incontestante na realização dessa tarefa.

REFERÊNCIAS

- [1] C. Schmidlin Jr, A. B. Moreira, T. N. Cavalcante Neto, E. S. Pitombeira e R. S. T. Pontes. “Eficiência energética em sistemas de bombeamento”. VII Conferência Internacional de Aplicações Industriais, Recife, jan, 2006, pp. 1-5.
- [2] A. Marchi, A. R. Simpson e N. Ertugrul. “Assessing variable speed pump efficiency in water distribution systems”. Engineering and Science, vol. 5, no. 1, jul, 2012, pp. 15-21.
- [3] L. H. M. Costa. Utilização de um algoritmo genético híbrido na operação de sistemas de abastecimento de água com ênfase na eficiência energética. Tese de doutorado, Universidade Federal do Ceará, 2010.
- [4] L. A. Rossman. EPANET 2 – Users Manual. U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio, 2000.
- [5] R. Almeida. Operação de Sistemas Urbanos de Abastecimento de Água com Base em Modelos de Otimização Não-Lineares. Dissertação de mestrado, UNICAMP, 2001.

OTIMIZAÇÃO DAS OPERAÇÕES DE BOMBAGEM EM SISTEMAS DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

João Ribau¹, Filipe Silva², Muriel Iten³, David Figueiredo⁴, Rita Alves⁵

INTRODUÇÃO

Os sistemas de abastecimento de água têm um impacto ambiental e energético significativo devido à grande quantidade de energia consumida no bombeamento de água e nas perdas de água. A operação segura e eficiente desses sistemas é crucial, onde ferramentas digitais, como a monitorização, a hidroinformática e algoritmos de inteligência e de otimização, são abordagens fundamentais que podem desempenhar um papel importante no suporte à decisão, especialmente se têm a vantagem de não exigir grandes investimentos, renovações ou modificações do sistema. Na companhia de águas portuguesa AdP Group, os sistemas de abastecimento compreendem 1152 admissões de água, 650 estações de bombagem, 1726 reservatórios, 158 estações de tratamento de água, ligadas por 17018 km de condutas [1]. Em Portugal, cerca de 59% dos custos operacionais correspondem a custos com energia, principalmente na forma de eletricidade utilizada no bombeamento de água [1]. Assim, a meta das empresas de água e dos municípios é garantir a segurança do abastecimento, mas também reduzir os custos de consumo de energia e os impactos ambientais associados à operação, ou seja, visando um sistema de abastecimento sustentável. Este artigo apresenta um método de otimização para melhorar a eficiência energética de um sistema de abastecimento de água com o objetivo de alcançar a gestão de água mais sustentável no que diz respeito ao nexus água-energia. Todos os passos acima fizeram parte de um projeto europeu de I & D, o LIFE SWSS - Smart Water Supply Systems (consulte <http://life-swss.eu/en/> para mais detalhes). [2]

METODOLOGIA

O problema do planeamento das bombas foi abordado da seguinte forma (Figura 1).

Diagnostico - Primeiro foi realizada uma auditoria energética às estações de bombagem, determinando condições hidráulicas, identificando ineficiências no sistema e determinando os conjuntos de eficiência da bomba tal como os desvios dos valores nominais fornecidos pelo fabricante. Fica definido assim o cenário de referencia antes de qualquer otimização.

Modelação - Para cada secção do sistema de abastecimento de água a otimizar, é importante modelar esse mesmo sistema, de forma a que cada solução possa ser avaliada num ambiente de simulação, possibilitando testar vários cenários. O sistema de abastecimento selecionado é modelado no software EPANET.

Previsão - um modelo de previsão de consumo de água foi desenvolvido com base em dados históricos recolhidos pela empresa operadora de água AdA e AdTA. Este modelo permitiu prever

¹ Sustainable Innovation Centre, Instituto de Soldadura e Qualidade, Av. Prof. Dr. Cavaco Silva, 33, Taguspark, 2740-120 Oeiras, Portugal. jfribau@isq.pt

² Sustainable Innovation Centre, Instituto de Soldadura e Qualidade, Av. Prof. Dr. Cavaco Silva, 33, Taguspark, 2740-120 Oeiras, Portugal

³ Sustainable Innovation Centre, Instituto de Soldadura e Qualidade, Av. Prof. Dr. Cavaco Silva, 33, Taguspark, 2740-120 Oeiras, Portugal

⁴ Águas do Tejo Atlântico, S.A., Portugal

⁵ Águas do Tejo Atlântico, S.A., Portugal

futuros consumos de água, isto é, ter o padrão de consumo de água para cada tanque nas próximas 24 horas. Com base no padrão de consumo de água, é possível selecionar o planeamento ideal para cada bomba (por exemplo, com o intervalo de tempo de 1h).

Otimização - um algoritmo genético híbrido foi usado para otimizar o planeamento das operações de bombagem de água durante o dia. Conhecendo o consumo de água a priori, é possível definir o estado ótimo de cada bomba para um período de tempo específico (por exemplo, a cada 1 h), minimizando os custos de operação e também o consumo de energia e as emissões associadas de dióxido de carbono.

RESULTADOS E CONCLUSÕES

A partir das soluções obtidas para um sistema de 4 tanques e 12 bombas, verifica-se que otimizar o planeamento das bombas pode melhorar a eficiência energética em até 15% em média (máximo de 25%) comparativamente à operação real, embora esse valor possa diminuir seriamente se for adotada uma abordagem conservadora de manutenção mais água armazenada nos tanques (abordagem de baixo risco). O potencial de exploração da metodologia proposta pode ser levado a sistemas de maior escala, maiores redes de abastecimento de água e também circuitos industriais devido à estrutura modular de otimização. No entanto, a fim de se poder avaliar sistemas mais complexos com sucesso, a aplicação de técnicas de *machine learning* podem ser interessantes de forma para modelar o sistema mais eficientemente, reduzindo a carga computacional de simulação do sistema de abastecimento e a busca de soluções viáveis. Para ser bem aceito pelas indústrias de água, o desenvolvimento desse tipo de metodologia nunca pode ignorar o desempenho e a resiliência das redes em relação aos eventos em tempo real. Por exemplo, se a previsão do consumo de água falhar em relação ao consumo real, o algoritmo de otimização deve poder adaptar-se dinamicamente às novas condições e fornecer soluções em tempo útil. Por fim, algoritmos multiobjetivo como o NSGA-II podem ser interessantes para estudar a solução de minimização de energia e manutenção de armazenamento de água simultaneamente como um problema de otimização multiobjetivo.

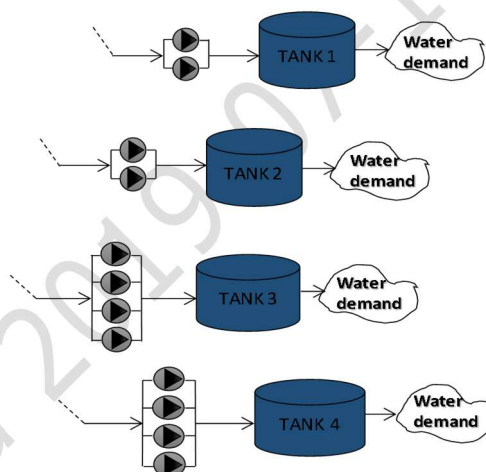


Fig. 1. Esquema do caso de estudo apresentando os tanques de água e suas bombas associadas.

REFERÊNCIAS

- [1] Aguas de Portugal, 2016. Relatório De Sustentabilidade (Annual Report 2016).
- [2] T. Luna, J. Ribau, D. Figueiredo, R. ALves, “Improving energy efficiency in water supply systems with pump scheduling optimization” em Journal of Cleaner Production, Volume 213, Pages 342-356, <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2018.12.190>.

Versão Provisória 2019-07-16

Capítulo 8 |
Hidroenergia.
Hidroelectricidad



PRODUÇÃO DE ENERGIA COM ARMAZENAMENTO POR BOMBAGEM: CUSTOS E SOLUÇÃO HÍBRIDA

Helena M. Ramos¹ e Mariana Simão²

INTRODUÇÃO

A elevada intermitência das fontes de energia renováveis condiciona a produção de energia elétrica, que continua a depender muito dos combustíveis fósseis. Uma vez que existe complementaridade por parte das fontes de energia renováveis, a sua integração conjunta é, sem dúvida, uma boa solução para reduzir esta dependência. Aliado a este facto, poderá coexistir um sistema de armazenamento por bombagem, capaz de gerar reservas hídricas, que serão aproveitadas. A Europa tem feito um enorme investimento nas energias renováveis EEA (EEA 2017), cujo objetivo da UE é atingir a meta dos 20 % de utilização de energias renováveis em 2020. Em 2016 estima-se que a quota tenha sido de 16,9 %, pelo que se encontra dentro do plano traçado. Dos 28 estados-membro, a Suécia é sem dúvida o que mais se destaca (com a quota de 54 %), seguida da Finlândia e Letónia (40 e 38 %, respetivamente). Portugal aparece neste estudo em sétimo lugar (com 28 %), contribuindo de forma positiva para esta média europeia, como mostra a Figura 1.

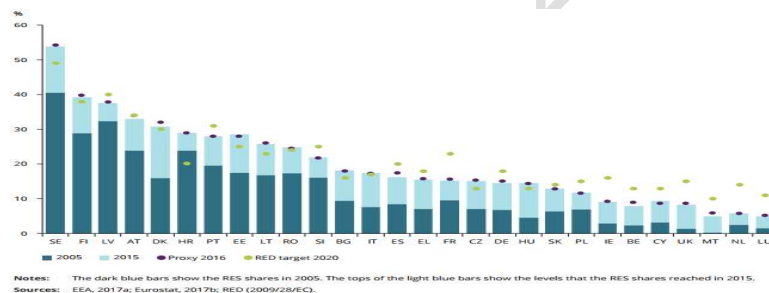


Figura 1. Utilização de fontes de energia renovável nos 28 estados-membro da UE (EEA 2017)

METODOLOGIA

2.1 Análise económica de turbomáquinas

Vilanova desenvolveu um estudo sobre custos de BCT apenas para valores de potência até 100 kW. Segundo este autor, não existe uma relação direta entre os custos de BCT e a potência instalada. Recentemente obtiveram-se os custos dos geradores, que variam com a potência, onde foram definidas as curvas de custo de “BCT+gerador” em função da potência (em kW) para cada gama de quedas úteis (em m) e os custos de turbomáquinas que podem ser usadas na produção hidroelétrica [1].

¹ Department of Civil Engineering, Architecture and Georesources (DECivil) and CERis member, Instituto Superior Técnico, University of Lisbon, Portugal. helena.ramos@tecnico.ulisboa.pt

² Department of Civil Engineering, Architecture and Georesources (DECivil) and CERis member, Instituto Superior Técnico, University of Lisbon, Portugal m.c.madeira.simao@tecnico.ulisboa.pt

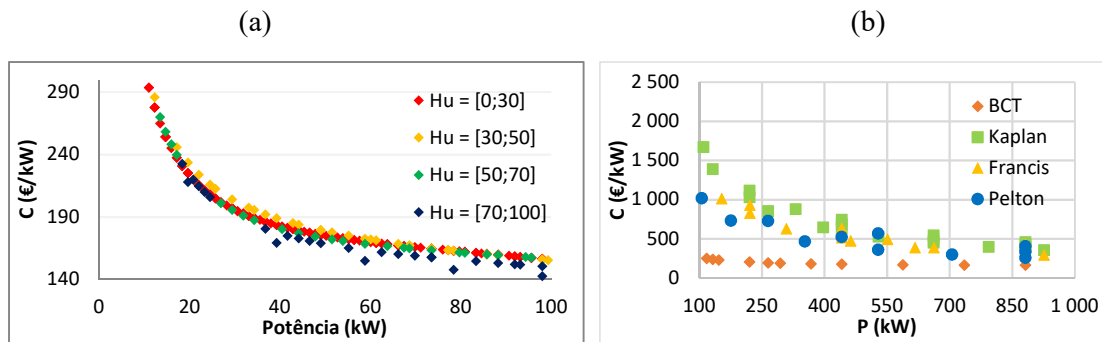


Figura 2. Custo unitário de BCT em função da potência instalada para diferentes gamas de H_u (a); Custo unitário de equipamentos eletromecânicos (b)

2.2 Soluções híbridas

Apresenta-se a opção de bombagem e geração hidroelétrica em função da tarifa de preços de energia elétrica impondo-se que a que a bombagem seja feita nas horas de vazio (de menor consumo), e a geração hidroelétrica nas horas de cheia e de ponta (de maior consumo). Foi desenvolvido o modelo de análise de sensibilidade eólica + hídrica, cuja bombagem é feita em função da tarifa de preços da energia elétrica, considerando um valor máximo de potência de bombagem instalada, que se tomou como sendo igual ao consumo de ponta [2].

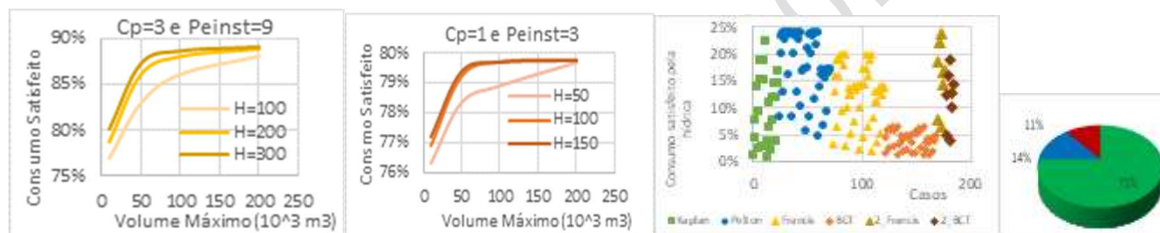


Figura 3. Consumo satisfeito (análise eólica + hídrica com Francis, A_{F2} , $C_p=3$); Consumo satisfeito (análise eólica + hídrica com bomba como turbina, A_{BCT2} , $C_p=1$); Consumo satisfeito pela hídrica (eólica + hídrica) por diferentes turbinas; Consumo satisfeito pela eólica (verde) + hídrica com armazenamento (azul) e não satisfeito (vermelho)

A energia eólica na solução híbrida revela-se ser bastante eficaz. O aumento da sua potência instalada traduz-se numa melhoria de produção significativa, o que permite não só uma maior satisfação do consumo, mas também um maior excedente, sendo por isso sensato, a introdução de um sistema de armazenamento capaz de aproveitar a energia não consumida.

REFERÊNCIAS

- [1] Vilanova, Mateus Ricardo. 2007. «Estudo de grupos moto-bomba operando como grupos geradores em Microcentrais Hidrelétricas». 240.
- [2] Carravetta, Armando, Shahram Derakhshan Hough, and Helena M. Ramos. 2018. Pumps as Turbines. Cham: Springer International Publishing. 218.

POTENCIAL HIDROELÉCTRICO DE LA RED DE ABASTECIMIENTO DE LA VERA (CÁCERES, ESPAÑA)

Eva Gómez-Llanos¹, Juana Arias-Trujillo, Pablo Durán-Barroso, José M. Ceballos-Martínez, Jesús A. Torrecilla-Pinero, Carlos Urueña-Fernández Juan Ramón Barrón-Fernández, Miguel Candel-Pérez

RESUMEN

Las redes de abastecimiento de agua a una población son una fuente potencial para la generación de energía hidroeléctrica basada en el aprovechamiento del exceso de energía existente en la propia red. La implantación de plantas micro o pico hidroeléctricas tiene un bajo impacto ambiental, y posibilita el desarrollo de sistemas compatibles con la infraestructura ya existente. Sin embargo, la elección de una ubicación adecuada es compleja. Por ello, en esta investigación se presenta la metodología propuesta para determinar la idoneidad de la localización de una PAT (“Pump as turbine”, bomba como turbina) en los municipios de la comarca de La Vera (Cáceres, España). En una primera fase se identifican las conducciones más idóneas con herramientas basadas en SIG. A partir del perfil topográfico de las conducciones seleccionadas, se estudia la localización óptima de la planta. Posteriormente (Matlab), se calcula la potencia instalada teniendo en cuenta la pérdida de carga y las variaciones en el caudal según la población estacional de los municipios. A partir de los resultados extraídos se comprueba que los municipios de la comarca de La Vera presentan condiciones idóneas para el desarrollo de esta tecnología de recuperación de energía en la red de abastecimiento.

Palabras clave

micro-hidroeléctricas, red de abastecimiento, recuperación de energía, PAT, GIS

1. INTRODUCCIÓN

Progresivamente, el mundo está orientándose a un tipo de sistema de energía diferente, pero las limitaciones aún son visibles en aspectos clave como acceso, fiabilidad y sostenibilidad. En 2017, las emisiones globales de dióxido de carbono (CO₂) relacionadas con la energía aumentaron un 1,6%, lejos de una tendencia compatible con los objetivos climáticos [1]. La Agencia Internacional de Energía (AIE) espera que la demanda mundial de electricidad crezca más rápido que la demanda de cualquier otra forma de energía. Cada vez más, la electricidad se está posicionando como la elección prioritaria en economías vinculadas a sectores industriales, servicios y tecnologías digitales. Por otra parte, el apoyo a las políticas medioambientales y las reducciones de los costes de la tecnología están llevando a un rápido crecimiento de diferentes fuentes de generación renovables, lo que coloca al sector eléctrico a la vanguardia de los esfuerzos de reducción de emisiones [1].

En ese sentido, el objetivo prioritario de la Unión Europea es la promoción de la electricidad a partir de fuentes de energía renovable (principalmente, eólica, fotovoltaica e hidroeléctrica). Este cambio es promovido por varias razones, como la seguridad y la diversificación del suministro de energía, la

¹ Department of Construction, School of Technology, University of Extremadura, Av da. de la Universidad s/n, Cáceres, 10071, Spain. pduranbarroso@unex.es

protección del medio ambiente y la cohesión económica y social. Es por ello que la directiva actual (Directiva de Energía Renovable 2009/28 / EC) [2] tiene por objetivo que un 20% de la energía consumida dentro de la Unión Europea sea renovable para el año 2020.

En España, el Plan Nacional de Acción para las Energías Renovables en España 2011-2020 [3] definió propuestas regulatorias centradas en la promoción de la energía renovable. Las propuestas planteadas para el sector hidroeléctrico están enfocadas principalmente al fomento del aprovechamiento hidroeléctrico en infraestructuras hidráulicas existentes (presas, canales, sistemas de abastecimiento, etc.), así como a la rehabilitación y modernización de centrales hidroeléctricas existentes, todo ello de forma compatible con la planificación hidrológica y con la preservación de los valores ambientales. El Instituto para la Diversificación y el Ahorro de Energía estimó que el potencial de generación aún sin explotar de una pequeña central hidroeléctrica es de 1000 MW [4]. Por lo tanto, el desarrollo de esta forma de energía renovable tiene un futuro prometedor si se considera la explotación potencial.

En la literatura, se pueden encontrar varios criterios para clasificar las centrales hidroeléctricas según su capacidad de generación de energía eléctrica. En general, para las centrales hidroeléctricas pequeñas (SHP), el límite superior se sitúa en 25 MW, aunque según los autores, también se acepta hasta 10 MW. Mientras que para producciones menores se emplean las siguientes denominaciones: mini-hidroeléctrica para plantas por debajo de 1 MW, microhidroeléctricas (MHP) entre 5-100 kW y pico-hidroeléctrica (PHP) hasta 5 kW [5].

Este prometedor desarrollo tiene aspectos positivos como un menor impacto ambiental y una generación de suministro eléctrico estable en comparación con otras energías renovables como la solar o eólica de generación intermitente [6]. Además, este tipo de generación de energía puede ser muy importante en el desarrollo de sistemas de agua multipropósito, donde la generación es otro posible uso del agua.

Las redes de abastecimiento de agua a una población presentan un potencial para la generación de energía hidroeléctrica aprovechando el exceso de energía existente en la red. Actualmente, para reducir la presión en la red de suministro de agua a unos valores admisibles es necesario el empleo de válvulas reductoras de presión (PRV), por lo que dicho exceso de energía se desperdicia [7]. El aprovechamiento de esta sobrepresión mediante plantas de recuperación de energía o microhidroeléctricas (MHP) representa una tecnología respetuosa con el medio ambiente y compatible con la infraestructura ya existente [8], para ello se hace necesario la implantación de turbinas o de bombas actuando como turbinas (PAT). Dado que la energía disponible no es elevada en la mayoría de los casos, es necesario un estudio adecuado de las localizaciones a fin de que la disipación de la misma se produzca de forma rentable para el concesionario y en condiciones de seguridad del suministro.

1.1 ESTUDIO PARA LA LOCALIZACIÓN DE MHP EN REDES DE ABASTECIMIENTO

El uso de una PAT es un campo de investigación en continuo desarrollo. En la literatura, se pueden encontrar ejemplos de soluciones para la instalación de MHP en redes de abastecimiento de una ciudad [4,6], estudios completos sobre su instalación y las consideraciones hidráulicas y eléctricas necesarias [9,10], así como una revisión del estado de la cuestión desde el punto de vista del rendimiento y estabilidad de las PAT [11].

Samora et al. [7] propone una metodología para cuantificar el potencial de la energía hidroeléctrica basada en el exceso de energía en una red y su aplicación en la ciudad de Fribourg (Suiza). La ubicación del MHP dentro de la red de distribución se define a partir de un algoritmo de optimización y los resultados confirman la ubicación de los PRV como puntos potenciales para la recuperación de energía.

Dado que el análisis de la ubicación de los proyectos de MHP está fuertemente influenciado por las condiciones geográficas e hidrológicas particulares de cada zona, el estudio de localización es imprescindible. A partir de él, se puede conocer el exceso de energía potencial a fin de que la

explotación de la misma sea rentable y se asegure el suministro. Para el estudio de ubicación de MHP los Sistemas de Información Geográfica (GIS) pueden desempeñar un papel relevante, ya que permiten definir los límites de la información requerida para la toma de decisiones a lo largo de un proyecto de implementación de MHP. El empleo de GIS aplicado a la localización de pequeñas plantas hidroeléctricas en el curso de un río se desarrolla en una amplia colección de estudios [12, 13].

En referencia a la ubicación de MHP en el ciclo urbano del agua, Bousquet et al. [14] desarrolla una investigación sobre la generación de energía hidroeléctrica local. En este caso, la pequeña central hidroeléctrica estaba ubicada en la red de aguas residuales. Este estudio expuso una metodología para evaluar el potencial de la energía hidroeléctrica en redes de saneamiento, ya sea aguas arriba o aguas abajo de la planta de tratamiento de aguas residuales (EDAR). La metodología propuesta se desarrolló en dos fases. Primero, la producción anual de electricidad se estima para algunas áreas seleccionadas en base a los datos de GIS y a los flujos de entrada a cada EDAR. En segundo lugar, se realiza una evaluación económica.

Gómez-Llanos et al. [15] propusieron una metodología, en base a rutinas de cálculo y optimización en Matlab, que permite analizar las interacciones entre el caudal de diseño y la altura máxima, y así poder evaluar los posibles escenarios de implementación de una PAT para una red de abastecimiento genérica.

El objetivo de este trabajo es evaluar el potencial hidroeléctrico existente actualmente en la red de abastecimiento en alta (desde las captaciones hasta los depósitos de suministro) en los municipios de la comarca de La Vera (Extremadura, suroeste de España), una zona de alto valor ecológico y potencial turístico. Para el desarrollo de esta evaluación se han empleado herramientas basadas en Sistema de Información Geográfica (GIS) y subrutinas de procesamiento de datos implementadas en Matlab.

La metodología empleada para alcanzar este objetivo se desarrolla en las siguientes etapas. En primer lugar, identificar la comarca de La Vera como zona potencial de estudio para la implementación de sistemas de micro o pico aprovechamiento hidroeléctrico. En segundo lugar, el estudio pormenorizado de la red de abastecimiento en alta de los municipios de la zona, en base a un modelo digital del terreno (MDT), obteniendo la diferencia de cota de las instalaciones. A partir de la información extraída del GIS, se estima el máximo potencial eléctrico existente en cada una de las conducciones analizadas para la región de estudio, y se optimiza la ubicación de la instalación de micro-energía hidroeléctrica.

2. METODOLOGÍA

La metodología propuesta se ha desarrollado en dos fases: (1) preselección de las conducciones de la red de abastecimiento en alta de los municipios de La Vera y (2) estudio pormenorizado de las conducciones de abastecimiento seleccionados.

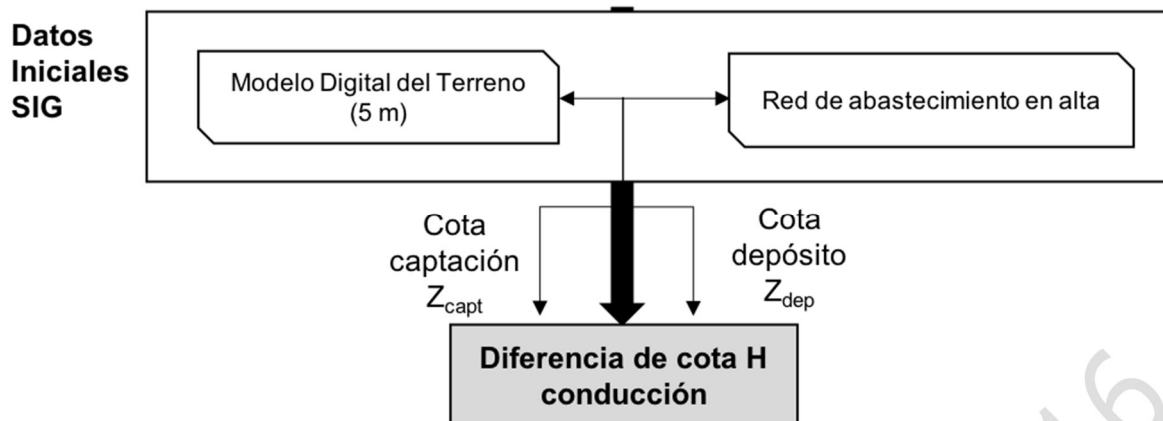


Figura 1. Fase 1 de la metodología propuesta: Preselección de conducciones

En el primer paso de la metodología (Figura 1) se identifican las conducciones potenciales de estudio a partir de la diferencia de cota máxima que puede darse en las mismas.

Los datos GIS iniciales de partida son el MDT de mayor detalle, la capa vectorial de los términos municipales y la capa vectorial de la red de abastecimiento en alta de estos municipios. En esta última capa se localizarán los puntos de captación y los depósitos de agua antes del suministro en baja a la población, así como las conducciones que unen ambos puntos.

Se establecen una serie de condicionantes a la hora de seleccionar las conducciones a estudio:

- Depósito final de la conducción próximo a la población. Se establece una distancia máxima de 1 km con respecto a la población.
- Preferentemente conducciones únicas, sin uniones o ramificaciones con otras conducciones.
- Serán conducciones principales con un caudal continuo de aportación al depósito de regulación del municipio.

Con la herramienta *QGIS* se obtiene de forma georreferenciada la cota de la captación o depósito inicial de la conducción (Z_{capt}) y la cota del depósito final de la misma (Z_{dep}). De esta forma, se realiza un primer cribado de conducciones potenciales en cuanto a la implementación de MHP o PHP.

El análisis de la estimación de la potencia instalada potencial a obtener en la comarca de La Vera corresponde a la segunda fase de la metodología (Figura 2). A partir de la información extraída del GIS, es posible obtener los perfiles topográficos del terreno en cada una de las conducciones seleccionadas para la región de estudio, y así indicar la ubicación óptima para la implantación de una instalación de micro-energía hidroeléctrica.

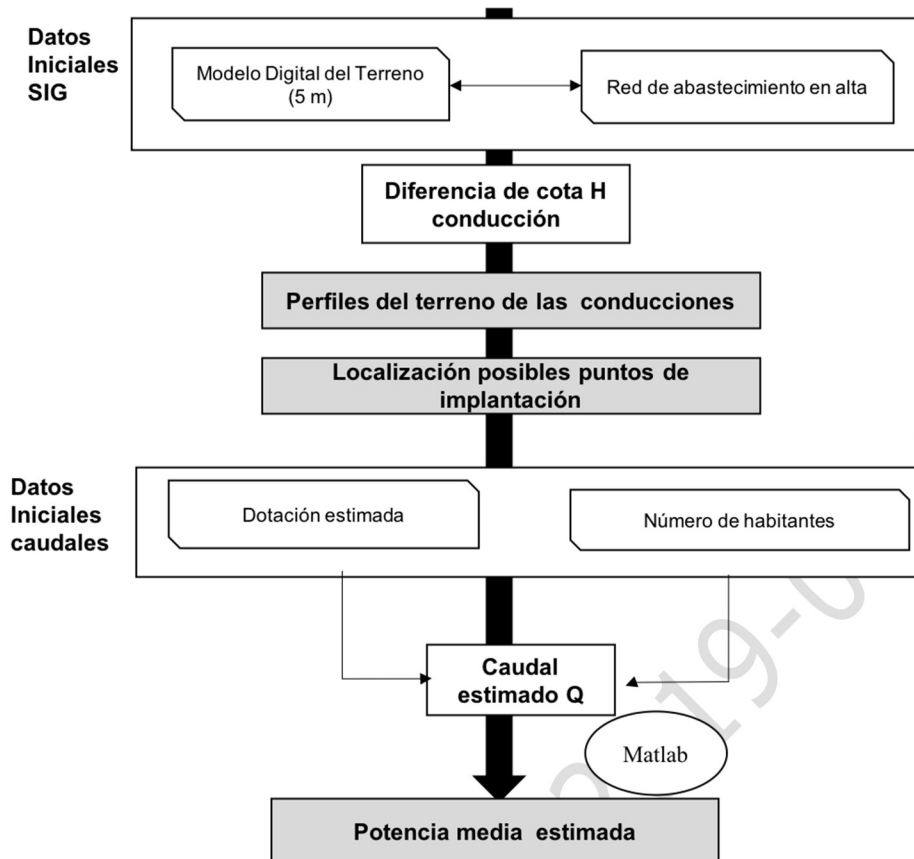


Figura 2. Fase 2 de la metodología propuesta: Estudio pormenorizado de las conducciones de abastecimiento en alta

En cuanto a los datos de caudal circulante en cada red de abastecimiento seleccionada, no se pueden obtener fácilmente, ya que dependen habitualmente de numerosos agentes y hay diferentes administraciones implicadas. Por otra parte, es frecuente en los proyectos de implementación MHP un estudio horario de caudales. A pesar de ello, en esta investigación se ha considerado que para esta primera fase de estimación, el flujo en la tubería se puede definir con suficiente grado de precisión a partir de la dotación máxima por habitante y día, establecida por la administración de la cuenca hidrográfica competente, y del número de habitantes de la población.

La potencia estimada (P) a partir de la energía potencial asociada responde a la expresión (1):

$$P \text{ (kW)} = \eta \cdot g \cdot \rho \cdot Q \cdot H \simeq 7 \cdot Q \cdot H_{net} \quad (1)$$

Donde la eficiencia del proceso (η) se ha considerado aproximadamente del 70 % [16], la aceleración gravitacional (g) y la densidad del fluido (ρ) ya están incorporadas. El caudal (Q) se expresa en m^3/s y la diferencia de cota neta (H_{net}) en metros.

Expresando por una parte el caudal en función de la dotación medida por habitante (Dot) en m^3/s y del tamaño de población (pob). La hipótesis temporal considerada es la de regulación diaria del depósito de forma continua. Y por otro lado, la diferencia de cota neta como la elevación del punto de abastecimiento (Z_{capt}) menos la elevación del depósito de destino (Z_{dep}), menos la altura mínima a considerar para el llenado del depósito (H_{min}) y menos las pérdidas de carga de la tubería (h_f) en metros, se obtiene la potencia estimada según la ecuación 2, donde las posibles pérdidas localizadas no se han tenido en cuenta.

$$P \text{ (kW)} = 7 \cdot (Dot \cdot pob) \cdot (Z_{capt} - Z_{depo} - H_{min} - h_f) \quad (2)$$

La pérdida de carga por fricción de la tubería (h_f) se calcula según la ley de Darcy-Weisbach, donde es necesario conocer la longitud de la tubería y sus parámetros de diseño - material de fabricación y diámetro. Todos estos datos están descritos en la subrutina de Matlab empleada para el cálculo [15].

3. CASO DE ESTUDIO: COMARCA DE LA VERA (CÁCERES, ESPAÑA)

La comarca de La Vera se sitúa en la comunidad autónoma de Extremadura, al suroeste de España (Figura 3). Está conformada por 19 municipios y una población de 24.127 habitantes en 2018. La zona cuenta con un alto valor ecológico y turístico. Debido a este hecho, la población tiene una gran variación estacional, con un aumento significativo durante el periodo estival. En cuanto a su valor ecológico, la comarca de La Vera pertenece a la Red Natura 2000, red ecológica europea de áreas de conservación de la biodiversidad.

A continuación, se enumeran los datos necesarios para este estudio y se indican las correspondientes fuentes de información consultadas:

- Capas ráster del Modelo Digital del Terreno con malla de paso de 5 m. Fuente: Centro Nacional de Información Geográfica (España) [17]
- Capas vectoriales de unidades administrativas (término municipal y entidades de población). Fuente: Infraestructura de Datos Espaciales de Extremadura (España) [18]
- Capas vectoriales de la red de abastecimiento en alta de los municipios (Datos de abastecimiento) y características de las conducciones [19]. Fuente: Diputación provincial de Cáceres (España)
- Dotación por habitante y día, y población de los municipios. Fuente: Instituto Nacional de Estadística (España) [20]

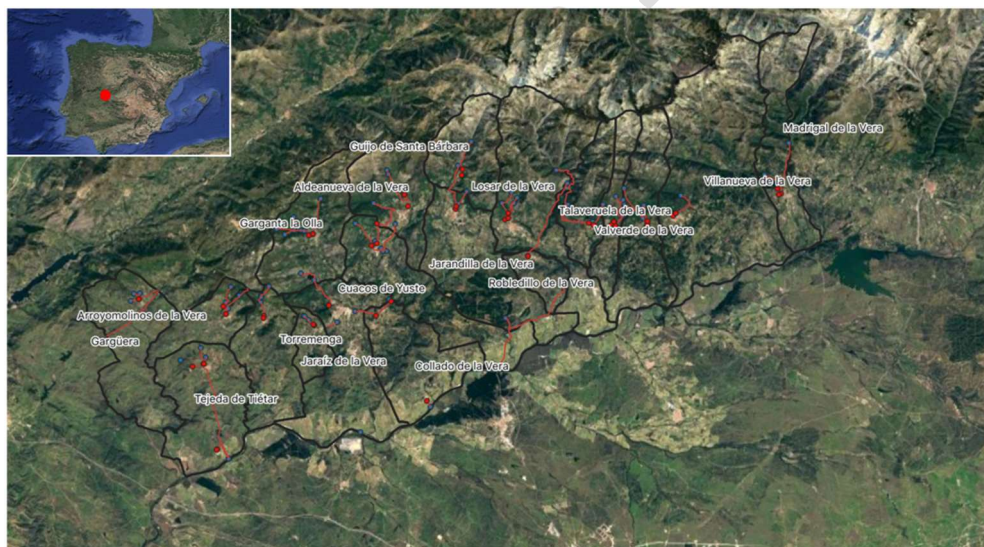


Figura 3. Localización de la comarca de La Vera (España)

4. RESULTADOS

4.1 PRESELECCIÓN DE LAS CONDUCCIONES DE LA RED DE ABASTECIMIENTO EN ALTA DE LA COMARCA DE LA VERA

En la primera fase de la metodología (Figura 1), a partir del MDT con una discretización espacial de 5 metros y la capa vectorial de la red de abastecimiento en alta de los municipios, junto con los condicionantes señalados en la sección de metodología se seleccionan las conducciones candidatas para la instalación. A continuación, se obtuvo de forma georreferenciada la cota de la captación o depósito inicial de cada una de las conducciones y la cota del depósito final de cada una de ellas, calculando la diferencia de cota geométrica (H).

En este primer análisis se obtuvieron 38 conducciones candidatas para los diferentes municipios, salvo las poblaciones de Cuacos de Yuste, Collado de la Vera y Tejeda de Tiétar en las cuales no han podido estudiarse porque los datos de la red de abastecimiento en alta son insuficientes o incompletos. En la Tabla 1 se recoge la diferencia de cota existente en las conducciones seleccionadas para cada municipio por ser aquellas que reunían las condiciones establecidas de suministro principal, continuo y depósito cercano al núcleo de población.

En la Tabla 1 se observa que 7 municipios se sitúan por encima de los 100 m, los cuales se identifican en cursiva. El municipio de Viandar de la Vera es el que presenta una conducción con mayor diferencia de cota. Jaraíz de la Vera es el municipio con mayor población de la comarca y presenta su conducción un desnivel geométrico de 22,15 m.

Con la herramienta *QGIS* se obtiene de forma georreferenciada la diferencia de cota geométrica. Para estimar la potencia instalada potencial a obtener en la comarca de La Vera es necesario un análisis particularizado de cada municipio a partir de las características de cada una de las conducciones tal y como se indica en la Figura 2 de la metodología.

Versão Provisória 2019-07-16

Tabla 1. Diferencia de cota de las conducciones preseleccionadas

Municipio	H (m)	Municipio	H (m)
Aldeanueva de la Vera	62,68	Madrigal de la Vera	41,86
Arroyomolinos de la Vera	173,6	Pasarón de la Vera	237,27
Collado de la Vera	-	Robledillo de la Vera	106,03
Cuacos de Yuste	-	Talaveruela de la Vera	95,43
Garganta la Olla	145,03	Tejeda de Tiétar	-
Gargüera	13,99	Torremenga	95,52
Guijo de Santa Bárbara	85,43	Valverde de la Vera	297,09
Jaraíz de la Vera	22,15	Viandar de la Vera	328,32
Jarandilla de la Vera	54,83	Villanueva de la Vera	26,46
Losar de la Vera	100,67		

4.2 ESTUDIO PORMENORIZADO DE LA CONDUCCIÓN SELECCIONADA EN LOSAR DE LA VERA

Para este municipio no se dispone de la localización de posibles PRV u otros elementos en la red que indicarían con mayor exactitud el lugar de implementación de la MHP y la diferencia de cota disponible. Por lo tanto, se hace necesario el estudio pormenorizado de las distintas conducciones a partir de los perfiles topográficos.

En el estudio preliminar, se han localizado en el municipio de Losar de la Vera 3 conducciones candidatas. A continuación, se recogen los resultados para la conducción denominada 004, por ser la principal conducción de abastecimiento del municipio. La Figura 4 muestra el perfil topográfico obtenido a partir del MDT de la conducción seleccionada en Losar de la Vera. La captación se sitúa a 694,75 m y se observa un perfil descendente hasta la cota del depósito, 594,07 m, con una longitud total de tubería de 1.789,13 m.



Figura 4. Perfil topográfico de la conducción seleccionada del municipio de Losar de la Vera (España)

En cuanto al caudal circulante, a partir de una dotación de 250 l/hab/día, se estudia un rango poblacional para tener en cuenta la marcada influencia estacional en el municipio. Este cuenta con una población estable de 2.749 habitantes y una población estacional máxima de 6.700 habitantes-. Para este caso, la potencia estimada se calcula a partir de la subrutina implementada en Matlab [15], asumiendo una eficiencia del 70 % [16] y la pérdida por fricción de la tubería (h_f) es calculada según

la ley de Darcy-Weisbach. Las características de la conducción son: fabricada en fibrocemento (coeficiente de rugosidad $k=0,6$ mm) y diámetro de 200 mm. Se considera una altura mínima a la entrada del depósito de 15 m para garantizar las condiciones del suministro.

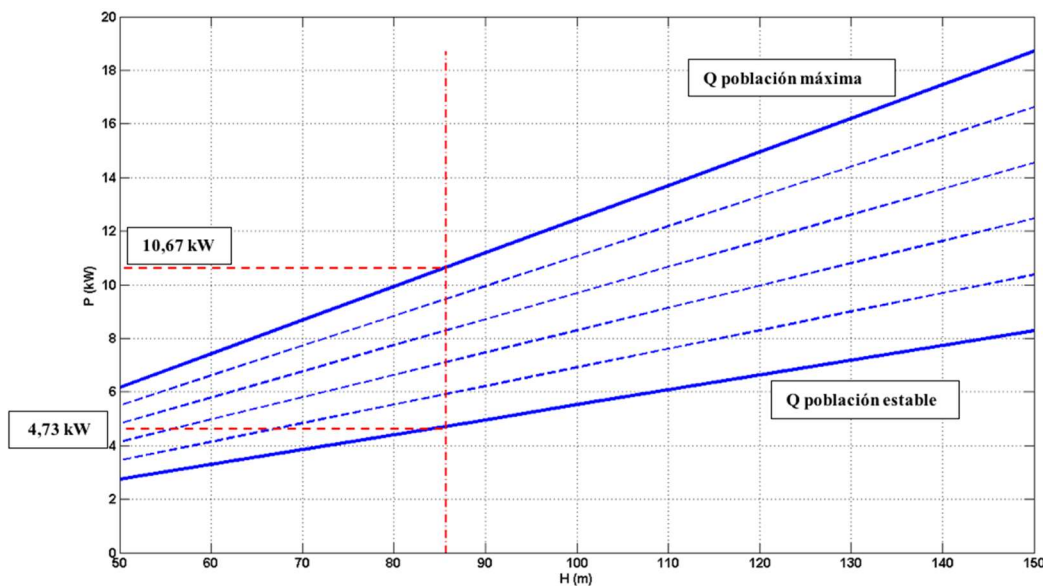


Figura 5. Potencia calculada en función de los caudales de diseño en el municipio de Losar de la Vera (España)

La Figura 5 muestra los resultados obtenidos de potencia (P) en kW en función de la diferencia de cota geométrica (H), considerando la altura mínima de suministro, y el caudal (Q) para las características de la conducción seleccionada en el municipio de Losar de la Vera. Para la diferencia de cota geométrica de 85,67 m, una vez considerada la altura mínima de suministro, y las poblaciones mínimas y máximas establecidas para el municipio, se estima una potencia de producción de 4,73 kW para la población estable y de 10,64 kW en el caso de la máxima población estacional.

5. CONCLUSIONES

Este trabajo ha evaluado el potencial hidroeléctrico en la red de abastecimiento en alta, desde las captaciones hasta los depósitos de suministro, en los municipios de la comarca de La Vera (Extremadura, suroeste de España), una zona de alto valor ecológico y potencial turístico. Los resultados extraídos a partir de la metodología propuesta han permitido, en primer lugar, identificar las conducciones más idóneas a priori para la instalación de una MHP. De esta forma, se ha georreferenciado los potenciales municipios en los cuales se producen sobrepresiones en la red de abastecimiento. A partir de los resultados de esta primera fase se comprueba que los municipios de la comarca de La Vera presentan conducciones con alta diferencia de cota, por lo que es probable que la implantación en ellos sea satisfactoria.

En segunda fase de la metodología se ha estudiado de forma detallada las conducciones seleccionadas en la fase previa. En el presente trabajo se recogen los resultados para el municipio de Losar de la Vera. A partir del perfil topográfico extraído, se señala como posible localización de la instalación de la PAT justo al lado del depósito de abastecimiento. Para los caudales de diseño, definidos atendiendo al carácter estacional de la población, y de la diferencia de cota calculada se han obtenido el potencial hidroeléctrico de esta red de abastecimiento, que oscila entre 5,9 kW y 12,9 kW teniendo en cuenta las pérdidas de carga existentes.

En base a la metodología propuesta y los resultados extraídos, se establecerá un marco y procedimiento operativo que facilitará y simplificará la toma de decisiones en cuanto a la realización de inversiones en la recuperación energética de las redes de abastecimiento en la zona estudiada.

Cabe señalar que estos resultados se encuentran sujetos a las limitaciones propias del carácter preliminar del estudio en cuanto al rendimiento real de la instalación de una PAT, así mismo de las consideraciones en el caudal a partir de una dotación media por habitante y regulación diaria del depósito de forma continua. Mediciones reales de los caudales y el estudio *in situ* para conocer la situación de las infraestructuras facilitarán un análisis más aproximado del potencial hidroeléctrico en función de la energía anual producida.

AGRADECIMIENTOS

Este estudio ha sido financiado por el Gobierno de Extremadura y el Fondo Europeo de Desarrollo Regional, Una manera de hacer Europa, bajo el proyecto de referencia IB16145.

Nomenclatura

SHP	Pequeñas centrales hidroeléctricas
MHP	Micro centrales hidroeléctricas
PHP	Pico centrales hidroeléctricas
PAT	Bomba como turbina
PRV	Válvulas reductoras de presión
GIS	Sistema de Información Geográfica
MDT	Modelo Digital del Terreno

REFERENCIAS

- [1] IEA, «World Energy Outlook 2018», 2018.
- [2] UE, *DIRECTIVE 2009/28/EC OF THE EUROPEAN PARLIAMENT AND OF THE COUNCIL of 23 April 2009 on the promotion of the use of energy from renewable sources and amending and subsequently repealing Directives 2001/77/EC and 2003/30/EC*. 2009, pp. 757-759.
- [3] IDAE, «Plan de Energías Renovables (PER) 2011-2020», 2010.
- [4] IDAE, «Minicentrales Hidroeléctricas», p. 180, 2016.
- [5] A. M. A. Haidar, M. F. M. Senan, A. Noman, y T. Radman, «Utilization of pico hydro generation in domestic and commercial loads», *Renew. Sustain. Energy Rev.*, vol. 16, n.º 1, pp. 518-524, ene. 2012.
- [6] M. Pérez-Sánchez, F. Sánchez-Romero, H. Ramos, y P. López-Jiménez, «Energy Recovery in Existing Water Networks: Towards Greater Sustainability», *Water*, vol. 9, n.º 2, p. 97, feb. 2017.
- [7] I. Samora, P. Manso, M. Franca, A. Schleiss, y H. Ramos, «Energy Recovery Using Micro-Hydropower Technology in Water Supply Systems: The Case Study of the City of Fribourg», *Water*, vol. 8, n.º 8, p. 344, ago. 2016.
- [8] J. Du, H. Yang, Z. Shen, y J. Chen, «Micro hydro power generation from water supply system in high rise buildings using pump as turbines», *Energy*, vol. 137, pp. 431-440, oct. 2017.
- [9] A. Carravetta, G. Del Giudice, O. Fecarotta, y H. M. Ramos, «Energy Production in Water Distribution Networks: A PAT Design Strategy», *Water Resour. Manag.*, vol. 26, pp. 3947-3959, oct. 2012.

- [10] A. Carravetta, S. Derakhshan Houreh, y H. M. Ramos, «PAT selection». Springer International Publishing, 2018.
- [11] M. Binama, W.-T. Su, X.-B. Li, F.-C. Li, X.-Z. Wei, y S. An, «Investigation on pump as turbine (PAT) technical aspects for micro hydropower schemes: A state-of-the-art review», *Renew. Sustain. Energy Rev.*, vol. 79, pp. 148-179, nov. 2017.
- [12] Y. Bayazit, R. Bakış, y C. Koç, «An investigation of small scale hydropower plants using the geographic information system», *Renew. Sustain. Energy Rev.*, vol. 67, pp. 289-294, ene. 2017.
- [13] P. Rojanamon, T. Chaisomphob, y T. Bureekul, «Application of geographical information system to site selection of small run-of-river hydropower project by considering engineering/economic/environmental criteria and social impact», *Renew. Sustain. Energy Rev.*, vol. 13, n.º 9, pp. 2336-2348, dic. 2009.
- [14] C. Bousquet, I. Samora, P. Manso, L. Rossi, P. Heller, y A. J. Schleiss, «Assessment of hydropower potential in wastewater systems and application to Switzerland», *Renew. Energy*, vol. 113, pp. 64-73, dic. 2017.
- [15] E. Gómez-Llanos *et al.*, «Hydropower Potential Assessment in Water Supply Systems», *Proceedings*, vol. 2, n.º 20, p. 1299, oct. 2018.
- [16] KSB, «Application-oriented Planning Documents for Pumps as Turbines», 2010.
- [17] Centro Nacional de Información, «Centro de Descargas del CNIG (IGN)», *Centro de Descargas del CNIG*. [En línea]. Disponible en: <http://centrodedescargas.cnig.es>. [Accedido: 02-may-2019].
- [18] IDEEX, «Geoportal IDEEX -». [En línea]. Disponible en: <http://ideextremadura.com/Geoportal/>. [Accedido: 02-may-2019].
- [19] Diputación de Cáceres, «Inicio - idedipcaceres.es». [En línea]. Disponible en: <http://ide.dip-caceres.es/web/guest/inicio>. [Accedido: 02-may-2019].
- [20] INE, «Instituto Nacional de Estadística. (Spanish Statistical Office)». [En línea]. Disponible en: <https://www.ine.es/welcome.shtml>. [Accedido: 02-may-2019].

POSIBLES USOS DE LA ENERGÍA HIDRÁULICA SOBRENTE EN REDES DE ABASTECIMIENTO. EXPERIENCIA DE GLOBAL OMNIUM

Felipe Sanz Tárrega¹, Pilar Conejos Fuertes², Marta Hervás Carot³, Joan Carles Alonso Campos⁴, Javier Macián Cervera⁵

RESUMEN

En los sistemas de distribución de agua potable se le confiere al agua energía elástica en forma de presión para superar la orografía del terreno, vencer las pérdidas por rozamiento y localizadas, y garantizar una presión de servicio adecuada en los puntos de entrega a los usuarios. En general, aunque se ajuste el aporte de energía al mínimo indispensable, existen zonas donde se tienen presiones superiores a las requeridas. La evolución de la tecnología posibilita el aprovechamiento de la energía sobrante mediante microturbinas o PAT's (*Pumps as Turbines*). Global Omnium, está apostando por la instalación de este tipo de elementos en sus redes de abastecimiento de agua potable para hacer un uso eficiente y novedoso de la energía. Los usos de la energía recuperada se han orientado hacia el aprovechamiento para autoconsumo de sistemas de bombeo, para alimentación de estaciones de recarga de dispositivos electrónicos y servicio wifi, alimentación de los elementos presentes en estaciones remotas de regulación y medida con integración en los sistemas SCADA de control en continuo, o directamente para su inyección a la red eléctrica.

Palabras clave

Energía, Turbinas, Abastecimiento

1. INTRODUCCIÓN

Los gestores de las redes de distribución de agua potable (SDAP) intentan conocer el grado de eficiencia de sus sistemas. Es muy habitual hacer un seguimiento exhaustivo del rendimiento hidráulico, esto es, la relación entre el volumen de agua registrada y el de agua inyectada. Es evidente la necesidad de destinar esfuerzos a la preservación de un bien tan escaso como es el agua, pero también se debe hacer un uso óptimo de los recursos energéticos.

El primer paso hacia la reducción del consumo energético de los SDAP es el conocimiento del estado del sistema a través de indicadores significativos que aporten información no solo acerca del grado de eficiencia, sino también sobre los puntos de mayor potencial de mejora.

Además de las actuaciones a nivel local, como puede ser la adecuada gestión del parque de máquinas motrices (bombas y motores) mediante el seguimiento de sus rendimientos, las compañías gestoras deben disponer de estrategias de mejora a nivel global. El indicador energético global más comúnmente utilizado, por su sencillez de cálculo, es el consumo específico (kWh/m^3), el cual cuantifica el consumo de energía eléctrica respecto al agua gestionada en un determinado periodo.

¹ Global Omnium, C/ Pedrapiquers, 4, 46014 Valencia (España). fsanz@globalomnium.com

² Global Omnium, C/ Pedrapiquers, 4, 46014 Valencia (España). pconejos@globalomnium.com

³ Global Omnium, C/ Pedrapiquers, 4, 46014 Valencia (España). marherca@globalomnium.com

⁴ Global Omnium, C/ Pedrapiquers, 4, 46014 Valencia (España). jocalca@globalomnium.com

⁵ Global Omnium, C/ Pedrapiquers, 4, 46014 Valencia (España). jmacian@globalomnium.com

El consumo específico puede resultar de utilidad para comparar actuaciones sobre un mismo escenario, pero no proporciona información sobre el margen de mejora posible de la eficiencia, ni tampoco sirve para comparar distintas redes. Esto es debido a que la energía motriz en los SDAP es, o bien aportada de forma natural gracias a la topografía del terreno, o bien, es “adquirida” de las redes eléctricas para alimentar los sistemas de bombeo [1].

Desde Global Omnium se entendió, pues, que este indicador no era suficiente, ya que quedaban aspectos de la eficiencia de un SDAP, característicos de sus configuraciones, topografía, condiciones de operación, etc. para los que no existía definición cuantitativa de su desempeño [2]. Para ello, se trabajó con el Instituto Tecnológico del Agua (ITA) de la Universitat Politècnica de València (UPV) para la propuesta de métricas que permitan evaluar la eficiencia global de un SDAP [3].

Uno de los indicadores más novedosos es el exceso de energía topográfica, que mide la proporción de energía que es consumida debido únicamente a restricciones topográficas. El exceso en este tipo de energía no implica solamente un cierto grado de ineficiencia energética de la red, sino que, además, puede acarrear otras consecuencias negativas derivadas de la existencia de presiones demasiado elevadas, como problemas para la integridad de los elementos o aumento del volumen de fugas.

Para reducir el exceso de energía topográfica se ha recurrido habitualmente a dispositivos de reducción de la presión, como arquetas de roturas de carga, válvulas reductoras de presión u otros dispositivos para el control del caudal/presión, con capacidad para disipar la energía sobrante. Sin embargo, cabe la posibilidad de mejorar la eficiencia global del sistema al mismo tiempo que se protege la red, incorporando como elementos reguladores a los dispositivos conocidos generalmente como PAT's (*Pumps As Turbines* [4]) que permiten el aprovechamiento de esa energía “sobrante” en energía eléctrica [5].

Una de las mayores dificultades en la incorporación de este tipo de dispositivos en las redes de distribución de agua es diseñar la aplicación que de manera óptima consuma la energía producida, ya que la producción está supeditada a las condiciones hidráulicas que se precisen. En este artículo se exponen diversos casos de éxito en el aprovechamiento de esas energías para otros fines.

2. METODOLOGÍA

Las turbinas hidráulicas transforman la energía hidráulica disponible en el agua en movimiento, que depende del caudal trasegado y de la diferencia entre la altura piezométrica de dos puntos, en energía mecánica transmitida a través del eje de la turbina, que, a su vez, será transformada en energía eléctrica gracias a un generador.

La potencia que se puede obtener de una turbina hidráulica se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$P = \eta\gamma QH \quad (1)$$

donde: P = potencia expresada en W; η = rendimiento global del sistema; γ = peso específico del agua (9810 N/m³); Q = caudal de agua (m³/s); H = salto o diferencia de alturas piezométricas (presión + cota) expresado en m.c.a.

El primer problema que se plantea es la selección de los lugares más idóneos del sistema de distribución en los que ubicar las turbinas. Esta selección puede efectuarse en base a diversos factores, tales como la maximización de la producción de energía [6] o la maximización del beneficio económico [7].

Además, se debe señalar que la regulación del sistema hidráulico debe garantizar en todo momento un nivel de presión de servicio acotado entre unos límites definidos, así como un reparto de caudales adecuado entre todas las tuberías que conforman la red. Los elementos de regulación tradicionales tienen la capacidad de mantener una determinada consigna de presión aguas abajo del elemento (válvulas reductoras). Sin embargo, el nivel de desarrollo tecnológico actual respecto a las PAT's no

permite controlar dicha consigna con la precisión requerida. Por este motivo, con el objetivo de no comprometer la capacidad de regulación, resulta conveniente instalar las PAT's en By-Pass a una válvula de regulación, tal como se muestra en el siguiente esquema:

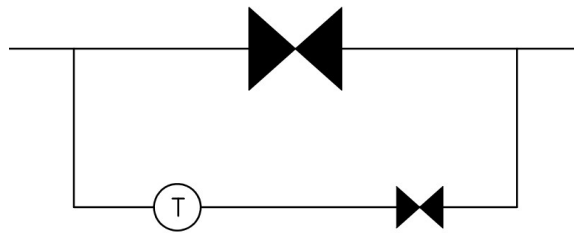


Figura 1. Esquema previsto en turbinación.

Como puede observarse, en el bypass debe instalarse la turbina y una válvula reductora de presión en serie ubicada aguas abajo de la misma, la cual ajusta la presión de regulación requerida en cada punto.

El funcionamiento previsto consiste en regular la presión mediante la válvula ubicada en serie aguas abajo de la turbina y, cuando la misma llegue a su capacidad máxima y quede totalmente abierta, completar el aporte de caudales mediante la válvula principal de regulación, la cual efectuaría en este caso la regulación de presiones aguas abajo.

Conviene destacar que, para garantizar una correcta regulación, la válvula principal debe aducir un caudal suficiente para poder regular.

3. RESULTADOS

3.1 GENERACIÓN PARA USOS CÍVICOS

El municipio costero de Altafulla, situado cerca de Tarragona, tiene dos zonas con elevaciones bien diferenciadas. En la parte alta se ubica el núcleo central de población, además de los depósitos de cabecera o distribución, y en la zona baja se sitúa el núcleo turístico, ubicado a cota 0.

Esta diferencia de cotas provoca la aparición de presiones excesivas en la zona baja que deben ser reguladas. Se decidió instalar una microturbina para aprovechar la energía hidráulica sobrante y generar energía eléctrica. Se calculó un potencial de generación de unos 100-150 W. Al tratarse de un valor tan limitado se planteó finalmente utilizar la energía generada para alimentar un dispositivo de carga de teléfonos móviles, alimentación de dispositivos de información municipal, así como dotar de conexión wifi en la propia playa.



Figura 2. Esquema de montaje de la microturbina de Altafulla

Tras más de un año en funcionamiento se constató que el sistema funciona perfectamente y permite alimentar a más dispositivos, con lo que nos planteamos próximamente la instalación de paneles informativos o monitores con información pública de interés.



Figura 3. de la microturbina de Altafulla.

Tabla 1. Datos técnicos de la instalación de microturbina en Altafulla

Datos de la instalación:	
Localización	Altafulla (Tarragona)
Tipo de instalación	Autoconsumo energético mediante carga de baterías de 12V
Tipo de turbina	Microturbina francis de álabes fijos
Generador	Trifásico de imanes permanentes
Sistema de regulación	Control electrónico de la velocidad
Fabricante	Tecnoturbines S.L.
Instalador	Aigües d'Altafulla
Potencia	150W
Energía anual generada	1,095 kwh/año
Reducción de emisiones de CO2 equivalentes	580 kg CO _{2eq} / año

A la vista del caso de éxito planteado, se pueden proponer una serie de usos de la energía similares al de Altafulla, con un valor reducido de potencia generada, como por ejemplo la alimentación de sistemas de alumbrado mediante tecnología led, la carga de bicicletas eléctricas, instalación de instrumentación para servicios municipales, etc. Como se puede comprobar las aplicaciones sociales están abiertas y se adaptan a las características del “salto de presión” aprovechable, que de otra forma se disipa en forma de calor.

3.2 AUTOCONSUMO CON CONEXIÓN A RED

La Red Metropolitana de Abastecimiento en Alta a Valencia cuenta con varias válvulas reguladoras de presión en las que se disipa una gran cantidad de energía. Todas estas ubicaciones serían candidatas a la instalación de una turbina que recupere parte de la energía que se disipa en las válvulas. De entre

todas ellas, la entrada al depósito denominado *La Coma* resultó un emplazamiento idóneo por los siguientes motivos [8]:

- La descarga del caudal turbinado se realiza a un nivel relativamente estable, ya que la presión aguas abajo depende únicamente del nivel de la lámina libre de agua en el depósito, cuya variación máxima está acotada por los niveles máximo y mínimo del depósito.
- La capacidad de regulación del depósito es suficientemente grande como para permitir la adaptación del régimen de llenado con el objetivo de maximizar la producción de energía eléctrica.
- Dentro de la misma instalación existe un bombeo con mayor capacidad que la potencia disponible para su recuperación. Esto supone que se puede autoconsumir directamente toda la energía producida.

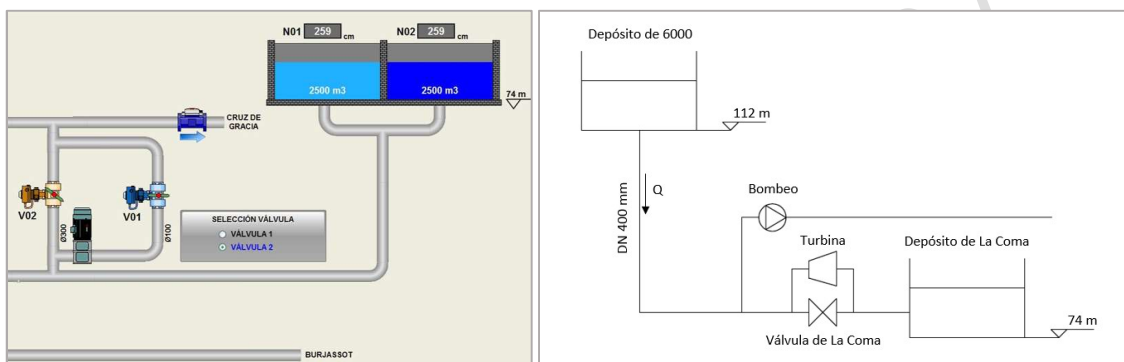


Figura 4. Pantalla de control remoto de la turbina (izq.) y esquema de la instalación (dcha.)



Figura 5. Imagen de la microturbina instalada en el depósito de la Coma

La entrada al depósito de La Coma tiene un potencial hidráulico disponible de $H = 30$ m.c.a. y $Q_{\text{medio diario}} = 25$ l/s. Puesto que la turbinación está supeditada al régimen de llenado del depósito, dicho régimen se adaptó con el fin de maximizar el aprovechamiento de la energía generada, de modo que estableció un régimen de turbinación de 14 h distribuidas en los periodos punta y llano de la tarifa eléctrica, con una producción de una potencia de 9 kW, lo que supone una energía diaria generada de 126 kWh.

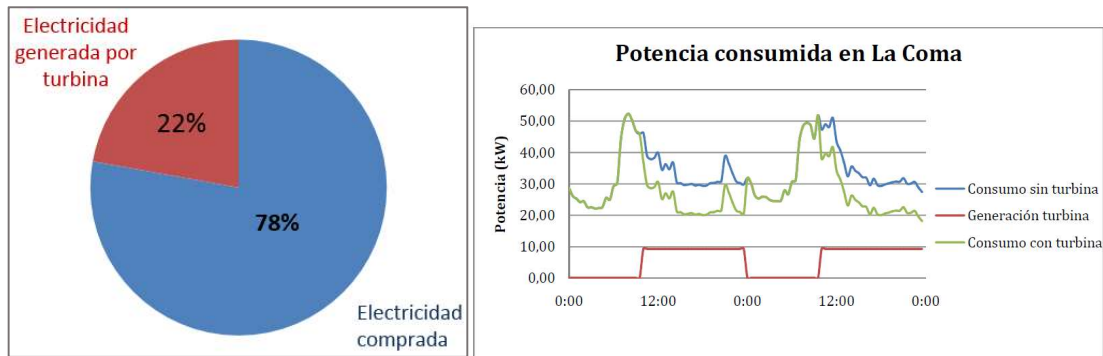


Figura 6. Balance de potencias en la estación de la Coma para un día tipo.

3.3 PICOTURBINAS PARA LA INSTRUMENTACIÓN Y CONTROL DE LA RED

El uso de picoturbinas resulta especialmente interesante para la alimentación de pequeños equipos de instrumentación sin necesidad de acometida eléctrica.

En la actualidad, se tiene instalada una picoturbina en una derivación de entrega de agua desde el Sistema Metropolitano en Alta de Valencia. Dicha picoturbina se ha dispuesto en paralelo a una válvula reductora de presión, donde se aprovecha la pérdida de carga disponible en dicho punto para generar energía eléctrica y alimentar pequeños equipos. En concreto, se alimenta el controlador de la válvula reguladora y se transmiten los datos (presión y caudal suministrados) cada 15 minutos. De este modo, se ha monitorizado dicho punto sin necesidad de acometida eléctrica en el mismo.

La picoturbina aprovecha un salto de presión disponible de 25 m.c.a. y un caudal de 1,2 l/s para generar una potencia de 25 W.

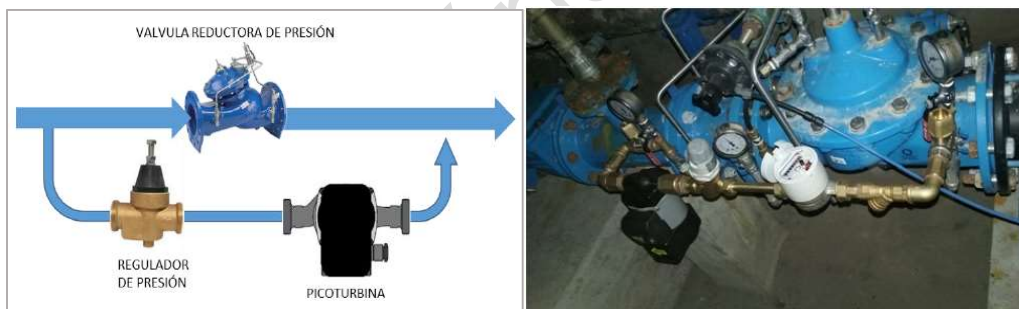


Figura 7. Esquema de la instalación de la picoturbina (izq.) y foto de la picoturbina instalada (dcha.)

3.4 USO COMBINADO DE LA ENERGÍA PARA AUTOABASTECIMIENTO E INYECCIÓN A LA RED

En la red de abastecimiento en alta a Valencia se encuentra una válvula de regulación que trasiega un caudal que oscila desde los 185 l/s en periodo valle (horario nocturno) hasta los 350 l/s en periodo punta, provocándose una pérdida de carga en la misma de alrededor de 15 m.c.a.

Este punto es especialmente significativo por su elevado nivel de potencia disponible. Con el objetivo de aprovechar el máximo potencial, se propuso la instalación de una turbina y se obtuvo como régimen óptimo una turbinación en continuo 24 horas al día con un caudal turbinado de 180 l/s y una potencia generada de 23 kW aproximadamente (en función del salto disponible en cada instante).

Mediante la válvula de regulación DN600 actual de la instalación, se aportará el caudal restante demandado por la red.

La energía producida se utiliza en tres aplicaciones distintas. Por un lado, se alimentan los elementos de la estación:

- 4 actuadores de válvulas
- 2 caudalímetros
- 5 transductores de presión
- Autómata

Además, se alimenta una estación de recarga de vehículos eléctricos (uso cívico).

Por último, el excedente de energía se inyecta a la red eléctrica.



Figura 8. Esquema de la turbina de 23 kW

3.5 USO PARA AUTOCONSUMO AISLADO DE LA RED

La red arterial de la ciudad de Valencia alberga una instalación con una microturbina que puede generar hasta 2 kW, los cuales están destinados exclusivamente a alimentar los elementos de la instalación:

- 2 válvulas motorizada
- 2 caudalímetros
- 2 transductores de presión
- Autómata

Esta configuración supone una ventaja puesto que es posible aislar la instalación de la red eléctrica, con lo que ya no sólo supone una mejora desde el punto de vista de ahorro energético, sino también económico.

Sin embargo, esta opción resulta rentable en función de la criticidad de la instalación. En caso de que se requiera una alta disponibilidad de la misma, esta opción no resulta viable desde el punto de vista económico. Esto es debido a que los requerimientos de operación de la red obligan a que la instalación sea capaz de garantizar el suministro eléctrico durante al menos una semana ante cualquier situación y esto implica la instalación de diversos elementos adicionales (baterías, placas solares, etc.) que encarecen sustancialmente el coste del proyecto.

Por otro lado, la capacidad de generación del punto seleccionado es limitada, por lo que la producción de energía para su venta a la red eléctrica no resulta una opción interesante desde el punto de vista económico. Por ello, se propone un régimen de producción de la turbina para el autoconsumo en la instalación, es decir, que la energía generada sirva para alimentar los consumos existentes.

En horario diurno (entre las 7:00 h y las 23:00 h), la turbina estará en funcionamiento produciendo una energía horaria media de 0,37 kWh que sería suficiente para alimentar los consumos propios de la instalación e incluso pequeños consumos adicionales, como son un cartel informativo (consumo aproximado de 150 W) o una zona con cobertura wifi (consumo aproximado 100 W).

4. CONCLUSIONES

En general, las redes de distribución de agua potable disponen de cierto potencial para la generación de energía eléctrica. Dada la variedad de usos finales de dicha energía, resulta recomendable la incorporación de equipos de recuperación, independientemente de su capacidad y tipología, por su impacto medioambiental y económico.

No obstante, cada punto de recuperación presenta unas condiciones particulares y no existe una solución global que se adecúe perfectamente a todos los casos. Por ello, es necesario estudiar cada punto individualmente y realizar en cada caso el aprovechamiento energético que mejor se adapte a las condiciones de operación y consumo.

En la red arterial de la ciudad de Valencia existen una serie de válvulas de regulación que adecúan la presión en todos los puntos a costa de disipar energía. Precisamente por ello, desde Global Omnium se ha apostado por la instalación de turbinas en la red para aprovechar esa energía, que hasta ahora se perdía, para la generación de electricidad.

REFERENCIAS

- [1] E. Cabrera, M. Pardo, R. Cobacho, and E. Cabrera Jr., “Energy audit of water networks,” *J. Water Resour. Plan. Manag.*, vol. 136, no. 1, pp. 669–677, 2010.
- [2] E. Cabrera, E. Gomez, E. Cabrera Jr., J. Soriano, and V. Espert, “Energy Assessment of Pressurized Water Systems,” *J. Water Resour. Plan. Manag.*, vol. 141, no. 8, pp. 1–12, 2014.
- [3] A. Mamade, D. Loureiro, D. Covas, and H. Alegre, “Energy auditing as a tool for improving service efficiency of water supply systems,” *Procedia Eng.*, vol. 89, pp. 557–564, 2014.
- [4] A. McNabola *et al.*, “Energy recovery in the water industry using micro-hydropower: An opportunity to improve sustainability,” *Water Policy*, vol. 16, no. 1, pp. 168–183, 2014.
- [5] M. De Marchis, B. Milici, R. Volpe, and A. Messineo, “Energy saving in water distribution network through pump as turbine generators: Economic and environmental analysis,” *Energies*, vol. 9, no. 11, 2016.
- [6] I. Samora, M. J. Franca, A. J. Schleiss, and H. M. Ramos, “Simulated Annealing in Optimization of Energy Production in a Water Supply Network,” *Water Resour. Manag.*, vol. 30, no. 4, pp. 1533–1547, 2016.
- [7] R. Sitzenfrei and J. Von Leon, “Long-time simulation of water distribution systems for the design of small hydropower systems,” *Renew. Energy*, vol. 72, pp. 182–187, 2014.
- [8] M. Hervás Carot, “Estudio del aprovechamiento energético mediante turbinación del salto de presiones generado en la regulación de un punto de la red metropolitana de abastecimiento en alta a Valencia,” Universitat Politècnica de València, 2015.

MICRO-HÍDRICAS DE BOMBAS COMO TURBINAS NA PRODUÇÃO DE HIDROENERGIA

Helena M. Ramos¹, Mariana Simão², Modesto Pérez-Sánchez³, João F.P. Fernandes⁴, Paulo J. Costa Branco⁵, P. Amparo López-Jiménez⁶

INTRODUÇÃO

Com o intuito de controlar o excesso de pressão em sistemas adutores ou de distribuição, associados ao sector da água (i.e. abastecimento, rega, drenagem e industriais) utilizam-se válvulas reguladoras de pressão e de caudal (Figura 1-a). O elevado custo da energia conduz à procura de alternativas de fontes renováveis de energia. As bombas reversíveis ou bombas a funcionar como turbina (BCT) tornam-se soluções viáveis com baixo investimento, manutenção e reparação e rendimentos razoáveis (Fig 1.b,c).

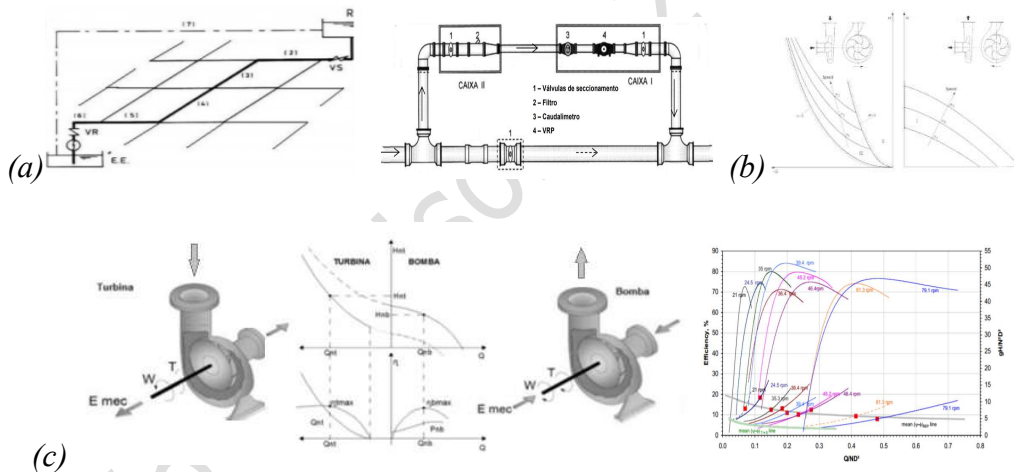


Figura 1. Redes de água com controlo de pressão através de VRP (a); semelhança de turbomáquinas (b); Bombas como turbinas e curvas características (c) [1].

No funcionamento de uma turbina, destacam-se as seguintes curvas características; a fronteira ($M=0$) mostra a curva a partir da qual o binário deixa de ser transmitido para o eixo e a máquinas passa a rodar livremente (turbina); a fronteira ($n=0$) caracteriza a curva de imobilização da roda (standstill curve); ou seja, combinações de caudal e pressão abaixo desta curva não geram binário suficiente para manter em rotação a PAT, (Figural c).

¹ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. helena.amos@tecnico.ulisboa.pt

² CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal

³ Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València. Valencia. España

⁴ IDMEC, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal

⁵ IDMEC, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal

⁶ Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València. Valencia. España

METODOLOGIA

A instalação experimental no IST é constituída por 2 BCT (Etarnom 32-125 da KSB) instaladas no lab do DECivil - IST. Elas podem funcionar isoladamente, em paralelo e em série. A conduta liga 2 reservatórios por uma conduta PEHD e de PVC com ND 50 mm, com transdutores, bem como dois medidores de caudal (Figura 2). Os dois transdutores de pressão apresentam uma gama de pressão de 0-10 bar e precisão de 0,25%.

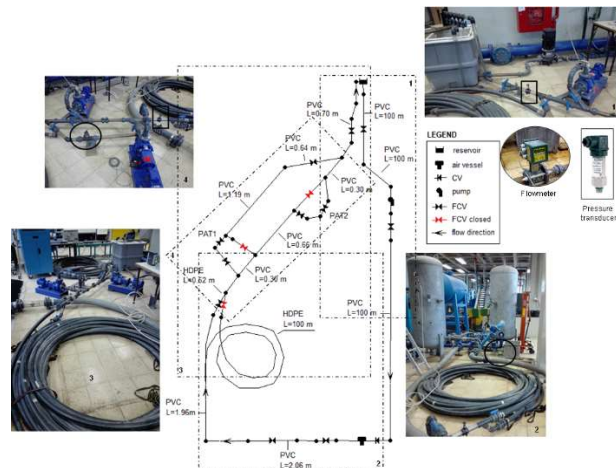


Figura 2. Instalação experimental com 2 BCT

A Figura 3 mostra a variação de pressão na BCT2, em paralelo BCT1 e BCT2 e o respetivo campo de velocidades [1]. Este novo modo de regulação simples-série-paralelo (SSP) permite reduzir o custo do equipamento necessário para a regulação: válvulas, inversor, unidade de controle.

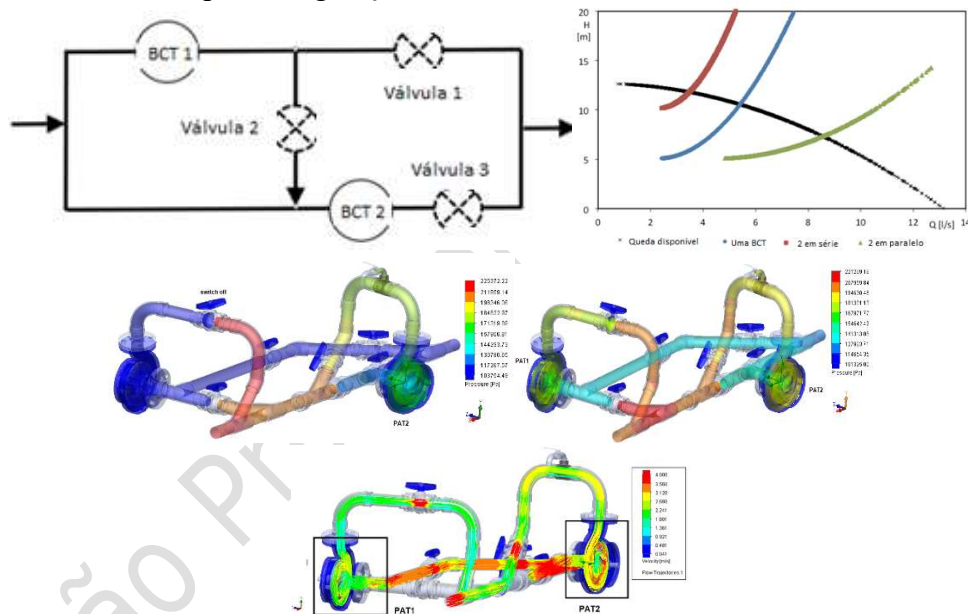


Figura 3. Regulação simples-série-paralelo dependendo das condições de escoamento do sistema e respectivas curvas características; Variações de pressão (numa BCT e em 2 em paralelo) e velocidade em paralelo

Nas condições operacionais: i) uma única BCT irá produzir energia para pequenos valores de caudal; na situação ii) duas BCT irão produzir energia em série para uma maior pressão disponível; e finalmente, na situação iii) duas BCT irão funcionar em paralelo e produzir energia quando o caudal aumenta no sistema.

REFERÊNCIAS

- [1] Carravetta, Armando, Shahram Derakhshan Hourah, and Helena M. Ramos. 2018. Pumps as Turbines. Cham: Springer International Publishing pp. 218.

RECUPERAÇÃO DE ENERGIA DE BAIXA QUEDA: TURBINA HÉLICE TUBULAR COM 5 PÁS

Mariana Simão¹, Helena M. Ramos²

INTRODUÇÃO

Os sistemas de abastecimento de água são um dos principais tipos de sistemas hidráulicos artificiais com potencial para a instalação de micro-hídricas. Apesar de existirem algumas aplicações de mini-hidroeletricidade nas condutas de adução, as redes de distribuição urbanas continuam a ser pouco exploradas. Desta forma, com o objetivo de aproveitar o potencial energético, estudou-se uma turbina hélice tubular com 5 pás inicialmente desenvolvida no âmbito do projeto europeu HYLOW em 2008 e continuamente testada em HES-SO Valais.

METODOLOGIA

A turbina de 85 mm foi testada para diversas gamas de caudais e binários de forma a avaliar o seu desempenho e obter diagramas em colina. Na Figura 1 apresenta-se a configuração experimental da turbina, onde se introduziram 4 transdutores de pressão localizados tal como se apresenta na Figura 1. Para avaliar o desempenho da turbina, foram realizadas medições na instalação cobrindo uma gama de caudais compreendidos entre 5 e 50 m³/h mantendo constante a velocidade de rotação. Para cada valor de velocidade de rotação imposto, entre 50 e 2750 rpm, o caudal foi variando progressivamente gerando diferentes pontos de vazão, pressão e binário [1].

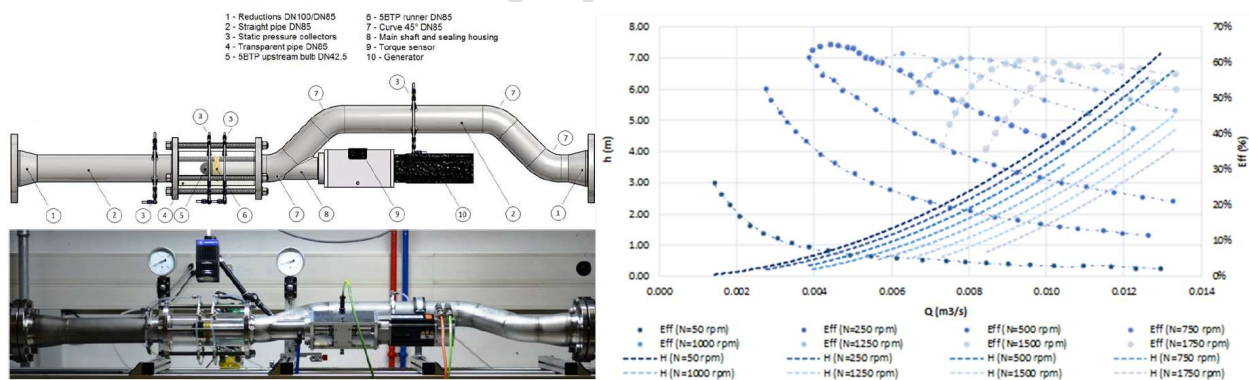


Figura 1. Configuração experimental: a) componentes; b) instalação; c) resultados experimentais.

Os resultados experimentais evidenciaram rendimentos da turbina de cerca de 60% para baixas quedas. Para uma velocidade de rotação fixa, a eficiência aumenta rapidamente com o aumento do caudal até atingir o seu máximo, começando, em seguida, a diminuir lentamente [1]. No entanto, a potência mecânica aumenta com o aumento do caudal, o que significa que o aumento da queda compensa a diminuição da eficiência [2].

¹ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal, m.c.madeira.simao@tecnico.ulisboa.pt

² CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal, helena.ramos@tecnico.ulisboa.pt

MODELAÇÃO MATEMÁTICA

Atendendo aos resultados experimentais obtidos, procedeu-se à calibração e validação do modelo numérico COMSOL-Multiphysics. Na modelação, utilizou-se como modelo de turbulência o modelo k- ϵ . A respeito das condições de fronteira, para cada velocidade de rotação, impôs-se à entrada e à saída as pressões registadas nos transdutores [3]. Atendendo à Figura 2, o modelo foi capaz de prever aproximadamente as curvas características, sobrestimando em parte a eficiência. No entanto, o design no CFD é bastante diferente do modelo testado, pelo que, a comparação direta deve ser feita com algumas reservas.

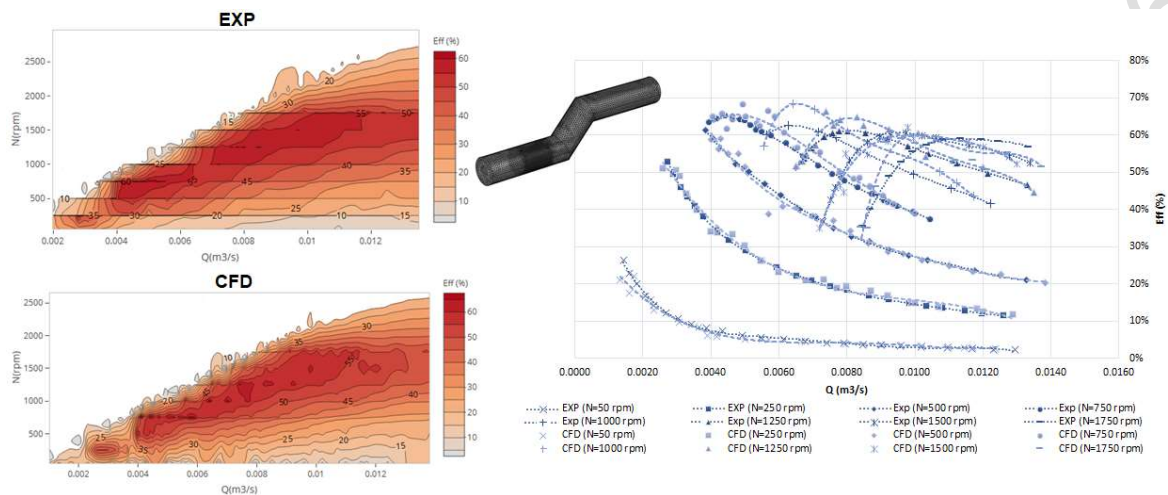


Figura 2. Comparação entre os resultados experimentais e de CFD: a) diagramas em colina (Q , N , Eff); b) caudal vs Eff ciência.

Ainda assim, o modelo CFD apresenta uma opção válida para extrair resultados capazes de analisar o comportamento do fluido e estudar as interações entre o fluido e a turbina.

REFERÊNCIAS

- [1] I. Samora, V. Hasmatuchi, C. Münch-Alligné, M.J. Franca, A.J. Schleiss e H.M. Ramos, “Experimental characterization of a five blade tubular propeller turbine for pipe inline installation”, *Renewable Energy*, vol. 95, 2016, pp. 356-366
- [2] H.M. Ramos, A. Borga e M. Simão, “New design for low-power energy production in water pipe systems”, *Water Science and Engineering*, vol. 2(4), 2009a, pp. 69-84.
- [3] H.M. Ramos, M. Simão e A. Borga, “Experiments and CFD Analyses for a New Reaction Microhydro Propeller with Five Blades”, *Journal of Energy Engineering*, vol 139, 2013, pp. 109-117.

UTILIZAÇÃO DE BOMBAS DE ROTAÇÃO VARIÁVEL COMO INSTRUMENTO DE EFICIÊNCIA ENERGÉTICA

José Nilton de Abreu Costa¹, Marco Aurélio Holanda de Castro², Luís Henrique Magalhães Costa³ e João Marcelo Costa Barbosa⁴

INTRODUÇÃO

A conservação de energia, especialmente a de natureza elétrica, é algo a que se dedica a atenção do mundo moderno, em virtude da sua ligação peculiar com questões econômicas e ambientais. Diante do fato de que o setor mais consome energia elétrica é o industrial e que uma parte significativa desta energia é designada para a alimentação dos seus sistemas motrizes, estes sistemas têm sido considerados alvos principais das medidas que visam garantir a economia de energia elétrica (SCHMIDLIN JR. et al., 2006).

Em sistemas de bombeamento hidráulico, os custos vinculados ao funcionamento das bombas podem ser minorados através da redução do consumo de energia. Uma alternativa atrativa que se pode adotar para alcançar esse objetivo é o uso de bombas de rotação variável (BRV) em substituição às bombas de rotação fixa (BRF) (MARCHI; SIMPSON; ERTRUGUL, 2012). As BRVs são bombas acopladas a um motor controlado por um inversor de frequência, cuja finalidade é variar a velocidade de rotação da bomba de modo a fazê-la operar com o maior rendimento possível.

Diante do exposto, o objetivo desta investigação é construir uma rotina computacional que, ao atuar de maneira interligada ao simulador hidráulico EPANET, realize a modelagem do comportamento de bombas de rotação variável e a avalie a sua influência na otimização do custo energético de sistemas de abastecimento de água.

METODOLOGIA

Na execução da metodologia deste trabalho propuseram-se algumas alterações num modelo computacional denominado UFC 12, desenvolvido por Costa (2010) para a determinação de estratégias operacionais de estações elevatórias de água que objetivam um custo energético reduzido. O referido software, que funciona acoplado à interface do simulador hidráulico EPANET (ROSSMAN, 2000), considera a existência de uma variável de decisão binária que indica o estado da bomba a cada hora do dia: bomba desligada (0) ou bomba ligada (1). No processo de busca por soluções viáveis e pela solução ótima, o modelo utiliza técnicas de otimização compatíveis exclusivamente com BRFs. As modificações realizadas no referido software consistem nas seguintes:

- Substituição da variável de decisão binária por uma variável de decisão real, que representa a velocidade de rotação da BRV (0 a 100% da velocidade nominal de rotação).
- Implementação do processo de otimização Particle Swarm Optimization (PSO) no código-fonte do mesmo, uma vez que este método se adequa melhor a uma variável contínua (real), comparadamente a outros algoritmos de busca e otimização.

O modelo computacional proposto foi aplicado a um estudo de caso que consiste numa rede hipotética dotada de uma única bomba, adaptada de Almeida (2001).

¹ Universidade Estadual Vale do Acaraú, Sobral, Ceará, Brasil. nilton_deha@yahoo.com.br

² Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil

³ Universidade Estadual Vale do Acaraú, Sobral, Ceará, Brasil

⁴ Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil

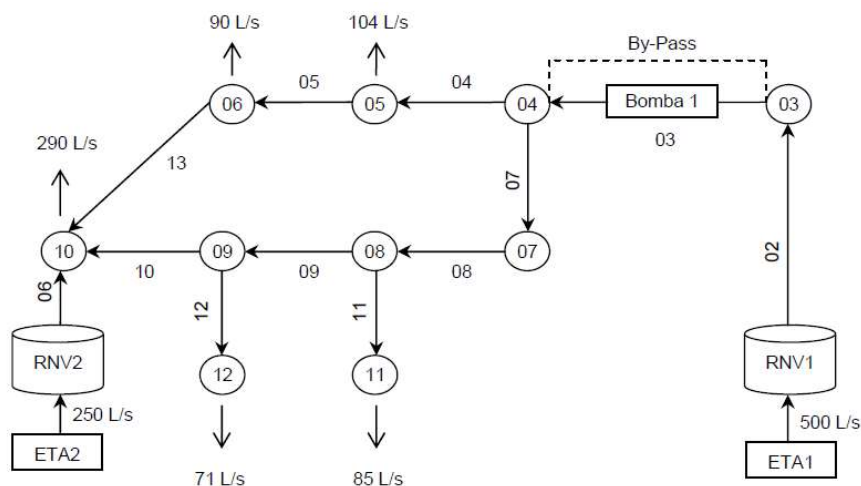


Figura 1. Topologia da rede estudo de caso

RESULTADOS E CONCLUSÕES

O modelo desenvolvido mostrou-se eficiente na busca por soluções viáveis e ótimas. A adequabilidade do algoritmo otimizador PSO a problemas de variáveis de decisão contínuas tornou-se evidente quando proporcionou a determinação de soluções exequíveis e de custo energético mínimo para o estudo de caso de uma rede dotada de uma bomba.

Corroborar-se, então, a partir da aplicação do modelo computacional proposto, as vantagens relativas aos custos com energia elétrica, retratadas na literatura, mediante o uso de BRVs. Em face da complexidade que envolve o controle da velocidade das bombas e, ainda, ao consequente ajuste de seu funcionamento à demanda sazonal diária de vazão e pressão, o algoritmo otimizador proposto tem participação incontestável na realização dessa tarefa.

REFERÊNCIAS

- [1] C. Schmidlin Jr, A. B. Moreira, T. N. Cavalcante Neto, E. S. Pitombeira e R. S. T. Pontes. “Eficiência energética em sistemas de bombeamento”. VII Conferência Internacional de Aplicações Industriais, Recife, jan, 2006, pp. 1-5.
- [2] A. Marchi, A. R. Simpson e N. Ertugrul. “Assessing variable speed pump efficiency in water distribution systems”. Engineering and Science, vol. 5, no. 1, jul, 2012, pp. 15-21.
- [3] L. H. M. Costa. Utilização de um algoritmo genético híbrido na operação de sistemas de abastecimento de água com ênfase na eficiência energética. Tese de doutorado, Universidade Federal do Ceará, 2010.
- [4] L. A. Rossman. EPANET 2 – Users Manual. U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio, 2000.
- [5] R. Almeida. Operação de Sistemas Urbanos de Abastecimento de Água com Base em Modelos de Otimização Não-Lineares. Dissertação de mestrado, UNICAMP, 2001.

LA INFLUENCIA DE LA MÁQUINA ELÉCTRICA EN LA EFICIENCIA DE LAS BOMBAS TRABAJANDO COMO TURBINAS.

Fernandes, João F.P.¹, Pérez-Sánchez, Modesto², Ramos, Helena M³,
Ferreira da Silva, F⁴, López-Jiménez, P. Amparo⁵, Costa Branco, Paulo J.⁶

INTRODUCCIÓN

Existen multitud de investigaciones que proponen el uso de la de la bomba que funciona como turbina (PAT), cómo sistema alternativo para la mejora de la eficiencia energética en los sistemas de distribución agua. Sin embargo, la mayoría de los análisis consideran la máquina hidráulica conectada a la red, cuando el uso de estos sistemas de recuperación es comúnmente en áreas rurales o remotas desconectadas de la red [1]. Además de la no consideración de la máquina de forma aislada de la red desde un punto de vista eléctrico, el análisis del sistema global (máquina hidráulica + máquina eléctrica) causa que puedan producirse importantes descensos de eficiencia [1] y, por lo tanto, que los estudios energéticos de mejora de eficiencia estén alejados de la realidad. El hecho de considerar las PATs en sistemas de baja potencia, tienen el aspecto positivo de poder recuperar en cualquier punto de una red con altos índices de viabilidad. Pero, por el contrario, están sujetos a unas eficiencias eléctricas de sus generadores de inducción muy bajas debido al bajo valor de su potencia nominal. Este trabajo contribuye al estudio de PATs con generadores de inducción autoexcitados (SEIG por su acrónimo en inglés) en áreas rurales. Los principales objetivos son estudiar la evolución de las eficiencias de PATs y SEIG con diferentes velocidades y cargas, determinando los errores introducidos en la eficiencia global, al asumir una eficiencia constante del generador de inducción. Los resultados muestran que, los errores cometidos al asumir una eficiencia eléctrica constante, son mayores para velocidades más bajas disminuyendo cerca de su punto nominal. Estos errores pueden causar dos condiciones extremas: la no excitación de la SEIG o su sobrecarga.

METODOLOGÍA

El análisis “off-grid” de un sistema de recuperación de energía, conlleva la necesidad de contemplar la instalación de un banco de condensadores que causen la auto-excitación de la máquina de inducción (Figura 1). El esquema hidráulico-eléctrico será el causante de la eficiencia global de la máquina, de donde la carga eléctrica alimentada por lo sistema, valor de capacitancia de condensadores, características de la máquina hidráulica y velocidad de giro, establecerán la eficiencia global del sistema. Los resultados muestran claramente que la eficiencia del generador de inducción no es constante y difiere mucho de su valor nominal, no solo para diferentes cargas eléctricas sino también para diferentes velocidades (Figura 2).

¹ IDMEC, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, 1049-001, Portugal. joao.f.p.fernandes@tecnico.ulisboa.pt

² Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València. Camino de Vera s/n. Valencia. España

³ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, 1049-001, Portugal

⁴ IDMEC, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, 1049-001, Portugal.

⁵ Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València. Camino de Vera s/n. Valencia. España

⁶ IDMEC, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, 1049-001, Portugal.

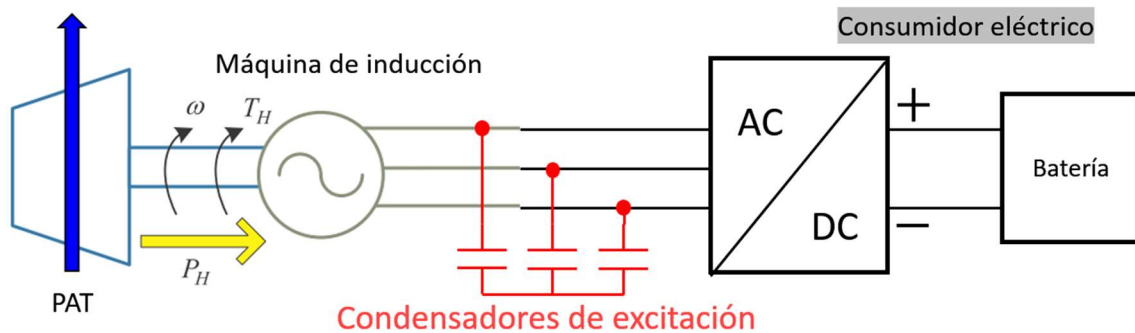


Figura 1. Esquema de montaje de una PAT aislada de la red.

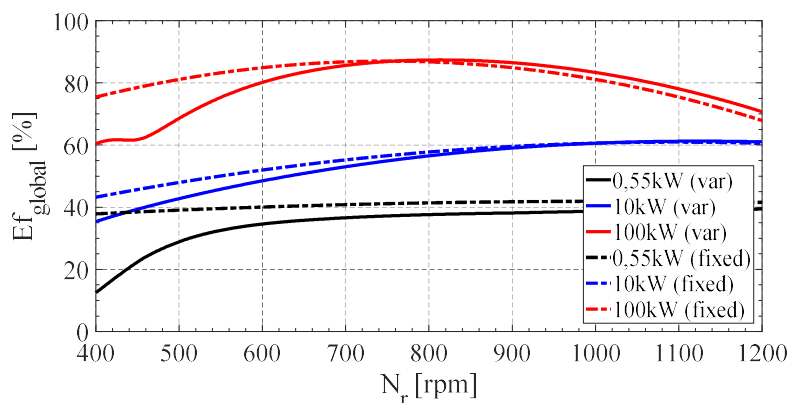


Figura 2. Eficiencia global considerando i) valores variables and ii) valores fijos de eficiencia para el generador.

RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Dentro del estudio, se han analizado dos aplicaciones de rango de potencia diferentes para un sistema de PAT/generador fuera de la red: un sistema de microgeneración de baja potencia (0,55kW) y otro de alta potencia con 100kW. Los resultados muestran que la eficiencia del generador no puede considerarse constante e igual a su valor nominal para todos los regímenes de operación. Para las máquinas de inducción de baja potencia, la eficiencia comienza muy baja en comparación con su valor nominal, para valores de velocidad más bajos, y comienza a aumentar a medida que aumenta la velocidad. Sin embargo, la eficiencia nominal no se alcanza. Aunque para las máquinas de inducción de mayor potencia, su eficiencia nominal alcanza su valor nominal, la eficiencia de la máquina también disminuye para rangos de baja velocidad.

Estos comportamientos se producen debido a la frecuencia eléctrica y al voltaje del estator variable cuando opera en sistemas fuera de la red. En las aplicaciones en la red, es decir, conectadas a la red eléctrica, se imponen la frecuencia eléctrica y el voltaje del estator, sin embargo, en las aplicaciones fuera de la red dependen de muchos factores, como el valor del condensador, los parámetros eléctricos equivalentes, etc. El nivel del generador disminuye cuando su velocidad es baja. En consecuencia, si los valores de los condensadores no se ajustan, no podrían ser suficientes para suministrar la potencia reactiva necesaria, “desenergizando” la máquina.

Los resultados han mostrado que cuando no se considera el comportamiento correcto de la eficiencia de la máquina eléctrica, como por ejemplo si se la considera constante, los errores entre la eficiencia del sistema global pueden alcanzar hasta el 67% y el 20% para aplicaciones de baja y mayor potencia, respectivamente. Además, también conduce a la elección errónea de los condensadores de excitación que pueden provocar una sobrecarga y daños en la máquina eléctrica.

REFERENCIAS

- [1] Barbarelli, S., Amelio, M., Florio, G. 2017. “Experimental activity at test rig validating correlations to select pumps running as turbines in microhydro plants”, *Energy Conversion and Management*, 149, pp. 781-797.
- [2] Capelo, B., Pérez-Sánchez, M., Fernandes, J.F.P., Ramos, H.A., López-Jiménez, P.A., Costa Branco, P.J. 2017. “Electrical behaviour of the pump working as turbine in off grid operation”, in *Applied Energy*, December 2017, pp. 302-311.
- [3] Fernandes, J.F.P., Pérez-Sánchez, M., Ferreira, F., Ramos, H.R., López Jiménez, P.A., Costa Branco, P.J. 2019. “Optimal energy efficiency of isolated PAT systems by SEIG excitation tuning”, *Energy Conversion and Management*, vol. 183, March 2019, pp. 391-405.
- [4] Ramos, H.M., Borga, A. 2000. “Pumps yielding power, *Dam Engineering, Water Power & Dam Construction*”, 10 (4), pp. 197-217.
- [5] Ramos, J.S., Ramos, H.M. 2009. “Solar powered pumps to supply water for rural or isolated zones: a case study”. *Energy for Sustainable Development* 13 (3), pp. 151-158.
- [6] Romero, L., Pérez-Sánchez, M. López-Jiménez, P.A. 2017. “Improvement of sustainability indicators when traditional water management changes: a case study in Alicante (Spain)”. *AIMS Environ. Sci.* 4, 2017, pp. 502–522.
- [7] Teuteberg, B. 2010. “Design of a Pump-as-Turbine Microhydro System for an Abalone Farm”, MSc thesis, Stellenbosg University, 2010.

RECUPERACIÓN ENERGÉTICA EN SISTEMAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MEDIANTE MICROMAQUINARIA HIDRÁULICA. CASO DE ESTUDIO

Modesto Pérez-Sánchez¹, José M Pérez-Díaz², Francisco-Javier Sánchez-Romero³,
Helena M Ramos⁴, P. Amparo López-Jiménez⁵

INTRODUCCIÓN

Para una estación depuradora de aguas residuales (EDAR), conseguir la mayor calidad del agua en el efluente en el menor tiempo posible es fundamental. No obstante, para conseguir la calidad deseada, las EDAR gastan mucha energía en máquinas hidráulicas, haciéndolo más rápido y más efectivo. Actualmente, uno de los grandes retos a los que se enfrentan estas plantas es la reducción de esta cantidad de energía sin comprometer la calidad final del agua, mejorando la sostenibilidad [1].

Las depuradoras de agua tienen consumos energéticos muy altos, pero a su vez tienen muchas posibilidades para recuperar energía y nutrientes. El objetivo ideal para este tipo de instalaciones en un futuro es poder llegar a ser auto-sostenibles, generando tanta energía o más de la que consumen ayudando a lograr los objetivos de la Unión Europea. Dentro de una EDAR, el potencial hidráulico recuperable depende de manera casi unilateral del caudal tratado, lo que hace que mientras mayor sea la planta, mayor será en términos globales los beneficios obtenidos. Dentro de una EDAR, el ratio energético consumido se muestra en la Tabla 1.

Tabla 1. Ratios energéticos más característicos para distintos tipos [2]

TIPO DE TRATAMIENTO	CAPACIDAD (HABITANTES EQ.)	RATIO ENERGÉTICO	
		kWh/m ³	kWh/kgDBO ₅ el
Tecnologías blandas	<2.000	0,32	0,23
Aireación prolongada	<2.000-100.000	0,73	0,70
Fangos activos con digestión aerobia	15.000-100.000	0,72	0,84
Fangos activos con digestión anaerobia	15.000-100.000	0,32	0,6

Es tal la cantidad de energía invertida en la depuración, que la optimización energética de los procesos y la recuperación de energía es un tema imperante dentro de este tipo de plantas. Una de las posibilidades dentro de las EDAR es la recuperación de energía hidráulica, la cual ha podido ser aprovechada en pocas ocasiones debido a los altos costes que implica la instalación de una estación clásica de turbinas [2].

¹ Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València. Camino de Vera s/n. Valencia. España

² Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València. Camino de Vera s/n. Valencia. España

³ Departamento de Ingeniería Rural y Agroalimentaria. Universitat Politècnica de València. Camino de Vera s/n. Valencia. España

⁴ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa 1049-001, Lisboa, Portugal

⁵ Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València. Camino de Vera s/n. Valencia. España. palopez@upv.es

Para conseguir una reducción de consumo en las EDAR, la Environmental Protection Agency (EPA) propone cuatro medidas diferentes para recuperación de energía [3]: La mejora del rendimiento de los equipos, cambios en las estrategias de operación, uso de tecnologías energéticamente eficientes y uso de energías renovables. Cada una de estas medidas se puede llevar a cabo de diferentes maneras tal y como muestra la Tabla 2.

Tabla 2. Medidas de eficiencia energética [4]

Mejora de los equipos	Estrategias de operación	Tecnologías energéticamente eficientes	Energías renovables
Instalación de variadores de frecuencia. Mejora de los motores. Mejora de los sistemas de calentamiento y refrigeración. Introducción de nuevas tecnologías.	Controlar la carga eléctrica. Controlar entradas e infiltraciones en el sistema. Optimizar los procesos de mantenimiento. Mejorar la gestión de los biosólidos.	Cogeneración. Cogeneración mediante el uso de biogás proveniente del digestor.	Introducción de energía solar y eólica. Fomentar la producción de biogás. Considerar la producción de biodiesel. Instalación de turbinas hidráulicas.

La recuperación en general, aunque posible, no siempre es sencilla o rentable. En esta comunicación se presentan algunas alternativas para la recuperación de la energía hidráulica mediante el uso de micromaquinaria hidráulica (e.g., PATs). Dicho análisis fue llevado a cabo en un caso de estudio situado en una EDAR de la provincia de Alicante.

METODOLOGÍA

La Figura 1 muestra la propuesta de la metodología llevada a cabo en el desarrollo de la mejora de eficiencia energética en sistemas de tratamiento. El objetivo es realizar una recuperación energética en la línea de agua, atendiendo a las posibilidades de recuperación existentes, consiguiendo así un algoritmo extrapolable a otras EDARs. Los pasos propuestos son:

- (i) Identificar de los puntos de consumo; paso previo que dependerá del tipo de planta analizada. Los consumos energéticos en pretratamiento, tratamiento primario, secundario, terciario, rebombes, entre otros deberán ser considerados.
- (ii) Realizar un balance energético de la planta; una vez se tienen identificados cuales son los puntos de consumo dentro de la línea de agua, se deberá proceder a la cuantificación del consumo. Se separará por las zonas que se ha visto en el apartado anterior, y los datos de cada una de las máquinas se cuantificará en base a datos anteriores o mediante una estimación en función de las horas de consumo que tiene anualmente y la potencia consumida.

Obviamente, si se tienen los datos exactos en un histórico va a prevalecer el consumo ese al que se pueda estimar mediante fórmulas, ya que darán un valor más realista. Sin embargo, si fuese necesario estimar, la ecuación 1 será la que se utilizará.

$$E(\text{kWh}) = P(\text{kW}) \cdot t(\text{h}) \quad (1)$$

donde: E es la energía consumida anualmente en kWh, P es la potencia consumida por la máquina en kW y t es el tiempo que funciona la máquina a lo largo del año en h.

- (i) Localizar de las zonas de mejora potencial; conocer dónde están las zonas con potencial de recuperación es una tarea que requiere una valoración personal por parte del gestor, centrándose en aquellos puntos donde el flujo presente una energía extra que no se aprovecha, ya sea en forma de energía cinética (velocidad), potencial (altura) o de flujo (presión)

- (ii) Recuperación energética; aunque pueden emplearse cualquier tipo de maquinaria hidráulica, y especialmente turbinas, la inversión económica así como las bajas potencias en algunos puntos, hacen que el uso de bombas trabajando como turbinas sea una alternativa de solución. Por ello, se propone el uso de máquinas hidráulicas funcionando en su modo inverso, así como ruedas hidráulicas en los canales abiertos. Ambos tipos de máquinas fueron propuestos por otros autores [5]
- (iii) Análisis de viabilidad económica; en este apartado se debe de hacer una estimación de la inversión, incluyendo maquinaria, obras y mano de obra necesaria para realizar el proyecto. La viabilidad de la inversión viene definida por la determinación del periodo de retorno (PR) y valor actual neto (VAN). El PR viene definido por la ecuación 2:

$$PR(\text{años}) = \frac{\text{Coste } (\text{€})}{\text{ahorro anual } \left(\frac{\text{€}}{\text{año}}\right)} < 10 \text{ años} \quad (2)$$

Otra forma de calcular la viabilidad, sería mediante el Valor Actual Neto (VAN), más exacta, pero a la vez un poco más compleja de estudiar. Este método de cálculo de la rentabilidad del proyecto tiene en cuenta los flujos de caja durante el periodo que se debe de rentabilizar (nuevamente 10 años) y el tipo de interés (ecuación 3).

$$VAN = \sum_{t=1}^n \frac{V_t}{(1+k)^t} - I_0 \quad (3)$$

donde: V_t los flujos de caja en los periodos t , k el tipo de interés, I_0 el valor de la inversión inicial y t el número de periodos considerado. Si el VAN es positivo, la inversión produce ganancias, y si es negativo produce pérdidas.

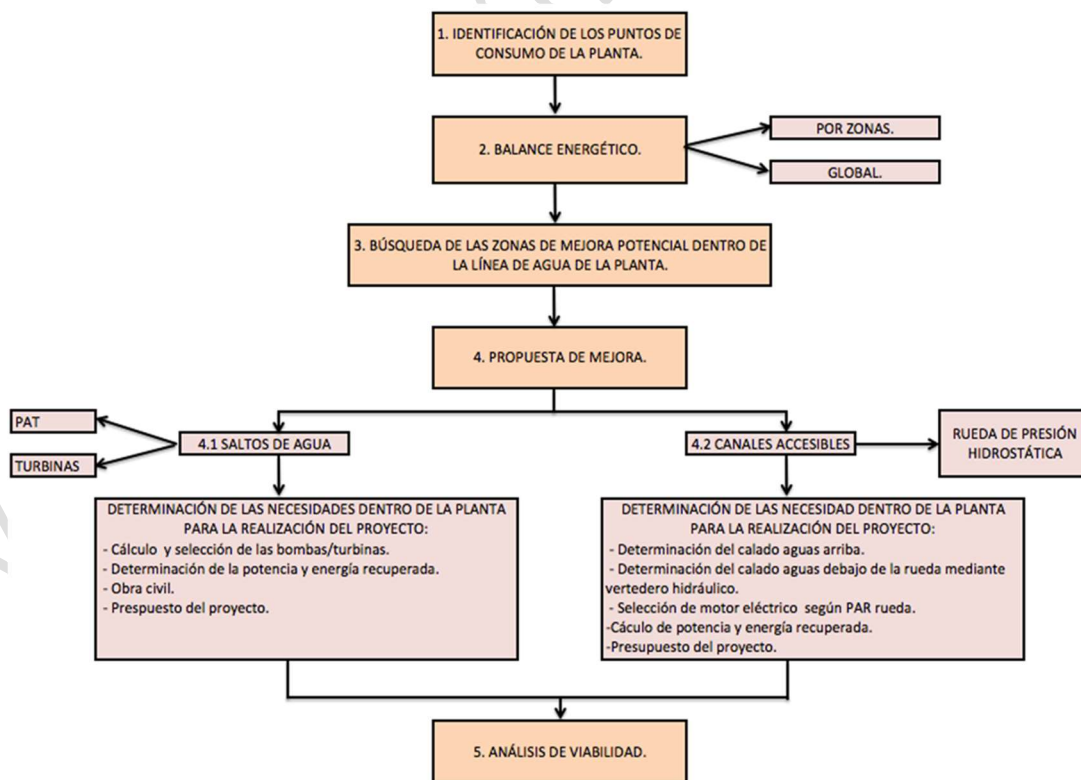


Figura 1. Metodología propuesta

RESULTADOS

Como consecuencia de la aplicación de la metodología descrita con datos de una planta real situado en la provincia de Alicante (España). La identificación de los puntos de consumo, discretizados muestran un consumo anual de 64790 kWh/año. Agrupado por fases pueden observarse en la Tabla 2:

Tabla 2. Identificación de puntos aplicado al caso de estudio

TRATAMIENTO	FASE	ENERGÍA CONSUMIDA	%Energía sobre la total
Pretratamiento	Desbaste	112,76 kWh/año	0,17%
	Desarenado desengrasado	1582,35 kWh/año	2,44%
Tratamiento secundario	Reactor	59355,13 kWh/año	91,61%
	Decantadores	3739,95 kWh/año	5,77%
		64790,18 kWh/año	100,00%

Se observa que los consumos más altos de la planta en esta zona corresponden a las bombas de grasas y a las de vaciado. Las bombas de grasas tienen un consumo tan elevado, como consecuencia que operan con un fluido con un peso específico diferente al agua. Por tanto, al ser estas máquinas, específicas para agua, el rendimiento disminuye y el consumo energético se incrementa. En cuanto a las máquinas de vaciado, supone un 60.66% del consumo de energía dado al caudal que trasiegan y los rendimientos de las máquinas por operar con fluidos con densidad lejana a la del agua.

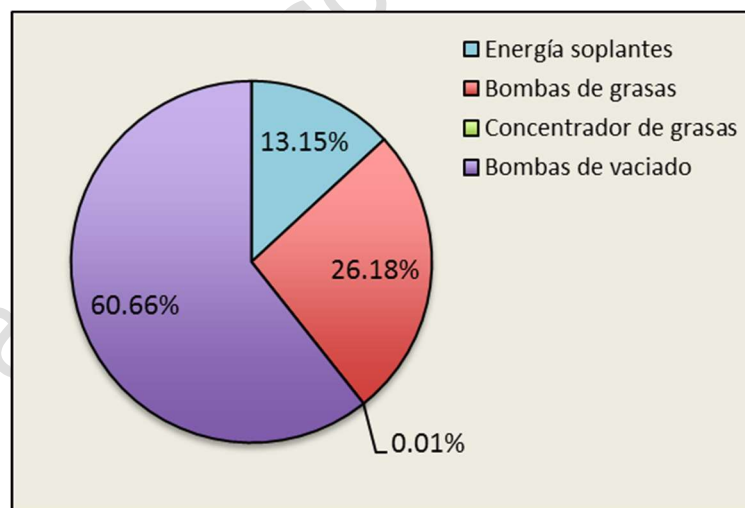


Figura 2. Ejemplo de distribución de consumo de energía en caso de estudio

Relacionado con la localización de posibles puntos de recuperación energética, dos localizaciones son claramente favorables. Por un lado, la instalación de una PAT en la descarga de la planta al cauce, aprovechando un desnivel de 7 m y la instalación de ruedas hidráulicas en los canales de pretratamiento.

En cuanto a la PAT propuesta, se lleva a cabo la selección de maquinaria considerando una máquina radial con número específico de revoluciones igual a 79 rpm (kw, m), desarrollando la metodología de selección de PATs propuesta por [6]. El caudal medio es 270 m³/h (oscilando

entre el caudal mínimo y máximo de 30 y 1018 m³/h respectivamente) en función del día. Como consecuencia de la laminación establecida en el depósito de salida, se considera una altura disponible de 7 mca. La energía recuperada por la máquina, una vez seleccionada se muestra en la Figura 3, estimando un total de 26200 kWh/año, que supone un ahorro de 3200 €/año.

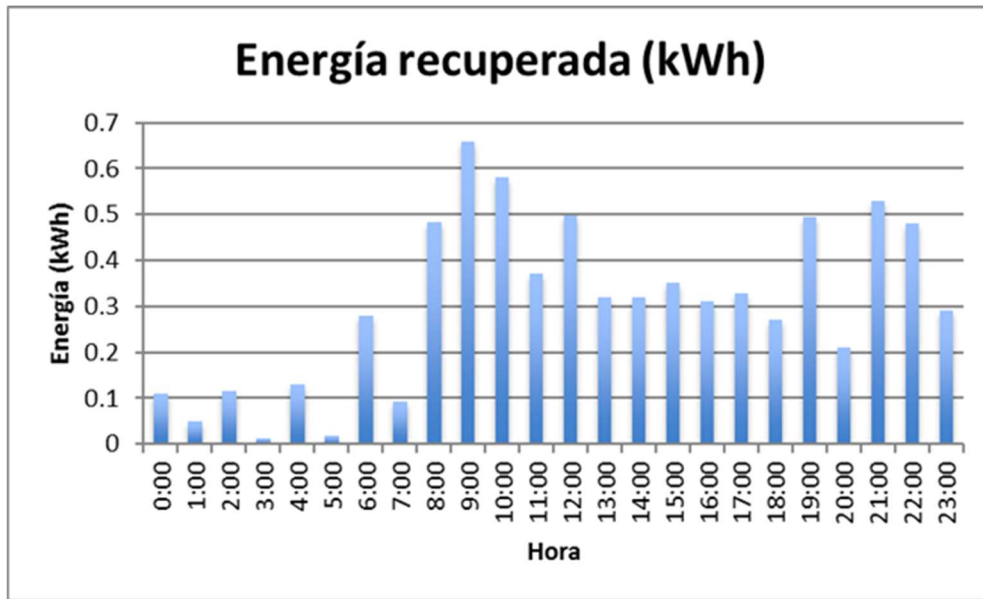


Figura 3. Energía horaria recuperada mediante el uso de PAT seleccionada

La energía recuperada diaria se muestra en la Figura 4. Tal y como muestra la figura, la energía potencial recuperable por la rueda propuesta es igual a de 7.3 kWh/día, que equivale a 2666 kWh/año, suponiendo un ahorro de consumo energético de 320 €/año.

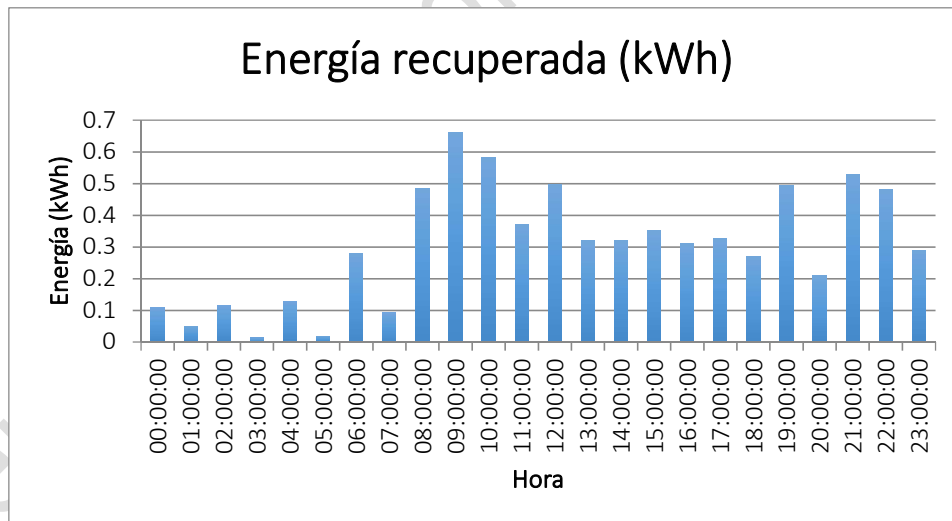


Figura 4. Energía horaria recuperada mediante el uso de rueda hidráulica propuesta seleccionada

CONCLUSIONES

A diferencia de los métodos clásicos de recuperación energética en la línea de agua, que usualmente eran descartados por falta de viabilidad, la micromaquinaria hidráulica consigue recuperar parte de esta energía de manera rentable tal y como se ha demostrado a lo largo de este escrito. El bajo rendimiento que muestra en comparación con turbinas convencionales, se ve

compensado por unos costes muy bajos que consiguen amortizar la inversión, según se puede observar en el caso de estudio, en menos de 5 años.

De esta manera, aplicando ambos métodos, con la PAT se conseguiría una mejora del consumo de la planta del 4%. Estos valores de recuperación ayudarían a la mejora energética continua de las EDAR, en las que se desea que, en un futuro, mediante estos y otros métodos de recuperación, se recupere una cantidad de energía suficiente para que sea completamente auto sostenible e incluso sea capaz en ciertos casos de inyectar energía a la red si se combinan con sistemas híbridos (paneles fotovoltaicos y turbinas eólicas).

REFERENCIAS

- [1] Mo, W., & Zhang, Q. (2013). Energy–nutrients–water nexus: Integrated resource recovery in municipal wastewater treatment plants. *Journal Of Environmental Management*, 127, 255-267. doi: 10.1016/j.jenvman.2013.05.007
- [2] Cajigas Delgado, A. (2011). XXX curso sobre tratamiento de aguas residuales y explotación de estaciones depuradoras. Madrid: CEDEX.
- [3] Beltran, H., Vidal, R., Basiero, L., Santos, J., Basiero, J., & Belenguer, E. (2014). Micro hydro installation analysis in a wastewater treatment plant. *Renewable Energy And Power Quality Journal*, 15-20. doi: 10.24084/repqj12.207
- [4] Environmental Protection Agency. (2004). Guidelines for water reuse.
- [5] Pérez-Sánchez, M., Sánchez-Romero, F., Ramos, H., & López-Jiménez, P. (2017). Energy Recovery in Existing Water Networks: Towards Greater Sustainability. *Water*, 9(2), 97. doi: 10.3390/w9020097
- [6] Romero, L., Pérez-Sánchez, M., López Jiménez, PA. (2018) Estimation of the characteristic curves of pumped systems working as turbines through their curves operating as pumps. *Ingeniería del agua*, 1 (22), 15 - 26. 10.4995/Ia.2018.7938

BOMBAS COMO TURBINAS EN SISTEMAS DE ABASTECIMIENTO DE AGUA PARA RECUPERAR ENERGÍA

Jesús David Joaquín Cuarenta¹, Jesús Mora Rodríguez², Xitlali Delgado Galván³, Gilberto Carreño Aguilera⁴, Modesto Pérez Sánchez⁵, P. Amparo López-Jiménez⁶

INTRODUCCIÓN

El ahorro de agua y energía es una de las principales preocupaciones en la gestión de un sistema de abastecimiento de agua [1], la recuperación de energía se puede obtener en cualquier sistema que tenga un exceso de energía disponible por medio de las micro centrales hidroeléctricas (MCHE). Sin embargo, el costo de inversión inicial es considerado relativamente alto, siendo la turbina el gasto más elevado de la misma [2]. Para contrarrestar esto, el presente trabajo propone el uso de bombas funcionando como turbinas (PATs por sus siglas en inglés) en líneas de conducción de Organismos Operadores (OO) aprovechando las condiciones de operación constantes que estas líneas nos proporcionan.

METODOLOGÍA

En el sistema de agua potable y alcantarillado de Guanajuato (SIMAPAG), México, se encuentra un sistema con carga aprovechable, con dos líneas de conducción de dos presas que alimentan a la planta potabilizadora “Filtros.” La selección de una PAT viene determinada por diversas formulaciones que permiten conocer las curvas de funcionamiento y eficiencia [3], descritas en la Tabla 1[4].

Tabla 1. Fórmulas de métodos empíricos propuestas por diversos autores.

Referencia	K_Q	K_h	K_η
Stephanoff	$\frac{1}{\sqrt{\eta_B}}$	$\frac{1}{\eta_B}$	1
Mc. Claskey	$\frac{1}{\eta_B}$	$\frac{1}{\eta_B}$	1
Sharma-Williams	$\frac{1}{\eta_B^{0.8}}$	$\frac{1}{\eta_B^{1.2}}$	1
Alatorre-Frenk	$\frac{0.85\eta_B^5 + 0.358}{2\eta_B^{9.5} + 0.205}$	$\frac{1}{0.85\eta_B^5 + 0.358}$	$1 - \frac{0.03}{\eta_B}$
Yang et al.	$\frac{1.2}{\eta_B^{0.55}}$	$\frac{1.2}{\eta_B^{1.1}}$	

¹ Departamento de Ingeniería Geomática e Hidráulica, División de Ingenierías, Universidad de Guanajuato. Av. Juárez 77, Centro, Guanajuato, Gto. C.P. 36000. México. jd.joaquincuarenta@ugto.mx

² Departamento de Ingeniería Geomática e Hidráulica, División de Ingenierías, Universidad de Guanajuato. Av. Juárez 77, Centro, Guanajuato, Gto. C.P. 36000. México.

³ Departamento de Ingeniería Geomática e Hidráulica, División de Ingenierías, Universidad de Guanajuato. Av. Juárez 77, Centro, Guanajuato, Gto. C.P. 36000. México.

⁴ Departamento de Ingeniería Geomática e Hidráulica, División de Ingenierías, Universidad de Guanajuato. Av. Juárez 77, Centro, Guanajuato, Gto. C.P. 36000. México.

⁵ Depart. de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente Universitat Politècnica de València, Camino de Vera, s/n°, 46022 Valencia, España.

⁶ Depart. de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente Universitat Politècnica de València, Camino de Vera, s/n°, 46022 Valencia, España.

Para conocer el punto de operación de la PAT se utilizan los datos de la bomba en su punto de máxima eficiencia (BEP). Los autores establecen la relación entre la bomba y la PAT por medio de los coeficientes de caudal (K_Q), altura (K_H), y eficiencia (K_η) (Tabla 1) en base a:

$$Q = K_Q * Q_{BEP} \quad (1)$$

$$H = K_H * H_{BEP} \quad (2)$$

$$\eta = K_\eta * \eta_{BEP} \quad (3)$$

Se calcularon los puntos de trabajo en la planta, junto a los datos teóricos de operación de la bomba (considerando una eficiencia igual al 70%), los cuales se obtienen al despejar (Q_{BEP}) y (H_{BEP}) de las ecuaciones 1 y 2 respectivamente. Estos valores son menores a los puntos de trabajo porque en el caso de operación en el modo turbina, la altura de presión requerida a la entrada de la máquina para operar su BEP debe ser incrementada en una magnitud equivalente a las pérdidas hidráulicas [5]. Así, se selecciona una bomba más pequeña en el modo turbina para las mismas condiciones en el modo bomba. En base al rango de datos de gasto y carga obtenidos, se seleccionó el equipo de bombeo más adaptado al sitio.

RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Se seleccionó la bomba Multitec JL1040/cc480K-GS de KSB, a una velocidad de 1750rpm. El BEP se muestra en la tabla 2. De acuerdo con los registros de operación en la planta filtros, el caudal más constante es de 100 l/s y con una carga de 60 m.

Tabla 2. Predicción del punto de funcionamiento de la PAT.

BEP de la bomba seleccionada			Stepanoff			Mc. Claskey			Alatorre-Frenk			Sharma-Williams			Yang		
Q (l/s)	H (m)	η	Q (l/s)	H (m)	η	Q (l/s)	H (m)	η	Q (l/s)	H (m)	η	Q (l/s)	H (m)	η	Q (l/s)	H (m)	η
62.5	39	76%	71.69	51.32	0.76	82.24	51.32	0.76	101.69	68.00	0.73	77.84	54.21	0.76	87.22	63.29	N/A

Se propone y predice el funcionamiento de una bomba funcionando como turbina, aplicando los cinco métodos más utilizados, los cuales están basados en el punto de máxima eficiencia en modo bomba y turbina. Siendo el método **Alatorre Frenk** el más adecuado. La propuesta presentada en el caso de estudio y la PAT seleccionada muestra un avance para la introducción de estas nuevas tecnologías en los sistemas de abastecimiento de agua, las cuales ayudarán a tener alternativas de eficiencia energética y aprovechar la energía disponible en sus sistemas.

REFERENCIAS

- [1] Fecarotta, O., Carravetta, A., Ramos, H. M., Fecarotta, O., Carravetta, A., & Ramos, H. M. (2016). An improved affinity model to enhance variable operating strategy for pumps used as turbines, 1686(January 2017). <https://doi.org/10.1080/00221686.2016.1141804>
- [2] Ogayar, B., & Vidal, P. G. (2009). Cost determination of the electro-mechanical equipment of a small hydro-power plant.
- [3] Motwani, K. H., Jain, S. V., & Patel, R. N. (2013). Cost analysis of pump as turbine for pico hydropower plants - A case Study. *Procedia Engineering*, 51(NUiCONE 2012), 721–726. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2013.01.103>
- [4] Romero Laura; Pérez-Sánchez, Modesto; López Jiménez, P. Amparo. (2018) Estimation of the characteristic curves of pumped systems working as turbines through their curves operating as pump. *Ingeniería del agua*, 1 (22), 15 - 26. 10.4995/Ia.2018.7938
- [5] Orlando, A. A. (2002). Bombas utilizadas como turbinas. Neuquen, Argentina.

INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL PARA ENSAIO DE MICRO TURBOMÁQUINAS HIDRÁULICAS

J. Delgado¹, D.I.C. Covas², F. Avellan³

INTRODUÇÃO

As bombas a funcionar como turbinas (PAT⁴) são turbomáquinas hidráulicas apontadas como soluções economicamente viáveis para micro aproveitamentos hidroelétricos. As suas principais vantagens são a sua disponibilidade imediata para uma ampla gama de caudais e quedas e o baixo custo de investimento [1]. No entanto, os fornecedores das bombas geralmente não fornecem as curvas das características do modo turbina.

Neste sentido, foi construída uma nova instalação experimental para teste de PATs no Laboratório de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente do Instituto Superior Técnico [2] Este paper apresenta a instalação experimental, assim como os resultados experimentais do funcionamento de uma PAT regime permanente e a medição de flutuação de pressão causadas por um vórtice de cavitação.

INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL

A instalação experimental consiste num circuito fechado de condutas em aço com diâmetro nominal entre 50 mm e 200 mm (Figura 1a). A potência hidráulica necessária para os ensaios experimentais é fornecida e regulada por duas bombas equipadas com variadores de velocidade (Figura 1b).

A PAT está instrumentada com sensores para medição de parâmetros hidráulicos, mecânicos e elétricos. Os sensores instalados são um caudalímetro electromagnético, um sensor para medição da temperatura água, dois sensores de pressão diferencial (para a medição da queda e do coeficiente de Thoma), dois sensores de pressão relativa (para medir flutuações de pressão dinâmica), um sensor de binário, um sensor de velocidade de rotação e um analisador digital de potência elétrica activa e reactiva.

RESULTADOS

A medição em regime permanente dos pontos de operação da PAT para vários valores de velocidade de rotação e caudais à entrada da máquina permite a caracterização da queda e do rendimento (rácio entre potência mecânica no eixo e a potência hidráulica). Estes pontos, permitem traçar o diagrama em colina, que relaciona a queda e o rendimento em função dos sent-points de caudal e velocidade de rotação da PAT, tal como ilustrado na Figura 2.

Adicionalmente, verificou-se experimentalmente que quando a PAT opera em carga parcial (i.e., com rendimentos aproximadamente abaixo de 65%, neste caso), desenvolve-se um vórtice de cavitação na secção de baixa pressão da PAT. Este vórtice induz flutuações de pressão excessivas que podem comprometer o funcionamento normal destas turbomáquinas.

(a)

(b)

¹ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa. joao.borga.delgado@tecnico.ulisboa.pt

² CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa

³ Laboratoire des Machines Hydrauliques, École Polytechnique Fédérale de Lausanne

⁴ Utiliza-se neste documento o acrónimo em inglês PAT (pump as turbine) para as bombas a funcionar como turbina



Figura 1. Instalação experimental: (a) nível superior onde está instalada a bomba a funcionar como turbina; (b) nível inferior onde estão instaladas as bombas pressurizadoras do sistema.

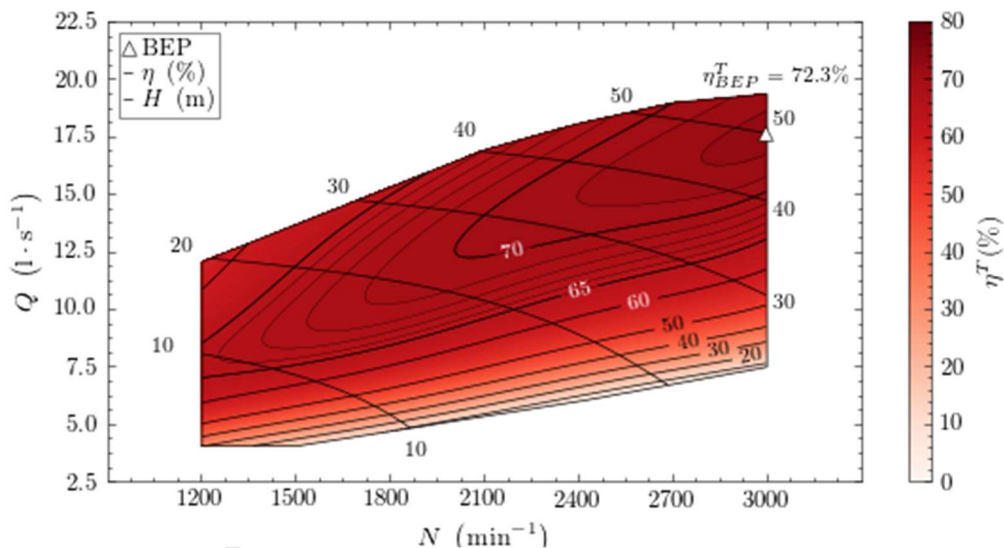


Figura 2. Diagrama em colina da PAT com $n_q = 23.1$. Adaptado de [3]

REFERÊNCIAS

- [1] Williams AA, Smith NPA, Bird C, Howard M. Pumps as Turbines and Induction Motors as Generators for Energy Recovery in Water Supply Systems. *Water Environ J*, 1998; 12:175–8. doi:10.1111/j.1747-6593.1998.tb00169.x.
- [2] Delgado, J.. Pumps running as turbines for energy recovery in water supply systems. Lausanne, EPFL, 2018. doi: 10.5075/epfl-thesis-9036.
- [3] Delgado, J., Covas, D.I.C., Avellan, F. Hill chart modelling using the Hermite polynomial chaos expansion for the performance prediction of pumps running as turbines. *Research paper accepted in Energy Conversion and Management*, 2019.

Capítulo 9 |
Regimes transitórios hidráulicos.
Golpe de Ariete

Versão Provisória 2019-07-16

MODELAGEM COMPUTACIONAL DO TRANSITÓRIO HIDRÁULICO DE REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA UTILIZANDO O MÉTODO DAS ONDAS CARACTERÍSTICAS

Vicente de Castro Sanders Neto¹, Bruno Araújo Paiva², João Marcelo Costa Barbosa³,
Marco Aurelio Holanda de Castro⁴

RESUMO

Este trabalho consiste na implementação do Método das Ondas Características (WCM), que foi desenvolvido para realizar a análise do transitório hidráulico em condutos forçados, com o intuito de se verificar vantagens e desvantagens em relação ao Método das Características (MOC). O WCM traz como proposta um melhor entendimento do efeito transitório em adutoras e redes de distribuição de água, através do conceito de ondas de pressão e, também, traz consigo uma redução do esforço computacional. Para a verificação da eficácia deste método alternativo, será utilizado o problema de uma rede num sistema Reservatório - Válvula, dentro do UFC7, módulo componente do Sistema UFC, que realiza a modelagem do golpe de aríete em sistemas hidráulicos através do MOC. Para a modelagem do WCM, será utilizado um programa homônimo. A priori, tentou-se realizar a implementação computacional em JAVA do WCM, mas a base teórica disponível carece de detalhes para a concretização de um programa de teste. Mesmo assim, os resultados gerados entre o UFC7 e WCM, e detectou-se que de fato o método retorna os mesmos resultados, embora, não se tendo conseguido reproduzir o modelo em Java.

Palavras-Chave

Método das Características, Método das Ondas Características, Redes de Distribuição de Água.

1. INTRODUÇÃO

O transitório hidráulico em uma tubulação de adutora ou de rede de distribuição de água é resultado de uma mudança abrupta da vazão e da pressão, causados por um fechamento rápido de registro de linha ou através de uma parada ou falha de funcionamento de uma bomba sem o devido controle. Entretanto, este assunto ainda não recebe a atenção que merece nos currículos dos cursos de engenharia, assim como, a consideração necessária para a segurança efetiva na fase de projeto, construção e operação de sistemas de adução e distribuição de água [1].

A análise do fenômeno transitório por um método com base analítica Lagrangeana é denominado como Método das Ondas Características (WCM) [2]. O WCM é um método que facilita o entendimento físico e o cálculo do golpe de aríete, bem como o dimensionamento de equipamentos de proteção e alívio e a simulação da cavitação e da separação de coluna e, acima de tudo, gera o mesmo resultado que o MOC realizando menos cálculos a cada passo de tempo da simulação.

¹ Universidade Federal do Ceará/Doutorando, Campus Pici, Fortaleza-Ceará. vicentecsneto@gmail.com

² Universidade Federal do Ceará/Doutorando, Campus Pici, Fortaleza-Ceará

³ Universidade Federal do Ceará/Pós-Doutorando, Campus Pici, Fortaleza-Ceará

⁴ Universidade Federal do Ceará/Orientador, Campus Pici, Fortaleza-Ceará

Contudo, é um método que poupa esforço computacional de cálculo, com base na equação da perda de carga em função da celeridade de Joukovsky, fazendo uma análise do caminhamento, transmissão e reflexão das ondas de pressão do ponto de excitação transiente até as extremidades da adutora ou rede de distribuição de água.

Visto que, a simulação do transitório hidráulico torna-se mais complexa quando realizada numa rede malhada ou mista de distribuição de água, este artigo propõe a modelagem do Método das Ondas Características para simulação computacional do transitório hidráulico numa rede de distribuição de água comparando com o resultado obtido através do Método das Características, identificando vantagens e desvantagens de ambos.

2. MODELO MATEMÁTICO

2.1 EQUAÇÕES FUNDAMENTAIS DO TRANSITÓRIO HIDRÁULICO E O MÉTODO DAS CARACTERÍSTICAS (MOC)

A Teoria da Coluna Elástica de Água, ou Teoria do Golpe de Aríete se dá com base no desenvolvimento das equações características, identificando as equações fundamentais como L_1 (equação da quantidade de movimento ou momento) e L_2 (equação da continuidade):

$$L_1 = gH_x + V_t + \frac{f}{2D} V|V| = 0 \quad (1)$$

$$L_2 = H_t + \frac{a^2}{g} V_x = 0 \quad (2)$$

As equações fundamentais da quantidade de movimento ou momento e a equação da continuidade conjugam um par de EDP hiperbólicas quase-lineares com duas variáveis dependentes (velocidade, V , e carga piezométrica, H) e duas variáveis independentes (Comprimento do ao longo da tubulação, x , e o tempo, t) [3].

No que se refere ao desenvolvimento das equações supracitadas, a literatura determina como cânone o Método das Características (MOC), que possui estudo e desenvolvimento completos e acessíveis nos trabalhos de [3] e [4].

2.2 EQUAÇÃO DE JOUKOWSKY O MÉTODO DAS ONDAS CARACTERÍSTICAS

O método das ondas características (WCM) baseia-se no conceito de que o fluxo transiente resulta da geração e propagação de ondas de pressão que ocorrem a partir do resultado de um distúrbio no sistema. A onda de pressão, que viaja na velocidade do som, é parcialmente transmitida e refletida para todas as descontinuidades na tubulação (Junções, Conexões e Contornos) que pode variar conforme a resistência do material e do fluido, e da rugosidade da parede da tubulação [1][2].

A relação entre a variação de pressão ΔP e a mudança na vazão ΔQ durante a passagem da onda de pressão define a reação do transitório hidráulico na tubulação, sendo a base para o desenvolvimento das expressões matemáticas requeridas [2].

O método consiste em que, durante o passo de tempo, Δt , a onda de pressão, ΔP , viaja numa velocidade sônica (celeridade), a , causando uma aceleração no fluido correspondente a uma variação de vazão, ΔQ , numa distância percorrida, Δx (Figura 1).

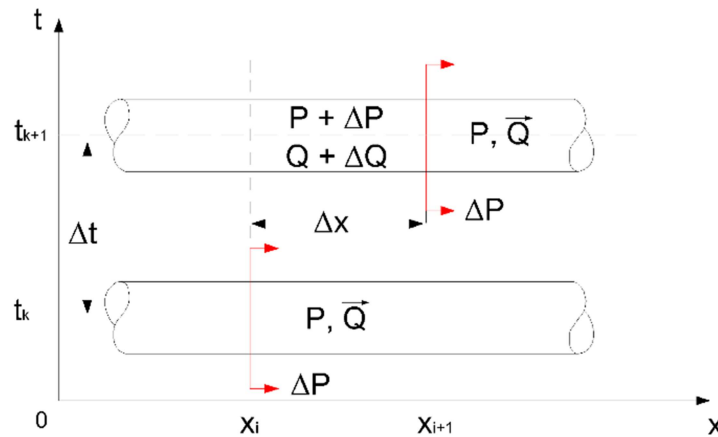


Figura 1. Propagação da Onda de Pressão numa Tubulação [2]

Com isso, a aceleração causada pelo desequilíbrio imposto pela variação de pressão ΔP pode ser verificada aplicando o princípio da primeira lei de Newton ($\vec{F} = m \cdot \vec{a}$):

$$(P + \Delta P - P) \cdot A = \rho \cdot \Delta x \cdot A \cdot \frac{\Delta V}{\Delta t} \quad (3)$$

Considerando que a celeridade no transitório hidráulico pode ser escrito como $a = \Delta x / \Delta t$ e dividido por $\gamma \cdot A$, a equação (3) pode ser escrita em função da carga como:

$$\Delta H = a \frac{\Delta Q}{gA} \quad (4)$$

Sendo a equação (4), apresentada primeiramente por Joukowsky. A celeridade, a , pode ser estimada assim como [3] e [4] realizam no MOC. Para a aplicação desta relação, o WCM analisa a cada passo de tempo o caminhamento da onda de pressão de modo que, a cada nó encontrado, ela seja transmitida para outros nós e refletida de volta para o ponto de excitação (no caso, uma válvula ou uma bomba)[2].

As ondas de pressão são geradas em qualquer trecho de uma adutora ou de uma rede de distribuição de água a partir de uma perturbação que resulta na alteração do comportamento da vazão requerida. Tal ocorrência pode-se dar através da abertura ou fechamento de uma válvula, a parada ou partida de uma bomba ou qualquer outro tipo interferência diretamente no comportamento do sistema [2].

Uma vez gerada, a onda de pressão percorre por todo o sistema, replicando-se e refletindo-se a cada contorno em que colide e retornando ao seu ponto de origem. As condições de carga e vazão são também afetadas durante a colisão entre ondas e nos contornos supracitados [2] A abordagem de rastreamento de ondas de pressão forma a base para o funcionamento do WCM.

2.3 DETERMINAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE CONTORNO PARA O WCM

Para o cálculo dos valores de Q e H em cada nó (também chamado de componente), seja ele um equipamento, bomba, reservatório, registro ou apenas uma junção, utiliza-se a seguinte condição:

$$\Delta H_{i,k} = A(t) + B(t)|Q| + C(t)|Q|Q \quad (5)$$

Onde ΔH [L] é a variação da carga, num dado passo de tempo e os termos $A(t)$, $B(t)$ e $C(t)$ representam os coeficientes para uma representação geral da equação característica. Para o método, $\Delta H_{i,k} = H_{i,k}^{após} - H_{i,k}^{antes}$, ou seja, é verificada as cargas imediatamente antes e depois do nó para o cálculo da variação de carga, sendo i, a localização do nó no sistema e k, o passo de tempo da simulação.

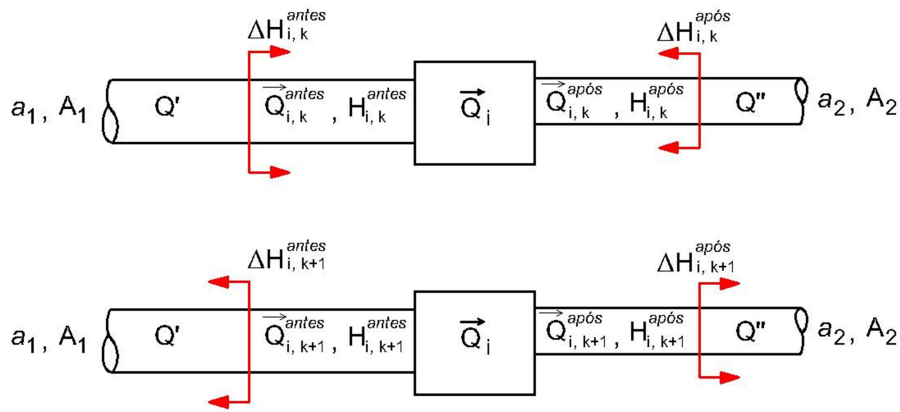


Figura 2. Condição do contorno antes e após a colisão das ondas de pressão [2]

Para o cálculo da onda de pressão no próximo passo de tempo, faz-se a seguinte consideração:

$$\Delta H_{i,k+1}^{antes} = \Delta H_{i,k}^{antes} + F_1(Q_{i,k+1}^{antes} - Q_{i,k}^{antes}) \quad (6)$$

$$\Delta H_{i,k+1}^{após} = \Delta H_{i,k}^{após} + F_2(Q_{i,k+1}^{após} - Q_{i,k}^{após}) \quad (7)$$

Onde:

$$F_1 = \frac{a_1}{g \cdot A_1} \quad (8)$$

$$F_2 = \frac{a_2}{g \cdot A_2} \quad (9)$$

Com isso:

$$H_{i,k+1}^{antes} = H_{i,k}^{antes} + \Delta H_{i,k}^{antes} + \Delta H_{i,k+1}^{antes} \quad (10)$$

$$H_{i,k+1}^{após} = H_{i,k}^{após} + \Delta H_{i,k}^{após} + \Delta H_{i,k+1}^{após} \quad (11)$$

Para a variação na carga no passo de tempo k+1, tem-se:

$$H_{i,k+1}^{após} - H_{i,k+1}^{antes} = A(t) + B(t)|Q| + C(t)|Q|Q \quad (12)$$

Substituindo as equações de (10) a (11) na equação (12), esta pode ser rearranjada e reescrita da seguinte forma:

$$C(t)|Q|Q + B(t)|Q| - (F_1 + F_2)Q + b = 0 \quad (13)$$

Sendo:

$$b = [A(t) + H_{i,k}^{antes} + 2\Delta H_{i,k+1}^{antes} - H_{i,k}^{após} - 2\Delta H_{i,k+1}^{após} + (F_1 + F_2)Q] \quad (14)$$

A equação (14) pode ser solucionada usando-se a solução de equações quadráticas de Bhaskara ou através do método numérico iterativo de Newton-Raphson iniciando com a solução inicial, $Q_0 = Q_i$.

Caso não seja utilizado algum modelo de cavitação como o DVCM, a vazão nos trechos são numericamente iguais a vazão no contorno: $Q_{i,k+1}^{antes} = -Q_0$ e $Q_{i,k+1}^{após} = Q_0$.

As ondas de pressão $\Delta H_{i,k+1}^{antes}$ e $\Delta H_{i,k+1}^{após}$ são calculadas para determinar a magnitude de sua influência nos contornos, por sua vez, determinando as cargas $H_{i,k+1}^{antes}$ e $H_{i,k+1}^{após}$ após a passagem das ondas de pressão.

Os coeficientes da equação característica do contorno do WCM, $A(t)$, $B(t)$, $C(t)$, são determinados usando-se os dados de carga/vazão da operação do contorno, seja ele uma bomba centrífuga ou uma válvula gaveta.

Diversos componentes, podem ser modelados usando somente o coeficiente $C(t)$ que é tido como o coeficiente resistivo, onde a relação carga/vazão é adequadamente descrita por um único termo resistivo, onde:

$$C(t) = \frac{\Delta H}{Q^2} \quad (15)$$

3 METODOLOGIA

3.1 FERRAMENTA COMPUTACIONAL PARA A MODELAGEM NUMÉRICA DO MOC – UFC 7

Após o cálculo do regime permanente, seja de uma adutora ou seja de uma rede de distribuição de água, os dados de carga piezométrica, H , e vazão, Q , para cada trecho de tubulação do sistema servirão como condição inicial para os cálculos do transitório hidráulico em condutos forçados.

O regime transiente será analisado durante um período fixo, que independe do fim do transitório, obtendo-se as cargas máximas de sobrepressão e subpressão. A variação da carga de cada seção dos trechos do problema será analisada mediante à Condição de Courant.

O Laboratório de Hidráulica Computacional (LAHC), vinculado ao Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Universidade Federal do Ceará (DEHA - UFC) tem as suas linhas de pesquisa voltadas para o desenvolvimento de ferramentas computacionais para o dimensionamento de estruturas hídricas e hidráulicas. Com isso, desenvolveu-se o UFC7 [5], escrito em Java, para a modelagem computacional do transitório hidráulico, com base na Teoria da Coluna Elástica de Água utilizando o MOC.

3.2 FERRAMENTA COMPUTACIONAL PARA A MODELAGEM NUMÉRICA

Inicialmente, deve-se realizar a análise das Ondas de Pressão ($\square\square$). Pois, como prevê o WCM, a predeterminação dos caminhamentos das ondas de pressão, a partir do fechamento lento ou rápido de uma válvula a jusante, a cada passo de tempo, $\square t$, tem-se a geração de uma onda de pressão, seguido de reflexão e transmissão de ondas a cada junção em que se colide.

O programa intitulado como WCM [1], sendo patrocinado e disponibilizado em endereço eletrônico pela MWH Soft[®]. O programa possui interface desenvolvida em VB e com versatilidade para receber quaisquer entradas para a análise de quaisquer redes ou adutoras.

Os resultados gerados pelo programa serão calculados tanto para o MOC quanto para o WCM, com o intuito de se realizar a comparação entre métodos. No caso, serão plotados gráficos da variação da carga piezométrica em todos os nós do problema inserido na interface do programa.

Para a realização da análise dos resultados obtidos através do MOC e pelo WCM, será utilizada uma planilha de cálculo. Isto se dará através da sobreposição dos resultados dos gráficos obtidos entre os métodos, para verificar a validade entre modelos.

4 RESULTADOS

Trata-se de uma rede hipotética [6][7] (Figura 1). A rede de distribuição de água entre estes dois contornos estará sob a cota +0,00 m e os dados utilizados foram conforme os quadros (1), (2) e (3). Referente ao Reservatório a Montante, considerou-se como de nível fixo e carga piezométrica

constante. A válvula a jusante utilizada é do tipo gaveta, com $C_d = 0.7$ e tempo de fechamento, $t_c = 0.7$ s.

A comparação entre o resultado dos dois métodos foi ilustrada nas figuras (4) e (5), onde se faz a sobreposição dos gráficos de variação de carga piezométrica nos nós de junção utilizando o MOC e WCM.

Quadro 1. Dados dos trechos utilizados para a Figura 1

TRECHO	COMPRIMENTO (m)	DIAMETRO (mm)	C DE HAZEN-WILLIAMS ($m^{0.37}/s$)	CELERIDADE (m/s)
1	610	914	92	1005.8
2	914	762	107	1143.0
3	610	610	98	1219.2
4	457	457	105	1143.0
5	549	457	100	914.4
6	671	762	93	957.1
7	610	914	105	1005.8
8	457	610	105	914.4
9	488	457	140	975.4

Quadro 2. Dados dos trechos utilizados para a Figura 1. Continuação

TRECHO	SENTIDO		VAZÃO (L/s)	VAZÃO (m^3/s)	Rey
1	R	2	850.00	0.850	1183567
2	3	4	404.67	0.405	676170
3	3	2	445.33	0.445	930137
4	4	6	227.23	0.227	632805
5	4	2	177.43	0.177	494118
6	2	5	511.02	0.511	853873
7	5	V	850.00	0.850	1183567
8	6	5	338.98	0.339	708010
9	2	6	111.75	0.112	311208

Quadro 3. Dados dos trechos utilizados para a Figura 1. Continuação [Autor, 2019]

NÓS	CARGA (m)
R	191,00
2	185,55
3	189,14
4	187,85
5	183,65
6	185,08
V	182,20

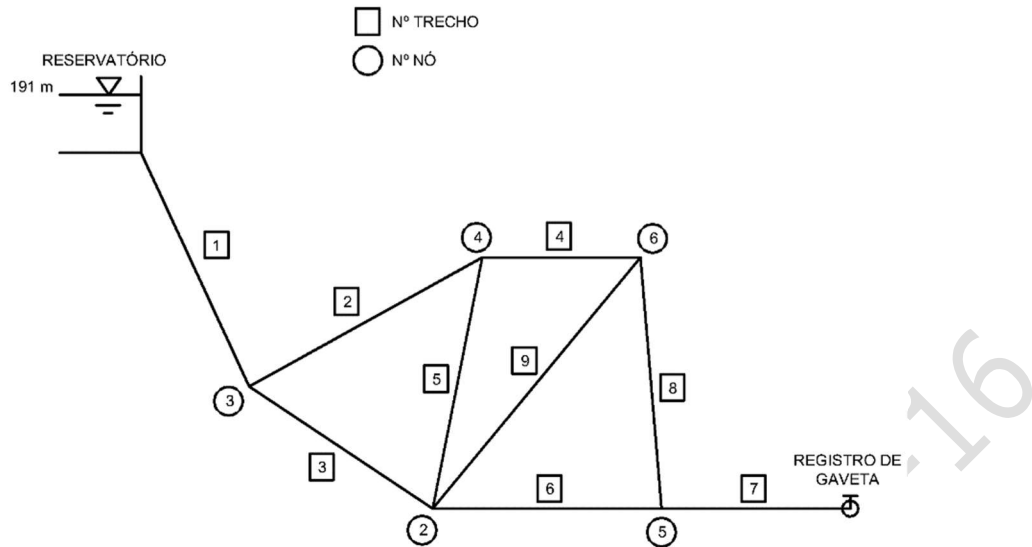


Figura 3. Rede Boulos [6]

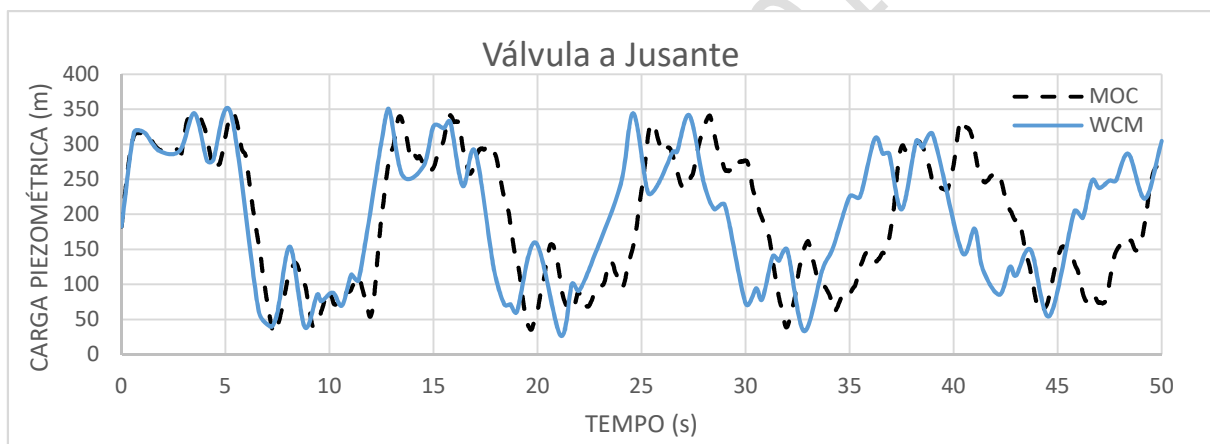


Figura 4. Variação da Carga Piezométrica na Válvula, comparação entre métodos

Posteriormente às aos resultados obtidos do MOC, utilizando o UFC7, realizaram-se tentativas de aproximar mais os gráficos obtidos deste modelo aos gráficos obtidos através do programa WCM. Com isso, percebeu-se que a fixação do Δx (no caso, a discretização homogênea para todos os trechos do sistema) para toda a rede, de modo que se calcule a celeridade fictícia, interferia no resultado do MOC em relação ao WCM. Quando se desconsiderou esta condição, o gráfico do MOC recuou em todas as seções analisadas, fazendo com que, de fato, os dois gráficos se sobrepusessem.

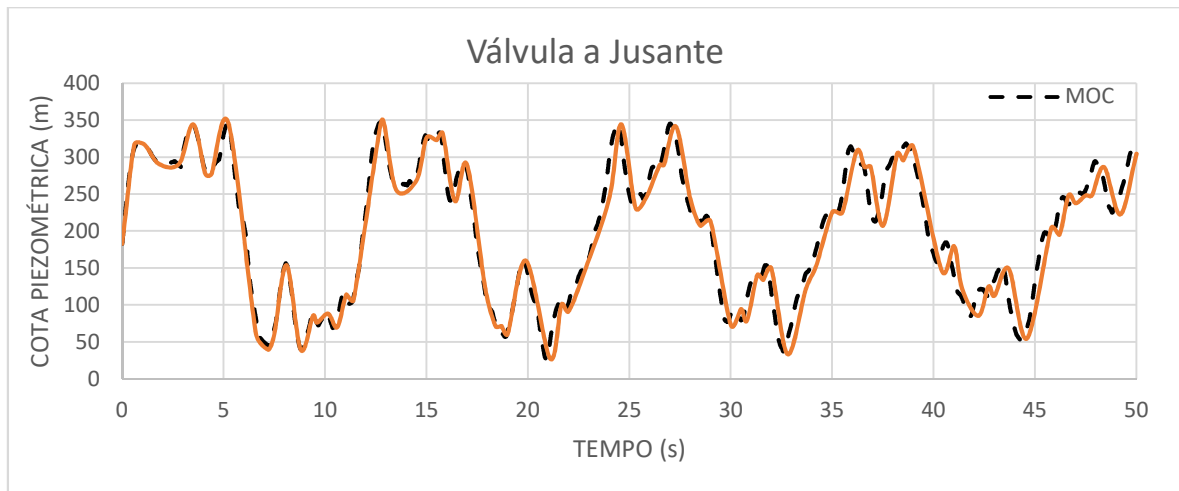


Figura 5. Variação da Carga Piezométrica na Válvula, sem celeridade fictícia

Nisso, o resultado das sobrepressões e subpressões máximos do WCM são iguais aos do MOC, a partir do início do fechamento do registro de gaveta até o fim da simulação definido arbitrariamente. Entretanto, os dados gerados pelo programa WCM possibilitam a visualização de resultados aproximados aos que foram gerados pelo MOC.

A maior vantagem do WCM frente ao MOC é pelo fato de quantos cálculos cada método realizou para chegar ao resultado final em todos os nós. A figura (6) ilustra o número de cálculos realizados no programa WCM. Para grandes projetos, onde o esforço computacional é o fator limitante para a velocidade de obtenção dos resultados, o WCM torna-se uma alternativa ideal para evitar problemas com o excesso de processamento de dados.

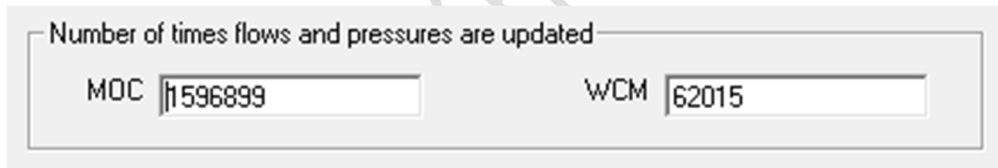


Figura 6. Número de cálculos realizados entre MOC e WCM

5 CONCLUSÕES

Neste trabalho, realizou-se a simulação do transitório hidráulico, tanto pelo MOC quanto pelo WCM, que geraram os mesmos resultados, assim como é afirmado na literatura. Apesar de o WCM realizar menos cálculos em relação ao MOC, este método carece de uma pré-análise das ondas de pressão, que pode-se complicar a medida em que a rede de distribuição de água se torna mais complexa.

Apesar dos problemas com a implementação do WCM, conseguiu-se desenvolver uma rotina em Java que calcule o MOC em redes de distribuição de água, que não deixa de ser um bom método para a análise do golpe de aríete. Este não precisa de pré-análise, apesar da complexidade de se implementá-lo computacionalmente. Por outro lado, permitirá a aplicação em diversos outros problemas de redes, possibilitando uma análise mais refinada dos resultados do transitório hidráulico.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pelo apoio e financiamento desta pesquisa. Agradeço ao meu orientador, Professor Marco Aurélio, pelo incentivo a produção acadêmica. Ao meu Co-orientador João Marcelo, pois ele é a nossa base de referência em Hidráulica Transiente e Programação Computacional. E, não menos importante,

ao Bruno Araujo, colega de pós-graduação que topou encarar os desafios desta pesquisa e colaborou diretamente na revisão dos resultados e do textos deste artigo.

Nomenclatura

a	Celeridade ou Velocidade da Onda de Pressão
A	Área da seção transversal da tubulação
A(t), B(t), C(t)	Coefficientes da equação característica do contorno do WCM
b	Constantes do WCM
C	Coefficiente de rugosidade de Hazen-Williams
C_N	Condição ou Número de Courant
D	Diâmetro da tubulação
E	Módulo de Elasticidade de Young
f	Fator de atrito
F_1, F_2	Constantes do WCM
g	Aceleração da gravidade
h	Número de horas de funcionamento do sistema elevatório
H	Carga Piezométrica
Ht	Primeira derivação da carga em relação ao tempo
Hx	Primeira derivação da carga em relação ao comprimento
L	Comprimento da tubulação
L_1, L_2	Operadores lineares do MOC
V	Velocidade da água na tubulação
V_t	Primeira derivação parcial da velocidade em relação ao tempo
V_x	Primeira derivação parcial da velocidade em relação ao comprimento
Q	Vazão volumétrica do sistema
Re_y	Número de Reynolds

REFERÊNCIAS

- [1] D. J. Wood, S. Lingireddy, P. F. Boulos. Pressure Wave Analysis of Transient Flow in Pipe Distribution Systems. Pasadena: MWH Soft. 2005.
- [2] P. F. Boulos, D. J. Wood, S. Lingireddy. "Shock and Water Hammer Loading". Pressure Vessels and Piping Systems. Encyclopedia of Life Support Systems (EOLSS). 2015, pp. 1-32.
- [3] E.B. Wylie, V.L. Streeter, L.Suo. Fluid Transients in Systems. NJersey, USA. Prentice Hall, 1993.
- [4] M. H. Chaudhry. Applied Hydraulic Transients, 3^a Ed. Columbia: Springer. 2014.
- [5] J.C.M. Barbosa, J. N. A. Costa, B. A. Paiva, V. C. Sanders Neto e M. A. H. de Castro, "Modelagem computacional de transientes hidráulicos em ventosas de tríplice função e non slam considerando as curvas de admissão e expulsão de ar comerciais," XXVIII Congresso Latinoamericano de Hidráulica, Buenos Aires/Argentina vol. 1. 2018, pp. 259-269.
- [6] B. S. Jung, P. F. Boulos, D. J. Wood. e C. M. Bros, "A lagrangian wave characteristic method for simulating transient water column separation," Journal AWWA, vol. 101, no. 6. 2009, pp. 64-73.
- [7] D. Ramalingam, S. Lingireddy, D. J. Wood. "Using the WCM for transient modelling of water distribution networks," Journal AWWA. vol. 101, no. 2. 2009, pp. 75-89.

MODELO NUMÉRICO E EXPERIMENTAL DEL PROCESO DE LLENADO DE UNA CONDUCCIÓN SIMPLE CON VÁLVULA DE AIRE

Oscar E. Coronado-Hernández¹, Vicente S. Fuertes-Miquel², Mohsen Besharat³, Helena M. Ramos⁴

1. INTRODUCCIÓN

El proceso de llenado en conducciones de agua debe realizarse con mucho cuidado para evitar sobrepresiones que pongan en riesgo la estabilidad de la tubería. En este sentido, la selección de una válvula de aire adecuada para la instalación brinda mayor fiabilidad al sistema debido a que expulsa el aire necesario. En esta investigación, se presenta el modelo matemático y su verificación experimental para estudiar el proceso de llenado con una válvula de aire localizada en el extremo de la conducción. La conducción analizada tiene una longitud de 7.3 m y un diámetro nominal DN63. La válvula de aire de referencia S050 (A.R.I.) tiene un orificio de diámetro 3.175 mm. Los resultados experimentales fueron obtenidos en el laboratorio de hidráulica del Instituto Técnico Superior de la Universidad de Lisboa.

2. COMPARACIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO VS. DATOS EXPERIMENTALES

El proceso de llenado se realiza en una conducción de diámetro nominal DN63 con resistencia PN16. Se han empleado presiones en el calderín de 0.2, 0.5, 0.75 y 1.25 bar. Se ha instalado un transductor en el punto en donde se localiza la válvula de aire para conocer las presiones alcanzadas por la bolsa de aire. La presión inicial de la bolsa de aire es la atmosférica (1 bar).

En la Figura 1 se presenta la comparación del modelo matemático propuesto por Fuertes-Miquel et al. (2016) y Coronado-Hernández et al. (2018) con los datos experimentales para dos casos: (i) cuando no se han instalado válvulas de aire; y (ii) cuando se instala una válvula de aire ARI modelo S050. El modelo matemático desarrollado por los autores considera la ecuación del modelo rígido, la interfaz aire-agua, el modelo politrópico, la ecuación de continuidad de la bolsa de aire y la ecuación característica de la válvula de aire.

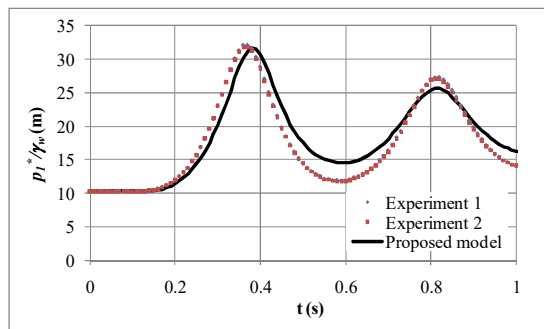
En ambos casos, llenado sin válvula de aire y llenado con una válvula de aire instalada en el punto alto, se han realizado 12 mediciones distintas cambiando las condiciones del ensayo. Cada medición se repitió un mínimo de 2 veces para asegurar la repetibilidad de los ensayos realizados. Todo el conjunto de datos experimentales recopilados en los ensayos permite validar el modelo matemático propuesto por los autores y comprobar los rangos de aplicabilidad del modelo.

¹ Facultad de Ingeniería, Universidad Tecnológica de Bolívar, Cartagena 131001, Colombia. ocoronado@ufb.edu.co

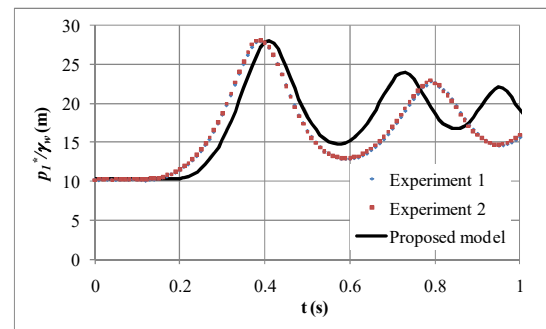
² Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, Universitat Politècnica de València, Valencia 46022, España

³ Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura, CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa 1049-001, Portugal

⁴ Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura, CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa 1049-001, Portugal



a) Sin válvula de aire



b) Con válvula de aire ARI modelo S050

Figura 1. Resultados de la presión absoluta durante el proceso de llenado para una presión en el calderín de 0.75 bar y una bolsa de aire de 0.46 m

3. CONCLUSIONES

El modelo matemático desarrollado por los autores es capaz de predecir el comportamiento de la presión absoluta en la bolsa de aire durante el proceso de llenado con válvulas de aire y sin este dispositivo. La válvula de aire instalada es la adecuada para esta instalación y no genera sobrepresiones que ponen en riesgo la instalación.

REFERENCIAS

- [1] V.S. Fuertes-Miquel, P.A. López-Jiménez, F.J. Martínez-Solano y G. López-Patiño, “Numerical modelling of pipelines with air pockets and air valves”, Canadian Journal of Civil Engineering, 43 (12), 2016.
- [2] O.E. Coronado-Hernández, V.S. Fuertes-Miquel, M. Besharat y H.M. Ramos, “A parametric sensitivity analysis of numerically modelled piston-type filling and emptying of an inclined pipeline with an air valve”, 13th International Conference on Pressure Surges, 2018.

SOBREPRESIONES GENERADAS POR VÁLVULAS DE AIRE SOBREDIMENSIONADAS DURANTE EL PROCESO DE LLENADO DE CONDUCCIONES

Oscar E. Coronado-Hernández¹, Vicente S. Fuertes-Miquel², Mohsen Besharat³, Helena M. Ramos⁴

RESUMEN

En este trabajo se presenta el análisis experimental del proceso de llenado de agua en una conducción presurizada que hay disponible en el laboratorio de hidráulica del Instituto Técnico Superior de la Universidad de Lisboa (Portugal). El estudio ha permitido analizar el efecto que producen las válvulas de aire sobredimensionadas. La instalación de válvulas de aire demasiado grandes provoca un aumento importante de las sobrepresiones que se producen en la bolsa de aire en el interior de la tubería. Estas sobrepresiones, lógicamente, son superiores a las que se producen cuando las válvulas de aire están bien dimensionadas, pudiendo incluso ser superiores a cuando no se instalan válvulas de aire. Los análisis efectuados demuestran que el efecto del cierre dinámico de las válvulas de aire no es el responsable del fenómeno presentado en esta investigación.

PALABRAS CLAVE

Llenado de tuberías, válvulas de aire, medidas experimentales, transitorios hidráulicos

1. INTRODUCCIÓN

Las bolsas de aire atrapadas en sistemas hidráulicos presurizadas causan muchos problemas debido a su baja densidad y a su alta compresibilidad [1-3]. Durante el proceso de llenado de agua en conducciones presurizadas, las bolsas de aire son comprimidas por la columna de agua alcanzando sobrepresiones importantes [4,5]. Estas sobrepresiones podrían ocasionar la rotura de una tubería a presión, si la presión nominal de la misma es inferior a la máxima sobrepresión alcanzada. En este sentido, las válvulas de aire juegan un rol muy importante durante el proceso de llenado debido a que deben expulsar la cantidad de aire requerido con el fin de evitar que la instalación alcance estas sobrepresiones [6,7]. Sin embargo, si estas válvulas de aire se sobredimensionan, entonces las sobrepresiones generadas pueden ser mayores incluso cuando no se han instalado estos dispositivos.

Lingireddy et al. [8] propusieron formulaciones que permiten estimar los valores máximos de presión que alcanza la bolsa de aire durante el proceso de llenado para distintos tamaños de orificio. Mostraron que, para algunas situaciones, cuando se tienen orificios muy grandes, entonces se alcanzan sobrepresiones importantes similares a las obtenidas con orificios más pequeños.

¹ Facultad de Ingeniería, Universidad Tecnológica de Bolívar, Cartagena 131001, Colombia. ocoronado@ufb.edu.co

² Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, Universitat Politècnica de València, Valencia 46022, España

³ Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura, CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa 1049-001, Portugal

⁴ Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura, CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa 1049-001, Portugal

Los autores han desarrollado un modelo matemático que permite simular el proceso de llenado de conducciones presurizadas cuando las válvulas de aire han sido dimensionadas correctamente. El modelo matemático propuesto está basado en las siguientes formulaciones [1,2]: el modelo de columna rígida para simular la columna de agua, el modelo flujo pistón para considerar la interacción agua-aire, el modelo politrópico para simular el comportamiento de la bolsa de aire, la ecuación de continuidad de la bolsa de aire y la ecuación característica de la válvula de aire. Sin embargo, aún no existe un modelo matemático que permita predecir las sobrepresiones generadas por las válvulas de aire sobredimensionadas.

El objeto de esta investigación es mostrar experimentalmente como las válvulas de aire sobredimensionadas ocasionan, lógicamente, mayores sobrepresiones que las válvulas de aire dimensionadas correctamente. Además, estas sobrepresiones pueden ser incluso mayores que las producidas cuando no se han instalado válvulas de aire. Todavía no se ha desarrollado un modelo matemático que permita conocer el comportamiento del proceso de llenado con válvulas de aire sobredimensionadas. Además, cuando se tiene una conducción de perfil irregular, se produce la transición de un flujo a presión a un flujo a superficie libre [9,10], situación que es más compleja de analizar con los modelos actuales de llenado de tuberías.

Se ha analizado experimentalmente el proceso de llenado de agua en una conducción de 7.3 m de longitud con un diámetro nominal DN 63 mm, en donde se utilizaron dos válvulas de aire de referencias S050 (con un orificio de diámetro 3.175mm) y D040 (con un orificio de diámetro 9.375 mm). También se estudió el llenado de la conducción sin válvula de aire, pero con un orificio que permite la expulsión de aire con un diámetro interno de 7.0 mm. Todas las mediciones experimentales fueron realizadas en el laboratorio de hidráulica del Instituto Técnico Superior de la Universidad de Lisboa (Portugal).

2. DATOS EXPERIMENTALES Y RESULTADOS

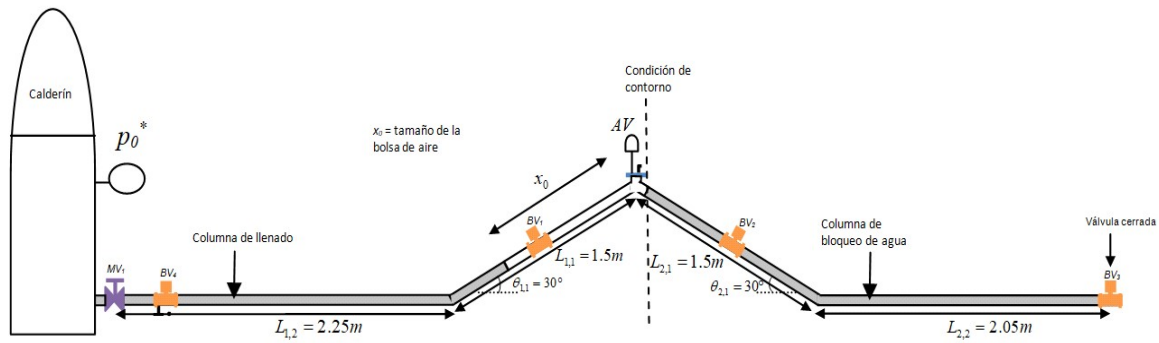
2.1 Banco experimental

El análisis del proceso de llenado se realizó para una conducción inclinada 30° con un diámetro nominal DN 63 mm y una presión nominal PN 16 bar. Se analizaron cuatro escenarios diferentes:

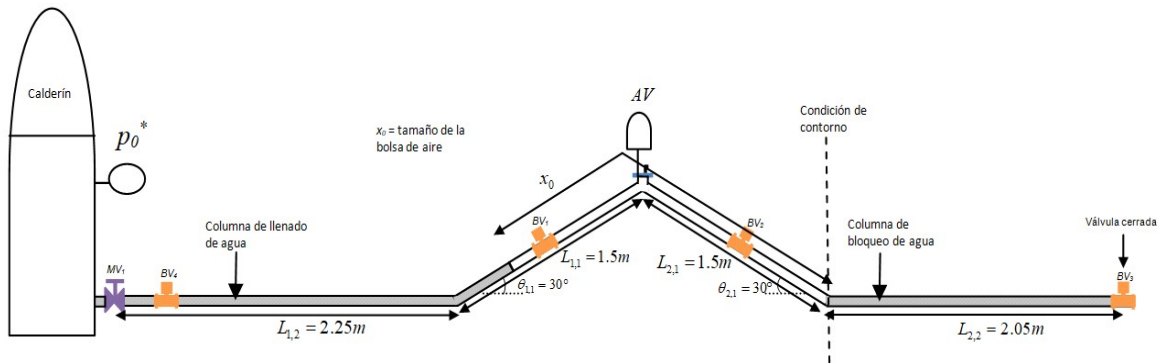
- (i) sin válvula de aire,
- (ii) con una válvula de aire de referencia D040 (A.R.I.) con un orificio de diámetro 9.375 mm instalada en el punto más alto de la instalación,
- (iii) con una válvula de aire de referencia S050 (A.R.I.) con un orificio de diámetro 3.175 mm, y
- (iv) sin válvula de aire, pero con un orificio de diámetro 7 mm.

En el tanque hidroneumático se consideraron presiones manométricas de 0.2, 0.5, 0.75 y 1.25 bar. También se consideraron tamaños de bolsas de aire con longitudes 0.96 y 2.86 m.

En la Figura 1 se presentan las características del banco experimental donde se han realizado los ensayos, indicando las principales características de la instalación.



a) Configuración cuando se tienen bolsas de aire entre 0.96 y 1.36 m



b) Configuración cuando se tienen bolsas de aire entre 1.96 y 2.86 m

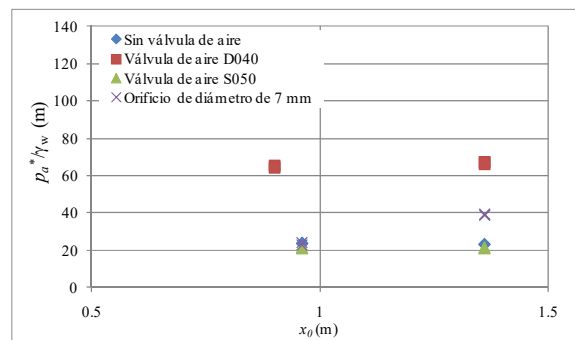
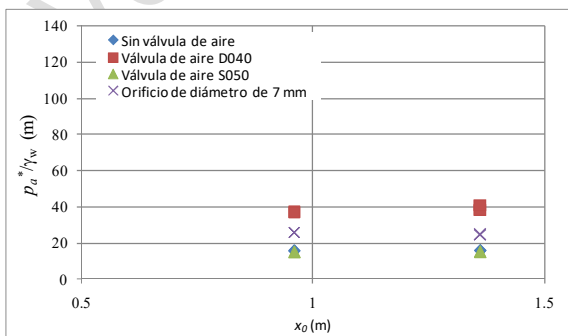
Figura 1. Banco experimental empleado

2.2 Resultados

En las Figuras 2 y 3 se presentan los resultados de los valores máximos de sobrepresión alcanzada durante el fenómeno transitorio para tamaños de bolsas de aire entre 0.96 y 1.36 m (Figura 2) y entre 1.96 y 2.86 m (Figura 3), para 4 diferentes presiones manométricas en el calderín entre 0.2 y 1.25 bar.

Los resultados experimentales confirman que cuando se utiliza la válvula de aire S050 (con un diámetro del orificio de 3.175 mm) se logran reducir las sobrepresiones en todos los experimentos con relación a la condición cuando no se ha instalado ninguna válvula de aire, y por tanto podría ser recomendada para este tipo de instalación.

La sobrepresión máxima generada en todos los casos se alcanza con una presión manométrica en el calderín de 1.25 bar y una bolsa de aire de 0.96 m (ver Figura 2). Lógicamente, cuanto mayor es la presión en el calderín mayor es la sobrepresión alcanzada durante el transitorio. Por otro lado, cuanto menor es el tamaño de la bolsa de aire mayor es la sobrepresión alcanzada.



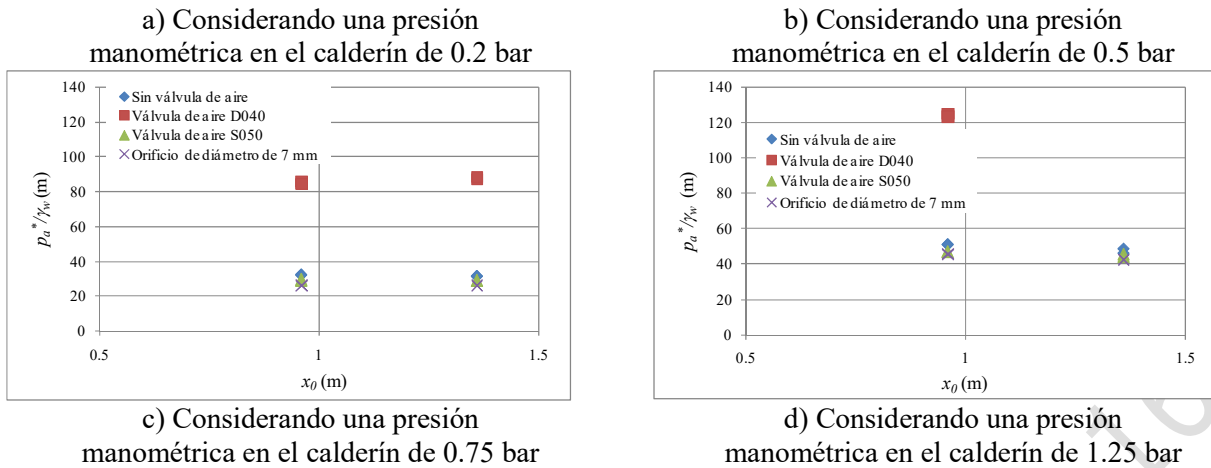
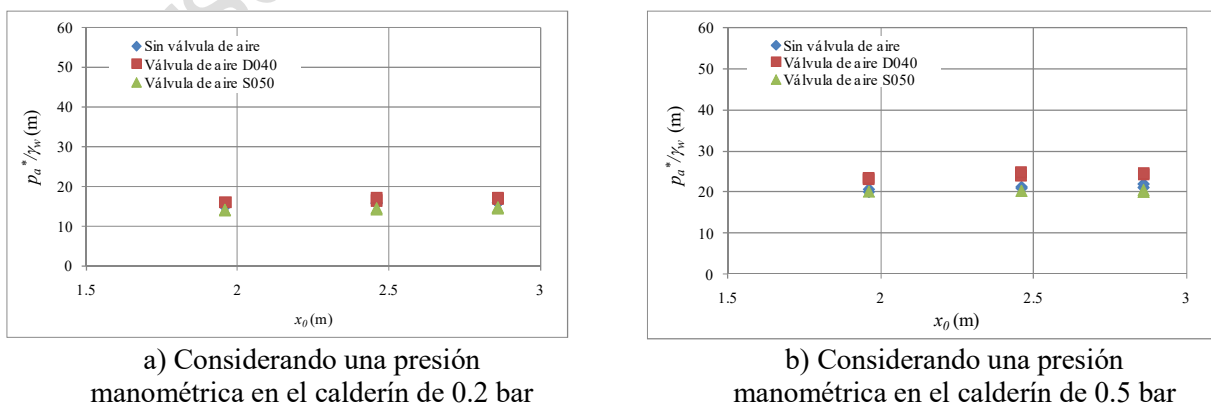
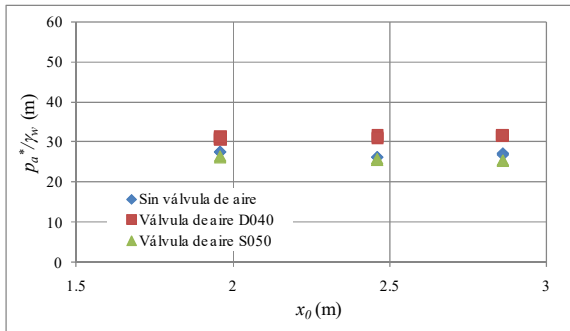


Figura 2. Presiones máximas durante el llenado para bolsas de aire de 0.96 y 1.36 m

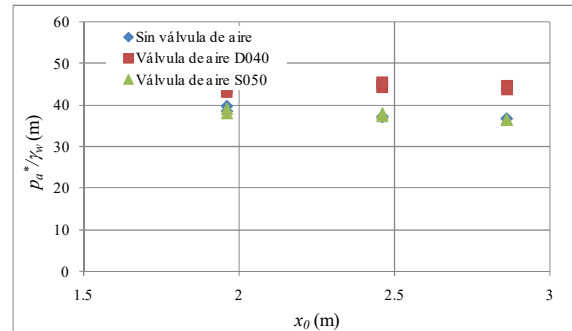
Cuando se utiliza la válvula de aire S050 se obtiene una sobrepresión máxima de 46.96 m, la cual es inferior a la obtenida cuando no se instala ningún dispositivo (con un valor de 51.05 m). En cambio, cuando se emplea la válvula de aire D040 (de mayor diámetro) se obtiene una sobrepresión máxima de 124.0 m, la cual es 2.6 veces mayor que la obtenida con la válvula de aire S050. Esta situación evidencia que cuando se sobredimensionan las válvulas de aire se obtienen presiones que pueden ser muy superiores a cuando se instala la válvula de aire correcta o incluso cuando no se ha instalado este dispositivo. Por otro lado, cuando se emplea el orificio con un diámetro de 7 mm, se observa que para una presión en el calderín de 0.2 bar el orificio actúa como si fuese una válvula de aire sobredimensionada; no obstante, para presiones en el calderín de 0.75 y 1.25 bar, el orificio logra expulsar el aire de manera adecuada reduciendo las presiones incluso mucho más que la válvula de aire S050. Por ejemplo, para una presión de 1.25 bar y una bolsa de aire de 0.96 m, se obtiene una sobrepresión máxima de 45.5 m.

Para todos los casos, las sobrepresiones mínimas se obtienen para una presión manométrica en el calderín de 0.2 bar. Prácticamente, para bolsas de aire entre 1.96 y 2.86 m se obtienen sobrepresiones muy similares (ver Figura 3). Las sobrepresiones mínimas alcanzadas fueron: cuando se utilizó la válvula de aire D040, se alcanzó un valor de 15.96 m; cuando se usó la válvula de aire S050, se obtuvo un valor de 14.10 m; y cuando no se utilizó ninguna válvula de aire, el valor obtenido fue de 14.91 m. Nuevamente, con la válvula de aire D040 se obtienen las mayores sobrepresiones. Sin embargo, estas sobrepresiones están en el mismo orden de magnitud comparada cuando se utiliza la válvula de aire S050 o cuando no se instala este dispositivo. Los experimentos con el orificio de diámetro 7.0 mm no se pudieron ejecutar para estos tamaños de bolsas de aire debido a que el agua sale de manera no controlada de la instalación.





c) Considerando una presión manométrica en el calderín de 0.75 bar



d) Considerando una presión manométrica en el calderín de 1.25 bar

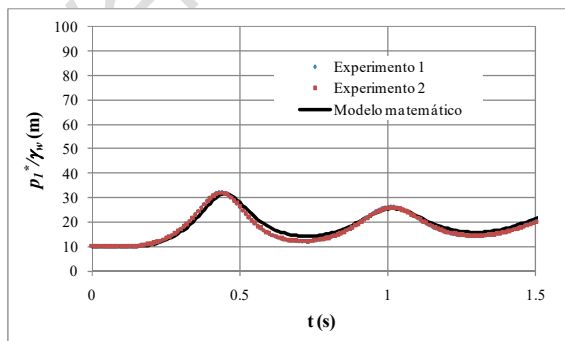
Figura 3. Presiones máximas durante el llenado para bolsas de aire de 1.96, 2.46 y 2.86 m

Por otro lado, se detectó con los resultados obtenidos con el orificio de diámetro 7.0 mm (ver Figura 2b) que, para una presión en el calderín de 0.5 bar, se obtienen resultados muy distintos al considerar bolsas de aire de 0.96 m y de 1.36 m con sobrepresiones máximas de 23.43 m y 39.98 m, respectivamente. Lo anterior implica que, en estos experimentos, el efecto del cierre dinámico de las válvulas de aire no es el responsable de las sobrepresiones máximas generadas por válvulas de aire sobredimensionadas.

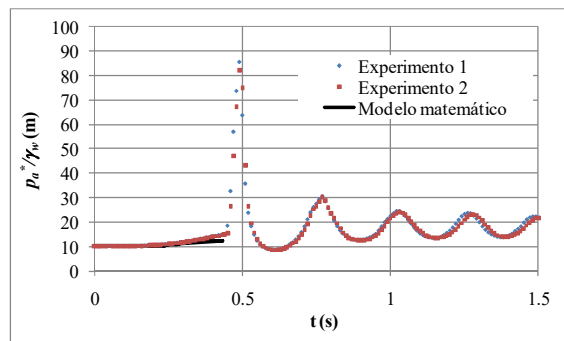
Con el objetivo de comenzar a identificar las causas por las cuales cuando se instala una válvula de aire sobredimensionada se obtienen sobrepresiones muy superiores comparadas a cuando se selecciona adecuadamente una válvula de aire, se procedió a correr el modelo matemático desarrollado por los autores (los resultados obtenidos se muestran en la Figura 4). Las comparaciones entre los resultados del modelo matemático y las medidas experimentales se realizaron para un tamaño de bolsa de aire de 0.96 m con una presión manométrica en el calderín de 0.75 bar.

Del análisis realizado se puede deducir lo siguiente:

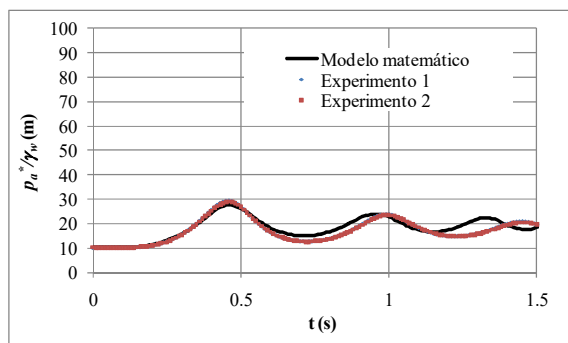
- Por un lado, el modelo matemático desarrollado por los autores logra predecir adecuadamente el comportamiento durante el llenado de la conducción: (i) cuando no se ha instalado una válvula de aire (ver Figura 3a); (ii) cuando se ha instalado la válvula de aire S050 (ver Figura 3c); y (iii) cuando se considera un orificio con un diámetro de 7.0 mm (ver Figura 3d). Las comparaciones representadas en dichas figuras indican que el modelo matemático logra ajustar la evolución de la presión absoluta de la bolsa de aire durante el transitorio.
- Por otro lado, cuando se instala la válvula de aire D040, el modelo matemático no logra ajustar el comportamiento de la evolución de la presión de la bolsa de aire. En este caso, la válvula de aire está sobredimensionada y se alcanzan presiones superiores incluso cuando no hay ventosa instalada. Para esta situación, el modelo no es capaz de predecir el comportamiento durante el transitorio, lo cual parece implicar que algunas suposiciones del modelo no son aplicables en este caso.



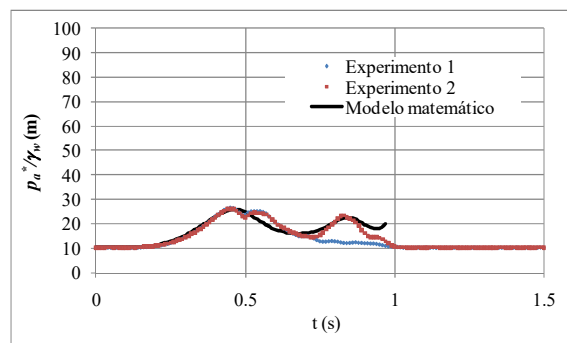
a) Sin válvula de aire



b) Con válvula de aire D040



c) Con válvula de aire S050



d) Con orificio de diámetro 7.0 mm

Figura 4. Comparación del modelo matemático con las medidas experimentales para una presión manométrica en el calderín de 0.75 bar y un tamaño de bolsa de aire de 0.96 m

CONCLUSIONES

En el presente trabajo se han presentado los resultados experimentales obtenidos durante el llenado de una conducción en el laboratorio de hidráulica del Instituto Técnico Superior de la Universidad de Lisboa (Portugal).

Del análisis de los resultados experimentales pueden extraerse diversas conclusiones:

- Cuanto menor es la bolsa de aire mayor es la sobrepresión alcanzada durante el llenado de la conducción.
- Cuando se sobredimensionan las válvulas de aire se pueden alcanzar presiones mucho mayores incluso cuando no se ha instalado este dispositivo.
- En los casos aquí analizados, las sobrepresiones alcanzadas cuando se sobredimensionan las válvulas de aire no son producidas por el efecto del cierre dinámico de estas. Ello se confirmó cuando se utilizó un orificio de diámetro 7.0 mm donde, obviamente, no puede producirse el cierre dinámico.
- Las válvulas de aire deben ser seleccionadas adecuadamente, siendo esta una tarea nada sencilla. Si la válvula de aire es demasiado pequeña, no será capaz de expulsar el aire necesario, la bolsa de aire en el interior de la tubería se comprimirá y se alcanzarán importantes sobrepresiones. Pero, si la válvula de aire es demasiado grande, también pueden alcanzarse grandes sobrepresiones que pueden ser muy perjudiciales para la instalación.

Los autores han desarrollado un modelo matemático para el análisis del llenado y vaciado de conducciones presurizadas con y sin válvulas de aire. Dicho modelo matemático logra predecir adecuadamente el comportamiento del proceso de llenado en conducciones presurizadas para dos casos: (i) cuando no existen válvulas de aire instaladas; y (ii) cuando las válvulas de aire han sido seleccionadas correctamente.

Sin embargo, el modelo matemático no funciona correctamente cuando las ventosas están sobredimensionadas. Todavía es necesario profundizar en el tema para conocer las causas de este comportamiento y poder así construir un modelo que sea capaz de simular esta situación adecuadamente.

REFERENCIAS

- [1] O.E. Coronado-Hernández, V.S. Fuertes-Miquel, M. Besharat y H.M. Ramos, “A parametric sensitivity analysis of numerically modelled piston-type filling and emptying of an inclined pipeline with an air valve”, 13th International Conference on Pressure Surges, 2018.

- [2] V.S. Fuertes-Miquel, P.A. López-Jiménez, F.J. Martínez-Solano y G. López-Patiño, “Numerical modelling of pipelines with air pockets and air valves”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 43(12), pp. 1052-1061, doi:10.1139/cjce-2016-0209, 2016.
- [3] E. Wylie y V. Streeter, *Fluid transients in systems*. Ed. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA, 1993.
- [4] J. Izquierdo, V.S. Fuertes, E. Cabrera, P.L. Iglesias y J. García-Serra, “Pipeline start-up with entrapped air”, *Journal of Hydraulic Research*, 37(5), pp. 579-590, doi:10.1080/00221689909498518, 1999.
- [5] S.C. Martins, H.M. Ramos y A.B. Almeida, “Conceptual analogy for modelling entrapped air action in hydraulic systems”, *Journal of Hydraulic Research*, 53(5), pp. 678-686, doi:10.1080/00221686.2015.1077353, 2015.
- [6] AWWA, American Water Works Association, *Manual of water supply practices M51: air release, air-vacuum, and combination air valves*. Denver, USA, 2001.
- [7] L. Ramezani, B. Karney y A. Malekpour, “The challenge of air valves: A selective critical literature review”, *Journal of Water Resources Planning and Management*, 141(10), doi:10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000530, 2015.
- [8] S. Lingireddy, D.J. Wood y N. Zloczower, “Pressure surges in pipeline systems resulting from air releases”, *Journal AWWA*, 96(7), pp. 88-94, doi:10.1002/j.1551-8833.2004.tb10652.x, 2004.
- [9] J.G. Vasconcelos y S.J. Wright, “Rapid flow startup in filled horizontal pipelines”, *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(7), pp. 984–992, doi:10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:7(984), 2008.
- [10] B.C. Trindade y J.G. Vasconcelos, “Modeling of water pipeline filling events accounting for air phase interactions”, *Journal of Hydraulic Engineering*, 139(9), pp. 921-934, doi:10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000757, 2013.

PROPOSIÇÃO DE UM NOVO MODELO PARA A DETERMINAÇÃO DA EQUAÇÃO DA FRAÇÃO DE VAZIOS DE ÁGUA POR MEIO DE ANÁLISES NUMÉRICAS PARA A MODELAGEM COMPUTACIONAL DA CAVITAÇÃO NO GOLPE DE ARÍETE

Bruno Araújo Paiva¹, Vicente de Castro Sanders Neto², João Marcelo Costa Barbosa³,
Marco Aurelio Holanda de Castro⁴

RESUMO

Este artigo aborda a implementação do Modelo de Cavidade de Gás Livre Discreto (DGCM) contendo o MOC como o modelo numérico para a solução das equações da continuidade e momento da Teoria do Golpe de Aríete. Entretanto tem-se como problemática a determinação da fração de vazios, ϵ_v , como condição inicial para a obtenção dos resultados. Isto se dá pois ainda não existe uma forma de se obter tal condição inicial, exceto pela calibração com resultados experimentais, inviabilizando o modelo para projetos de sistemas hidráulicos posteriores. Com isso, se faz proposição uma equação empírica que melhor represente a fração de vazios de água como condição inicial do DGCM, por meio de análises numéricas utilizando o UFC7 como ferramenta para a modelagem computacional da cavitação no golpe de aríete em adutoras. Nisso, realizou-se calibrações valores de ϵ_v , para quatro experimentos, correlacionando-os estes valores em função do Diâmetro, Vazão e Comprimento da Adutora. O intuito é de se verificar qual parâmetro possui melhor correlação, podendo servir como base para a proposição de uma equação empírica para ϵ_v . Nisso, verificou-se que a correlação com a vazão produz melhores resultados quando modelado e comparado com os resultados de um experimento proposto.

Palavras-Chave

Fração de Vazios, Cavitação, Celeridade Variável

1. INTRODUÇÃO

O transitório hidráulico é atribuído a qualquer variação de pressão no sistema hidráulico, normalmente associado a uma mudança no gradiente de velocidade, pode ser provocada por um fechamento ou abertura de válvula, da partida ou da parada no bombeamento ou na mudança operacional de turbinas [1].

Com isso, há uma variação de pressão que gera uma onda com velocidades próximas à velocidade do som. Nisso, existe o risco de o sistema hidráulico ficar danificado ou de entrar em colapso [2]. Para melhor compreensão do transiente hidráulico, efeitos colaterais devem ser considerados, tais como cavitação transitória e separação de coluna [3]

¹ Universidade Federal do Ceará/Doutorando, Campus Pici, Fortaleza – Ceará. brunoaraujoengenheiro@gmail.com

² Universidade Federal do Ceará/Doutorando, Campus Pici, Fortaleza - Ceará

³ Universidade Federal do Ceará/Pós - Doutorado, Campus Pici, Fortaleza - Ceará

⁴ Universidade Federal do Ceará/Orientador, Campus Pici, Fortaleza - Ceará

O principal modelo utilizado para a análise deste fenômeno é o método das características (MOC), com base na Teoria da Coluna Elástica de Água. O MOC possui uma facilidade de aplicação computacional, que amplia o nível de análise técnica através de modelos mais robustos [4].

Levando em conta os efeitos do ar aprisionado em sistemas de tubulação sob pressão, estes podem ser benéficos ou prejudiciais, o resultado depende das características do fluido estudado, a natureza e a causa do transitório [5]. No estado transitório de um sistema, a ocorrência de pressão de vapor pode ser determinada em algumas situações, tais como, baixa carga do sistema, pontos altos do sistema ou situações de rápida produção do transiente. Desse modo, uma cavidade de vapor é produzida no fluxo, ocasionando eventualmente uma separação de coluna no líquido. Posteriormente, na rejunção da coluna líquida, altas pressões são formadas, prejudicando significativamente a tubulação [6].

Apesar das bolhas de ar diminuírem, a velocidade da onda no início do processo transitório, a pressão de pico torna-se maior, principalmente depois da primeira onda de sobrepressão. Um dos principais modelos estudados para a representação do fenômeno da cavitação transitória tem como base para seus cálculos o MOC, tornando um modelo simples, o qual é chamado de Modelo de Cavidade de Gás Livre Discreto (DGCM) [7].

Para aplicação do modelo DGCM, tendo o MOC como o modelo numérico para a solução das equações da continuidade e momento da Teoria do Golpe de Aríete, tem-se que determinar a fração de vazios, ϵ_v , como condição inicial para a obtenção dos resultados. Entretanto, ainda não existe uma forma de se obter tal condição inicial, exceto pela calibração com resultados experimentais, inviabilizando o modelo para projetos de sistemas hidráulicos posteriores.

Com isto, este artigo vem com a proposta de estabelecer uma equação empírica com base nos resultados das simulações computacionais realizadas por [8], como alternativa para a utilização do modelo DGCM em simulações de projetos.

1.1 AS EQUAÇÕES FUNDAMENTAIS E O MÉTODO DAS CARACTERÍSTICAS (MOC)

As equações fundamentais são desenvolvidas com base no teorema fundamental de Reynolds, que por sua vez, teve seu desenvolvimento com base nas biografias consagradas, [9] e [10].

- Equação do momentum:

$$L_1 = gH_x + V_t + \frac{f}{2D}V|V| = 0 \quad (1)$$

- Equação da continuidade:

$$L_2 = H_t + \frac{a^2}{g}V_x = 0 \quad (2)$$

A equação (1) dá a ideia de movimento da onda de pressão [11] e o sinal de positivo ou negativo indica a direção da propagação da celeridade a [9][10]. Por convenção, o sinal positivo de a se refere a movimentação gráfica da esquerda para a direita em modelagem de adutora e sentido horário para redes ramificadas e/ou malhadas.

$$C^+ \rightarrow \begin{cases} \frac{g}{a} \frac{dH}{dt} + \frac{dV}{dt} + \frac{f}{2D}V|V| = 0 \\ \frac{dx}{dt} = +a \end{cases} \quad (3)$$

$$(4)$$

$$C^- \rightarrow \begin{cases} -\frac{g}{a} \frac{dH}{dt} + \frac{dV}{dt} + \frac{f}{2D} V|V| = 0 & (5) \\ \frac{dx}{dt} = -a & (6) \end{cases}$$

Sendo as equações (3) e (5) intituladas como Equações de Compatibilidade [10]. Os dois valores reais para λ foram usados para converter as duas EDPs (Equações 1 e 2) em duas EDOs totais (Equações 3 e 5). Porém as equações (3) e (5) somente serão validadas se as equações (4) e (6) forem satisfeitas.

1.2 O MODELO NUMÉRICO DE CELERIDADE VARIÁVEL

Desenvolveu-se detalhadamente a equação da velocidade de onda em sistema de fluidos sob condição instável [9][10]:

$$a^2 = \frac{K/\rho}{[1 + (K/E) \cdot (D/e) \cdot c_l]} \quad (7)$$

Com o modelo de cavitação base [5], em um mesmo instante é possível ter variações de velocidade de onda devido as variações de propriedade do fluido. Assim sendo, ignorar a variação da velocidade de onda pode levar a erros na previsão do transiente real, então diferente da equação citada anteriormente, introduziu-se um modelo de velocidade de onda variável levando em consideração a variação local dessa velocidade devido ao conteúdo de ar local e seus respectivos efeitos.

$$a_i^{k+1} = \left[\rho_l (1 - \varepsilon_i^k) \cdot \left(\frac{1}{K} + \frac{\varepsilon_i^k}{nP_i^k} + \frac{c_l D}{eE} \right) \right]^{-1/2} \quad (8)$$

O presente modelo depende da fração de vazio em um determinado nó e passo tempo ao longo da tubulação, somado a uma pressão local transitória, além do índice de vazio de vapor inicial e a pressão de vapor, sendo que, os dois últimos são fixos ao longo da simulação:

Se $P_i^{k+1} > P_v$ então (Pressão atual maior que a pressão de vapor)

$$\varepsilon_i^{k+1} = \varepsilon_v \quad (9)$$

Se $P_i^{k+1} = P_v$ então (Pressão atual igual que a pressão de vapor)

$$\varepsilon_i^{k+1} = (\varepsilon_i^k + \varepsilon_v) \quad (10)$$

Também, a condição de estabilidade numérica de Courant, CLF, foi utilizada para o cálculo do Δx :

$$C_N = \frac{a \Delta t}{\Delta x} \quad (11)$$

2 METODOLOGIA

Para a realizar a análise do modelo DGCM a partir de [5], foi implementada uma rotina na linguagem de programação Java com o modelo de cavitação proposto. Esta rotina foi feita com base no Módulo UFC7, [2], que compõe o pacote de programas do Sistema UFC, desenvolvido pelo Laboratório de Hidráulica Computacional (LAHC), do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, pertencente à Universidade Federal do Ceará (DEHA-UFC).

O UFC7 é um módulo desenvolvido para a modelagem do golpe de aríete em adutoras e redes de distribuição de água, integrado com o UFC5, destinado para o projeto e dimensionamento de adutoras.

O sistema funciona como aplicativo em plataforma CAD com foco em propor soluções para projetos de engenharia hídrica, hidráulica e saneamento.

Com base na equação (8), deve-se determinar ε_v , como condição inicial para a modelagem MOC. Entretanto, esta incógnita só pode ser determinada através da calibração do modelo com o resultado de experimentos laboratoriais, assim como os realizados por [4] e [12].

A partir desta premissa, realizou-se a calibração dos valores de ε_v utilizando o UFC7, para o resultado dos experimentos testados por [2], [5], [12] e [13]. Com isso, estabeleceu-se os resultados de ε_v como condição inicial para cada experimento. Tal processo pode ser consultado no trabalho de [8].

Com o auxílio de planilha de cálculo, os valores de ε_v obtidos foram correlacionados com diâmetro, comprimento e vazão especificados nos experimentos supracitados. Por fim, obteve-se as equações empíricas referentes a cada correlação realizada e verificou-se qual equação melhor representa ε_v .

Para saber qual equação tem melhor acurácia em relação a calibração de ε_v com experimentos, testou-se o resultado de cada equação no UFC7 utilizando o modelo do experimento de [12]. Os resultados obtidos da modelagem serão comparados com o resultado experimental e deverão indicar qual a melhor equação empírica para a condição inicial para a fração de vazios.

3 RESULTADOS

3.1 DETERMINAÇÃO DAS EQUAÇÕES EMPÍRICAS PARA A FRAÇÃO DE VAZIOS INICIAL

A partir do trabalho de [8] determinou-se os resultados, como mostra o quadro (1). Com isso, plotou-se a correlação de ε_v , correlacionando-a com diâmetro, comprimento e vazão, conforme a metodologia supracitada. O Resultado das correlações é ilustrado nas figuras (1), (2) e (3):

Quadro 1. Dados DGCM /Experimental [Autor, 2019]

	ε_v	Q (m ³ /s)	L (m)	D (mm)
LESSA	0.0010	0.0004	30.60	38.0
NGUYEN	0.0014	0.0013	163.20	105.3
BERGANT	0.0021	0.0500	441.50	200.0
BARBOSA	0.0029	0.1010	1770.00	300.0

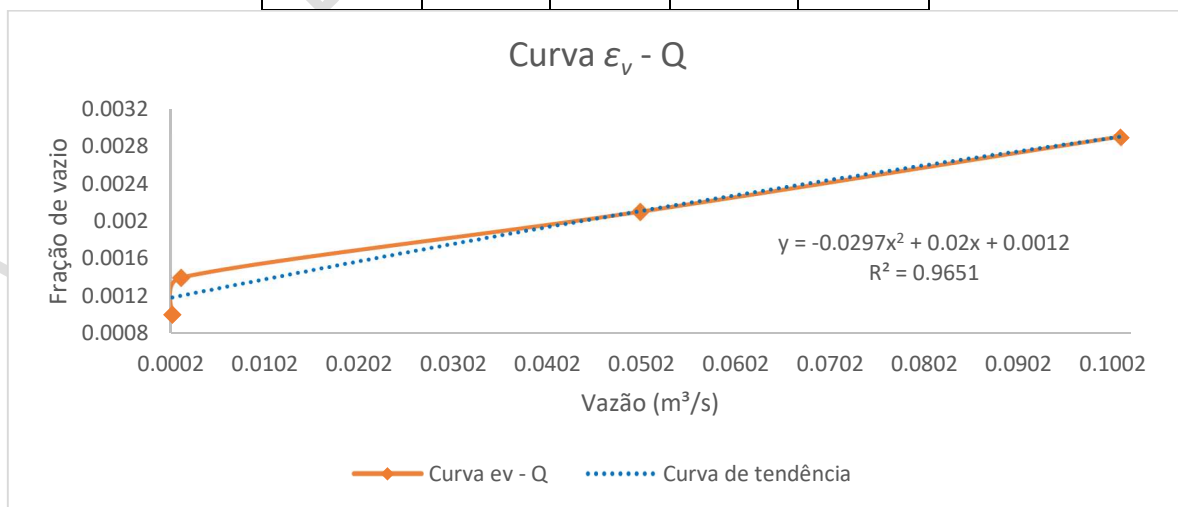


Figura 1. Correlação de ε_v com as vazões dos experimentos

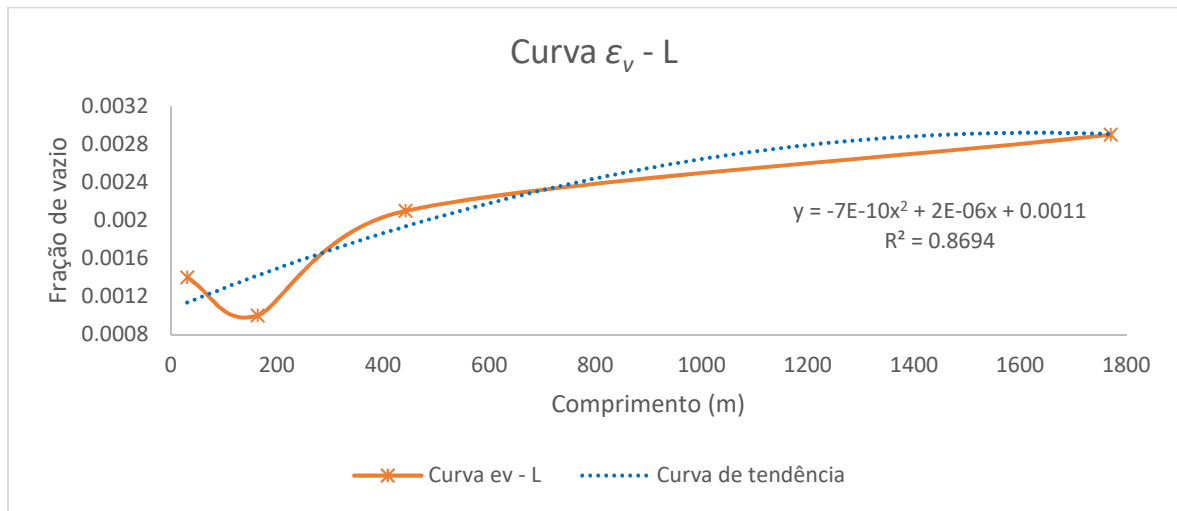


Figura 2. Correlação de ε_v com os comprimentos dos experimentos

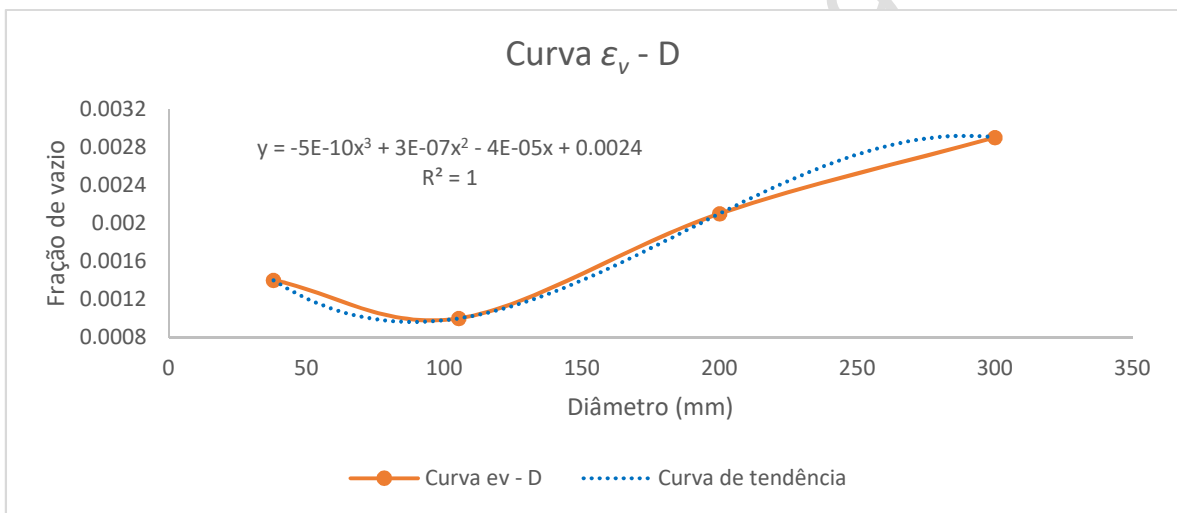


Figura 3. Correlação de ε_v os diâmetros dos experimentos

Gerando as equações empíricas abaixo:

$$\varepsilon_v = 0,0003 * \ln(Q) + 0,0033 \quad (12)$$

$$\varepsilon_v = 0,0004 * \ln(L) - 0,0004 \quad (13)$$

$$\varepsilon_v = -5 \cdot 10^{-10} \cdot (D)^3 + 3 \cdot 10^{-7} \cdot (D)^2 - 4 \cdot 10^{-5} \cdot D^3 + 0,0024 \quad (14)$$

Com as equações empíricas determinadas via correlação, comparou-se os resultados da calibração feita anteriormente com os respectivos resultados obtidos via equação. Com isso, no quadro (2), mostra-se os erros relativos, fruto da comparação entre resultados.

Quadro 2. Erro relativo das equações obtidas [Autor, 2019]

	ε_v	$\varepsilon_v - Q$	Erro relativo (Q)	$\varepsilon_v - L$	Erro relativo (L)	$\varepsilon_v - D$	Erro relativo (D)
NGUYEN	0.0014	0.0012	12.46%	0.0012	17.10%	0.0013	8.16%
LESSA	0.0010	0.0012	20.74%	0.0014	40.78%	0.0009	6.94%
BERGANT	0.0021	0.0021	1.23%	0.0018	12.07%	0.0024	14.29%
BARBOSA	0.0029	0.0029	0.59%	0.0024	15.62%	0.0039	34.48%

Portanto, conforme o resultado acima, a equação empírica em função da vazão é a que melhor representa a fração de vazios como condição inicial, nas correlações que foram realizadas. A partir daí, o próximo passo é testar a equação para que seja comparada a um experimento realizado.

3.2 APLICAÇÃO DA EQUAÇÃO EMPÍRICA NA ADUTORA BERGANT E SIMPSON

Através de uma interrupção abrupta de uma bomba centrífuga simulou-se o DGCM utilizando o MOC no UFC7. Como não há dados da fração de vazios disponível, utilizou-se a equação empírica em função da vazão para determinar a condição inicial para o modelo. Utilizou-se como dados de entrada, plotando-se o sistema hidráulico na interface no aplicativo, com a leitura dos dados do teste realizado por [12].

Quadro 3. Dados de entrada [12]

TRECHOS	1	2	3
COTA MONTANTE (m)	5	5	377
COTA JUSANTE (m)	5	377	377
COMPRIMENTO (m)	33.1	371	37.4
DIÂMETRO (mm)	200	200	200
TIPO DE ANCORAGEM	Ancorado contra movimento longitudinal	Ancorado contra movimento longitudinal	Ancorado contra movimento longitudinal
TIPO DE MATERIAL	aço	aço	aço
RUGOSIDADE (mm)	2.35	2.35	2.35

Quadro 4. Dados de entrada, continuação [12]

BOMBA	
NÚMERO DE BOMBAS NO SISTEMA	1
VAZÃO TOTAL DO SISTEMA (m ³ /s)	0.05
NÚMERO DE ROTAÇÕES POR BOMBA (rpm)	1485
VAZÃO INICIAL DE UMA BOMBA (m ³ /s)	0.05
ALTURA MONOMÉTRICA (m)	382
ROTAÇÃO DE MAIOR EFICIENCIA (rpm)	1485
RENDIMENTO DA BOMBA	0.45
MOMENTO DE INERCIA (Kg.m ²)	21.8

Quadro 5. Dados de entrada, simulação [12]

DADOS DA SIMULAÇÃO	
DURAÇÃO DA SIMULAÇÃO (s)	10
DIVISÕES DO MENOR TRECHO	20

DENSIDADE DO FLUIDO (Kg/m ³)	999
MÓDULO DE ELASTICIDADE (Pa)	2,19E+09
VISCOSIDADE CINEMÁTICA (m ² /s)	1,00*E-06

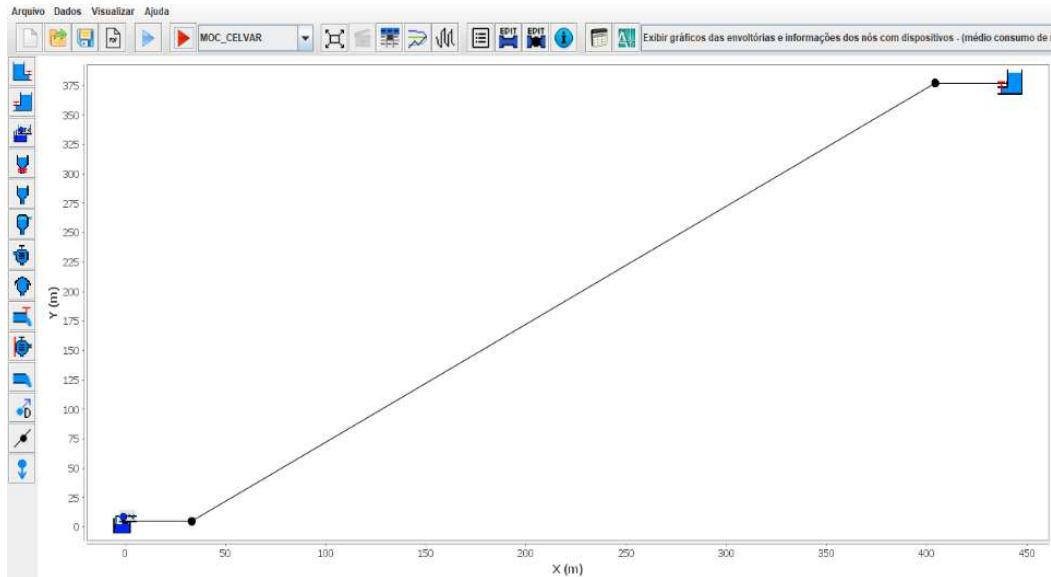


Figura 4. Interface UFC7 com a leitura dos testes de [12]

Realizou-se a simulação com uma fração de vazios $\varepsilon_v = 0.0024$, obtida através da equação, com vazão $0,05 \text{ m}^3/\text{s}$. No nó 1 foi comparado com os dados resultantes do MOC - DGCM - EXPERIMENTAL, posteriormente nos nós 2 e 3 checou-se entre o MOC - DGCM, a seguir seguem os resultados, vale ressaltar que as comparações entre as variações de vazões são entre MOC - DGCM em todos os nós.

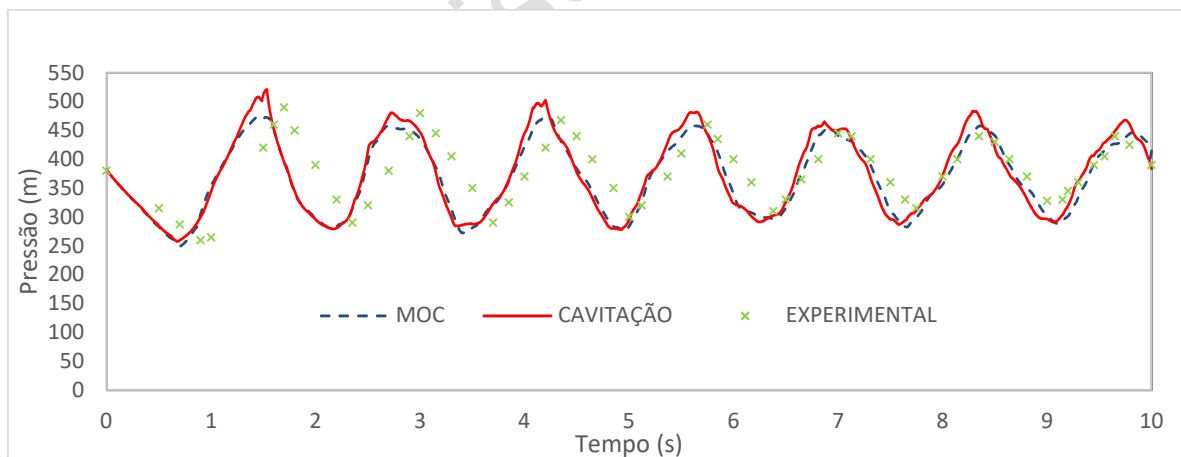


Figura 5. Variação de pressão, nó 1

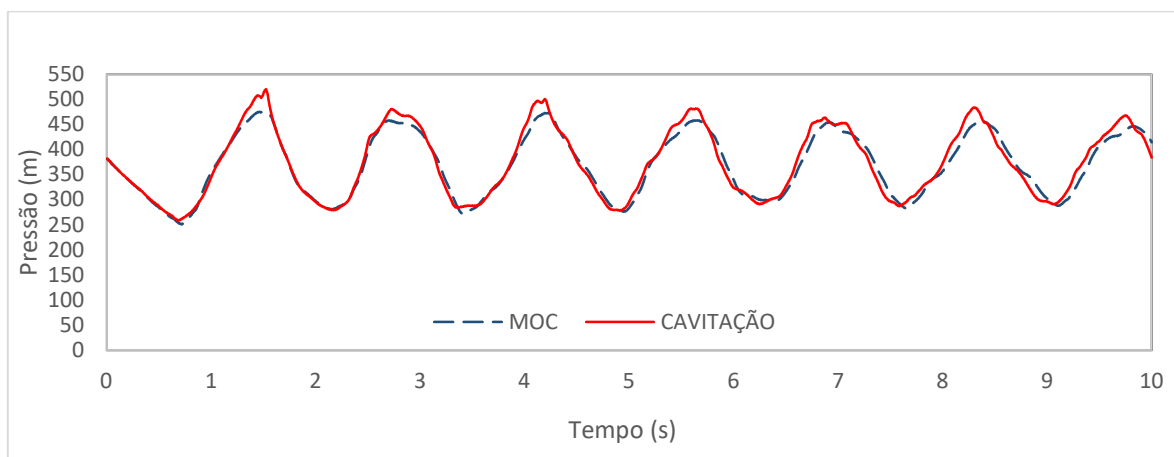


Figura 6. Variação de pressão, nó 2

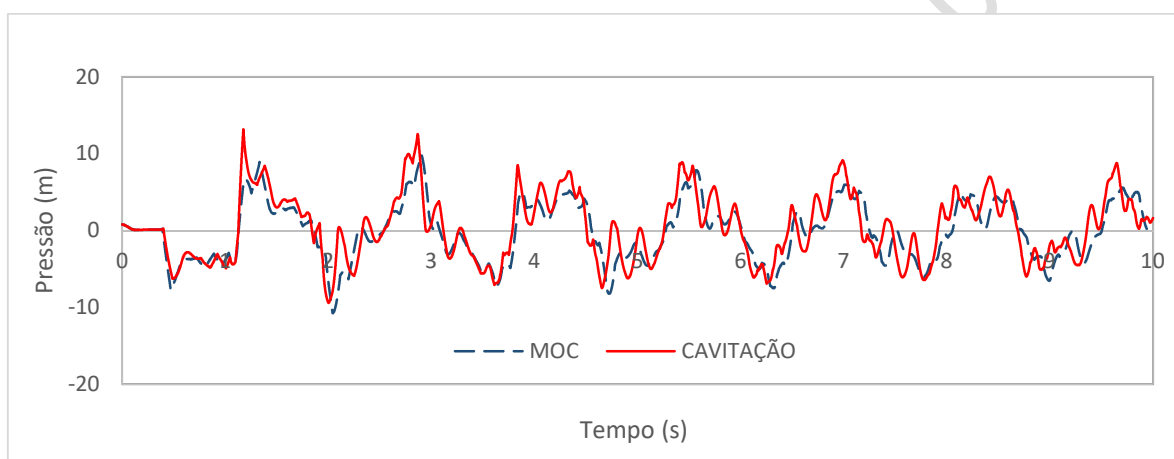


Figura 7. Variação de pressão, nó 3

4 CONCLUSÕES

Com o resultado ilustrado nas figuras (5), (6) e (7), com a sobreposição dos resultados do experimento de [12] a variação de pressão obtida através do modelo DGCM gera resultados próximos às pressões medidas no experimento. Nota-se também maior proximidade do modelo DGCM em relação ao MOC. Portanto, verificando a validade da equação empírica em função da vazão para a condição inicial da fração de vazios durante o transitório hidráulico.

Para a maior acurácia da abordagem empírica, mais testes experimentais devem ser realizados para compor os dados para a análise das equações empíricas. E, com isso, conceder mais confiabilidade ao DGCM.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pelo apoio e financiamento desta pesquisa. Agradeço ao meu orientador, Professor Marco Aurélio, pelo incentivo à produção acadêmica. Ao meu Co-orientador João Marcelo, pois ele é a nossa base de referência em Hidráulica Transiente e Programação Computacional. E, não menos importante, ao Vicente de Castro, colega de pós-graduação que topou encarar os desafios desta pesquisa e colaborou diretamente na revisão dos resultados e dos textos deste artigo.

Nomenclatura

a	Celeridade
$a_i^{(k+1)}$	Celeridade da onda em um passo de tempo k (atual) num trecho i
c_l	Parâmetro adimensional referente à restrição do tubo no sistema
C_N	Condição de Courant
D	Diâmetro do tubo
e	Espessura da parede do tubo
E	Módulo de Young/Elasticidade do material
F	Fator de atrito de Darcy-Weisbach
g	Aceleração da gravidade
H	Carga de pressão
K	Módulo de elasticidade volumétrica de um fluido
P_i^k	Pressão na tubulação em um passo de tempo k (anterior) num trecho i
$P_i^{(k+1)}$	Pressão na tubulação em um passo de tempo k (atual) num trecho i
P_v	Pressão de vapor de um líquido
V	Velocidade média do fluido na seção transversal do tubo
ε_v	Fração de vazio inicial
ε_i^k	Fração de vazio em um passo de tempo k (anterior) num trecho i
$\varepsilon_i^{(k+1)}$	Fração de vazio em um passo de tempo k (atual) num trecho i
ρ	Massa Específica de um fluido

REFERÊNCIAS

- [1] U. Karadžić et al. “Water Hammer and Column Separation Induced by Simultaneous and Delayed Closure of Two Valves”. *Strojnicki Vestnik/Journal of Mechanical Engineering*, vol. 64, no. 9, 2018.
- [2] J. C. M. Barbosa et al, “Modelagem computacional de transientes hidráulicos em ventosas de tríplex função e non slam considerando as curvas de admissão e expulsão de ar comerciais,” XXVIII Congresso Latinoamericano de Hidráulica, Buenos Aires/Argentina vol. 1. 2018, pp. 259-269.
- [3] A. Adamkowski, M. Lewandowsky. “A new method for numerical prediction of liquid column separation accompanying hydraulic transients in pipelines”. *Journal of fluids engineering*, vol. 131, no. 7. 2009, pp. 071302.
- [4] A. K. Soares et al. “Investigation of transient vaporous cavitation: experimental and numerical analyses”. *Procedia Engineering*, vol. 119. 2015, pp. 235-242.
- [5] D. T. Nguyen. *Fluid Transients in Complex Systems with Air Entrainment*. 2009. 161 f. Tese (Doutorado) – National University of Singapore, Singapore, 2009.
- [6] V. C. Santoro et al. “Developments and Limits of Discrete Vapor Cavity Models of Transient Cavitating Pipe Flow: 1D and 2D Flow Numerical Analysis”. *Journal of Hydraulic Engineering*, vol. 144, no. 8. 2018, pp. 04018047.
- [7] B. Ivljanin et al. “Water hammer with non-equilibrium gas release”. *International Journal of Pressure Vessels and Piping*, vol. 165. 2018, pp. 229-240.
- [8] B. A. Paiva. *Proposição de um novo modelo para a simulação computacional da cavitação resultante do golpe de aríete em adutoras*. 2019. 123 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2019.

- [9] E. B. Wylie et al. Fluid Transient in Systems. New Jersey: Prentice Hall. 1993.
- [10] M. H. Chaudhry. Applied Hydraulic Transients, 3^a Ed. Columbia: Springer. 2014.
- [11] D. J. Wood et al. Pressure Wave Analysis of Transient Flow in Pipe Distribution Systems. Pasadena: MWH Soft. 2005.
- [12] A. Bergant, A. R. Simpson. “Interface model for transient cavitating flow in pipelines”. Unsteady flow and fluid transients, vol. 6. 1992, pp. 333-342.
- [13] R. C. Lessa. Transientes hidráulicos em sistemas complexos de adução de água. 1984. 134 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1984.

Versão Provisória 2019-07-16

INCERTIDUMBRES Y CONSIDERACIONES PRÁCTICAS EN LOS MODELOS MATEMÁTICOS PARA EL LLENADO Y VACIADO DE CONDUCCIONES PRESURIZADAS

Vicente S. Fuertes-Miquel¹, Oscar E. Coronado-Hernández², Pedro L. Iglesias-Rey³, Daniel Mora-Meliá⁴, F. Javier Martínez-Solano⁵

RESUMEN

Las maniobras de llenado y vaciado son operaciones habituales cuando se están operando, controlando o manejando redes de distribución de agua. Normalmente, estas operaciones son ejecutadas siguiendo recomendaciones típicas de manuales técnicos. Recientemente, se han desarrollado modelos matemáticos que permiten simular y analizar las operaciones de llenado y vaciado. No obstante, existen diversas fuentes de incertidumbre que no son tenidas en cuenta, las cuales pueden afectar significativamente en los resultados de las presiones extremas alcanzadas. Dentro de estas fuentes de incertidumbre pueden destacarse: un factor de fricción constante, un coeficiente politrópico constante, los tamaños de las bolsas de aire y el comportamiento de las ventosas. Adicionalmente, este trabajo muestra también algunas consideraciones prácticas que deben tenerse en cuenta a la hora de ejecutar este tipo de maniobras. Finalmente, se presenta un resumen de los posibles trabajos futuros que deben realizarse para seguir profundizando en este campo.

PALABRAS CLAVE

Llenado de tuberías, vaciado de tuberías, válvulas de aire, transitorios hidráulicos

INTRODUCCIÓN

En la actualidad las operaciones de llenado y vaciado en conducciones de agua son realizadas siguiendo recomendaciones de manuales técnicos o de fabricantes, sin conocer demasiado bien las relaciones hidráulicas y termodinámicas que están ocurriendo. Un buen entendimiento del proceso es muy importante, puesto que las operaciones de llenado y vaciado pueden causar grandes sobrepresiones y depresiones, respectivamente, con consecuencias que pueden ser catastróficas. Dependiendo del tipo de tubería y las condiciones de instalaciones, estas operaciones pueden ocasionar una rotura del sistema. Recientemente, se han desarrollado diversos modelos matemáticos para predecir el comportamiento durante el llenado y vaciado de las conducciones. En este trabajo se presentan las principales incertidumbres que se tienen a la hora de aplicar estos modelos matemáticos. Dentro de estas fuentes de incertidumbre pueden

¹Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, Universitat Politècnica de València, Valencia, España. vfuentes@upv.es

²Facultad de Ingeniería, Universidad Tecnológica de Bolívar, Cartagena, Colombia

³Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, Universitat Politècnica de València, Valencia, España

⁴Departamento de Ingeniería y Gestión de la Construcción, Universidad de Talca, Curicó, Chile

⁵Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, Universitat Politècnica de València, Valencia, España

destacarse: un factor de fricción y un coeficiente politrópico variable; el desconocimiento real de la localización y el tamaño de las bolsas de aire; y la inapropiada caracterización, en muchos casos, de las válvulas de aire (curvas características y cierre dinámico).

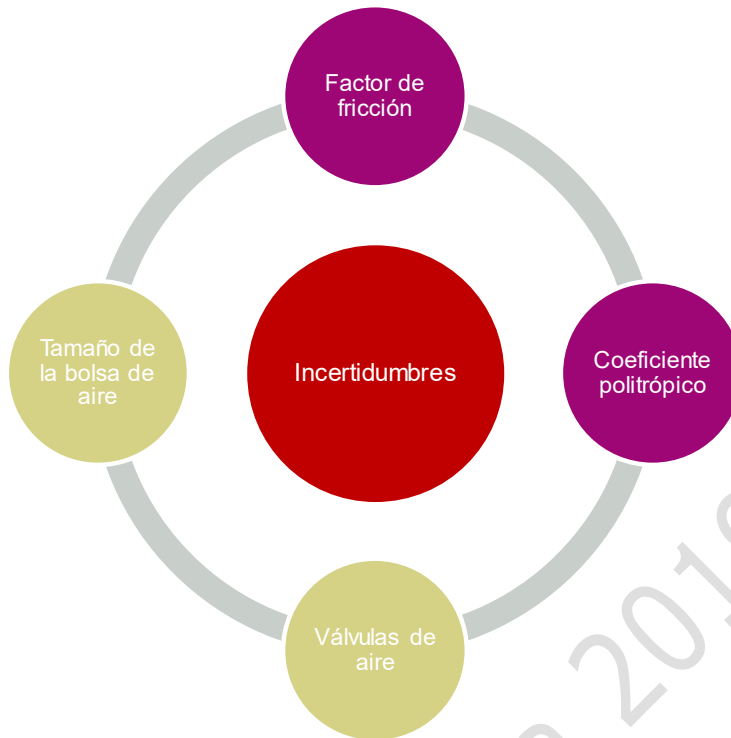


Figura 1. Principales fuentes de incertidumbres en los modelos matemáticos para el llenado y vaciado de conducciones presurizadas

En este trabajo se presentan también algunas consideraciones que deben tenerse en cuenta para el planeamiento de conducciones de agua: recomendaciones de la AWWA [1] para realizar los procesos de llenado y vaciado; criterios de selección de las válvulas de aire; y recomendaciones para seleccionar la rigidez y clase de las tuberías.

INCERTIDUMBRE EN MODELOS ACTUALES

Factor de fricción

El factor de fricción cambia durante los procesos de llenado y vaciado debido a que la velocidad del agua no es constante. Los modelos matemáticos actuales suelen considerar un factor de fricción constante durante todo el fenómeno transitorio [2, 3]. Sin embargo, diversos estudios han desarrollado expresiones para considerar un factor de fricción variable.

Fuertes-Miquel [2] compara los resultados obtenidos utilizando factor de fricción constante y variable. Se concluye que ambos son válidos, pero el factor de fricción variable mejora ligeramente los resultados obtenidos.

Concretamente, se utilizó la expresión propuesta por Brunone, Golia y Greco [4]:

$$J_u = J_s + \frac{k_3}{g} \left(\frac{\partial v}{\partial t} - \frac{\partial v}{\partial s} \right) \quad (1)$$

Cuando se utiliza el modelo rígido, la aceleración convectiva es nula, y la expresión anterior se simplifica:

$$J_u = J_s + \frac{k_3}{g} \frac{dv}{dt} \quad (2)$$

Tal y como se ha comentado, Fuertes-Miquel [2] realizó una comparación entre un factor de fricción constante y uno variable, obteniendo unas discrepancias alrededor de 1.31% (considerando un factor de fricción constante) y 1.05% (considerando un factor de fricción variable) entre los datos experimentales medidos en laboratorio y los resultados del modelo matemático propuesto por los autores (Figura 2).

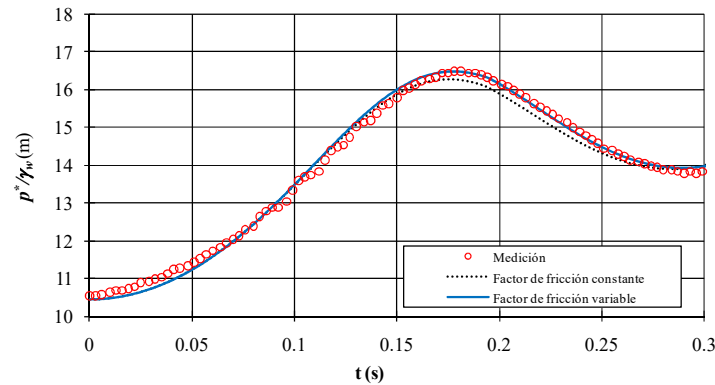


Figura 2. Comparación entre un factor de fricción constante y variable

Esta comparación fue realizada durante el proceso de llenado de agua en una tubería de metacrilato con un diámetro interno de 18.8 mm y una longitud total de 8.62 m. Los resultados muestran que tanto el factor de fricción constante como variable pueden ser implementados para simular la operación de llenado. Sin embargo, la utilización de un factor de fricción variable mejora ligeramente los resultados obtenidos por el modelo. Este tipo de análisis todavía no ha sido estudiado para las maniobras de vaciado.

Coefficiente politrópico

Los modelos actuales también consideran que el coeficiente politrópico se mantiene constante durante las operaciones de llenado y vaciado. Sin embargo, dependiendo de las características de la instalación y de la maniobra, el coeficiente politrópico puede variar a lo largo del transitorio hidráulico, siendo los valores extremos $k = 1.0$ para condiciones isotermas y $k = 1.4$ para condiciones adiabáticas. Por otro lado, muchos estudios consideran un valor intermedio para el coeficiente politrópico ($k = 1.2$). Esto se hace así por desconocimiento, pero el coeficiente politrópico podría tener otro valor y los resultados serían muy diferentes.

Se ha demostrado como la selección de un coeficiente politrópico (ya sea isoterma, intermedio o adiabático) puede inducir diferencias en la determinación de las presiones extremas durante éstas maniobras [5]. En la práctica es difícil conocer el coeficiente politrópico para una instalación particular, por lo cual se acostumbra emplear un coeficiente con un valor de $k = 1.2$ con el fin de representar el comportamiento de conducciones reales.

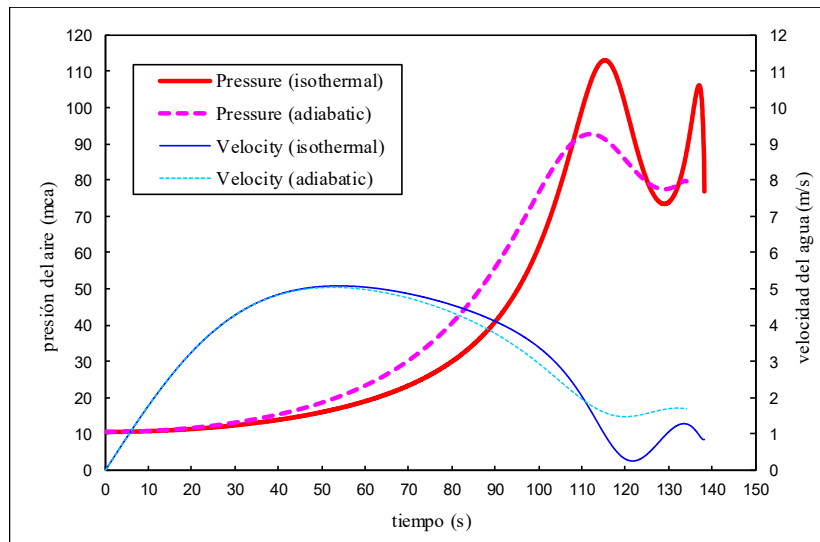


Figura 3. Comparación entre una evolución isoterma y adiabática

Para analizar la importancia que tiene el coeficiente politrópico, se analizó el proceso de llenado para una tubería con una longitud total de 1200 m y un diámetro de 300 mm, con una válvula de aire DN25 instalada en el punto alto. El llenado de dicha instalación fue modelado considerando una evolución isoterma (se alcanza una presión máxima de 92.5 mca) y también suponiendo una evolución adiabática (la presión máxima alcanzada es de 113 mca). Así pues, entre las dos condiciones extremas hay una diferencia del 18% en lo que se refiere a la presión máxima que se alcanza durante el proceso de llenado (Figura 3).

Se observa claramente que la determinación del coeficiente politrópico que modela el comportamiento del aire es fundamental para el análisis del llenado y vaciado. Otra cuestión es si el coeficiente politrópico puede considerarse constante durante todo el fenómeno transitorio. Hay que resaltar que, con respecto a la consideración de un coeficiente politrópico variable con el tiempo para las maniobras de llenado y vaciado de agua en conducciones reales, todavía no hay ningún estudio sobre el tema.

Tamaño de la bolsa de aire

En muchas instalaciones reales se desconoce a priori la localización y el tamaño de la bolsa de aire. Y el tamaño de la bolsa de aire influye mucho en las presiones máximas y mínimas que puede alcanzar la instalación. Una bolsa de aire atrapada pequeña puede generar grandes sobrepresiones o depresiones durante los procesos de llenado o vaciado, respectivamente, cuando las válvulas de aire no han sido instaladas.

Se ha analizado el comportamiento de diferentes tamaños de bolsas de aire en bancos experimentales. Sin embargo, en instalaciones reales es muy difícil controlar el tamaño y localización de las bolsas de aire. Es importante tener en cuenta que con pequeñas bolsas de aire se pueden alcanzar presiones extremas mayores que con grandes bolsas de aire. Por ejemplo, se analizó el comportamiento de una instalación con una longitud total de 3000 m y un diámetro de 300 mm [6]. Cuando el tamaño de la bolsa de aire era de 79 m, la máxima sobrepresión alcanzada era de 277 mca. Sin embargo, con un tamaño de la bolsa de aire de 140 m, la máxima sobrepresión bajaba a 191 mca. Esto es, una importante diferencia del 30% en la máxima presión durante el proceso de llenado de la instalación. Si se instalan válvulas de aire correctamente dimensionadas, estas diferencias se reducen notablemente [7].

Comportamiento de las válvulas de aire

Dos fuentes de incertidumbre fueron identificadas en la caracterización de las válvulas de aire suministrada por los fabricantes. Por un lado, la incertidumbre de las curvas características que facilitan los fabricantes. Ensayar las válvulas de aire no es sencillo porque generar las grandes cantidades de aire que expulsa o admite una válvula de aire es complicado y caro. Esto hace que muchos fabricantes faciliten unas curvas características que no está claro cómo han obtenido y que, en muchos casos, no reflejan la realidad. Por otro lado, también está la incertidumbre del cierre dinámico. La mayoría de válvulas de aire sufren este efecto y, sin embargo, ningún fabricante facilita los datos.

Importantes diferencias fueron detectadas cuando se comparan las curvas suministradas por los fabricantes versus las mediciones realizadas en bancos de ensayo para diferentes tipos de válvulas de aire [8].

Por un lado, el desarrollo de bancos experimentales para ensayar las curvas características de las válvulas de aire durante la fase de llenado y vaciado para grandes orificios es complejo y muy caro, debido a la dificultad que tiene generar en los bancos de ensayo los grandes caudales de aire expulsado/admitido que son necesarios. Debido a esta dificultad, algunos fabricantes no suministran curvas características fiables que permitan una adecuada caracterización del comportamiento de las válvulas de aire. Una caracterización inadecuada es una fuente de incertidumbre externa en los modelos actuales.

Por otro lado, también se tiene la incertidumbre asociada al cierre dinámico de las válvulas de aire, puesto que los fabricantes no suministran los valores cuando este efecto se presenta. Este fenómeno ocurre cuando la velocidad del aire a la salida de la ventosa (en la fase de llenado) es demasiado alto, produciendo una fuerza de sustentación en el flotador, el cual genera un cierre antes de que la columna de agua alcance este dispositivo y dejando una bolsa de aire atrapado que se comprimirá durante el llenado generando grandes sobrepresiones.

La gran mayoría de las válvulas de aire sufren este fenómeno. En cualquier caso, si el cierre dinámico se produce con caudales muy superiores a los caudales de funcionamiento normal, no debería haber ningún problema. Pero, hay válvulas de aire cuyo cierre dinámico se produce a caudales extremadamente bajos y esto si puede ser catastrófico para la instalación. El problema es que los fabricantes no proporcionan nunca el caudal al cual se produce el cierre dinámico de la válvula de aire, lo cual dificulta enormemente simular las operaciones de llenado y vaciado con fiabilidad.

CONSIDERACIONES PRÁCTICAS

Recomendaciones generales

Durante los procesos de llenado y vaciado de agua en conducciones presurizadas se producen sobrepresiones y depresiones, respectivamente, las cuales son generadas por la compresión y expansión de las bolsas de aire en el interior de las tuberías. Las válvulas de aire deben ser instaladas en las conducciones para prevenir sobrepresiones excesivas mediante la expulsión del aire (durante los procesos de llenado) y también para evitar depresiones importantes mediante la admisión de la cantidad suficiente de aire (durante los procesos de vaciado) [1]. Sin embargo, si las válvulas de aire no han sido seleccionadas adecuadamente o si las válvulas de aire no han sido instaladas correctamente o han fallado por problemas de mantenimiento, pueden dar lugar a consecuencias catastróficas.

El proceso de llenado debe ser realizado cuidadosamente mediante maniobras lentas en la operación de las válvulas para producir una expulsión del aire controlada. Una presión diferencial de 2 p.s.i. (13.79 kPa) es recomendada por la American Water Works Association AWWA [1] durante este proceso. El caudal de llenado de agua debe ser similar al caudal de aire expulsado, manteniendo en lo posible una velocidad de agua de 0.3 m/s.

En contraste, durante un proceso de vaciado el volumen de agua debe ser reemplazado por un volumen de aire en una proporción similar con el fin de evitar depresiones. La AWWA [1] recomienda velocidades de vaciado del agua entre 0.3 y 0.6 m/s y una presión diferencial de 5 p.s.i. (34.5 kPa). Si las válvulas de aire no han sido instaladas o han sido sub-dimensionadas, entonces pueden producirse depresiones importantes e incluso es posible que la instalación no se drene completamente.

Selección de las válvulas de aire

La selección de las válvulas de aire durante la fase de expulsión debe considerar distintos aspectos [9]. Si la válvula de aire es demasiado pequeña, entonces no es capaz de expulsar la cantidad necesaria de aire y se generan importantes sobrepresiones. Por otro lado, si la ventosa ha sido sobredimensionada y es demasiado grande, los caudales expulsados son muy elevados y pueden generarse sobrepresiones mayores incluso a cuando no se han instalado estos dispositivos.

Otra consideración importante a la hora de seleccionar las válvulas de aire es el cierre dinámico que se produce como consecuencia del cierre del flotador antes de la llegada de la columna de agua. Cuando una válvula de aire cierra sin haber expulsado todo el aire completamente, entonces la columna de agua comprime la parte restante de la bolsa de aire, produciendo importantes sobrepresiones. La mayoría de las válvulas de aire sufren este fenómeno y, sin embargo, los fabricantes no facilitan información al respecto.

En cambio, durante el proceso de vaciado de agua, las válvulas de aire se seleccionan para proteger la instalación frente a las posibles depresiones. En este caso, cuanto mayor sea la válvula de aire, mayor será la capacidad de admisión y menores serán las depresiones producidas.

En resumen, la selección de las válvulas de aire debe realizar tomando diversas precauciones:

- Cuidado con el sobredimensionado.
- Cuidado con las curvas características de los catálogos.
- Cuidado con el “cierre dinámico”.
- Cuidado con la selección según el diámetro nominal.
- Cuidado con el mantenimiento.

Selección de la rigidez y clase de las tuberías

Las sobrepresiones y las depresiones son causadas por un cambio en la velocidad del agua durante los procesos de llenado y vaciado, respectivamente. Para seleccionar la clase y rigidez de una conducción, los efectos producidos por el golpe de ariete deben ser calculados, no solo para estas operaciones, sino también para paradas instantáneas de los sistemas de bombeo, cierres bruscos de válvulas, roturas de tuberías, entre otros. Los valores extremos de los patrones de presión deben ser seleccionados para diseñar las características de las tuberías.

El mayor valor de sobrepresión alcanzado en los eventos hidráulicos mencionados anteriormente debe ser usado para determinar la clase de tubería. Los fabricantes usualmente especifican la clase de presión de la tubería dependiendo el tipo de material de la tubería. Los valores típicos varían entre 6 y 16 bar para las redes de distribución de agua [10].

La clase de rigidez de la tubería se debe seleccionar considerando los siguientes aspectos: las condiciones de instalación de la tubería dadas por el tipo de suelo, la altura y tipo de relleno; y la depresión alcanzada en el sistema. En este sentido, los valores típicos de selección de rigidez de la tubería pueden ser SN 2500, SN 5000 o SN 10000 para las redes de distribución de agua.

DESARROLLOS FUTUROS

Para finalizar el trabajo, en este apartado se presentan algunos desarrollos futuros que deben ser considerados para continuar profundizando en este campo de investigación. Las principales líneas de actuación podrían ser:

- Los modelos de Dinámica de Fluidos Computacional (CFD) pueden ser usados para entender mejor el comportamiento de las bolsas de aire durante los procesos de llenado y vaciado de las conducciones presurizadas. Estos modelos permiten estudiar situaciones complejas como, por ejemplo: la entrada del flujo de aire inverso por las válvulas de vaciado en procesos de vaciado; formas complejas de la interfaz aire-agua; la variación de las bolsas de aire atrapadas durante estos procesos; la variación de las propiedades termodinámicas del aire dentro de las válvulas de aire; la determinación de la sobrepresión alcanzada por ventosas sobredimensionadas; como las bolsas de aire pueden reducir la sección transversal en tuberías; etc.
- El análisis de las operaciones de llenado y vaciado en redes de distribución de agua todavía no ha sido estudiado. La mayoría de los estudios realizados corresponden a tuberías simples o conducciones de perfil irregular. Por otro lado, el comportamiento del aire cuando llega a las bifurcaciones necesita ser analizado, debido a que no hay estudios para la cuantificación de la proporción del volumen de aire que fluye por las tuberías que se localizan aguas abajo.
- Los trabajos actuales consideran la posición de las válvulas de aire en puntos altos de las conducciones. Sin embargo, la American Water Works Association AWWA [1] recomienda varias localizaciones de las válvulas de aire, las cuales necesitan ser estudiadas. Además de en los puntos altos, hay que instalar válvulas de aire en puntos intermedios cuando los tramos son muy largos, en cambios de pendiente, en tramos horizontales, en bombas verticales de pozo, etc.
- Muchos estudios muestran que las curvas características de las válvulas de aire suministradas por los fabricantes no se ajustan a la realidad. Además, los fabricantes no facilitan los datos del cierre dinámico. La correcta caracterización del comportamiento de las válvulas de aire es crucial para poder analizar los procesos de llenado y vaciado en conducciones presurizadas.
- Los modelos actuales de llenado y vaciado consideran que el modelo politrópico es adecuado para estudiar estos procesos. Sin embargo, las limitaciones del modelo politrópico deben ser investigadas [11].

CONCLUSIONES

En este trabajo se identifican cuatro fuentes de incertidumbre a la hora de analizar los procesos de llenado y vaciado de conducciones presurizadas: factor de fricción, coeficiente politrópico para modelar el comportamiento del aire, tamaño y localización de las bolsas de aire, caracterización del comportamiento de las válvulas de aire. Es necesario profundizar en el estudio de todos estos aspectos para mejorar los modelos matemáticos que pretenden simular las maniobras de llenado y vaciado.

También se han presentado una serie de recomendaciones prácticas que deben tenerse en cuenta a la hora de planificar los procesos de llenado y vaciado, seleccionar las válvulas de aire que deben instalarse y seleccionar las características de las tuberías.

Finalmente, se describen algunas posibles investigaciones futuras que pueden contribuir a mejorar los modelos matemáticos para el análisis de estos transitorios

REFERENCIAS

- [1] AWWA, American Water Works Association, Manual of water supply practices M51: air release, air-vacuum, and combination air valves. Denver, USA, 2001.

- [2] V.S. Fuertes-Miquel, *Transitorios hidráulicos con aire atrapado*. Tesis doctoral, Universitat Politècnica de València, España, 2001.
- [3] O.E. Coronado-Hernández, V.S. Fuertes-Miquel, M. Besharat y H.M. Ramos, “Experimental and numerical analysis of a water emptying pipeline using different air valves”, *Water*, 9(2), 98, doi:10.3390/w9020098, 2017.
- [4] B. Brunone, U.M. Golia y M. Greco, “Modeling of fast transients by numerical methods”, *Proceedings of International Conference on Hydraulic Transients with Water Column Separation*, IAHR, Valencia, España, 1991.
- [5] V.S. Fuertes-Miquel, O.E. Coronado-Hernández, P.L. Iglesias-Rey y D. Mora-Meliá, “Transient phenomena during the emptying process of a single pipe with water-air interaction”, *Journal of Hydraulic Research*, 57(3), pp. 318-326, doi:10.1080/00221686.2018.1492465, 2019.
- [6] J. Izquierdo, V.S. Fuertes, E. Cabrera, P.L. Iglesias y J. García-Serra, “Pipeline start-up with entrapped air”, *Journal of Hydraulic Research*, 37(5), pp. 579-590, doi:10.1080/00221689909498518, 1999.
- [7] O.E. Coronado-Hernández, V.S. Fuertes-Miquel, M. Besharat y H.M. Ramos, “A parametric sensitivity analysis of numerically modelled piston-type filling and emptying of an inclined pipeline with an air valve”, *13th International Conference on Pressure Surges*, 2018.
- [8] P.L. Iglesias-Rey, V.S. Fuertes-Miquel, F.J. García-Mares y F.J. Martínez-Solano, “Comparative study of intake and exhaust air flows of different commercial air valves”, *16th Conference on Water Distribution System Analysis*, WDSA, 2014.
- [9] L. Ramezani, B. Karney y A. Malekpour, “The Challenge of Air Valves: A Selective Critical Literature Review”, *Journal of Water Resources and Planning Management*, 141(10), doi:10.1061/(ASCE)WR.1943-5452.0000530, 2015.
- [10] L. Mays, *Hydraulic design handbook*. Ed. McGraw-Hill, New York, USA, 1999.
- [11] H.R. Graze, V. Megler y S. Hartmann, “Thermodynamic behaviour of entrapped air in an air chamber”, *Proceedings of the 7th International Conference on Pressure Surges and Fluid Transients in Pipelines and Open Channels*, Harrogate, Reino Unido, 1996.

SIMULAÇÃO DE TRANSITÓRIOS HIDRÁULICOS EM SISTEMAS DE BOMBEAMENTO COM VENTOSAS TRÍPLICE FUNÇÃO

Arthur Brito Nunes Diniz¹, Alexandre Kepler Soares²

RESUMO

O ar aprisionado nas tubulações sob pressão decorrentes de transitórios hidráulicos constitui fonte de numerosos problemas tais como perdas de carga adicionais no sistema, redução do rendimento das bombas, corrosão de tubos e até o colapso de linhas adutoras. Uma solução frequentemente utilizada para evitar tais problemas é a utilização de válvulas ventosas, que permitem a admissão de ar para evitar contrações causadas pelas subpressões e a expulsão de ar acumulado para a atmosfera limitando a compressão do ar no interior das tubulações. O presente trabalho aborda a análise de transitórios induzidos pela parada brusca de um conjunto motor-bomba em um sistema elevatório hipotético equipado com ventosa tríplice função e com características similares a sistemas reais. A adutora estudada possui um trecho em que há a ocorrência de pressões negativas durante o evento transitório. Dessa forma, foi desenvolvido um modelo hidráulico do sistema e comparado com os resultados obtidos a partir do *software* Allievi, enfatizando as condições de contorno da ventosa e do sistema de bombeamento.

Palavras-Chave

Ventosa, Modelo, Transitórios hidráulicos.

1. INTRODUÇÃO

Sistemas hidráulicos podem sofrer variações nas condições de escoamento, caracterizadas pela oscilação da pressão e da velocidade do fluido no decorrer do tempo, gerando regimes transitórios. Esses escoamentos em regimes variados são chamados de escoamentos transientes ou transitórios hidráulicos, e são particularizados por ocorrerem entre dois regimes de escoamento permanente. Em alguns casos, essas variações podem representar um risco à segurança, estabilidade, confiabilidade e ao bom funcionamento do sistema. Esse cenário é observado, por exemplo, durante abertura ou fechamento de válvulas, ou pelo acionamento ou desligamento (programado ou não) de sistemas de bombeamento.

A análise de transitórios hidráulicos permite a quantificação das pressões máximas e mínimas e é de fundamental interesse para engenheiros e gestores, a fim de que possam dimensionar corretamente os sistemas de distribuição de água e introduzir equipamentos de proteção para amortecimento das variações de carga [1-2]. Na fase de projeto, previsões mais aprimoradas das variáveis de estado permitem determinar uma estrutura mais econômica para o sistema e impedir acidentes associados ao golpe de aríete [1].

¹ Programa de Pós-Graduação em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos (PTARH) – Universidade de Brasília (UnB), Campus Universitário Darcy Ribeiro, Brasília-DF, Brasil. arthurbndiniz@gmail.com

² Programa de Pós-Graduação em Tecnologia Ambiental e Recursos Hídricos (PTARH) – Universidade de Brasília (UnB), Campus Universitário Darcy Ribeiro, Brasília-DF, Brasil. aksoares@gmail.com (autor para correspondência)

A modelagem hidráulica dos efeitos dos regimes transitórios tem grande relevância posto que as proteções essenciais à tubulação para limitar um transitório hidráulico a valores aceitáveis são distintas e adaptáveis a cada caso. Suas atuações se concentram tanto atenuando a variação da velocidade do fluido, quanto limitando a sobrepressão e a subpressão. A modelagem precisa de eventos transientes em sistemas de abastecimento de água está se tornando mais importante uma vez que os operadores dos sistemas procuram entender a relação entre as mudanças dinâmicas da pressão e a falha dos sistemas [3].

Durante um evento transitório, podem ocorrer pressões baixas nos pontos mais altos da linha de recalque, provocando o acúmulo de ar no interior da tubulação. Esse fato constitui, na maioria das vezes, um problema por ser fonte geradora de perdas de carga adicionais no sistema, redução do rendimento das bombas, corrosão de tubos e até o colapso de linhas adutoras [4-5]. Os pontos altos da linha podem ser protegidos com a instalação de válvulas de admissão e/ou expulsão de ar, como as ventosas tríplice função, que têm capacidade de admitir ar para evitar contrações causadas pelas subpressões e expulsar o ar acumulado para a atmosfera limitando a compressão do ar no interior das tubulações.

Logo, esse trabalho direciona a aplicação desses conceitos no desenvolvimento de um modelo hidráulico de um sistema de bombeamento equipado com ventosa tríplice função para proteção dos pontos elevados da linha de recalque e simulação durante o regime transitório. Os resultados do modelo hidráulico são comparados com o *software* Allievi, que permite realizar a análise de transitórios hidráulicos em adutoras.

2. METODOLOGIA

A modelagem hidráulica foi desenvolvida com base no modelo clássico da coluna elástica [7-9], ainda sem a consideração de fator de atrito variável, uma vez que o objetivo do trabalho foi o estudo das condições de contorno compostas por um sistema de bombeamento e uma válvula ventosa de duplo efeito.

2.1 MODELO DA COLUNA ELÁSTICA

Na análise de transitórios rápidos com altas frequências (golpe de aríete) em condutos pressurizados, pode-se considerar o modelo da coluna elástica, que leva em conta a compressibilidade do fluido e as características mecânicas das paredes do conduto [6].

A modelagem dos escoamentos utilizando o modelo elástico é feita através de um par de equações diferenciais, obtidas a partir da aplicação da equação da quantidade de movimento (1) e da equação da continuidade (2) ao escoamento nas tubulações de transporte. A solução das equações é obtida usualmente por meio do Método das Características, que transforma o par original de equações hiperbólicas em dois pares de equações diferenciais ordinárias de simples integração [7-9].

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + \frac{fQ|Q|}{2DA} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{a^2}{gA} \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2)$$

sendo x a distância, t o tempo, H a carga piezométrica, Q a vazão, A a área da seção transversal da tubulação, a a celeridade da onda de pressão, g a aceleração da gravidade, D o diâmetro interno da tubulação e f o fator de atrito.

2.2 BOMBA COM VELOCIDADE VARIÁVEL E CURTA LINHA DE SUÇÃO

As relações entre vazão, Q , velocidade de rotação, N , altura manométrica, H , e torque do conjunto motor-bomba, T , devem ser especificadas com o objetivo de representar matematicamente uma bomba e são chamadas de características da bomba. Parâmetros adimensionais relacionados ao ponto de melhor eficiência são usados como referência e definidos pelas seguintes variáveis, sendo que o subscrito R denota valores nominais [8]:

$$v = \frac{Q}{Q_R}; \quad h = \frac{H}{H_R}; \quad \alpha = \frac{N}{N_R}; \quad \beta = \frac{T}{T_R} \quad (3)$$

Durante a operação normal da bomba, α , β , v e h são todos positivos. No entanto, durante o estado transitório, eles podem se tornar negativos individualmente ou em grupos. Avaliando os sinais destas relações de dependência, o funcionamento de uma bomba pode ser dividido em oito zonas de operação e quatro quadrantes, em termos de um ângulo $\theta = \tan^{-1}(\alpha/v)$ [8].

As curvas características da pressão e do torque são definidas de acordo com os parâmetros de Suter, calculados por F_h e F_b (Figura 1), respectivamente, em função do ângulo θ para diferentes valores de velocidade específica N_s :

$$F_h = \frac{h_p}{\alpha_p^2 + v_p^2} \quad F_b = \frac{\beta_p}{\alpha_p^2 + v_p^2} \quad N_s = \frac{N_R Q_R^{0,5}}{H_R^{3/4}} \quad (4)$$

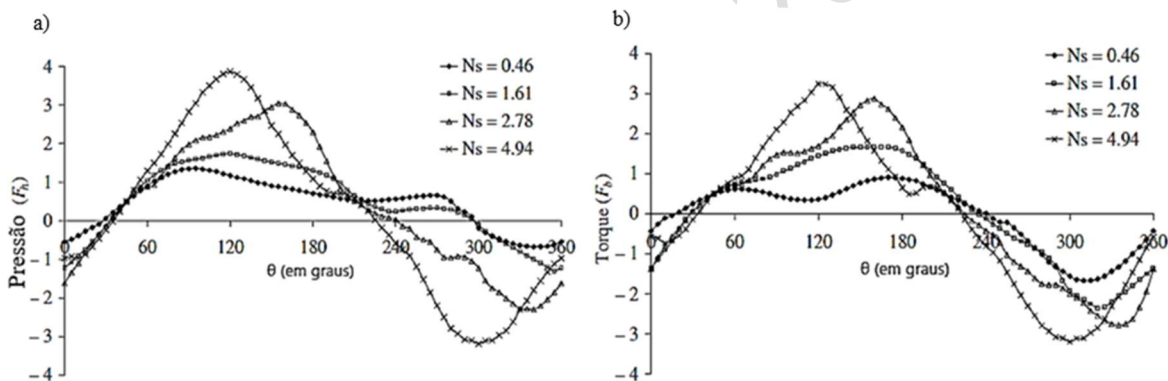


Figura 1. Curvas características da bomba para diferentes velocidades específicas de rotação da bomba: a) carga piezométrica; b) torque [1, modificado]

Com relação à seção (i,1) da Figura 2, a carga piezométrica na bomba pode ser calculada a partir da seguinte equação:

$$H_{P_{i,1}} = H_{suc} + H_P - \Delta H_{P_v} \quad (5)$$

sendo H_{suc} o nível da superfície livre do reservatório de sucção, H_P a carga de pressão do bombeamento e ΔH_{P_v} a perda de carga na válvula, dada por:

$$\Delta H_{P_v} = C_v Q_{P_{i,1}}^2 = C_v Q_{P_{i,1}} |Q_{P_{i,1}}| \quad (6)$$

em que C_v é o coeficiente de perda de carga da válvula.

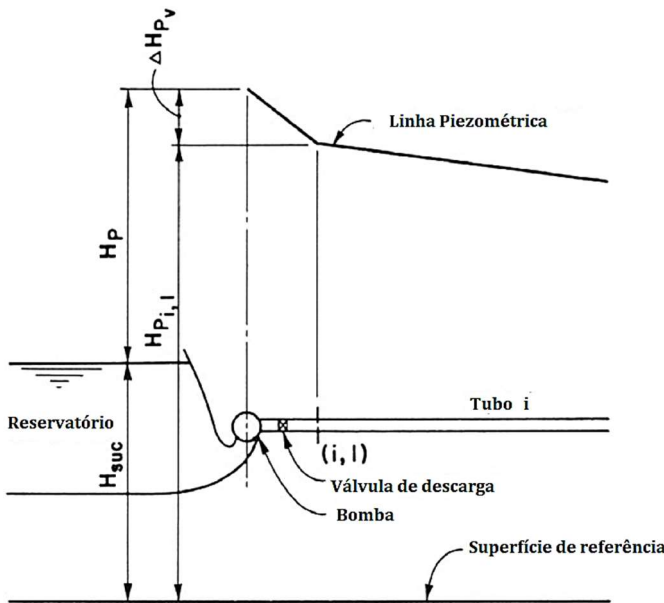


Figura 2. Esquema da condição de contorno da bomba [3, modificado]

Considerando que a linha de sucção é curta, os cálculos são realizados negligenciando esse segmento. A condição de contorno impõe quatro variáveis não conhecidas α_P , v_P , h_P e β_P , precisam ser determinadas a cada intervalo de tempo. Portanto, são necessárias quatro equações que forneçam uma única solução. A partir das equações (3) a (6), obtém-se:

$$Q_R v_P = C_n + C_a H_{suc} + C_a H_R h_P - C_a C_v Q_R^2 v_P |v_P| \quad (7)$$

Após desenvolvimento do equacionamento, procede-se à resolução via Método de *Newton-Raphson*. Reorganizando as equações (3) a (7), obtém-se:

$$F_1 = C_a H_R a_1 (\alpha_P^2 + v_P^2) C_a H_R a_2 (\alpha_P^2 + v_P^2) \tan^{-1} \frac{\alpha_P}{v_P} - Q_R v_P - C_a C_v Q_R^2 v_P |v_P| + C_n + C_a H_{suc} = 0 \quad (8)$$

$$F_2 = \alpha_P - C_6 a_3 (\alpha_P^2 + v_P^2) - C_6 a_4 (\alpha_P^2 + v_P^2) \tan^{-1} \frac{\alpha_P}{v_P} - \alpha - C_6 \beta \quad (9)$$

em que $C_6 = -15 T_R \Delta t / (\pi I N_R)$, sendo I o momento polar de inércia do conjunto motor-bomba.

2.2 VENTOSA TRÍPLICE FUNÇÃO

Algumas hipóteses são feitas na análise da condição de contorno referente à ventosa [3-4]: (i) o ar entra e sai do tubo através da válvula sob condições de escoamento isentrópico (adiabático, sem atrito, sem ondas de choque ou de expansão); (ii) a massa de ar dentro do tubo obedece à transformação isotérmica, em que a massa é geralmente pequena e grandes áreas de tubo e de superfície de líquido proporcionam capacidade para manter a temperatura próxima da temperatura do líquido; (iii) o ar admitido no tubo fica perto da válvula, onde pode ser expelido; e (iv) a elevação da superfície do líquido permanece constante e o volume de ar é pequeno em comparação com o volume de líquido.

Considerando uma ventosa localizada na junção de um trecho i com o trecho $(i + 1)$, como mostrado na Figura 3, as equações características positiva e negativa para as seções $(i, n + 1)$ e $(i + 1, 1)$ são [8-9]:

$$Q_{P,i,n+1} = C_p - C_{a_i} H_{P,i,n+1} \quad (10)$$

$$Q_{P_{i+1,1}} = C_n + C_{a_{i+1}} H_{P_{i+1,1}} \quad (11)$$

sendo

$$C_p = Q_{P_{i,n}} + C_{a_i} H_{P_{i,n}} - R\Delta t Q_{P_{i,n}} |Q_{P_{i,n}}| \quad (12)$$

$$C_n = Q_{P_{i+1,2}} - C_{a_{i+1}} H_{P_{i+1,2}} - R\Delta t Q_{P_{i+1,2}} |Q_{P_{i+1,2}}| \quad (13)$$

sendo $C_{a_i} = C_{a_{i+1}} = gA/a$ e $R = f/(2DA)$.

Desconsiderando as perdas localizadas na ventosa, então:

$$H_{P_{i,n+1}} = H_{P_{i+1,1}} \quad (14)$$

Quando $H_{P_{i,n+1}}$ cai abaixo de um valor predeterminado, z , a válvula abre e o ar flui para dentro da tubulação. Posteriormente, quando $H_{P_{i,n+1}} > z$, a válvula fecha e o ar dentro da tubulação é aprisionado. Assim, dependendo da variação da pressão na ventosa ao longo do tempo, a válvula pode abrir e fechar várias vezes durante as condições transitórias e a massa de ar aprisionado aumenta ou diminui com cada abertura da válvula.

Da equação da continuidade, tem-se que o volume de ar aprisionado é dado por:

$$V_{P_{ar}} = V_{ar} + 0,5\Delta t [(Q_{P_{i+1,1}} + Q_{i+1,1}) - (Q_{P_{i,n+1}} + Q_{i,n+1})] \quad (15)$$

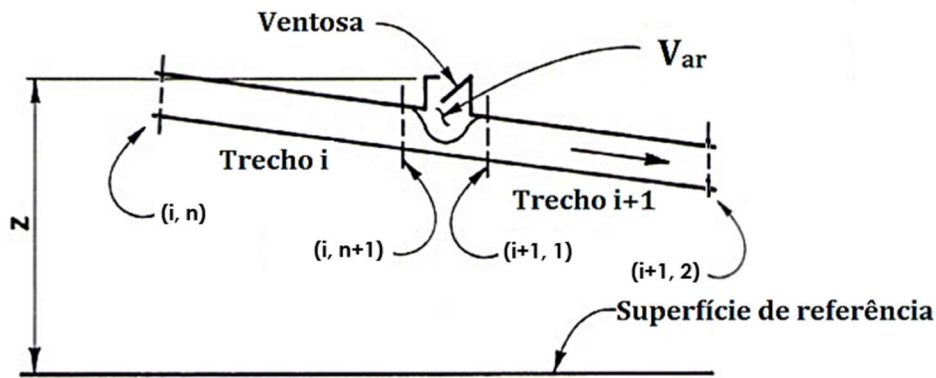


Figura 3. Esquema da condição de contorno da ventosa [8, modificado]

A partir da substituição das Equações (10) a (14) na Equação (15), é obtida a seguinte equação:

$$V_{P_{ar}} = C_{ar} + 0,5\Delta t (C_{a_i} + C_{a_{i+1}}) H_{P_{i,n+1}} \quad (16)$$

em que

$$C_{ar} = V_{ar} + 0,5\Delta t (C_n + Q_{i+1,1} - C_p - Q_{i,n+1}) \quad (17)$$

Para uma expansão e uma contração isotérmica do ar dentro da tubulação, tem-se que:

$$pV_{P_{ar}} = m_{P_a} RT_a \quad (18)$$

sendo m_{P_a} a massa de ar no final da iteração, R a constante universal do gás, T_a a temperatura do ar e p a pressão absoluta do ar dentro do tubo, dada por:

$$p = \gamma (H_{P_{i,n+1}} - z + H_b) \quad (19)$$

sendo γ o peso específico do líquido dentro do tubo, z a cota topográfica do ponto da ventosa e H_b a carga de pressão barométrica.

A massa de ar no interior da tubulação pode ser calculada pela Equação (20), desde que o passo de tempo seja pequeno.

$$m_{p_a} = m_a + \Delta t \frac{dm_a}{dt} \quad (20)$$

sendo m_a a massa de ar no início da iteração e dm_a/dt a vazão mássica de ar que entra na adutora.

O fluxo de ar através da válvula ocorre em velocidade sônica se a pressão absoluta dentro da tubulação for inferior a $0,528 p_a$ (p_a = pressão barométrica), enquanto a velocidade do ar através da válvula é subsônica se p for maior que $0,528 p_a$ mas menor que p_a . As expressões para a vazão mássica (dm_a/dt) são apresentadas no Quadro 1, no qual C_{in} e C_{out} são os coeficientes de descarga da ventosa para entrada e saída de ar, respectivamente, A_{PV} a área do orifício no final do intervalo de tempo, ρ_a a massa específica do ar, T_a a temperatura absoluta externa da tubulação e p_a a pressão atmosférica local.

Quadro 1 – Vazão mássica de acordo com a zona estabelecida na ventosa

Zona	Vazão mássica	Condição
I	$\frac{dm_a}{dt} = 0,686 C_{in} A_{PV} \frac{p_a}{\sqrt{RT_a}}$	Admissão de ar $p \leq 0,528 p_a$
II	$\frac{dm_a}{dt} = C_{in} A_{PV} \sqrt{7 p_a \rho_a \left[\left(\frac{p}{p_a} \right)^{1,4286} - \left(\frac{p}{p_a} \right)^{1,714} \right]}$	Admissão de ar $0,528 p_a < p < p_a$
III	$\frac{dm_a}{dt} = -C_{out} A_{PV} p \sqrt{\frac{7}{RT} \left[\left(\frac{p_a}{p} \right)^{1,4286} - \left(\frac{p_a}{p} \right)^{1,714} \right]}$	Expulsão de ar $p_a < p < 1,894 p_a$
IV	$\frac{dm_a}{dt} = -\frac{0,686 C_{out} A_{PV} p}{\sqrt{RT}}$	Expulsão de ar $p \geq 1,894 p_a$

As variáveis $H_{P_{i,n+1}}$, $V_{P_{ar}}$, m_{P_a} , $H_{P_{i+1,1}}$, $Q_{P_{i,n+1}}$ e $Q_{P_{i+1,1}}$, podem ser determinadas a partir das Equações (19), (16), (18), (14), (12) e (13), respectivamente. Neste trabalho, o conjunto de equações é resolvido pelo método da aproximação parabólica [10].

2.3 DESCRIÇÃO DO SISTEMA ADUTOR PROPOSTO

O problema proposto possui uma bomba na extremidade de montante e um reservatório de nível fixo a jusante. O perfil da linha de recalque é ilustrado na Figura 4. O sistema é composto por uma bomba centrífuga com os valores nominais de 158 m para a altura manométrica, de 150 kW para a potência, rotação de 1750 rpm, 70 l/s para a vazão bombeada, 72,33% para o rendimento, e momento polar de inércia de 4,03 kg.m². O conjunto motor-bomba recalca água de um reservatório a montante com nível fixo de 2 m para um reservatório a jusante com nível de 152 m. A linha adutora é composta por tubos com rugosidade absoluta de 0,1 mm, diâmetro interno de 300 mm, celeridade de 1000 m/s e comprimento total de 1000 m.

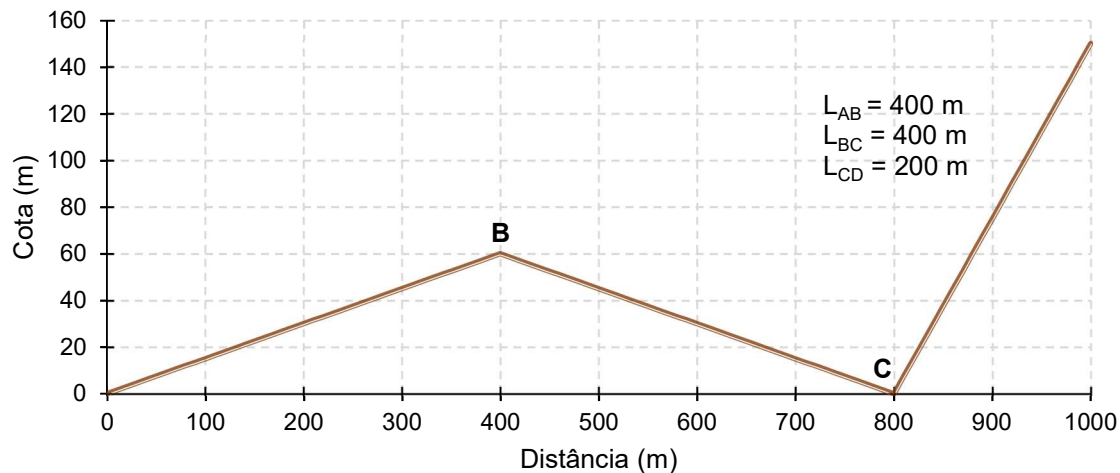


Figura 4. Perfil da linha de recalque ($z_A = 0$ m; $z_B = 60$ m; $z_C = 0$ m; $z_D = 150$ m)

3. RESULTADOS

O sistema elevatório descrito foi, inicialmente, modelado e simulado utilizando o software Allievi. Os transitórios hidráulicos foram provocados pela parada brusca do sistema de bombeamento. A envoltória de pressões mínimas indicou a ocorrência de pressões negativas em um trecho de aproximadamente 100 m ($330 \text{ m} \leq p_{\text{neg}} \leq 430 \text{ m}$) durante o transitório. A princípio, o sistema não possuía dispositivos de proteção e nem válvula de retenção a jusante do conjunto motor-bomba.

Uma solução hidráulica eficiente significa elevar as pressões mínimas a valores aceitáveis, além de reduzir as pressões máximas, caso necessário. A menor carga de pressão calculada foi de - 7,76 m no ponto B (400; 60). Apesar de ser prejudicial, não atingiu o valor limite de pressão de vapor, o que causaria separação da coluna líquida. Para evitar possível separação da coluna líquida ou mesmo fadiga do material da linha, pode-se optar por um dispositivo de proteção localizado neste ponto alto. Neste trabalho, o dispositivo utilizado para aliviar os efeitos da subpressão foi a ventosa tríplice função com diâmetros nominais de admissão e expulsão de ar de 80 mm e 20 mm, respectivamente. As curvas características de admissão e expulsão de ar pela ventosa utilizada são apresentadas nas Figura 5a e 5b, respectivamente. Os coeficientes de descarga para entrada e saída de ar, C_{in} e C_{out} , respectivamente, foram definidos no valor constante de 0,61, usual para o cálculo de um orifício padrão. O ponto de pressão negativa ($z_B = 60$ m) foi escolhido como local de instalação da ventosa, tanto por apresentar cota elevada com alteração de inclinação como também por apresentar possível acúmulo de ar.

O objetivo principal das simulações realizadas é analisar o comportamento do sistema de bombeamento e das ventosas de duplo efeito de abertura e fechamento instantâneos através da comparação entre o modelo computacional desenvolvido com os resultados obtidos a partir da modelagem do sistema proposto utilizando o *software* Allievi. Na perspectiva da condição de

contorno do conjunto motor-bomba, os resultados foram comparados em termos da altura manométrica (Figura 6), da rotação (Figura 7) e da vazão bombeada (Figura 8). Com relação à implementação da ventosa, as respostas obtidas foram confrontadas em termos de carga de pressão na ventosa ($x = 400$ m) (Figura 9), volume de ar no interior do conduto (Figura 10) e vazão de admissão e expulsão de ar pela ventosa (Figura 11).

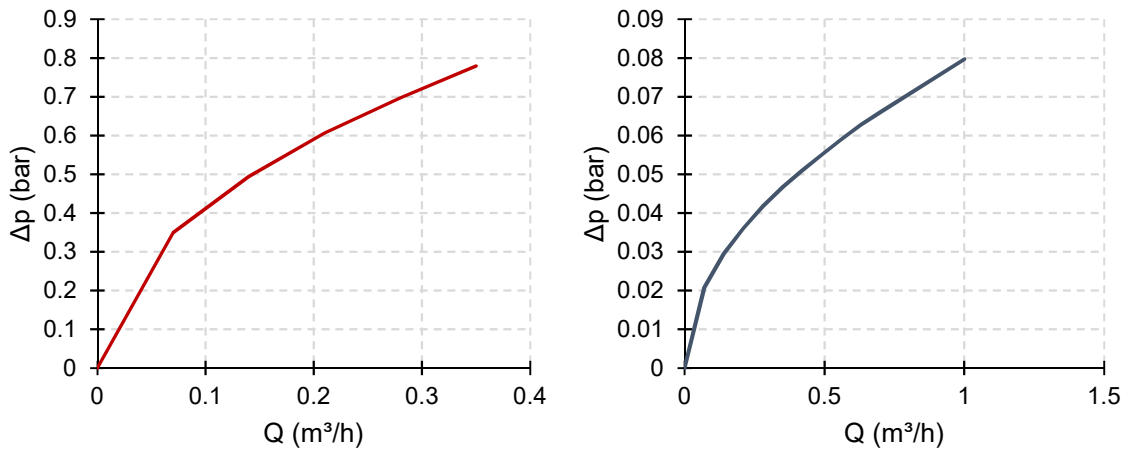


Figura 5. Curvas Características da ventosa utilizada.
a) Curva de admissão de ar. b) Curva de expulsão de ar.

Observa-se, na Figura 6, que a subpressão inicial ($t = 2$ s) é reproduzida com bastante precisão pelo modelo hidráulico desenvolvido ($\cong 39,1$ m), apresentando Erro Quadrático Médio (EQM) de apenas $0,19$ m². A atenuação e a dispersão da onda de pressão se ajustam com precisão no intervalo de tempo simulado, reproduzindo picos de pressão análogos ($\cong 203,5$ m).

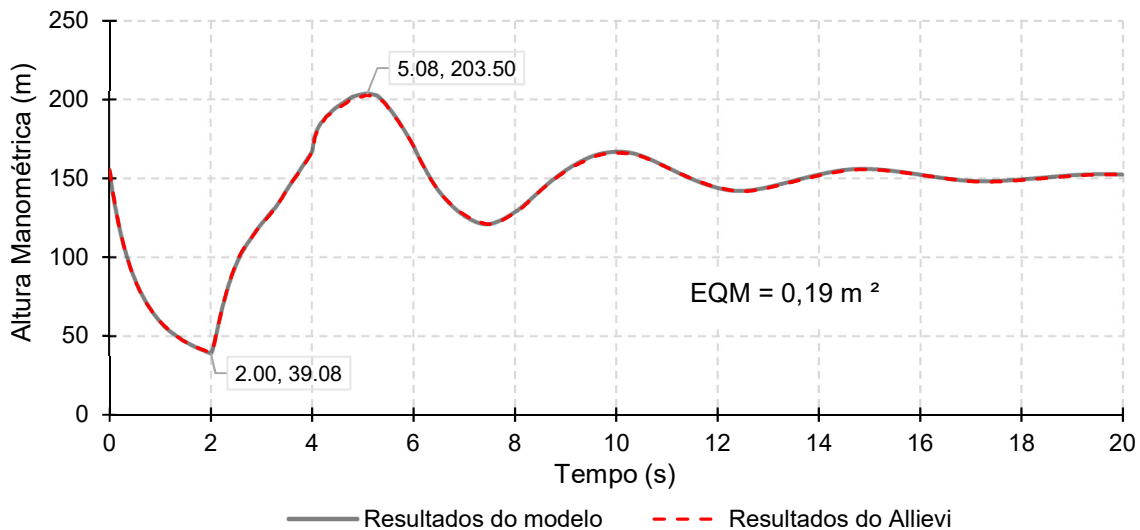


Figura 6. Variação da altura manométrica no sistema de bombeamento

Os resultados obtidos para a variação da velocidade de rotação (Figura 7) e vazão (Figura 8) no conjunto motor-bomba também demonstraram convergência entre os dois modelos. Considerando a ausência da válvula de retenção no sistema, destaca-se a correlação entre a vazão registrada e a velocidade de rotação na bomba. Valores negativos de vazão indicam mudança no sentido do fluxo.

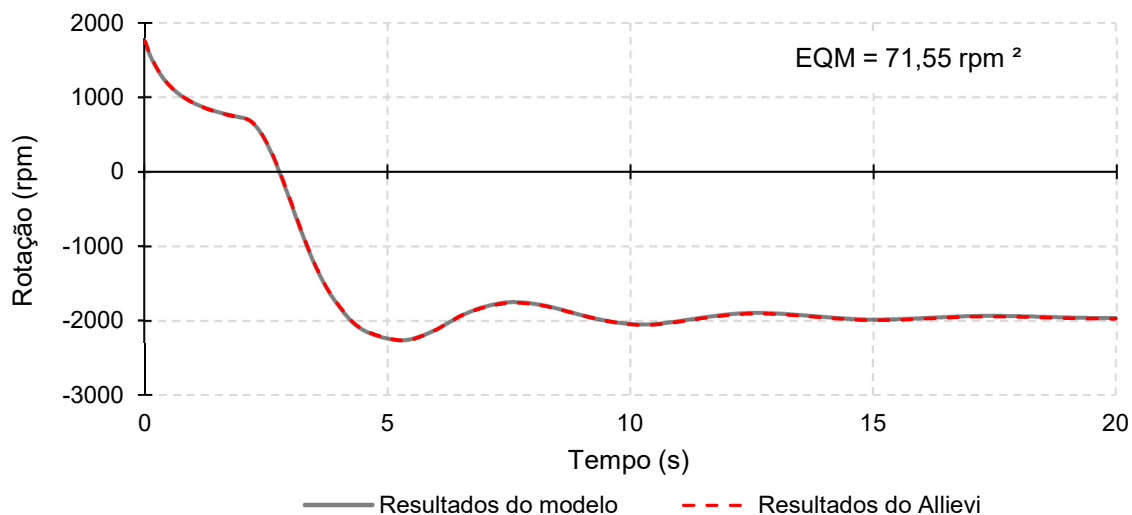


Figura 7. Variação da velocidade de rotação do sistema de bombeamento

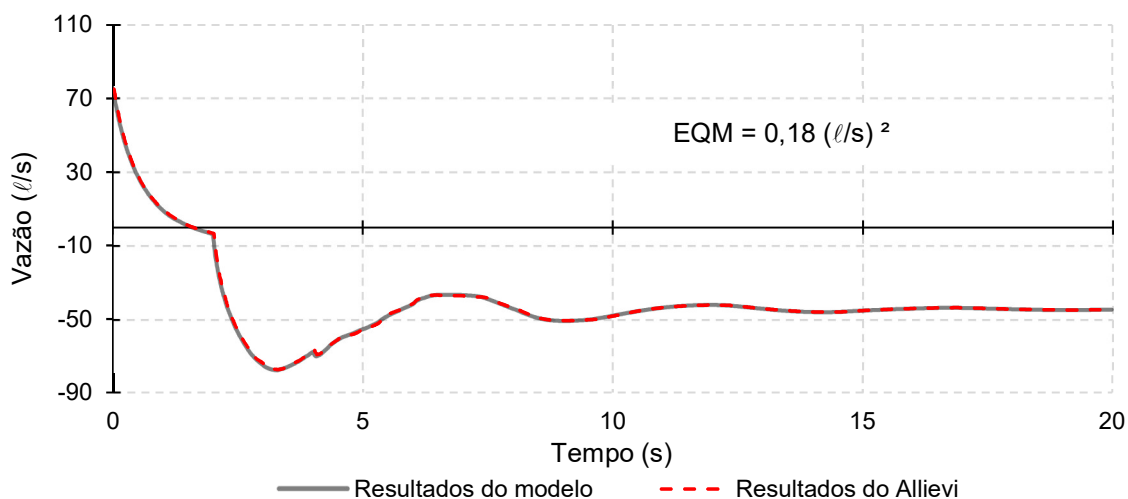


Figura 8. Variação da vazão bombeada pelo conjunto motor-bomba

Após a entrada de ar devido ao decaimento da pressão interna, a pressão aumenta e, conseqüentemente, ocorre a expulsão do ar pela ventosa. A operação completa da ventosa durou 0,37 s, admitindo e expulsando um volume máximo de 1,6 litros de ar, conforme mostrado na Figura 10. Constatou-se significativa conformidade entre os modelos ($EQM = 0,005 \ell^2$), que representaram de maneira muito similar o tempo de início e término do funcionamento da ventosa, bem como seus parâmetros de operação (volume de admissão e expulsão de ar).

Apesar da conformidade verificada nos cálculos dos volumes de ar admitido e expulso, a resposta do modelo desenvolvido quanto a vazão de expulsão apresentou diferença da solução encontrada pelos dois modelos (Figura 11), traduzida em um EQM de $93,85 (\ell/s)^2$. Uma das possíveis causas é a diferença nas discretizações utilizadas para o cálculo das vazões mássicas, já que a desconformidade observada foi causada pelo último valor calculado na expulsão de ar na última iteração da operação da ventosa, ou seja, uma diferença de valores de vazão de expulsão de ar em apenas um passo de tempo ($\Delta t = 0,01 \text{ s}$).

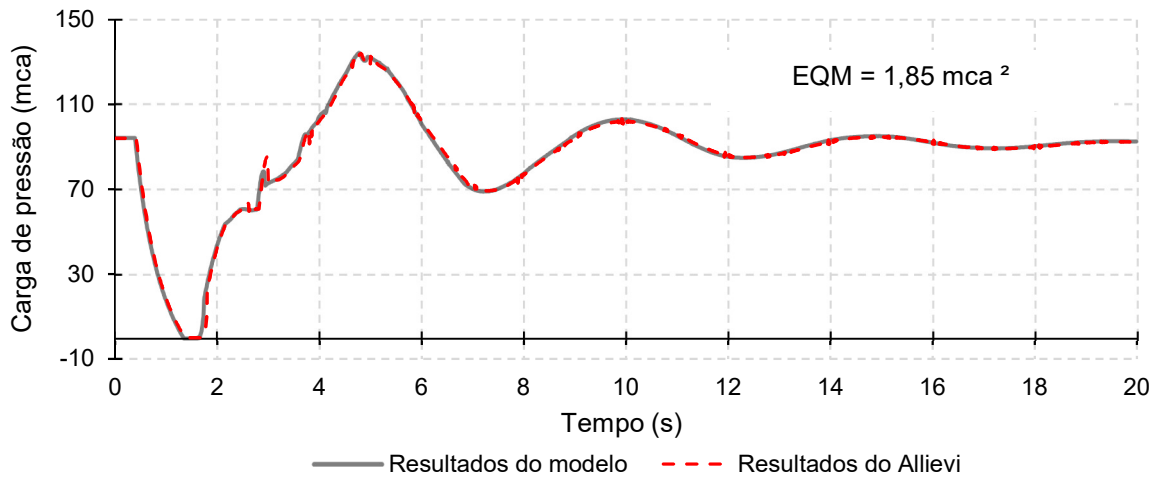


Figura 9. Variação da carga de pressão no ponto da ventosa

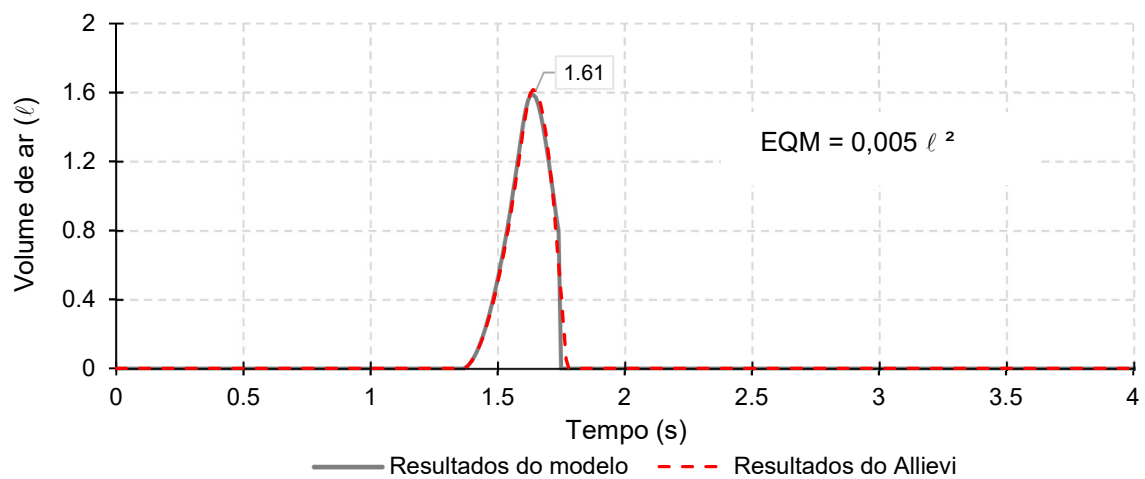


Figura 10. Variação do volume de ar no interior do conduto

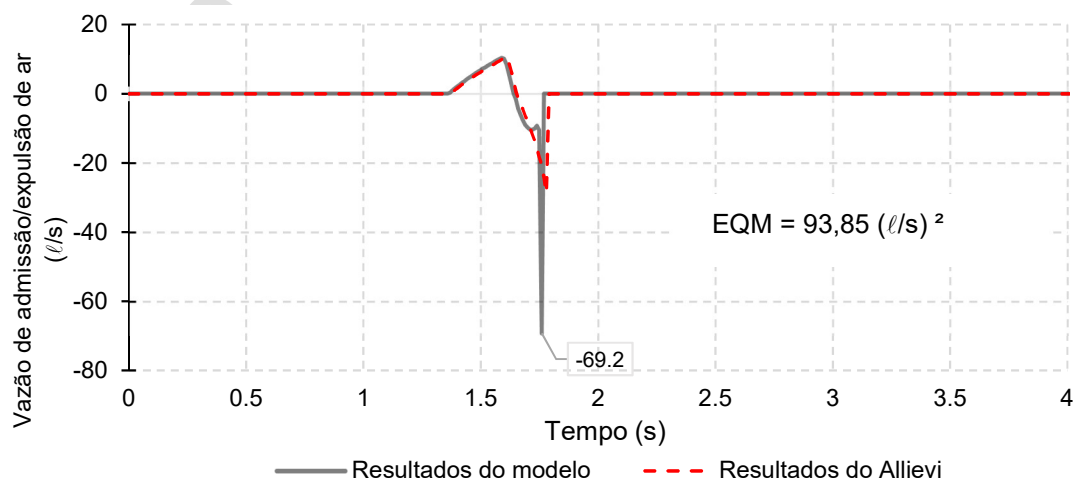


Figura 11. Vazão de admissão (positiva) e expulsão (negativa) de ar pela ventosa

4. CONCLUSÕES

A simulação computacional baseada em princípios hidráulicos constitui uma ferramenta poderosa na compreensão dos efeitos dinâmicos que ocorrem nos sistemas. Neste trabalho, foram realizadas simulações para análise comparativa de um sistema de bombeamento com ventosa tríplice função de abertura e fechamento instantâneos por meio dos resultados obtidos em um modelo desenvolvido e respostas calculadas por meio de modelagem no software Allievi.

O modelo proposto apresentou resultados em conformidade com o Allievi. A comparação entre o modelo desenvolvido e os resultados do Allievi sugere uma boa estimativa para as pressões transitórias máximas e mínimas apresentando valores conservadores válidos para projeto, uma vez que não possui a consideração do fator de atrito variável.

O modelo proposto foi eficaz sobretudo na representação do comportamento da ventosa durante o processo de admissão de ar, quando os fenômenos de compressibilidade são mais importantes. A modelagem matemática das ventosas demanda procedimentos numéricos para resolução de uma equação não linear. Os métodos numéricos nem sempre apresentam convergência. Apesar da divergência encontrada entre os resultados dos modelos no que se refere ao valor máximo de vazão de expulsão de ar pela ventosa (com diferenças calculadas para apenas um passo de tempo), os modelos apresentaram importante grau de conformidade em termos das cargas de pressão, do volume de ar no interior do conduto e na vazão de admissão de ar.

A partir da modelagem hidráulica do sistema, os resultados obtidos demonstraram que a utilização da ventosa tríplice função é perfeitamente aceitável para solucionar a ocorrência de pressões negativas na linha de recalque. Dessa maneira, as seções mais elevadas do sistema passaram a apresentar pressões positivas dentro dos limites aceitáveis, evitando o colapso por contração devido a subpressões.

AGRADECIMENTOS

À Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela concessão da bolsa de estudos de mestrado ao primeiro autor. À Universidade de Brasília (UnB) pelo auxílio concedido ao primeiro autor para participação no evento através do Edital DPG/UnB N° 05/2019.

Nomenclatura

A	Área da seção transversal da tubulação
a	Velocidade de propagação da onda de pressão
C_{in}	Coefficiente de descarga da ventosa para entrada de ar
C_{out}	Coefficiente de descarga da ventosa para saída de ar
D	Diâmetro interno
EQM	Erro Quadrático Médio
f	Fator de atrito de Darcy-Weisbach
g	Aceleração da gravidade
H	Carga piezométrica
H_b	Carga de pressão barométrica
I	Momento polar de inércia do conjunto motor-bomba
m	Massa de ar
N	Velocidade de rotação do conjunto motor-bomba
p	Pressão absoluta
p_a	Pressão barométrica
p_{neg}	Pressão negativa
Q	Vazão do fluido

R	Constante universal dos gases
t	Tempo
T	Torque do conjunto motor-bomba
T_a	Temperatura do ar
x	Distância
z	Cota topográfica
Δt	Passo de tempo
γ	Peso específico do líquido
V_{ar}	Volume de ar

REFERÊNCIAS

- [1] A.K Soares, D.I.C. Covas, H.M. Ramos. “Damping Analysis of Hydraulic Transients in Pump-rising Main Systems”. *Journal of Hydraulic Engineering*, v.139, n.2, 2013, pp. 233-243.
- [2] D.I.C. Covas; H.M. Ramos; A. Betâmio de Almeida. “Hydraulic transients in Socorridos pump-storage hydropower system”, *Surge Analysis – System Design, Simulation, Monitoring and Control*, 10th International Conference on Pressure Surges, BHR, Edinburgh, UK, 2008.
- [3] M.L. Stephens; M.F. Lambert; A.R. Simpsonk J.P. Vitkovsky, “Calibrating the water-hammer response of a field pipe network by using a mechanical damping model”, *Journal of Hydraulic Engineering* 137, 2011, pp. 1225–1237.
- [4] S. García-Todolí; P.L. Iglesias-Rey; D. Mora-Meliá; F.J. Martínez-Solano; V.S. Fuertes-Miquel. “Computational Determination of Air Valves Capacity Using CFD Techniques”, *Water*, 10. 2018, pp. 1433.
- [5] V.S. Fuertes-Miquel; P.A. López-Jiménez; F.J. Martínez-Solano; G. López-Patiño, “Numerical modelling of pipelines with air pockets and air valves”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, 43(12). 2016, pp. 1052–1061.
- [6] A.K. Soares, *Calibração e detecção de vazamentos em modelos de sistemas hidráulicos no escoamento transitório*, Tese de Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.
- [7] A.B. Almeida; E. Koelle, *Fluid Transients in Pipe Networks*. Computational Mechanics Publications, Glasgow, 1992.
- [8] M.H. Chaudhry, *Applied hydraulic transients*, 3rd ed., Columbia, South Carolina, USA: Springer, 2014.
- [9] E.B. Wylie; V.L. Streeter, *Fluid transients in systems*, New Jersey, USA: Prentice-Hall, 1993.
- [10] E.B. Wylie; V.L. Streeter. *Fluid transients*, USA: McGraw-Hill, 1978.

REGIMES TRANSITÓRIOS HIDRÁULICOS EM CONDUTAS COM UMA BOLSA DE AR

João Ferreira¹, Norma Buttarazzi², Bruno Brunone³, Dídia Covas⁴

RESUMO

Esta comunicação incide na análise do efeito de uma bolsa de ar na propagação dos regimes transitórios hidráulicos, com base na análise de dados experimentais efectuados num circuito piloto instalado no Laboratório de Hidráulica no Instituto Superior Técnico, Lisboa. Os principais aspetos analisados são a dissipação de energia decorrente da contração e expansão da bolsa de ar e a redução de celeridade das ondas elásticas de pressão durante o regime transitório. Registam-se pressões máximas superiores à de Joukowski e uma dissipação de energia mais acentuada. A sobrepressão máxima ocorre para um determinado volume de ar, independentemente do regime de escoamento inicial.

PALAVRAS-CHAVE

Regimes transitórios hidráulicos, bolsa de ar, sobrepressão, dissipação.

INTRODUÇÃO

Muitas das roturas em condutas devem-se à existência de ar que não é corretamente purgado pelas ventosas. A sua acumulação em pontos de inflexão do perfil da conduta originam bolsas de ar cujo expansão e contração durante a ocorrência de manobras bruscas no sistema induz variações elevadas de pressão conducente a roturas nas condutas.

MATERIAIS E MÉTODOS

Foi realizado um conjunto de ensaios numa instalação experimental instalada no Laboratório de Hidráulica do Instituto Superior Técnico. A conduta tem um comprimento de 15 m e um diâmetro de 20 mm. O sistema é abastecido por uma bomba de caudal nominal igual a 3.6 m³/h e uma altura manométrica igual a 44 m. A jusante está instalado um reservatório hidropneumático que estabiliza a pressão e simula um reservatório de nível. A bolsa de ar é simulada através de um dispositivo de acrílico transparente instalado a meio da conduta. O caudal de regime inicial é medido através de um medidor eletromagnético. Os registos de pressão são efetuados através de dois transdutores de pressão instalados a montante da válvula de fechamento rápido [1] que induz o regime transitório e a meio da conduta. Foram realizados ensaios de regimes transitórios para seis volumes iniciais de ar e para vários caudais iniciais.

¹ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa. joao.cavaleiro.ferreira@tecnico.ulisboa.pt

² Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, University of Perugia, Italy

³ Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, University of Perugia, Italy

⁴ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa

RESULTADOS

A resposta da onda de pressão difere de acordo com o volume da bolsa de ar e do caudal. A análise dos registos de pressão mostra que ocorre um aumento da pressão máxima superiores à estimada pela formulação de Joukowsky. [2] (Figura 1a). Observa-se, também, um aumento do atraso da onda de pressão decorrente dos ciclos de compressão e expansão da bolsa de ar e da dissolução do ar no seio do fluido [3] (Figura 1a). A sobrepressão máxima regista-se para um determinado volume de ar ($V_{\text{air}}/V_w \approx 0.004$, sendo V_{air} o volume de ar e V_w o volume de água na conduta), independentemente do regime de escoamento inicial traduzido pelo número de Reynolds, Re (Fig.1b).

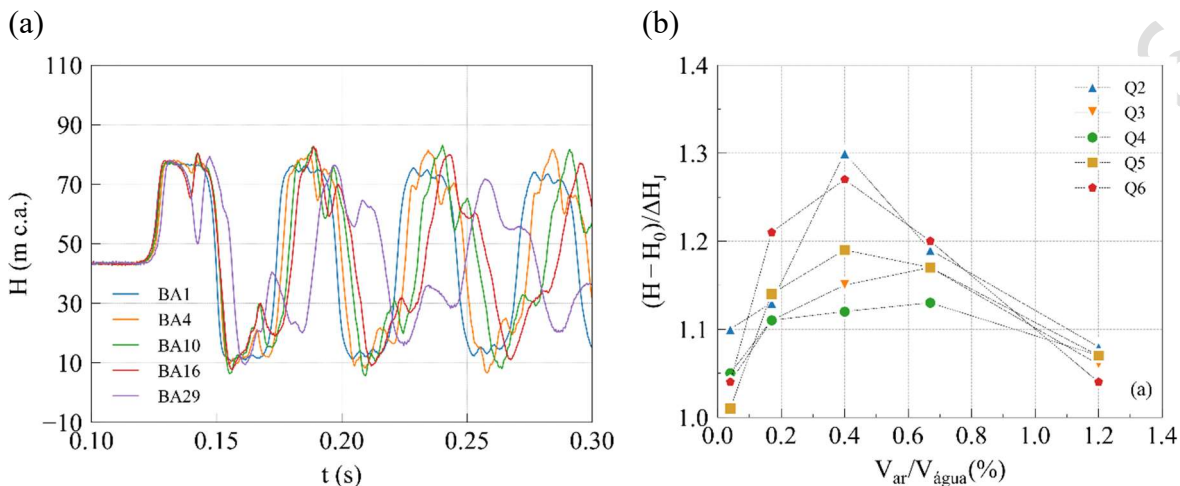


Figura 1(a) Variação de pressão junto à válvula de fechamento rápido para diferentes bolsas de ar; (b) Variação máxima de pressão em função do volume de ar.

A resposta da onda de pressão difere de acordo com o volume da bolsa de ar e do caudal, podendo esta comprometer a integridade sistema. Este tipo de avaliação permite o diagnóstico da quantidade de ar presente no sistema, análise dificilmente efetuada e que poderá ser origem de diferentes problemas operacionais nos sistemas de adução.

REFERÊNCIAS

- [1] J. Ferreira, N. Martins, D. Covas “Ball Valve Behavior under Steady and Unsteady Conditions”, Journal of Hydraulic Engineering, vol 144, nº 4, 2018
- [2] E. B. Wylie, V. L. Streeter, Fluid transients in systems, 1ra ed., Lugar: Prentice Hall, Englewood Cliffs, 1993.
- [3] A. Bergant, A.R. Simpson, A.S. Tijsseling “Water hammer with column separation: A historical review”, Journal of Fluids and Structures, vol. 2, 2006, pp. 135-171.

ANÁLISE DE TRANSITÓRIOS HIDRÁULICOS DECORRENTES DA OPERAÇÃO OTIMIZADA DE ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS

Gustavo Meirelles¹, Aloysio Portugal Maia Saliba², Jorge Luis Zegarra Tarqui³,
Edna Faria de Maria Viana⁴

^{1,2,3,4} Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos, Av. Antônio Carlos, 6627, Pampulha, Belo Horizonte – MG, Brasil.

¹gustavo.meirelles@ehr.ufmg.br

Transitórios hidráulicos

PALAVRAS-CHAVE

Transitórios hidráulicos, operação otimizada, risco e vulnerabilidade

INTRODUÇÃO

A operação de redes de distribuição de água é dinâmica devido às variações de consumo ao longo do dia. Para atender esta demanda, uma série de manobras em válvulas e estações elevatórias é necessária para que a distribuição seja feita de acordo com padrões de qualidade preestabelecidos [1]. Apesar de existirem inúmeras opções para atender estas condições, algumas alternativas resultam em um baixo consumo de energia nas estações elevatórias. Uma das alternativas mais comuns a ser adotada é realizar o bombeamento para reservatórios de distribuição durante períodos de baixa demanda, e onde a tarifa de energia é menor, para que estes se encontrem cheios durante o período de máximo consumo, realizando a distribuição por gravidade, evitando o consumo de energia elétrica, uma vez que a tarifa neste horário normalmente é superior. Entretanto, este procedimento pode resultar em uma rotina que estabeleça um constante liga/desliga de bombas. Além de reduzir a vida útil do conjunto motobomba, este procedimento causa transitórios hidráulicos na rede de distribuição, reduzindo também a vida útil das tubulações, aumentando os riscos de ruptura, intrusão de patógenos e a vulnerabilidade do sistema [2]. Assim, neste trabalho serão avaliadas as estratégias operacionais otimizadas de estações elevatórias, considerando sua operação com rotação constante.

METODOLOGIA

O trabalho será dividido em duas etapas. A primeira consiste na determinação da rotina operacional ótima das estações elevatórias. Para isto, será utilizado o algoritmo de otimização por enxame de partículas (PSO) na minimização da função objetivo da Eq. 1.

$$FO = \sum_{t=1}^T \left(\sum_{i=1}^{N_B} \frac{\gamma \cdot Q_{i,t} \cdot H_{i,t}}{\eta_{i,t}} \cdot CE_t \cdot P \right) \quad (1)$$

em que FO é a função objetivo a ser minimizada, T é o número de períodos (tempo) de simulação, NB a quantidade de bombas do sistema, $Q_{i,t}$ a vazão bombeada pela bomba i no período t , $H_{i,t}$ a altura manométrica da bomba i no período t , $\eta_{i,t}$ a o rendimento do conjunto motobomba i no período t , CE_t o custo da energia no período t e P o tempo de duração de cada período t .

Inicialmente, as restrições do problema serão apenas relativas à operação do sistema, ou seja, à manutenção dos níveis de reservatórios e das pressões na rede dentro de limites máximos e mínimos preestabelecidos. Com isto a operação das estações elevatórias poderá ser feita com um número ilimitado de manobras do tipo liga/desliga. Em um segundo momento, será determinado um número máximo deste tipo de manobra, com um intervalo de tempo mínimo a ser respeitado para que a bomba possa ser ligada novamente. As simulações para obtenção desta rotina operacional serão feitas em período extensivo, considerando três intervalos de tempos distintos: 15, 30 e 60 minutos. Os resultados obtidos serão utilizados na segunda etapa do trabalho, em que será utilizado um modelo hidráulico baseado no Método das Características (MOC) [3] para avaliar os surtos de pressão criados por cada uma das rotinas obtidas na primeira etapa.

RESULTADOS E CONCLUSÕES

A rede de distribuição a ser estudada será a GoYang [4], com a adição de um reservatório de jusante e outras duas bombas à estação elevatória existente para que o problema tenha uma maior variedade de alternativas operacionais. Os resultados obtidos serão comparados de forma que seja possível identificar a necessidade de rotinas operacionais específicas, como partida e parada em rampa, além do impacto que uma discretização excessiva da rotina operacional possa causar nos surtos de pressão em uma rede de distribuição de água.

REFERÊNCIAS

- [1] Brentan, Bruno, et al. "Joint Operation of Pressure-Reducing Valves and Pumps for Improving the Efficiency of Water Distribution Systems." *Journal of Water Resources Planning and Management* 144.9 (2018): 04018055.
- [2] Duan, H. F., Tung, Y. K., & Ghidaoui, M. S. (2010). Probabilistic analysis of transient design for water supply systems. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 136(6), 678-687. [4] Marchi, A., et al. (2013). Battle of the water networks II. *Journal of water resources planning and management*, 140(7), 04014009.
- [3] Almeida, A. B., & Koelle, E. (1992). *Fluid transients in pipe networks*. Elsevier Applied Science.
- [4] Kim, J. H., Kim, T. G., Kim, J. H., & Yoon, Y. N. (1994). A study on the pipe network system design using non-linear programming. *J. Korean Water Resour. Assoc*, 27(4), 59-67.

ANÁLISE DE TRANSITÓRIOS HIDRÁULICOS DECORRENTES DA OPERAÇÃO OTIMIZADA DE ESTAÇÕES ELEVATÓRIAS

Gustavo Meirelles¹, Aloysio Portugal Maia Saliba², Jorge Luis Zegarra Tarqui³, Edna Faria de Maria Viana⁴

INTRODUÇÃO

A operação de redes de distribuição de água é dinâmica devido às variações de consumo ao longo do dia. Para atender esta demanda, uma série de manobras em válvulas e estações elevatórias é necessária para que a distribuição seja feita de acordo com padrões de qualidade preestabelecidos [1]. Apesar de existirem inúmeras opções para atender estas condições, algumas alternativas resultam em um baixo consumo de energia nas estações elevatórias. Uma das alternativas mais comuns a ser adotada é realizar o bombeamento para reservatórios de distribuição durante períodos de baixa demanda, e onde a tarifa de energia é menor, para que estes se encontrem cheios durante o período de máximo consumo, realizando a distribuição por gravidade, evitando o consumo de energia elétrica, uma vez que a tarifa neste horário normalmente é superior. Entretanto, este procedimento pode resultar em uma rotina que estabeleça um constante liga/desliga de bombas. Além de reduzir a vida útil do conjunto motobomba, este procedimento causa transitórios hidráulicos na rede de distribuição, reduzindo também a vida útil das tubulações, aumentando os riscos de ruptura, intrusão de patógenos e a vulnerabilidade do sistema [2]. Assim, neste trabalho serão avaliadas as estratégias operacionais otimizadas de estações elevatórias, considerando sua operação com rotação constante.

METODOLOGIA

O trabalho será dividido em duas etapas. A primeira consiste na determinação da rotina operacional ótima das estações elevatórias. Para isto, será utilizado o algoritmo de otimização por enxame de partículas (PSO) na minimização da função objetivo da Eq. 1.

$$FO = \sum_{t=1}^T \left(\sum_{i=1}^{NB} \frac{\gamma \cdot Q_{i,t} \cdot H_{i,t}}{\eta_{i,t}} \cdot CE_t \cdot P \right) \quad (1)$$

em que FO é a função objetivo a ser minimizada, T é o número de períodos (tempo) de simulação, NB a quantidade de bombas do sistema, $Q_{i,t}$ a vazão bombeada pela bomba i no período t , $H_{i,t}$ a altura manométrica da bomba i no período t , $\eta_{i,t}$ a o rendimento do conjunto motobomba i no período t , CE_t o custo da energia no período t e P o tempo de duração de cada período t .

Inicialmente, as restrições do problema serão apenas relativas à operação do sistema, ou seja, à manutenção dos níveis de reservatórios e das pressões na rede dentro de limites máximos e mínimos

¹ Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos, Av. Antônio Carlos, 6627, Pampulha, Belo Horizonte – MG, Brasil. gustavo.meirelles@chr.ufmg.br

² Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos, Av. Antônio Carlos, 6627, Pampulha, Belo Horizonte – MG, Brasil

³ Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos, Av. Antônio Carlos, 6627, Pampulha, Belo Horizonte – MG, Brasil

⁴ Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos, Av. Antônio Carlos, 6627, Pampulha, Belo Horizonte – MG, Brasil

preestabelecidos. Com isto a operação das estações elevatórias poderá ser feita com um número ilimitado de manobras do tipo liga/desliga. Em um segundo momento, será determinado um número máximo deste tipo de manobra, com um intervalo de tempo mínimo a ser respeitado para que a bomba possa ser ligada novamente. As simulações para obtenção desta rotina operacional serão feitas em período extensivo, considerando três intervalos de tempos distintos: 15, 30 e 60 minutos. Os resultados obtidos serão utilizados na segunda etapa do trabalho, em que será utilizado um modelo hidráulico baseado no Método das Características (MOC) [3] para avaliar os surtos de pressão criados por cada uma das rotinas obtidas na primeira etapa.

RESULTADOS E CONCLUSÕES

A rede de distribuição a ser estudada será a GoYang [4], com a adição de um reservatório de jusante e outras duas bombas à estação elevatória existente para que o problema tenha uma maior variedade de alternativas operacionais. Os resultados obtidos serão comparados de forma que seja possível identificar a necessidade de rotinas operacionais específicas, como partida e parada em rampa, além do impacto que uma discretização excessiva da rotina operacional possa causar nos surtos de pressão em uma rede de distribuição de água.

REFERÊNCIAS

- [1] Brentan, Bruno, et al. "Joint Operation of Pressure-Reducing Valves and Pumps for Improving the Efficiency of Water Distribution Systems." *Journal of Water Resources Planning and Management* 144.9 (2018): 04018055.
- [2] Duan, H. F., Tung, Y. K., & Ghidaoui, M. S. (2010). Probabilistic analysis of transient design for water supply systems. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 136(6), 678-687.
- [4] Marchi, A., et al. (2013). Battle of the water networks II. *Journal of water resources planning and management*, 140(7), 04014009.
- [3] Almeida, A. B., & Koelle, E. (1992). *Fluid transients in pipe networks*. Elsevier Applied Science.
- [4] Kim, J. H., Kim, T. G., Kim, J. H., & Yoon, Y. N. (1994). A study on the pipe network system design using non-linear programming. *J. Korean Water Resour. Assoc.*, 27(4), 59-67.

VACIADO DE GRANDES INSTALACIONES. APLICACIÓN A UNA CONDUCCIÓN DE FUNDICIÓN DN400 CON DOS VÁLVULAS DE AIRE

Guillermo Romero¹, Vicente S. Fuertes-Miquel², Oscar E. Coronado-Hernández³, Gonzalo López-Patiño⁴, Román Ponz-Carcelén⁵

RESUMEN

Durante el proceso del vaciado de agua se generan depresiones en el interior de las conducciones que pueden afectar negativamente al sistema provocando grietas en la tubería o la rotura total de esta. En este trabajo se analiza el comportamiento de una instalación real localizada en la población de Massamagrell (Valencia, España), donde se dispone de válvulas de aire ubicadas a lo largo de su recorrido. El análisis se realiza mediante un modelo matemático desarrollado por los autores, el cual estudia el comportamiento de todas las variables hidráulicas que intervienen en el interior de la instalación (presión y densidad de la bolsa de aire, velocidad y longitud de la columna de agua, caudal de aire entrante por las válvulas de aire y el caudal de agua saliente por la válvula de descarga). Los resultados que nos ofrece el modelo matemático presentan una similitud considerable con las mediciones hechas por la Empresa Mixta Metropolitana S.A. (EMIMET), lo que proporciona la validación del modelo para instalaciones reales de gran tamaño.

Palabras clave

Vaciado de tuberías, válvulas de aire, instalaciones reales, transitorios hidráulicos

INTRODUCCIÓN

En todas las conducciones de agua se realizan procesos tanto de llenado como de vaciado a lo largo del tiempo. Estos acontecimientos se caracterizan por generar sobrepresiones y depresiones en el interior de las tuberías. Se tienen dos fluidos (agua y aire) y en diferentes estados (líquido y gas), lo que supone una mayor complejidad a la hora de analizar los fenómenos transitorios que ocurren en los sistemas durante los procesos de llenado y vaciado.

Durante las operaciones de llenado, las bolsas de aire se comprimen provocando una sobrepresión que en ocasiones puede provocar graves daños en la instalación. Por el contrario, en los procesos de vaciado, las bolsas de aire se expanden de tal forma que pueden producir depresiones considerables en el sistema [1]. La implantación de válvulas de aire, también llamadas ventosas, son una buena solución al problema originado por las bolsas de aire. Las ventosas se caracterizan por permitir el flujo de aire desde el interior de la tubería al exterior o viceversa, lo que facilita un mayor control a la hora de evitar cambios bruscos de presión en el interior.

Para analizar los fenómenos transitorios que ocurren en el interior de las tuberías, los autores han definido un modelo matemático capaz de reproducir en el tiempo todas las variables hidráulicas

¹ Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, Universitat Politècnica de València, Valencia, España. vfuentes@upv.es

² Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, Universitat Politècnica de València, Valencia, España

³ Facultad de Ingeniería, Universidad Tecnológica de Bolívar, Cartagena, Colombia

⁴ Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente, Universitat Politècnica de València, Valencia, España

⁵ Empresa Mixta Metropolitana S.A., EMIMET, Valencia, España

implicadas en los procesos de llenado y vaciado. El modelo propuesto se define en base a las siguientes formulaciones: (i) simula la columna de agua empleando la ecuación del modelo rígido [2,3] y la interfaz aire-agua [4]; ii) el modelo del flujo pistón, simulando el avance del agua a lo largo de la tubería de forma perpendicular a esta; (iii) la ecuación del modelo politrópico para definir el comportamiento del aire en el interior [5,6]; (iv) la ecuación característica de la válvula de aire y (v) la ecuación de continuidad aplicada a la bolsa de aire.

A día de hoy, son pocos los estudios realizados sobre el comportamiento de las bolsas de aire y sus consecuencias durante las operaciones de vaciado, como pueden ser los casos de Laanearu et al. [7] o de Fuertes-Miquel et al. [8], desarrollando este último un modelo matemático para el análisis de los fenómenos transitorios durante los procesos de llenado y vaciado en tuberías simples. Posteriormente, Coronado-Hernández et al. [9] planteó el modelo matemático para conducciones más complejas, con cambios de pendiente y ventosas instaladas a lo largo de la tubería. Todos estos trabajos están basados en ensayos realizados en pequeñas instalaciones con un diámetro nominal no muy elevado, lo que significa que son muy pocos los avances de este tema en instalaciones reales de dimensiones importantes.

APLICACIÓN

En el presente trabajo se va a analizar un tramo de una red de abastecimiento de agua localizada entre los términos municipales de Massamagrell y Museros, en la provincia de Valencia (España), con una longitud total de 1020 m. La tubería es de fundición con diámetro nominal DN400, estando delimitada por las abscisas K0+563.329 y K1+583.373, que corresponden a los puntos P2 y P4 respectivamente (ver Figura 1). Existen dos válvulas de aire instaladas a lo largo del recorrido, ubicadas en las abscisas K1+052.458 y K1+583.373, coincidiendo con los puntos P3 y P4. Estas ventosas son las responsables de la admisión del aire exterior durante el proceso de vaciado para evitar la depresión de la bolsa de aire en el interior de la tubería. En el punto P2 hay instalada una válvula de compuerta de diámetro nominal DN100 encargada de la evacuación del agua durante el vaciado, con un coeficiente resistente de $17,4 \text{ l/s/mca}^{0.5}$, el cual ha sido obtenido mediante ensayo en las instalaciones de EMIMET. En los puntos P2, P3 y P4 hay instaladas válvulas de mariposa DN400, que se encargan de aislar el tramo que se va a analizar del resto de la red. De este modo, durante el proceso de vaciado, las válvulas de los puntos P2 y P4 estarán completamente cerradas, mientras que la válvula del punto P3 estará completamente abierta, permitiendo el paso del agua para realizar el vaciado. En la Figura 1 se observa el esquema de la conducción a analizar y la distribución de todos los elementos descritos.

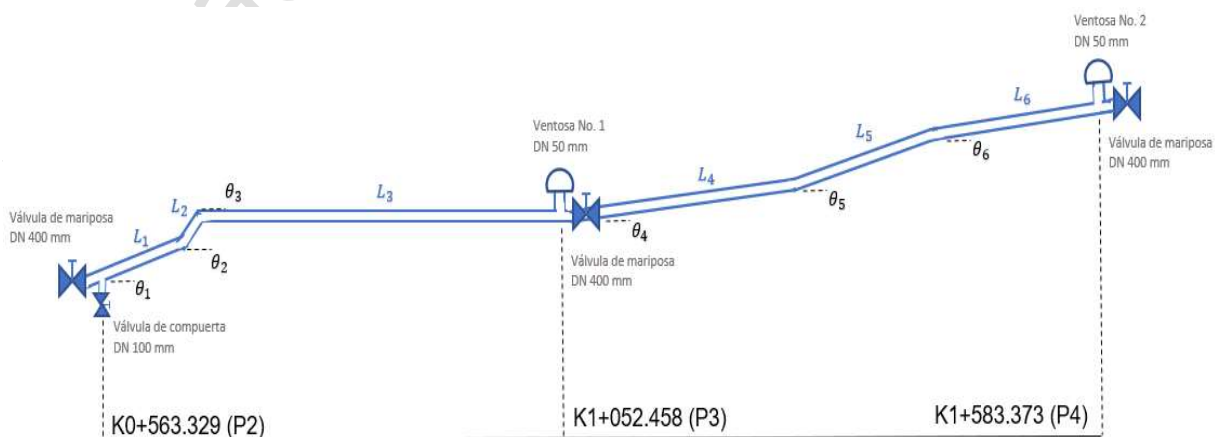


Figura 1. Esquema de la conducción analizada

Para analizar el proceso de vaciado, previamente se ha llenado la tubería de agua por completo, lo que significa que no habrá columnas de bloqueo que dificulten el análisis y únicamente se considerará la columna de vaciado. En la Figura 1 se aprecian los diferentes tramos que componen la conducción con sus respectivas inclinaciones (L_i para referirse a las longitudes de los tramos y θ_i haciendo referencia a las pendientes). En la siguiente Tabla están representadas todas las características geométricas de la instalación, diferenciando entre todos los tramos existentes (de L_1 a L_6).

Tabla 1. Características geométricas de la instalación

Tramo No.	Abscisa		Cota eje de tubería (m.s.n.m)		Longitud (m)	Pendiente longitudinal (%)
	De	A	De	A		
1	K0+563.329 (P2)	K0+646.017	104.230	105.800	82.688	1.898
2	K0+646.017	K0+667.767	105.800	107.120	21.750	6.065
3	K0+667.767	K1+052.458 (P3)	107.120	107.440	384.691	0.083
4	K1+052.458 (P3)	K1+301.062	107.440	108.940	248.604	0.603
5	K1+301.062	K1+434.515	108.940	111.050	133.453	1.580
6	K1+434.515	K1+583.373 (P4)	111.050	111.820	148.858	0.517

En esta instalación, la Empresa Mixta Metropolitana S.A. (EMIMET) ha realizado un análisis durante el proceso de vaciado obteniendo las mediciones del caudal expulsado por la válvula de compuerta DN100 y de la presión en el interior de la tubería, con el fin de una futura comparación con el modelo matemático y poder comprobar su validación.

Modelo matemático

Las principales hipótesis en las que se basa el modelo matemático son:

- Análisis del transitorio mediante la aplicación del modelo rígido.
- Interfase aire-agua perfectamente definida y coincidente en todo instante con la sección recta de la tubería.
- Características de la instalación uniformes (factor de fricción, diámetro de la tubería, rugosidad, etc.).
- Se usa un coeficiente politrópico para modelar el comportamiento del aire atrapado.
- En el extremo aguas abajo de la conducción existe una válvula de descarga que permite el vaciado de la conducción.
- Se admite que la totalidad del volumen de agua contenido en el interior de la conducción se vacía por la válvula de descarga.
- En el extremo aguas arriba de la conducción y en una posición intermedia existen dos válvulas de aire que permiten la entrada de aire para favorecer el vaciado de la conducción.
- La admisión del aire durante el vaciado se calcula con la curva característica de la válvula de aire.

La implantación del modelo es necesaria para llevar a cabo las simulaciones requeridas a lo largo del estudio y obtener los resultados pertinentes. Las ecuaciones describen el comportamiento de los fluidos en el interior de la tubería, tanto de la columna de agua como la bolsa de aire. A continuación, se muestran las diferentes ecuaciones utilizadas para modelar el proceso de vaciado:

Columna de vaciado

- Ecuación del modelo rígido que caracteriza el movimiento de la columna de vaciado:

$$\frac{dv}{dt} = \frac{p_1^* - p_{atm}^*}{\rho_w L_e} + g \left(\frac{\Delta z}{L_e} \right) - f \frac{v |v|}{2D} - \frac{R_v g A^2 v |v|}{L_e} \quad [1]$$

- Posición de la columna de vaciado:

$$\frac{dL_e}{dt} = -v \quad o \quad L_e = L_0 - \int_0^t v dt \quad [2]$$

Donde: v es la velocidad de la columna de vaciado, p_1^* es la presión absoluta de la bolsa de aire, p_{atm}^* es la presión atmosférica, ρ_w es la densidad del agua, L_e es la longitud de la columna de vaciado, g es la aceleración de la gravedad, $\frac{\Delta z}{L_e}$ es el término gravitatorio, f es el factor de fricción, D es el diámetro de la conducción, R_v es el coeficiente resistente de la válvula de descarga y A es la sección transversal de la tubería.

Bolsa de aire

- Evolución de la bolsa de aire:

$$\frac{dp_1^*}{dt} = \frac{p_1^* k}{(L_T - L_e)} \left(\frac{\rho_{aCN} v_{aCN} A_{adm}}{A \rho_a} - v \right) \quad [3]$$

- Ecuación de continuidad para la bolsa de aire:

$$\frac{d\rho_a}{dt} = \frac{\rho_{aCN} v_{aCN} A_{adm} - v A \rho_a}{(L_T - L_e) A} \quad [4]$$

- Ecuación característica de la válvula de aire:

$$v_{aCN} = C_{adm} \sqrt{7 p_{atm}^* \rho_{atm} \left[\left(\frac{p_1^*}{p_{atm}^*} \right)^{1.4286} - \left(\frac{p_1^*}{p_{atm}^*} \right)^{1.714} \right]} \quad [5]$$

$$Q_a = v_{aCN} A_{adm}$$

Donde: k es el coeficiente politrópico, L_T es la longitud total de la instalación, ρ_{aCN} es la densidad del aire en condiciones normales, A_{adm} es el área del orificio de la válvula de aire, ρ_a es la densidad de la bolsa de aire, C_{adm} es el coeficiente de admisión de la válvula de aire y Q_a es la caudal de aire admitido por la válvula de aire.

En la instalación se disponen de dos válvulas de aire, por lo que la ecuación [5] representa el funcionamiento de ambas válvulas por igual, teniendo en cuenta que la válvula de aire número 1 únicamente actuará cuando la bolsa de aire llegue hasta su localización, permitiendo la entrada de aire por dicha válvula.

Hay que definir el término gravitatorio $\frac{\Delta z}{L_e}$, el cual varía en función de la localización de la columna de agua en la conducción, así como de la pendiente de cada tramo. A continuación, se muestra la evolución de dicho término a lo largo de la conducción:

- Si $L_T \geq L_e > L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5$ entonces:

$$\frac{\Delta z}{L_e} = \frac{L_1 \sin \theta_1 + L_2 \sin \theta_2 + L_3 \sin \theta_3 + L_4 \sin \theta_4 + L_5 \sin \theta_5}{L_e} + \left(1 - \frac{L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5}{L_e}\right) \sin \theta_6$$

- Si $L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5 \geq L_e > L_1 + L_2 + L_3 + L_4$ entonces:

$$\frac{\Delta z}{L_e} = \frac{L_1 \sin \theta_1 + L_2 \sin \theta_2 + L_3 \sin \theta_3 + L_4 \sin \theta_4}{L_e} + \left(1 - \frac{L_1 + L_2 + L_3 + L_4}{L_e}\right) \sin \theta_5 \quad [7]$$

- Si $L_1 + L_2 + L_3 + L_4 \geq L_e > L_1 + L_2 + L_3$ entonces:

$$\frac{\Delta z}{L_e} = \frac{L_1 \sin \theta_1 + L_2 \sin \theta_2 + L_3 \sin \theta_3}{L_e} + \left(1 - \frac{L_1 + L_2 + L_3}{L_e}\right) \sin \theta_4 \quad [8]$$

- Si $L_1 + L_2 + L_3 \geq L_e > L_1 + L_2$ entonces:

$$\frac{\Delta z}{L_e} = \frac{L_1 \sin \theta_1 + L_2 \sin \theta_2}{L_e} + \left(1 - \frac{L_1 + L_2}{L_e}\right) \sin \theta_3 \quad [9]$$

- Si $L_1 + L_2 \geq L_e > L_1$ entonces:

$$\frac{\Delta z}{L_e} = \frac{L_1 \sin \theta_1}{L_e} + \left(1 - \frac{L_1}{L_e}\right) \sin \theta_2 \quad [10]$$

- Finalmente, si $L_1 \geq L_e > 0$ se cumple:

$$\frac{\Delta z}{L_e} = \sin \theta_1 \quad [11]$$

Donde: L_i es la longitud del tramo i de la instalación y θ_i es la pendiente del tramo i .

Condiciones iniciales y de contorno

Hay que definir las condiciones iniciales de las diferentes variables del problema analizado: $v(0) = 0$; $L_e(0) = 1019 \text{ m}$; $p_1^*(0) = 313195 \text{ Pa}$; $\rho_a(0) = 3,724 \text{ (kg/m}^3\text{)}$; $v_{aCN}(0) = 0$; $Q_a(0) = 0$. Por otro lado, las principales características de la instalación quedan reflejadas en la Tabla 2.

Tabla 2. Principales características de la instalación analizada

D (m)	0,4
Lt (m)	1020
f	0,0257
k	1,1
Rv (s²/m⁵)	3300
Rv (l/s/mca0.5)	17,4
D vent (mm)	50

Curvas características de las válvulas de aire

Las ventosas instaladas son de diámetro nominal DN50. Para obtener el coeficiente correspondiente se ha llevado a cabo un análisis de comparación. Por un lado, se representa la curva de aireación en la fase de admisión dada por el fabricante en su catálogo y, por otro lado, se ajusta la ecuación para caracterizar las ventosas de acuerdo con Wylie & Streeter [10]. Esta simulación se consigue mediante el programa Excel, que permite obtener una representación precisa de ambas curvas. En la figura 2 se observan los resultados obtenidos y se aprecia como la similitud entre la curva real y la ajustada es considerable.

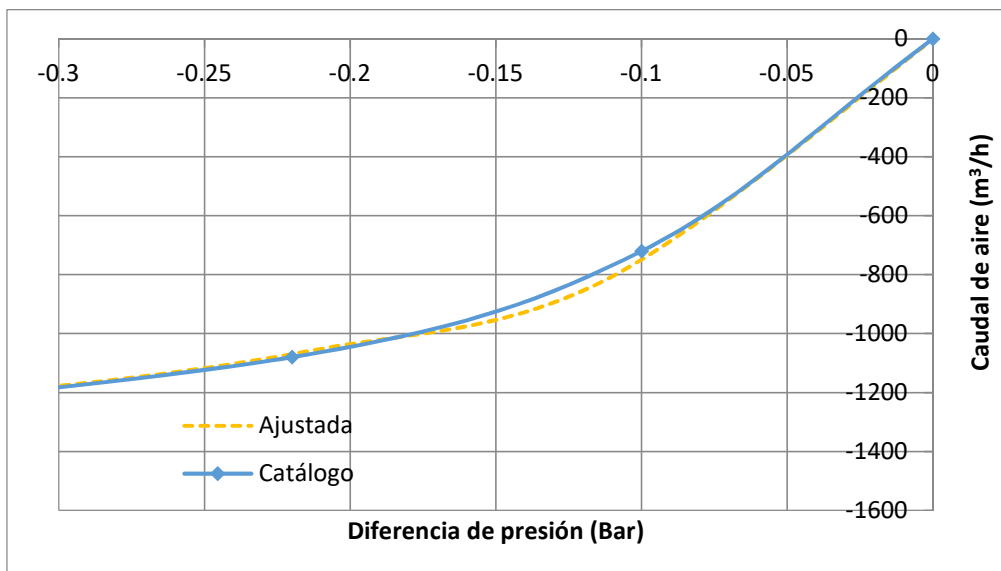


Figura 2. Curva característica de la válvula de aire DN50

Una vez ajustada la curva característica en la fase de admisión de aire, tal y como se muestra en la Figura 2, se obtiene un coeficiente de admisión de 0,75 para las válvulas de aire DN50. Este coeficiente será el utilizado para simular el proceso de vaciado.

RESULTADOS

Para la obtención de resultados con el modelo matemático propuesto, el sistema de ecuaciones diferenciales es resuelto mediante el programa informático Matlab. La resolución permite representar la evolución temporal de cada una de las variables hidráulicas (presión del aire, densidad del aire, velocidad del agua, etc.) y de este modo poder analizar lo ocurrido en cada uno de los tramos.

En primer lugar, se realiza una comparación entre los resultados que proporciona el modelo matemático propuesto y los datos experimentales obtenidos por la Empresa Mixta Metropolitana S.A. (EMIMET). Posteriormente, se analizarán los resultados del modelo para otras variables de las cuales no se tienen mediciones.

La Figura 3 representa el caudal de agua (mediciones experimentales y resultados del modelo) que sale por la válvula de desagüe ubicada en el punto P2. La representación de los tramos va del tramo L_6 al L_1 al tratarse de un proceso de vaciado. Claramente se observa que la concordancia entre ambas gráficas es muy buena, lo que permite la validación del modelo propuesto. También puede apreciarse la variación que sufre el caudal cada vez que la columna de agua cambia de tramo, debido a la diferente pendiente longitudinal de cada uno.

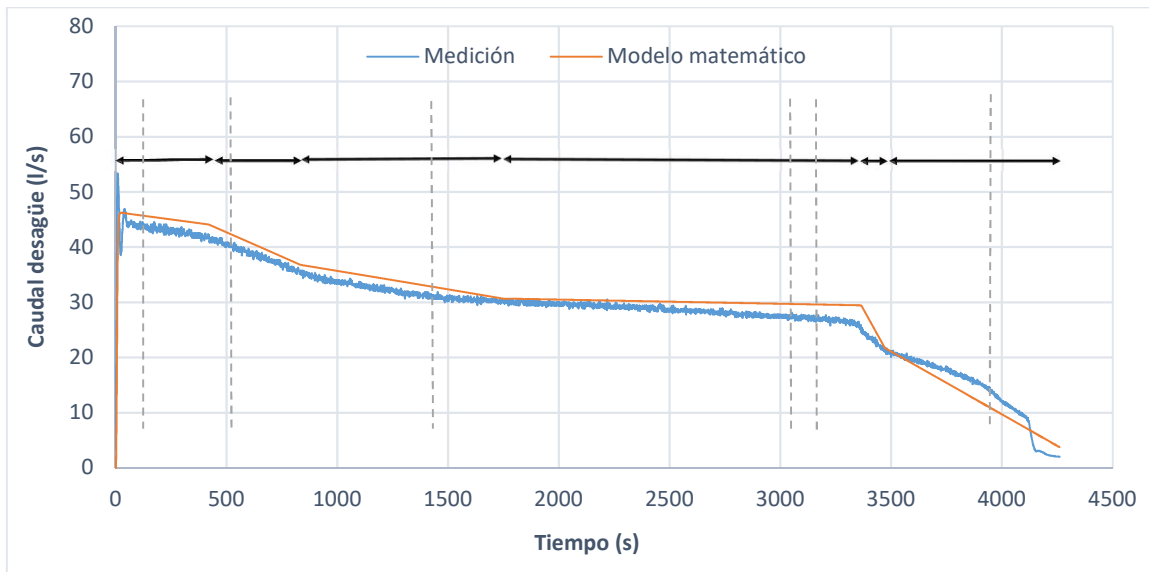


Figura 3 Evolución temporal del caudal de agua que sale por la válvula de descarga. Comparación entre las mediciones y el modelo matemático

En la siguiente gráfica (Figura 4) se representa la evolución de la presión en el interior de la tubería a lo largo de todo el proceso de vaciado (a la derecha se aprecia con detalle los 8 primeros segundos del transitorio). Se observa como en los instantes iniciales la presión se reduce de forma drástica hasta alcanzar la presión atmosférica. Esto sucede debido a que la ventosa permite la entrada de aire del exterior, nada más empezar el proceso.

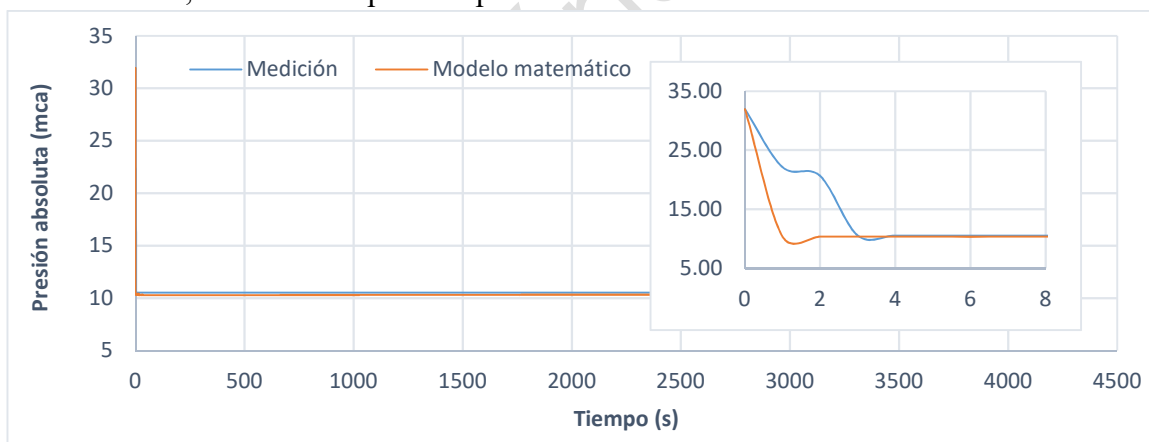


Figura 4. Evolución temporal de la presión en la bolsa de aire. Comparación entre las mediciones y el modelo matemático

Una vez hecha la comparación con los datos experimentales, en las siguientes figuras se representan los parámetros significativos del proceso obtenidos mediante el modelo matemático y de los cuales no se tienen medidas experimentales.

En la Figura 5 se observa la evolución de la longitud del tramo de tubería con presencia de agua, apreciándose como disminuye a lo largo del tiempo hasta vaciarse por completo, mientras que en la Figura 6 se representa la velocidad del agua a lo largo del tiempo. Obviamente, la evolución de la velocidad es semejante a la evolución del caudal de salida de agua (Figuras 3 y 6).

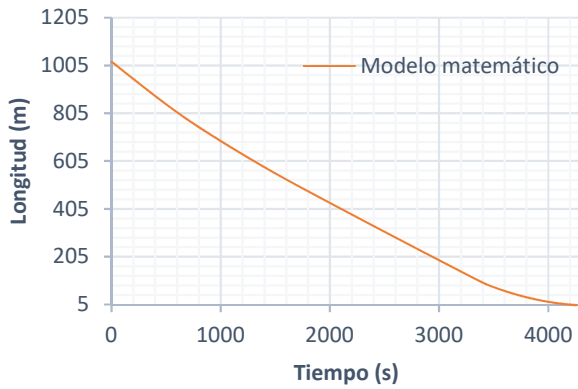


Figura 5. Evolución temporal de la longitud del tramo de vaciado

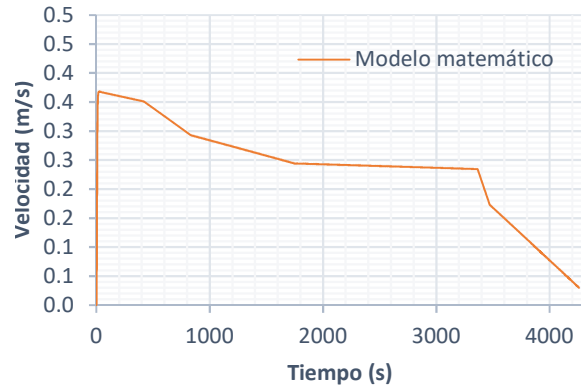


Figura 6. Evolución temporal de la velocidad del tramo de vaciado.

Las siguientes gráficas representan la evolución del caudal de entrada de aire que es admitido por cada una de las ventosas instaladas. En la Figura 7 se aprecia como la ventosa No. 2 está en funcionamiento durante todo el proceso, pero que en un instante determinado el caudal admitido disminuye drásticamente (en este momento comienza a actuar la segunda ventosa). Por otro lado, en la Figura 8 se representa el caudal admitido por la ventosa No. 1 y se observa que a partir de $t = 1770$ s esta ventosa comienza a introducir aire en la conducción. Lógicamente, este punto coincide con la disminución brusca del caudal admitido por la ventosa No. 2 (ver Figura 7).

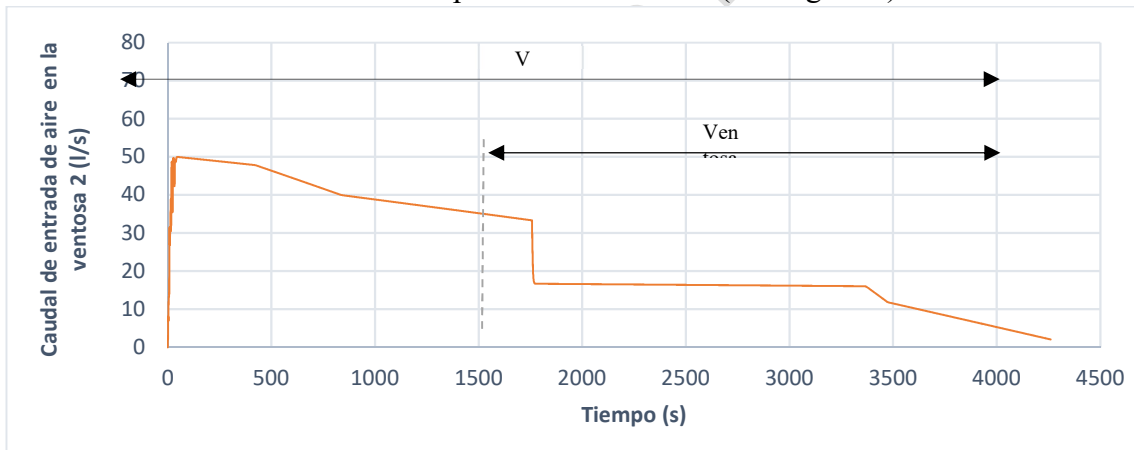


Figura 7. Evolución temporal del caudal de aire admitido por la ventosa No. 2

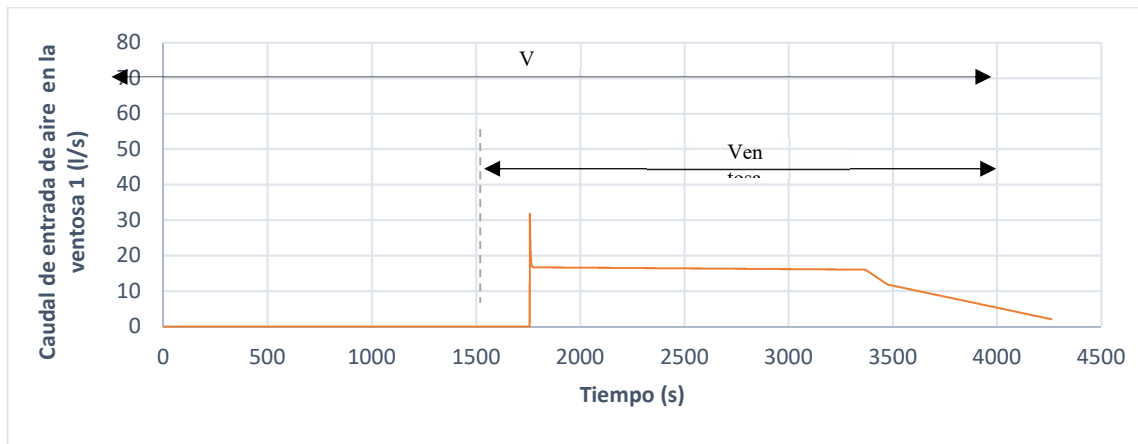


Figura 8. Evolución temporal del caudal de aire admitido por la ventosa No. 1

CONCLUSIONES

No es habitual realizar análisis del comportamiento de variables hidráulicas en instalaciones reales de gran tamaño. En este trabajo se presenta el estudio del comportamiento durante el proceso de vaciado de una instalación con una longitud de 1020 m y con un diámetro nominal de 400 mm, ubicada en la localidad de Massamagrell (Valencia, España). A lo largo de su recorrido, se encuentran dos válvulas de aire DN50 localizadas en los puntos P3 y P4. En el punto más bajo de la conducción (P2) hay instalada una válvula de compuerta DN100 para poder vaciar la tubería y en los puntos P2, P3 y P4 hay válvulas de mariposa DN400, las cuales permiten aislar los diferentes tramos de la instalación.

La correcta selección del tamaño de las ventosas es fundamental para el correcto desarrollo del proceso de vaciado. Las ventosas son los elementos que facilitan la entrada o salida del aire al interior de la tubería. De este modo, son las responsables de evitar grandes sobrepresiones o depresiones que podrían causar daños catastróficos.

Hay que tener en cuenta que, igual que es muy importante una correcta selección del tamaño de todos los elementos, también es importante conocer los valores de todos los parámetros relevantes que influyen en el proceso (f , k , C_{adm} , R_v , etc.). No es lo mismo que la válvula de compuerta encargada del vaciado esté completamente abierta o parcialmente cerrada, ya que es un factor determinante en el caudal de salida. Del mismo modo, el coeficiente de admisión de la ventosa es un componente relevante que no siempre coincide con los valores que proporcionan los fabricantes en sus curvas de aireación.

En cuanto a los resultados mostrados en el presente trabajo, se puede afirmar que el modelo matemático descrito con anterioridad por los autores es totalmente válido para representar el comportamiento de las variables hidráulicas en instalaciones reales de gran tamaño. Se aprecia claramente que tanto el caudal de salida por el desagüe como la presión en el interior de la tubería coinciden con los valores de las mediciones experimentales.

Este trabajo es un paso importante a la hora de conocer el comportamiento de instalaciones reales frente a procesos de llenado y de vaciado. Anteriormente, los autores habían validado el modelo propuesto en pequeñas instalaciones de laboratorio. Con el análisis aquí presentado queda demostrada la validación del modelo para grandes conducciones.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la colaboración de la Empresa Mixta Metropolitana S.A. (EMIMET), la cual ha proporcionado todos los resultados experimentales necesarios para poder llevar a cabo la validación del modelo matemático propuesto.

Nomenclatura

A	Área de la sección transversal de la tubería (m^2)
A_{adm}	Área del orificio de la válvula de aire (m^2)
C_{adm}	Coefficiente de descarga de la válvula de aire (-)
D	Diámetro interior de la tubería (m)
D_{vent}	Diámetro del orificio de la válvula de aire (m)
f	Factor de fricción Darcy-Weisbach (-)
g	Aceleración de la gravedad (m/s^2)
L_e	Longitud de la columna de vaciado (m)
L_T	Longitud total de la tubería (m)
L_i	Longitud del tramo i (m)
k	Coefficiente politrópico (-)
p_1^*	Presión absoluta de la bolsa de aire (Pa)
p_{atm}^*	Presión atmosférica (Pa)
Q_a	Caudal de aire admitido por la válvula de aire (m^3/s)
Q_w	Caudal de agua por la válvula de drenaje (m^3/s)
R_v	Coefficiente de resistencia de la válvula (s^2/m^5)
t	Tiempo (s)
T	Temperatura del aire ($^{\circ}K$)
v	Velocidad del agua de la columna de vaciado (m/s)
v_{aCN}	Velocidad del aire en condiciones normales admitido por la válvula de aire (m/s)
z	Elevación de la tubería (m)
Δz	Diferencia de elevación (m)
ρ_w	Densidad del agua (kg/m^3)
ρ_a	Densidad del aire en el interior de la tubería (kg/m^3)
ρ_{aCN}	Densidad del aire en condiciones normales (kg/m^3)
θ_i	Pendiente longitudinal (%)
Superíndices	
*	Valores absolutos
Subíndices	
a	Referencia al aire
i	Referencia al tramo de tubería
CN	Condiciones normales
w	Referencia al agua
0	Condiciones iniciales

REFERENCIAS

- [1] V.S. Fuertes, Hydraulic transients with entrapped air pockets, PhD Thesis, Department of Hydraulic Engineering, Polytechnic University of Valencia, Editorial Universitat Politècnica de València, 2001.
- [2] C. Liou y W.A. Hunt, “Filling of pipelines with undulating elevation profiles”, *Journal of Hydraulic Engineering*, 122(10), pp. 534-539, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9429\(1996\)122:10\(534\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9429(1996)122:10(534)), 1996.
- [3] J. Izquierdo, V.S. Fuertes, E. Cabrera, P.L. Iglesias y J. García-Serra, “Pipeline start-up with entrapped air”, *Journal of Hydraulic Research*, 37(5), pp. 579-590. <https://doi.org/10.1080/00221689909498518>, 1999.
- [4] L. Zhou y D. Liu, “Experimental investigation of entrapped air pocket in a partially full water pipe”, *Journal of Hydraulic Research*, 51(4), pp. 469-474, <https://doi.org/10.1080/00221686.2013.785985>, 2013.
- [5] A. León, M. Ghidaoui, A. Schmidt, y M. García, “A robust two-equation model for transient-mixed flows”, *Journal of Hydraulic Research*, 48(1), pp. 44-56, <https://doi.org/10.1080/00221680903565911>, 2010.
- [6] S.C. Martins, H.M. Ramos y A.B. Almeida, “Conceptual analogy for modelling entrapped air action in hydraulic systems”, *Journal of Hydraulic Research*, 53(5), pp. 678-686, <https://doi.org/10.1080/00221686.2015.1077353>, 2015.
- [7] J. Laanearu, I. Annus, T. Koppel, A. Bergant, S. Vučkovic, Q. Hou, A.S. Tijsseling, A. Anderson y J.M.C. Van't Westende, “Emptying of large-scale pipeline by pressurized air”, *Journal of Hydraulic Engineering*, 138(12), pp. 1090–1100, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HY.1943-7900.0000631](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000631), 2012.
- [8] V.S. Fuertes-Miquel, O.E Coronado-Hernández, P.L. Iglesias-Rey y D. Mora-Meliá. “Transient phenomena during the emptying process of a single pipe with water-air interaction”, *Journal of Hydraulic Research*, 57(3), pp. 318-326, <https://doi.org/10.1080/00221686.2018.1492465>, 2019.
- [9] O.E. Coronado-Hernández, V.S. Fuertes-Miquel, M. Besharat y H.M. Ramos, “Experimental and numerical analysis of a water emptying pipeline using different air valves”, *Water*, 9(2), 98. <https://doi.org/10.3390/w9020098>, 2017.
- [10] E. Wylie y V. Streeter, Fluid transients in systems. Ed. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA, 1993.

LOCALIZAÇÃO DE ROMPIMENTOS DE REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA A PARTIR DE CARACTERÍSTICAS DO SINAL DE PRESSÃO EM REGIME TRANSITÓRIO

Daniel Manzi¹, Bruno Melo Brentan², Gustavo Meirelles Lima³, Edevar Luvizotto Jr⁴

RESUMO

Uma parcela importante da água produzida para abastecimento público é perdida desde seu manancial até o consumidor final. A rápida detecção e localização de novos vazamentos assume um papel importante na estratégia operacional e na redução do volume perdido desde a ocorrência do evento até seu efetivo reparo (*run time*). Os sinais de pressão transitórios causados por vazamentos possuem características importantes sobre sua localização e magnitude, garantindo-lhes uma "assinatura hidráulica". O presente trabalho propõe e avalia três métodos para decompor sinais transientes, usados posteriormente para treinamento de uma Rede Neural Artificial (RNA) para prever a localização e a vazão de novos vazamentos.

PALAVRAS-CHAVE

Detecção de vazamentos, escoamento transitório em redes, reconhecimento de padrões

INTRODUÇÃO

A modelagem matemática de vazamentos ainda apresenta dificuldades práticas de aplicação, uma vez que as concessionárias ainda carecem de ferramentas práticas para auxiliar na localização de grandes rompimentos [1], [2]. As Redes Neurais Artificiais (RNA) têm sido aplicadas com sucesso em aproximações de funções não-lineares de múltiplas variáveis e como classificadores, onde, com um número suficiente de informações para treinamento, é possível a solução de problemas que, através de métodos analíticos, teriam solução muito difícil ou impossível. As habilidades de previsão de padrões das RNA encontram aplicações práticas exitosas quando aplicadas a calibração de redes de distribuição de água e previsão de demandas [3] e [4].

METODOLOGIA

Considerando as características intrínsecas de um sinal de pressão em regime transitório, o presente trabalho propõe a detecção e localização de novos vazamentos com base nas informações constantes em seu sinal de pressão.

O primeiro de três métodos propostos, denominado LOCP, usa a informação integral de pressão transitória nos diversos pontos de monitoramento para treinamento de RNA de localização. O

¹ Laboratório de Hidráulica Computacional, Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP, Av. Albert Einstein, 951 – Cidade Univ. Zeferino Vaz. CEP 13083-189. Campinas, SP, Brasil. dmanzi@gmail.com

² Laboratório de Hidráulica Computacional, Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP, Av. Albert Einstein, 951 – Cidade Univ. Zeferino Vaz. CEP 13083-189. Campinas, SP, Brasil.

³ Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, Departamento de Engenharia Hidráulica e Recursos Hídricos, Av. Antônio Carlos, 6627. CEP 31270-901. Belo Horizonte – MG, Brasil.

⁴ Laboratório de Hidráulica Computacional, Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP, Av. Albert Einstein, 951 – Cidade Univ. Zeferino Vaz. CEP 13083-189. Campinas, SP, Brasil.

segundo método, denominado LOCSAX, é baseado na técnica *Symbolic Aggregate Approximation - SAX* [5], onde o sinal de pressão de entrada é convertido em uma *string*, pela segmentação e classificação da série de pressão original. Já o terceiro método, denominado LOCPEAKS, emprega duas características importantes do sinal de pressão provocado por vazamentos: a amplitude da queda de pressão (p) e seu intervalo de tempo (o).

RESULTADOS E CONCLUSÕES

Os três métodos apresentados foram aplicados em duas redes reais de distribuição de água no Brasil, cujos resultados da aplicação da metodologia apresentada revelam a capacidade de previsão da localização e vazão de novos vazamentos na rede, a partir de seus sinais de pressão, para os três métodos analisados, com redução significativa do tempo de treinamento, sem perda da qualidade da previsão de mesma ordem, como revela a Tabela 1.

Tabela 1 – Resultados da localização de vazamentos

Método	Rede	LOCP	LOCSAX	LOCPEAKS
Erro médio na previsão de vazão do vazamento (%)	1	25	1	4
	2	2	16	9
Erro médio na localização do vazamento (m)	1	55	80	83
	2	82	109	280
Tempo de treinamento da RNA (s)	1	26	144	9
	2	746	480	40

REFERÊNCIAS

- [1] Shinozuka, M., Liang, J., Feng, M. Q. Use of supervisory control and data acquisition for damage location of water delivery systems. *Journal of engineering mechanics*, 131(3), 225-230. 2005.
- [2] Mashford, J.; De Silva, D.; Marney, D.; Burn, S. An approach to leak detection in pipe networks using analysis of monitored pressure valves by support vector machine. *Proceedings of the 3rd International Conference on Network and System Security*. 2009.
- [3] Meirelles, G., Manzi, D., Brentan, B., Goulart, T., Luvizotto, E. Calibration Model for Water Distribution Network Using Pressures Estimated by Artificial Neural Networks. *Water Resources Management*, 31(13), 4339-4351. 2017.
- [4] Brentan, B. M., Luvizotto Jr, E., Herrera, M., Izquierdo, J., Pérez-García, R. Hybrid regression model for near real-time urban water demand forecasting. *Journal of Computational and Applied Mathematics*, 309, 532-541. 2017.
- [5] Lin, J., Keogh, E., Wei, L., Lonardi, S. Experiencing SAX: a novel symbolic representation of time series. *Data Mining and knowledge discovery*, 15(2), 107-144. 2007.

Capítulo 10 |
Qualidade e segurança da água para consumo humano
Calidad y seguridad del agua para consumo humano.

Versão Provisória 2019-07-16

APRENDIZADO PROFUNDO PARA MODELAÇÃO DE CLORO EM REDES VISANDO DETECÇÃO DE CONTAMINANTES QUÍMICOS

Eva Oliveira¹, Bruno Brentan², Daniel Barros³, Sandra Cardoso⁴, Letícia Macedo⁵, Renato Dantas⁶, Lubienska Ribeiro⁷

RESUMO

O desenvolvimento de algoritmos de detecção de eventos de contaminação em sistemas de distribuição de água, tornou-se um dos tópicos mais desafiadores nos últimos tempos. São necessários sistemas de alerta de contaminantes, o que requer implantação de sensores e sistemas avançados em análise de dados, tornando possível a detecção de mudanças nos parâmetros de qualidade da água. A crescente implementação de redes de monitoramento motivou este trabalho, que propõe utilizar uma rede neural de aprendizado profundo, rede de memória de longo prazo (LSTM), para desenvolver um modelo de detecção de eventos de contaminação. O método utiliza o EPANET-MSX, o qual considera o detalhamento químico das reações entre o contaminante e o cloro livre contido na água, para simular eventos anômalos. A metodologia de identificação de padrões, possibilita estimar o comportamento do cloro monitorado por sensores alocados na rede. A série de sinais de erro entre os sinais medidos e os sinais estimados passa por um controle estatístico de variáveis com base no desvio padrão, na média e na raiz média quadrada. Os resultados indicam que a alta previsão resultante da rede LSTM, garante a precisão da identificação de intrusões químicas simuladas.

Palavras-Chave

Rede de distribuição de água, anomalias químicas, rede LSTM.

1. INTRODUÇÃO

O serviço urbano de distribuição de água apresenta-se como grande modelo de tomada de decisão, complexo e de difícil operacionalidade. Consequências diversas podem surgir de uma contaminação da água potável da rede de distribuição de água (RDA), que pode ocorrer de forma acidental ou intencional. Ações de sabotagem introduzindo compostos tóxicos na rede trazem transtornos irreversíveis, pois, transgridem os padrões de potabilidade, afetando a saúde e bem-estar dos consumidores.

[1] fez um levantamento de conflitos relacionados à água, os quais possuem a intenção de prejudicar a população ou o meio ambiente em prol de um interesse político ou social, [2] faz um levantamento de casos recentes no mundo e sugere um método para ponderar a vulnerabilidade do sistema de água

¹ Faculdade de Tecnologia, Universidade Estadual de Campinas, Limeira, Brasil. evacaroline.mo@gmail.com

² Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil

³ Faculdade de Tecnologia, Universidade Estadual de Campinas, Limeira, Brasil

⁴ Faculdade de Tecnologia, Universidade Estadual de Campinas, Limeira, Brasil

⁵ Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, São Paulo, Brasil

⁶ Faculdade de Tecnologia, Universidade Estadual de Campinas, Limeira, Brasil

⁷ Faculdade de Tecnologia, Universidade Estadual de Campinas, Limeira, Brasil

quanto a possíveis ataques terroristas. Diante de cenários reais de contaminação no sistema de água observados pelo mundo, o monitoramento de parâmetros de qualidade em tempo real e um sistema eficaz de detecção de eventos anômalos se fazem cada vez mais necessários para a segurança das redes. Um sistema de detecção depende dos dados monitorados por sensores que medem os parâmetros da qualidade de água, como cloro, pH, alcalinidade, sólidos totais dissolvidos, turbidez, entre outros, e assim, possibilitam detectar eventuais mudanças nestes parâmetros. Durante a última década há crescente interesse no desenvolvimento de redes de sensores para lidar com intrusões de contaminantes nas RDA, em geral, os métodos aplicados para a alocação ótima de sensores utilizam algoritmos evolutivos, teoria grafo, métodos de pré-condicionamento ou técnicas de decomposição [3], [4]. Vários fatores como a capacidade de detectar e identificar o ponto de intrusão, o tempo necessário para detectar uma intrusão, o número de pessoas que podem ser afetadas antes da detecção, a contenção de intrusão, etc., são considerados durante o projeto de uma rede de sensores [5].

A agência ambiental dos Estados Unidos (EPA) realiza estudos para identificar anomalias nos parâmetros de qualidade de água obtidos a partir de mecanismos online de detecção [6]. Para minimizar a disseminação de surtos é importante a detecção rápida e sensível de patógenos, e, como há diversos tipos de contaminantes que podem contaminar uma rede, é necessária uma abordagem caso a caso para se obter uma análise quantitativa e qualitativa precisa. O trabalho de [7] corrobora com essa afirmação e ressalta a necessidade de uma abordagem individual para cada contaminante. [7] estuda a detecção de contaminação na rede a partir de dados de sensores de qualidade, para tal, sugerem um método que se diferencia por incorporar no modelo o detalhamento químico das reações estequiométricas e cinéticas entre os contaminantes e as substâncias que compõem a água potável.

Uma revisão feita por [8] analisa o desenvolvimento das tecnologias de monitoramento da qualidade de água para a detecção de contaminantes químicos de acordo com as limitações instrumentais e tecnológicas. Particularmente, tal revisão se concentra nas técnicas mais recentemente desenvolvidas para aplicações de detecção de contaminantes na água. E concluem que a maioria dos estudos têm focado no desenvolvimento de algoritmos de detecção de modelos de estimação orientados por dados, como reconhecimento estatístico, baseado em padrões, abordagem de aprendizado de máquina, otimização e processamento de imagens para detectar contaminantes baseados em medidas de qualidade de água em tempo real.

Modelos orientados por dados, como redes neurais (RNs) têm sido usados com sucesso na avaliação da qualidade da água, e se concentram na modelagem e previsão. Incluindo predição da formação de tri-halometanos, de cloro residual e da variação temporal das concentrações residuais de cloro, substrato e biomassa [9], [10]. O problema de detecção de eventos de contaminantes na rede também pode ser formulado usando RNs, a diferença entre os dados reais e os estimados podem evidenciar uma possível contaminação. [11] integrou modelo de RN do tipo MLP com análise sequencial bayesiana para estimar a probabilidade de eventos de contaminação, mais tarde os autores buscaram aprimorar os estudos e desenvolveram um modelo a partir de uma RN do tipo feed-forward com retropropagação [12].

Recentemente a atenção de alguns pesquisadores tem-se voltado para os estudos das Redes Neurais Profundas (RNP), que permitem a resolução de problemas mais complexos, a partir de algoritmos que, baseados em um grafo profundo com várias camadas de processamento, uma camada visível representada pelos dados reais e uma série de camadas ocultas com diferentes níveis de abstração, são capazes de transformar mapeamentos complicados do problema em mapeamentos simples que consigam ser executados [13], [14].

A complexidade que pode existir na resolução de problemas como a identificação de uma possível intrusão química em sistemas de água potável, e a falta de estudos que abordem RNPs para detectar eventos de contaminação no sistema de água, conduziram a motivação deste trabalho, que propõe criar uma ferramenta computacional que detecta a intrusão de composto químico em RDA. Para tanto,

requer utilizar a técnica do aprendizado profundo (deep learning - DL), a partir da rede de memória de longo prazo (long-short term memory - LSTM), agregada aos conhecimentos hidráulicos e de qualidade de água. Finalmente este trabalho mostra que, aprender a relação entre os componentes químicos que se inserem no sistema de água ajuda a identificar anomalias providas externamente e que podem comprometer a integridade da qualidade da água e consequentemente a segurança do sistema de água e dos consumidores.

2. METODOLOGIA

Esta seção define a formulação do modelo hidráulico e de qualidade de água e a formulação do modelo de estimativa de parâmetro químico usando DL, para identificação de anomalia química. Cenários de contaminação são simulados em uma RDA hipotética, considerando intrusões em diversos pontos da rede, com variadas concentrações de contaminante.

2.1 MODELO HIDRÁULICO E DE QUALIDADE DE ÁGUA

Inicialmente, é preciso obter informações sobre o potencial dos possíveis contaminantes da RDA e as mudanças detectáveis que produzem nos parâmetros de qualidade de água, que são possíveis de se monitorar, para poder, então, selecionar os parâmetros de qualidade de água que sejam bons indicadores de contaminação.

Pesticidas como os organofosforados são considerados como potenciais agentes de ameaça para contaminarem as RDAs devido ao seu fácil acesso e alta toxicidade aos seres humanos [15], [16]. Existem vários tipos dentro do grupo dos organofosforados, como o Malation, Diazinon, Nuvacron, Paration, Tamaron, entre outros.

Estudos feitos por [17] comprovaram que, quando em contato com o cloro, o desinfetante mais comumente utilizado para a água potável, os organofosforados são oxidados e formam seus correspondentes oxons (subprodutos), que geralmente é mais tóxico do que o contaminante original. Assim, os cenários simulados neste estudo são obtidos pela contaminação com Paration, e optou-se por monitorar o comportamento do cloro. As informações sobre a mudança neste parâmetro de qualidade de água induzida pela injeção de Paration podem facilitar a detecção de um evento anômalo na rede e delinear o desenvolvimento de um modelo de detecção de compostos químicos em RDAs.

Para tanto, cenários com condições normais na rede e sob eventos de contaminação são esquematizados. Estes cenários alimentam um banco de dados com as informações das condições normais e dos eventos de contaminação a partir do programa Epanet-msx (multi-species extension) [18], extensão do Epanet 2.0 [19] e é bastante útil para simular modelos de qualidade de água. No Epanet-msx há a interação entre espécies, como substâncias químicas presentes na água potável e eventuais contaminantes inseridos na rede, o programa permite que esta interação seja codificada como um programa executável, autônomo e personalizável.

Ao simular o comportamento de substâncias com alta toxicidade e potencialmente perigosas, como os pesticidas ao longo da RDA, pretende-se criar um banco de dados dos efeitos causados nas concentrações existentes ao reagirem com o contaminante. O modelo computacional aqui desenvolvido busca simular um sistema real com o propósito de entender o seu comportamento frente a uma contaminação, dando maior credibilidade para avaliar estratégias para as próximas fases.

Neste estudo, o Epanet 2.0 e o Epanet-msx foram usados em conjunto para simular um evento de contaminação por Paration em uma rede hipotética da literatura. O Epanet-msx utiliza um arquivo de entrada que descreve as espécies envolvidas e o sistema de reações que será modelado, esse arquivo de entrada foi baseado nos trabalhos realizados por [7], [17], que descrevem as reações estequiométricas e as equações que envolvem a dinâmica química dos organofosforados, assim como todas suas reações cinéticas sob as condições de um RDA. Para o modelo proposto duas espécies são

modeladas, o cloro e o Paration. Deste modo, o arquivo de saída do Epanet-msx corresponde a concentração de cloro ao longo do tempo de simulação estipulado, por ser considerado o parâmetro mais afetado quando em contato com o Paration. Estes dados de saída compõem o banco de dados que será utilizado na etapa posterior de identificação de padrões.

Portanto, são realizadas simulações computacionais de período-extensivo do comportamento hidráulico e da qualidade de água dentro de uma RDA hipotética.

2.2 MODELO DE ESTIMAÇÃO DE PARÂMETRO QUÍMICO

Uma rede em condições normais tem parâmetros de qualidade monitorados. Sendo assim, sob diferentes condições de demanda e concentração inicial dos componentes químicos utilizados para a manutenção da qualidade, pode-se prever qual deve ser o valor de tais parâmetros. Sob eventos adversos, espera-se que os valores dos parâmetros químicos previstos destoem significativamente dos valores mensurados, a ponto de ser possível notar e localizar as anomalias.

Este sistema de identificação de padrões possibilita estimar o comportamento dos parâmetros químicos de qualidade de água que estão sendo monitorados. Esta estimativa pode ser realizada com precisão a partir de abordagens de redes neurais recorrentes (RNR) de aprendizado profundo.

As RNR são especialmente úteis para iterações de dados sequenciais que sejam dinâmicos ao longo do tempo, pois, no seu processamento incluem um laço de volta, pelo qual a saída do passo anterior é alimentada de volta à rede e considerada no resultado do passo atual, e assim por diante gerando um modelo dinâmico [20]. No entanto, há casos mais complexos onde surgem várias camadas ocultas, tornando-se difícil conectar todas as informações necessárias, podendo acontecer a chamada explosão do gradiente ou difusão deste durante a retropropagação, o que dificulta convergir para a solução ótima do problema. Por isso, criou-se a rede LSTM, um tipo de RNR de aprendizado profundo que é capaz de lidar com as chamadas “dependências de longo prazo”, ou seja, consegue aprender a interligar um atraso de tempo mínimo de mais de 1000 passos de tempo discreto em unidades especiais chamadas células [20].

A rede LSTM tem a capacidade de remover ou adicionar informações ao estado da célula, reguladas por estruturas chamadas portas. A célula é composta por uma porta de “esquecimento”, uma porta de entrada, uma unidade de memória e uma porta de saída, compondo as quatro camadas de interações, onde 3 dessas camadas possuem funções de ativação sigmóide (σ) e uma camada possui função de ativação tangente hiperbólica (\tanh). A porta de “esquecimento” permite que a rede LSTM descarte ou reescreva informações da célula de memória, determinada pela entrada do passo de tempo atual, da saída do último passo de tempo e da célula de memória do último passo de tempo [20], [21].

A estrutura do modelo de estimativa para o comportamento do cloro é mostrado na Figura 1, composta por cinco partes principais: (1) camada de entrada; (2) camada totalmente conectada entre a camada de entrada e a rede LSTM; (3) a rede LSTM; (4) camada conectada entre a rede LSTM e a camada de saída e (5) camada de saída (concentração de cloro ao longo do tempo) [22].

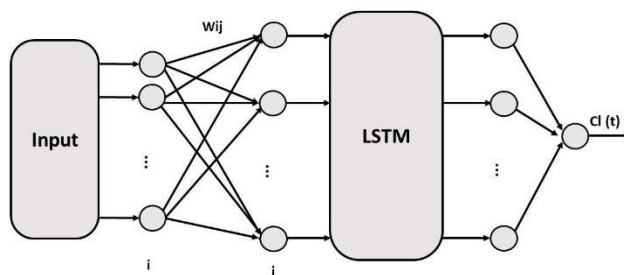


Figura 1. Estrutura do modelo para estimativa do cloro utilizando a rede LSTM. (Fonte: Adaptado de [20])

Como indicador de desempenho da previsão e para posterior identificação das falhas no sistema de qualidade, calcula-se o índice de erro (score - S) (Equação 9) e o erro médio quadrático (RMSE) (Equação 10).

$$S = 1 - \frac{\|y_t - \hat{y}_t\|^2}{\|y_t - \bar{y}_t\|^2} \quad (9)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{t=1}^N (\hat{y}_t - y_t)^2}{N}} \quad (10)$$

em que, \hat{y}_t é o valor estimado; y_t é o valor real \bar{y}_t é o valor médio da série real e N é o número total de amostras. A comparação entre as séries temporais estimadas e as medições permite que um processo estatístico gere sinalizadores de alerta para uma possível anomalia.

2.3 DETECÇÃO DE FALHAS

Para a detecção de anomalias, dois estágios são abordados. O primeiro estágio estima a concentração de cloro no passo de tempo atual, baseado nos valores monitorados no passo de tempo passado, dia da semana e hora do dia. No segundo estágio, a previsão do valor estimado de tal concentração é comparado com o valor da concentração real medida. O residual entre a estimação e o medido é classificado para determinar se a concentração de cloro naquele momento é esperada ou anômala. Se o residual for relativamente pequeno, os valores previstos e medidos são semelhantes, e a concentração de cloro é a esperada para situação de normalidade. Se o residual for relativamente grande, o valor do cloro medido é bastante diferente do que foi previsto, e isso indica uma observação anômala. Este segundo estágio é chamado de classificação residual e é realizado nesta etapa do sistema de detecção.

Assim, para garantir a detecção das intrusões químicas, um processo de controle estatístico para identificar mudanças abruptas em séries temporais é aplicado na estimativa de erro. Utiliza-se o método de detecção de mudança abrupta em série temporal [23], em que, alguma propriedade estatística de um sinal (média, desvio padrão, inclinação da reta regressora) muda abruptamente. Neste estudo, a raiz média quadrada, a média e o desvio padrão são utilizados como variáveis de controle estatístico.

3. RESULTADOS

A metodologia apresentada foi aplicada na rede Net3 [24] (Figura 2), a qual é composta por 2 reservatórios de nível fixo, 3 reservatórios de nível variável, 92 nós e 117 tubos. Os pontos de monitoramento, foram definidos de acordo com o trabalho de [7], que estudaram a alocação de sensores nesta rede. Portanto, considera-se para este trabalho os nós 111, 119, 181, 201 e 237 como sensores de monitoramento (apresentados em azul na Figura 2).

Dois cenários foram simulados na rede, um período ausente de contaminação e outro período com intrusões químicas. Para os cenários de anomalia, levou-se em conta tubos de condução principal da rede (rede troncal - RT) com maiores probabilidades de serem atacados, pois a demanda é mais crítica, e diferentes concentrações do Paration, a fim de medir a sensibilidade do modelo.

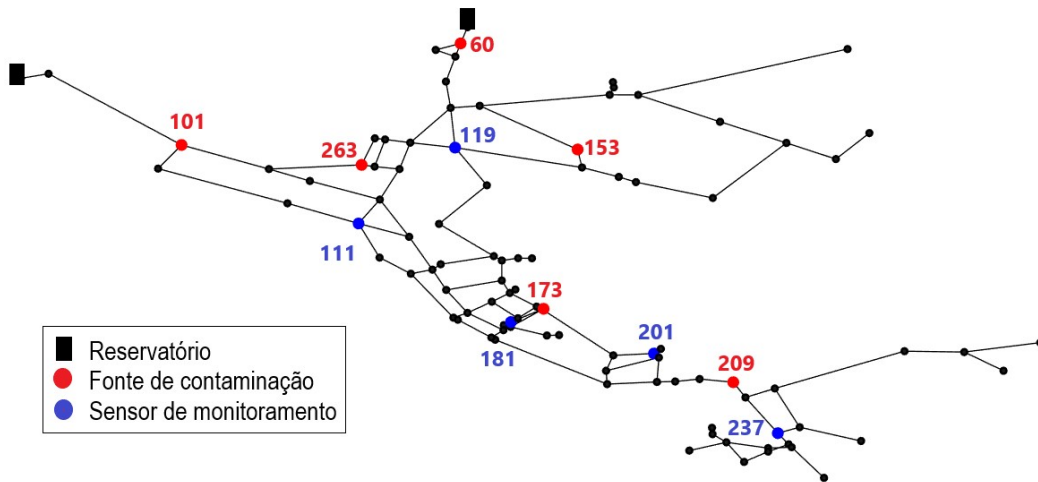


Figura 2. Rede Net3.

A simulação teve duração total de 2 anos, tendo os primeiros 6 meses sido simulados com ausência de contaminação e a cloração da água ocorreu normalmente de acordo com a Portaria nº 2914 do Ministério da Saúde [25], que define-se obrigatória manutenção de no mínimo 0,2 mg/L de cloro livre e teor máximo de 2 mg/L. No restante do período da simulação houve 18 eventos de contaminação, apresentados na Figura 3, dentre os quais, 9 eventos ocorreram em 3 nós na RT (primeiros 9 eventos da Figura 3) e outros 9 eventos em 3 nós fora da RT (últimos 9 eventos da Figura 3), variou-se em cada nó a concentração do Paration, em mínima (0,01 mg/L), média (12,4 mg/L) e máxima (20 mg/L). A duração e o dia de cada intrusão foram determinadas de forma aleatória.

A rede LSTM é treinada com o conjunto de dados construído a partir do Epanet-msx, com o lote de dados sem anomalias. Depois, é apresentada à rede um novo lote de dados em que as intrusões químicas são simuladas, a fim de que a rede neural possa então estimar o valor da concentração de cloro para o período de um ano e meio restante.

Considera-se que o algoritmo de retropropagação tenha convergido quando a taxa absoluta de variação do erro médio quadrático for suficientemente pequena. Os resultados obtidos da previsão do comportamento do cloro são apresentados na Tabela 1. O cálculo do RMSE percentual obteve-se, de modo geral, valores baixos para todos os sensores de monitoramento da rede, e o score valores próximos a 1, essas análises indicam desempenho favorável na previsão do cloro, dando indícios para possíveis identificação de anomalias químicas.

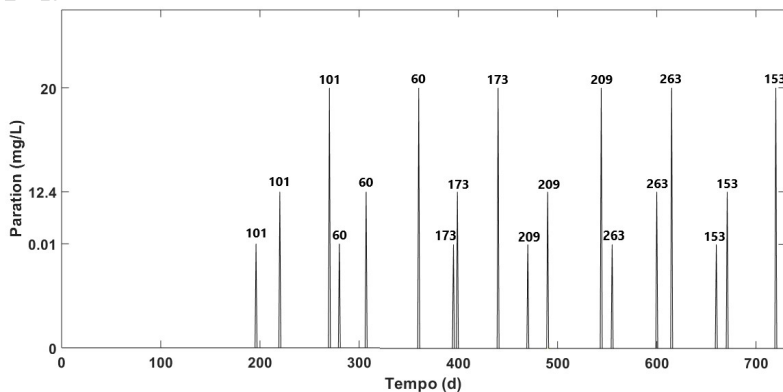


Figura 3. Eventos de contaminação ocorridos durante a simulação com as respectivas concentrações de Paration e os nós correspondentes aos locais de injeção (identificados em cada barra do gráfico).

Tabela 1. Erro médio quadrático percentual e índice de erro para os sensores.

Sensor de monitoramento	RMSE %	Score (índice de erro)
111	2,42	0,9183
119	5,32	0,8895
181	9,25	0,8352
201	9,09	0,9080
237	5,07	0,9107

Após a modelação do cloro, utiliza-se do método de detecção de mudança abrupta para analisar o erro normalizado entre a concentração de cloro medida e a estimada pela rede LSTM. Sinais abruptos no erro são identificados pelos métodos estatísticos e considerados anomalias neste estudo. Os gráficos das Figuras 4, 5 e 6 são resultados da aplicação do método de detecção de mudança abrupta, em que a série em azul representa o erro normalizado estatisticamente (média zero e desvio padrão unitário) entre os valores de cloro medidos e estimados e o traçado verde indica as mudanças abruptas no sinal, calculadas pelo desvio padrão, média ou raiz média quadrada. Estas mudanças abruptas representam as anomalias identificadas.

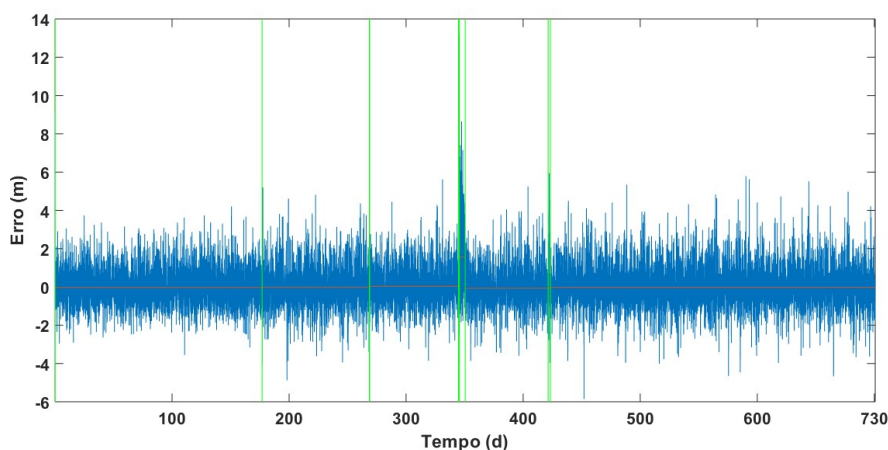


Figura 4. Identificação de intrusões pelo sensor 181 utilizando o desvio padrão como variável estatística de controle.

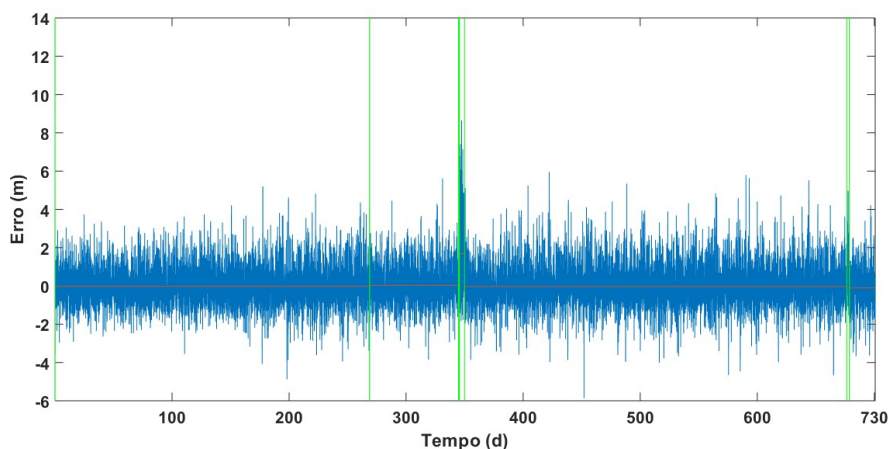


Figura 5. Identificação de intrusões pelo sensor 181 utilizando a média como variável estatística de controle.

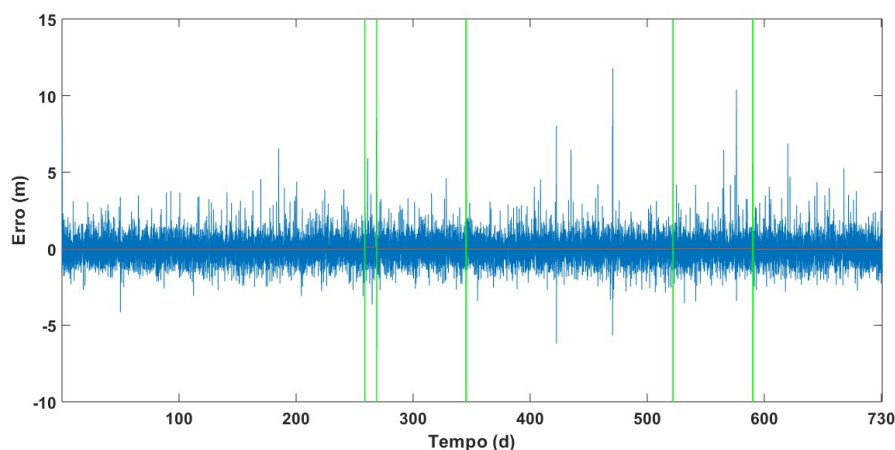


Figura 6. Identificação de intrusões pelo sensor 237 utilizando a média como variável estatística de controle.

Considerando os 5 sensores de monitoramento o método que considera a raiz média quadrada como variável de controle estatístico detectou 9 cenários diferentes, o método que considera a média como variável de controle estatístico detectou 7 cenários diferentes e por fim o método que considera o desvio padrão detectou 8 cenários diferentes. Analisando os resultados e ao comparar as anomalias ocorridas e demonstradas na Figura 3 com as anomalias identificadas por cada um dos métodos, observa-se que, mesmo que o modelo tenha obtido uma boa previsibilidade do comportamento do cloro, de acordo com os baixos erros calculados, o controle estatístico das variáveis de controle de erro não é capaz de identificar todos os cenários anômalos. Pode-se pontuar dois fatores que explicam esta não-identificação: (1) De acordo com a sensibilidade do modelo analisada, os cenários simulados com concentração mínima de Paration não foram identificados, demonstrando que deve-se levar em conta os limites na quantidade de contaminantes que conseguem ser identificados. (2) Analisando a série azul na Figura 6, é notório que muitos sinais abruptos gerados pelo método estatístico não foram reconhecidos pelo sensor de monitoramento 237. Neste caso, é necessário analisar o posicionamento dos sensores alocados na rede, o sensor 237 assim como o sensor 201 estão próximos as pontas da rede, o que dificulta a identificação de intrusões que tenham ocorrido nas proximidades dos reservatórios, seria necessário testar novos layouts para a rede de sensores nesta rede.

Comparando as 4 identificações de anomalias na Figura 4 com as 3 identificações de anomalias na Figura 5 e suas respectivas localidades, observa-se que os métodos estatísticos fazem diferentes identificações. A junção de mais de um método estatístico pode ser uma alternativa de aperfeiçoamento do modelo de detecção de evento de contaminação.

Por fim, uma última análise referindo-se a RT e considerando que os 9 primeiros eventos ocorreram na RT. Ao analisar a Figuras 4 observa-se que todos as 4 anomalias identificadas foram ocorridas na RT, na Figura 5 apenas uma anomalia identificada ocorreu fora da RT e na Figura 6 duas anomalias identificadas ocorreram fora da RT e as outras duas anomalias identificadas fazem parte da RT. Estas análises demonstram que a RT tem um peso relevante no monitoramento dos eventos de contaminação, devido principalmente a sua demanda crítica comparada ao restante da rede.

4. CONCLUSÕES

Os resultados mostraram relevância nos estudos para detectar eventos de contaminação na RDA quando a degradação química do contaminante é levada em consideração. A incorporação da química detalhada permite o cálculo da concentração do contaminante e seus produtos por toda rede, fornecendo simulações mais próximas das ocorrências reais.

A abordagem proposta nesse trabalho foi capaz de modelar o sinal do cloro com precisão em situações de normalidade. E mesmo que algumas intrusões não tenham sido identificadas, devido ao limite de

concentração de contaminante detectável e ao posicionamento de alguns sensores próximos as pontas da rede, a previsão resultante do método de aprendizado, utilizando a rede LSTM, garantiu a identificação de intrusões químicas simuladas, ocorridas principalmente na RT e onde houve a maior concentração de contaminante.

A possibilidade de identificação das anomalias é um benefício da abordagem utilizada. A comparação da série real com a série estimada permite a aplicação de controle estatístico de erro, ferramenta eficaz na detecção de anomalias. Trabalhos futuros poderão fazer uso de análise do sinal medido como abordagem alternativa na detecção de anomalias em redes, ainda que o controle estatístico do erro, seja abordagem clássica na identificação de sistemas e tem respaldo literário, sendo amplamente aplicada em outras pesquisas.

AGRADECIMENTOS

Esse estudo é apoiado pelo IPT, CAPES e CNPq.

REFERÊNCIAS

- [1] P. H. GLEICK, "Water and terrorism", *Water Policy*, vol. 8, no. 6, pp. 481–503, 2006.
- [2] M. Maiolo and D. Pantusa, "Infrastructure Vulnerability Index of drinking water systems to terrorist attacks," *Cogent Eng.*, vol. 125, no. 1, pp. 1–21, 2018.
- [3] G. He, T. Zhang, F. Zheng, and Q. Zhang, "An efficient multi-objective optimization method for water quality sensor placement within water distribution systems considering contamination probability variations," *Water Res.*, vol. 143, pp. 165–175, 2018.
- [4] A. Ostfeld et al., "The Battle of the Water Sensor Networks (BWSN): A Design Challenge for Engineers and Algorithms," *J. Water Resour. Plan. Manag.*, vol. 134, no. 6, pp. 556–568, Nov. 2008.
- [5] V. R. Palleti, S. Narasimhan, R. Rengaswamy, R. Teja, and S. Murty Bhallamudi, "Sensor network design for contaminant detection and identification in water distribution networks," *Comput. Chem. Eng.*, vol. 87, pp. 246–256, Apr. 2016.
- [6] EPA, 2016. Online Source Water Quality Monitoring For Water Quality Surveillance and Response Systems. Disponível em: https://www.epa.gov/sites/production/files/2016-09/documents/online_source_water_monitoring_guidance.pdf (acessado em 15.01.19).
- [7] Z. Ohar, O. Lahav, and A. Ostfeld, "Optimal sensor placement for detecting organophosphate intrusions into water distribution systems," *Water Res.*, vol. 73, pp. 193–203, 2015.
- [8] S. Nurani, H. Abdul, and W. Lau, "Detection of contaminants in water supply : A review on state-of-the-art monitoring technologies and their applications," *Sensors Actuators B. Chem.*, vol. 255, pp. 2657–2689, 2018.
- [9] J. Milot, M. J. Rodriguez, "Contribution of neural networks for modeling trihalomethanes occurrence in drinking water", *J. of W. Res. Plan. and Man. Div.*, vol 128, no. 5, pp. 370-376, 2002.
- [10] C. D. D'Souza, M. S. Kumar, "Prediction of Multicomponents (chlorine, biomass and substrate concentrations) in water distribution systems using artificial neural network (ANN) models", *Water Sci. Technol.: W. Sup. – WSTWS*, vol. 9, no. 3, pp. 370–376, 2009.
- [11] L. Perelman, J. Arad, M. Housh, A. Ostfeld, "Event Detection in Water Distribution Systems from Multivariate Water Quality Time Series", *Environmental Science e Technology*, vol. 46. pp. 8212-8219, 2002.

- [12] J. Arad, M. Housh, L. Perelman, A. Ostfeld, “A dynamic thresholds scheme for contaminant event detection in water distribution systems”, *Water Research*, vol. 47, pp. 1899-1908, 2013.
- [13] R. Taormina, S. Galelli, and M. Asce, “Deep-Learning Approach to the Detection and Localization of Cyber-Physical Attacks on Water Distribution Systems,” *J. Water Resour. Plann. Manag.*, vol. 144, no. 10, pp. 1–15, 2018.
- [14] H. I. Asala, J. Chebeir, W. Zhu, A. D. Taleghani, and J. Romagnoli, “A Machine Learning Approach to Optimize Shale Gas Supply Chain Networks,” in *SPE Annual Technical Conference and Exhibition*, 2017.
- [15] L. W. Mays, “WATER SUPPLY SECURITY : AN INTRODUCTION,” in *Water Supply Systems Security*, no. 533 m, McGRAW-HILL, 2004.
- [16] Burrows, W. D. (1997) 'Natural And Terrorist Threats To Drinking Water Supplies' (paper presented at the American Defense Preparedness Association 23rd Environmental Symposium and Exhibition, 7-10 April 1997, New Orleans, La.)
- [17] R. Schwartz, O. Lahav, and A. Ostfeld, “Integrated hydraulic and organophosphate pesticide injection simulations for enhancing event detection in water distribution systems,” *Water Res.*, vol. 63, pp. 271–284, 2014.
- [18] F. Shang and J. G. Uber, ‘Epanet Multi-Species Extension user’s manual’, EPA/600/S-07/021, Risk Reduction Engineering Laboratory, US Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio, 2008.
- [19] L. A. Rossman, ‘EPANET Users Manual’, EPA-600/R-94/057, Risk Reduction Engineering Laboratory, U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH. 2000.
- [20] J. Zhang, J. Yan, D. In, Y. Liu, and F. Lien, “Short-term forecasting and uncertainty analysis of wind turbine power based on long short-term memory network and Gaussian mixture model,” *Appl. Energy*, vol. 241, pp. 229–244, 2019.
- [21] R. Cascade-correlation and N. S. Chunking, “Long Short-Term Memory,” *Neural Comput.*, vol. 9, no. 8, pp. 1–32, 1997.
- [22] Q. Zhang, B. Liu, F. Zhou, Q. Wang, and J. Kong, “State-of-charge estimation method of lithium-ion batteries based on long-short term memory network State-of-charge estimation method of lithium-ion batteries based on long-short term memory network,” *IOP Conf. Ser. Earth Environ. Sci. Pap.*, vol. 208, 2018.
- [23] Lavielle, Marc. “Using penalized contrasts for the change-point problem.” *Signal Processing*. Vol. 85, August 2005, pp. 1501–1510.
- [24] USEPA, 2013. EPANET: USEPA Hydraulic and Water Quality Water Distribution Piping Systems Program. Disponível em: <http://www.epa.gov/nrmrl/wswrd/dw/epanet.html> (acessado em 10.01.19).
- [25] PORTARIA N° 518. MINISTÉRIO DA SAÚDE. Portaria MS no 518/2004. Subsídios para implementação. [s.l: s.n.].

ESTUDO PROBABILÍSTICO DE ATAQUES QUÍMICOS EM REDES VISANDO A ALOCAÇÃO DE SENSORES DE QUALIDADE

Sandra Maria Cardoso¹, Daniel Bezerra Barros², Eva Carolline Martins Oliveira³, Bruno Melo Brentan⁴, Edevar Luvizotto Junior⁵, Lubienska Cristina Lucas Jaquiê Ribeiro⁶

RESUMO

Os sistemas de distribuição de água são considerados vulneráveis a ataques químicos por sua dispersão geográfica, de fácil acesso e por gerarem danos irreversíveis a sociedade abastecida em caso de contaminação. Com isso, este estudo busca melhorar a qualidade da segurança das redes de distribuição de água por meio da alocação ótima de sensores de qualidade para detecção de eventos anômalos. O algoritmo multiobjetivo NSGA-II é implementado com a finalidade de otimizar simultaneamente duas funções objetivo. Diferentes probabilidades de contaminação nodal são consideradas e geradas por meio da teoria de grafos, analisando a influência dos caminhos mais curtos ponderado, também conhecido como redes troncal. Os resultados da fronteira de Pareto e layout do projeto de sensores mostram as diferenças e semelhanças do método proposto em comparação ao método clássico, sem abordagem probabilística.

Palavras-Chave

Sistema de distribuição de água, alocação ótima de sensores de qualidade, otimização multiobjetivo.

1. INTRODUÇÃO

Os sensores de qualidade de água são dispositivos que podem detectar evento anômalo de contaminação precocemente em sistemas de distribuição de água (SDA), por meio do monitoramento dos parâmetros como pH, alcalinidade, concentração de cloro e condutividade [1], [2]. Devido ao alto custo para sua implantação e à restrição orçamentária das companhias de abastecimento de água surge a alocação ótima de sensores como campo de estudo que buscam melhorar o monitoramento da qualidade da água frente a possível intrusão de contaminantes por causa acidental ou intencional no SDA de forma otimizada [1], [3], [4].

A otimização da alocação de sensores deve maximizar ou minimizar diferentes funções objetivo, que podem ser conflitantes entre si. Vários métodos de otimização multiobjetivo foram avaliados na Batalha de Redes de Sensores de Água (BWSN) [5] onde 15 diferentes abordagens de alocação ótima de sensores para rede de distribuição de água (RDA) foram comparadas, sendo os objetivos propostos: (Z1) minimização do tempo de detecção, (Z2) minimização da população esperada afetada antes da

¹ Faculdade de Tecnologia, Universidade Estadual de Campinas, Limeira, Brasil. sandra.mcardoso18@gmail.com

² Faculdade de Tecnologia, Universidade Estadual de Campinas, Limeira, Brasil

³ Faculdade de Tecnologia, Universidade Estadual de Campinas, Limeira, Brasil

⁴ Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Brasil

⁵ Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, Brasil

⁶ Faculdade de Tecnologia, Universidade Estadual de Campinas, Limeira, Brasil

detecção, (Z3) minimização do consumo esperado de água contaminada antes da detecção e (Z4) maximização da probabilidade de detecção.

A abordagem de otimização multiobjetivo resulta em um conjunto de soluções eficientes não dominadas, que demonstram claramente o compromisso entre os melhores valores de cada função objetivo [6]. As soluções desse conjunto, também chamado de Fronteira de Pareto, representam o melhor compromisso entre os objetivos conflitantes associados ao problema, portanto, qualquer um deles poderia ser escolhido [7]. Dessa forma, as companhias de abastecimento de água podem utilizar as soluções encontradas para alocação de sensores como auxílio no processo de tomada de decisão.

As abordagens clássicas de otimização da alocação de sensores consideram iguais probabilidades de contaminação dos nós [1]–[3], [8]. Ou seja, todos os nós da RDA possuem 100% de chance de serem contaminados intencionalmente ou acidentalmente. Mas, o estudo realizado por [4] analisou diferentes probabilidades de contaminação nodal, por meio da variação da densidade populacional, diferentes propriedades em regiões da RDA, usuários importantes (escolas, hospitais e departamentos governamentais). Ou seja, quatro funções de probabilidades de contaminação nodal (FPCs) foram analisadas, sendo: variação espacial das demandas nodais (FPC1); comprimento dos tubos imediatamente conectados aos nós (FPC2); vazões dos tubos (FPC3); e propriedade do usuário (FPC4).

Uma outra forma de descrever a importância de tubos na RDA, através do comprimento do tubo, e demanda nodal, é pela teoria dos grafos. Uma vez que, a topologia das RDA podem ser visualizada como um gráfico. Logo, ao abstrair a RDA como um gráfico é possível aplicar o conceito de caminho mais curto (CMC) [9]. Do ponto de vista hidráulico, as parcelas mais curtas irão compor a rede troncal (RT), que pode ser interpretada como uma árvore de tubos e nós nos quais as fontes de suprimento formam as raízes. O CMC classifica os nós mais importantes quanto maior o número de nós que ele pode alcançar, os valores correspondente a cada nó e chamado de valor do caminho mais curto acumulado (VCMCA) [10]. Logo, quanto maior o VCMCA em um determinado tubo, maior será sua importância dentro do gráfico. Como a RT considera os cenários mais críticos de fluxo no processo de identificação, é possível atribuir diferentes probabilidades de contaminação nodal utilizando os VCMCA dos nós que compõem a RT.

Ao simular a contaminação da RDA é necessário analisar o comportamento de substâncias químicas com alto teor de toxicidade, com o intuito de gerar cenários de contaminação ao longo do SDA. Para tanto, trabalhos anteriores [3], [11] analisaram o comportamento de pesticidas organofosforados como possíveis contaminantes químicos da RDA. Uma vez que o mesmo possui alta toxicidade, fácil acesso, podendo causar pânico e danos irreversíveis a sociedade abastecida, em caso de um cenário de contaminação.

Tendo em vista a necessidade de instalação de sensores de qualidade de água de maneira otimizada e as diferentes importâncias de certas tubulações em relação às demais, esse trabalho aplicou otimização multiobjetivo “Nondominated sorted genetic algorithm II” (NSGA-II) [12] para alocação ótima de sensores de qualidade da água ao longo da RDA, considerando probabilidades de ataque diferentes para os nós. As probabilidades utilizadas provêm da aplicação do CMC, de tal forma que esse trabalho também avalia a influência da RT no layout final da rede ótima de monitoramento.

2. METODOLOGIA

A metodologia é composta por duas etapas principais: (1) simulação da qualidade da água ao longo da RDA com duração de 48 horas e injeção de contaminante e (2) alocação ótima de sensores por meio da abordagem multiobjetivo NSGA-II. O método proposto é aplicado na RDA real Jiayou (JYN) [4] para demonstrar sua utilidade.

2.1 SIMULAÇÃO DA QUALIDADE DA ÁGUA

A simulação da qualidade de água realizada pelo EPANET 2.0 [13] é limitada simula o transporte e destino de uma única espécie, enquanto EPANET-MSX (Epanet Multi-Species Extension) [14], permite modelar qualquer sistema de múltiplas espécies químicas que interagem entre si. Com isso, a modelagem da qualidade da água com a injeção do contaminante organofosforado Paration (PA) foi realizada utilizando o software EPANET-MSX, gerando diferentes cenários de contaminação para posterior alocação de sensores. O intuito é armazenar os dados obtidos como banco de dados que agrupam informações das mudanças ocorridas ao longo da RDA, durante o período de simulação com injeção de PA. O banco de dados gerado possibilita guardar as mudanças causadas pelas reações químicas do PA com as substâncias que compõem a água potável, como o cloro livre. O modelo de qualidade da água proposto é baseado nos estudos realizados por [2] e que apresentam as equações químicas dos componentes da água e o conjunto de equações que representam a degradação do PA. No presente trabalho, as características da água potável utilizadas são típicas do Brasil, e apresentam valores de temperatura de 298 °K, sólidos totais dissolvidos (TDS) iguais a 1000 mg/L, pH de aproximadamente 7,3 e alcalinidade de 260 mg/L como CaCO₃. O mecanismo de reações estequiométricas do contaminante utilizado na simulação estão descritos na Tabela 1. Os resultados gerados correspondem aos valores dos parâmetros a serem monitorados, como alcalinidade, pH, concentração do cloro livre, concentração de PA e seus subprodutos.

Tabela 1. Degradação do Paration [11].

Reações Estequiométricas	Taxa/Coefficiente de Equilíbrio a 25 °C
$5. HOCl + PA \xrightleftharpoons{K_{HOCl,OP}} PAO + 5. H^+ + 5. Cl^- + SO_4^{2-}$	$K_{HOCl,PA} = 2.2(\pm 0.53) \cdot 10^6 M^{-1} h^{-1}$
$PA \xrightleftharpoons{K_{h,PA}} PAH$	$K_{h,PA} = K_{N,PA} + K_{B,PA} \cdot [OH^-]$ $K_{N,PA} = 2.66 \cdot 10^{-4} h^{-1}$ $K_{B,PA} = 4.3 M^{-1} h^{-1}$
$PAO \xrightleftharpoons{K_{h,PAO}} PAH$	$K_{h,PAO} = K_{N,PAO} + K_{B,PAO} \cdot [OH^-]$ $K_{N,PAO} = 2 \cdot 10^{-4} h^{-1}$ $K_{B,PAO} = 46.1 M^{-1} h^{-1}$
$PA + OCl^- \xrightleftharpoons{K_{OCl,PA}} PAH$	$K_{OCl,PA} = 37(\pm 10) M^{-1} h^{-1}$
$PAO + OCl^- \xrightleftharpoons{K_{OCl,PAO}} PAH$	$K_{OCl,PAO} = 48(\pm 10) M^{-1} h^{-1}$
$HOCl \rightarrow H^+ + OCl^-$	$pka = 7.5$

2.2 ALOCAÇÃO ÓTIMA DE SENSORES

Com o intuito de atribuir probabilidades diferentes de contaminação nodal, este trabalho, considera que os eventos de contaminação intencional (ou ataques) são mais prováveis de ocorrerem em regiões ou nós da RDA, que atendam um maior número de usuários. Uma vez que é difícil detectar todos os possíveis eventos de contaminação com os orçamentos restrito, por parte da companhia de abastecimento, a alocação ótima de sensores foi realizada com probabilidade de contaminação nodal maiores em regiões com propensões de ataques intencional. Para tanto, foi aplicada a teoria dos grafos para a elaboração da RT, uma vez que os nós pertencentes a rede principal possuirá uma importância maior em relação ao demais nós. Com isso, quanto mais alta a porcentagem da rede principal em relação a rede JYN, maior será o número de tubulações e nós que possuem maior probabilidade de

contaminação. Logo, será analisadas três diferentes porcentagens de RT, sendo 20, 30 e 50%, para a otimização da alocação de sensores.

2.2.1 Função de probabilidade de contaminação baseada na teoria dos grafos

Uma RDA pode se representada como um grafo em que os nós da rede são representados como os vértices dos grafos e os elementos de ligação, como tubos, válvulas e bombas são representados como as arestas do grafo. Ao obter a RDA modelado como um grafo, torna-se possível implementar conceitos e algoritmos que foram desenvolvidos dentro da teoria de grafos em redes. O conceito de CMC, já consagrado dentro do conceito dos grafos e teoria das redes sociais, é implementado através da técnica *Breadth First Search* (BFS) [15].

Ao aplicar o conceito de CMC em um dígrafo (gráfico com direções pré definidas), é possível definir a frequência de todos os caminhos de um grafo. A direção das aresta do grafo, , é identificada por meio da simulação hidráulica, uma vez que a direção do fluxo em cada tubo serão incorporadas nas arestas do gráfico. A simulação é realizada no cenário mais crítico, ou seja, demanda máxima. Após definir a direção das arestas calcula-se o VCMC entre cada par de nós. A técnica BFS explora sistematicamente todos os vértices do grafo com o intuito de encontrar os subconjuntos de nós alcançáveis a partir do nó de origem (qualquer nó e não somente fontes de água) [9]. Com isso, a distância da fonte (em termo de número de vértices) para todos os conjuntos de nós alcançáveis é computada. O CMC entre cada par de nós é armazenado em uma matriz quadrada (M), onde as colunas representam os nós iniciais e as linhas os nós finais. O preenchimento da matriz quadrada é de acordo com o conjunto de regras expressas a seguir [9]: se $NI = NF \rightarrow 0$; se NI não puder alcançar $NF \rightarrow \infty$. Para qualquer outro caso \rightarrow Número do nó no CMC, em que NI significa nó inicial e NF significa nó final.

A classificação dos nós segundo sua importância é possível após o cálculo da matriz que armazena o VCMC. O nó é considerado mais importante quanto maior o números de nós que o mesmo pode alcançar, sendo esse valor a soma de cada linha da matriz M [9].. Portanto, seguindo a teoria, quanto maior o VCMCA em um determinado tubo, maior será sua importância dentro da RT. Nesta pesquisa, o VCMCA normalizado entre 0 e 1 a fim de representar a probabilidade de ataque em nós de maior importancia. Diferentes porcentagens de RT são atribuídas, sendo, 20, 30 e 50% para a análise da influência da mesma na alocação ótima de sensores. Com isso, a probabilidade de contaminação nodal (P_{RT}) será o VCMA normalizado para todos os nós pertencentes à rede troncal correspondentes as porcentagens de 20, 30 e 50% de RT.

Os demais nós da RDA, ou seja, os que não compõem as RTs nas condições de porcentagens de 20, 30 e 50%, terão o mesmo valor de probabilidade de contaminação nodal, esse valor é 10% menor do que a menor probabilidade de contaminação nodal atribuída nas três condições de porcentagem da RT. Ou seja, foi feito um levantamento dos menores VCMCA nas três condições de porcentagens, com isso, houve a diminuição em 10% do menor valor entre os VCMCA . Assim, considera-se que existe a possibilidade dos demais nós serem contaminados, mas as maiores probabilidades de contaminação estão atribuídas aos nós da RT.

2.2.2 Modelação matemática do problema

Neste trabalho são otimizadas simultaneamente duas funções objetivo: tempo de detecção e probabilidade de detecção, ambas foram analisadas na BWSN [5]. Logo, o objetivo do projeto de redes de sensores é de minimizar o tempo de detecção e maximizar a probabilidade de detecção.

- Tempo de detecção (F_t)

O tempo de detecção (Equação 1) para o nó (i) contaminado no tempo (t), pode ser definido como o tempo decorrido desde o início da injeção do contaminante no nó (i), até a primeira identificação da concentração de contaminante por qualquer um dos sensores alocados na rede.

$$F_t = \frac{\sum_{i=1}^N \sum_{t=\Delta t}^{A\Delta t} P_{RT}(i) \times \gamma(i,t)}{\sum_{i=1}^N \sum_{t=\Delta t}^{A\Delta t} I[\gamma(i,t)]} \quad (1)$$

$$I[\gamma(i,t)] = \begin{cases} 1, & \gamma(i,t) > 0 \\ 0, & \gamma(i,t) \text{ não está disponível} \end{cases} \quad (2)$$

em que $P_{RT}(i)$ é a probabilidade de contaminação no nó $i=1,2,\dots, N$ (N é o número total de nós dentro da rede). ($P_{RT}=1/N$) na abordagem clássica, representa a probabilidade de contaminação igual para todos os nós. O indicador $I[(\gamma(i,t))]$ (Equação 2) será igual a 1 se a injeção de contaminação no nó (i) no momento t pode ser detectado por pelo menos um dos sensores na RDA, sendo $t = \Delta t, 2\Delta t, \dots, A\Delta t$ (A é o número total do período de tempo de simulação único Δt), para uma simulação diária $\Delta t = 1$ e $A = 24$. Caso contrário $\gamma(i,t)$ não está disponível e, portanto, $I[(\gamma(i,t))]=0$.

- Probabilidade de Detecção (F_p)

A probabilidade de detecção (F_p) quantifica os cenários de contaminação detectados pelos sensores na RDA (Equação 3):

$$F_d = \sum_{i=1}^N \left\{ \sum_{t=\Delta t}^{A\Delta t} I[\gamma(i,t)] \times \left[\frac{1}{A} \right] \right\} \quad (3)$$

em que $\left(\frac{1}{A} P_{RT}(i)\right)$ indica a probabilidade de contaminação do nó (i) em cada momento $t = \Delta t, 2\Delta t, \dots, A\Delta t$, que será igual para tempos diferentes.

2.2.3 Abordagem de Otimização

A abordagem NSGA-II [12] aplicada ao problema de alocação de sensores na RDA, consideram igualmente a importância de cada função objetivo otimizada, gerando soluções não-dominadas para a alocação de sensores. Para implementação da abordagem é necessário uma ferramenta de suporte adequada, logo nesta pesquisa optou-se pelo Matlab. A interação com o EPANET 2.0 e sua extensão EPANET-MSX em alguns pontos da implementação é facilitada pela existência do EPANET Matlab Toolkit e EPANET Matlab Toolkit Master. Nesse trabalho, utilizou-se um número definido de sensores, considerando o orçamento limitado das companhia de abastecimento de água, como o proposto em [16]. As variáveis de decisão foram matematicamente expressas pelo índice de cada nó monitorado. Os parâmetros da implementação do algoritmo são: população igual a 1500, sendo o número de variáveis fixas a 6 sensores; crossoverpoint igual a 2; número de gerações sem melhora da função objetivo igual a 100 e número máximo de gerações igual a 200 multiplicado pelo número de variáveis.

Para a avaliação dos conjuntos de soluções não-dominada Pareto foi aplicado o método de tomada de decisão multicritério por meio da abordagem da distância Euclidiana. A abordagem calcula a menor distância entre o ponto ideal e o ponto de solução pertencente à Pareto. Uma vez que o algoritmo NSGA-II não garante uma solução globalmente ótima, o método de tomada de decisão garante a seleção de uma solução mais próxima do que é considerada ideal.

3 RESULTADOS

Os sensores foram pré-definidos buscando considerar as condições dada pela companhia de abastecimento de água. A metodologia é aplicada à rede real Jiayou (JYN) (Figura 1) [4], composta por 300 nós, 451 tubos e 2 reservatórios. A cloração da rede foi realizada com a injeção de cloro a uma concentração de 1,5 mg/l nos dois reservatórios, com o cálculo dos valores de qualidade da água em intervalos de tempo de 600s. A injeção do contaminante PA ocorreu após 24 horas de simulação com duração de 12 horas a uma concentração de 12,4 mg/L [11]. A concentração do PA deve-se ao fato de ser o valor do limite de solubilidade na água, não sendo visível a identificação do contaminante. Considerando todos os nós possíveis de serem contaminados, a rede foi submetida a 300 eventos de contaminação, com duração de 48 horas cada.

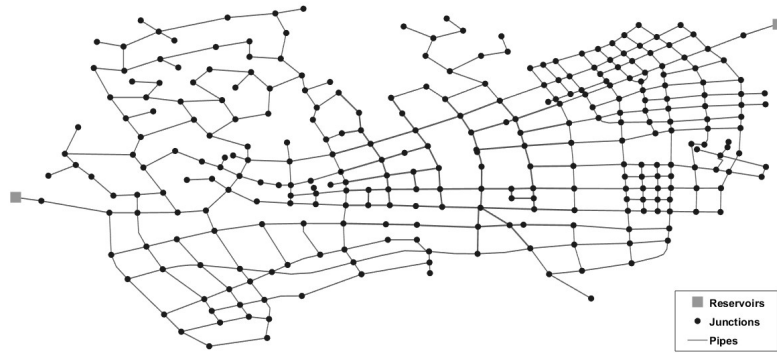


Figura 2. Rede JYN.

3.1 REDE TRONCAL

A rede troncal pode ser interpretadas como uma árvore de tubos e nós nos quais as fontes de suprimento formam as raízes. A Figura 3 representa as porcentagens 20, 30 e 50% da RT na rede JYN.

O intuito de variar as porcentagens da rede troncal é, verificar a influência da mesma nos resultados dos pontos de monitoramento por sensores de qualidade gerados através da abordagem NSGA-II de otimização. Com isso, quanto mais alta a porcentagem da rede principal em relação a rede JYN, maior será o número de tubulações e nós que compõem a RT.

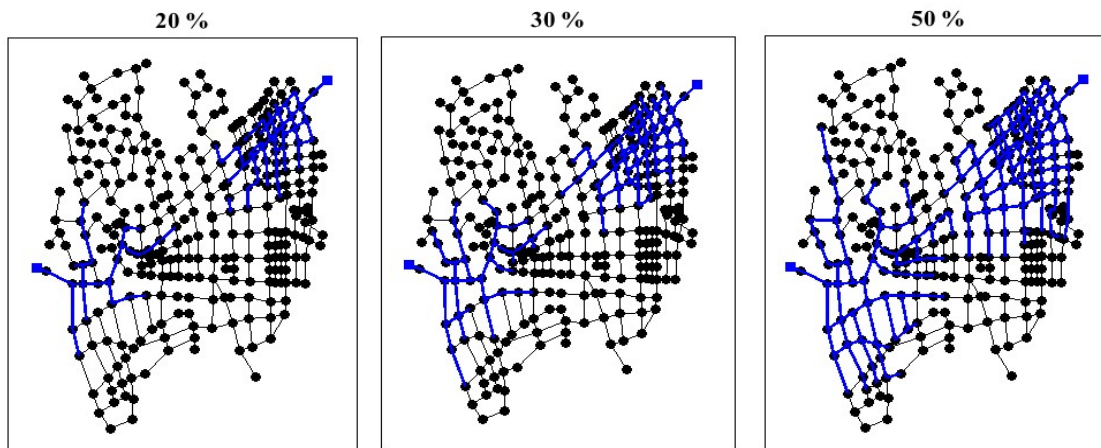


Figura 3. Redes Troncais calculadas com base na demanda máxima para diferentes percentuais de tubulação

3.2 FRONTEIRA PARETO

A abordagem clássica de otimização da alocação de sensores atribui a mesma probabilidade de contaminação nodal a todos os nós da rede em estudo. Neste trabalho, a proposta é analisar as diferentes porcentagens de RT gerando probabilidade de contaminação nodal distintas para os nós que compõem a RT, através da teoria dos grafos. As fronteiras ótimas Pareto produzidas pela função de probabilidade de contaminação são constituídas de conjuntos de soluções ótimas não-dominadas, onde representam o melhor compromisso entre as duas funções objetivo otimizadas (F_t e F_p). As fronteiras ótimas Pareto geradas a partir das diferentes porcentagens de RT possuem diferenças e semelhanças em relação a produzida pela abordagem clássica de otimização (Figura 4).

As fronteiras Pareto que representam os resultados gerados a partir da variação das porcentagens da RT, em relação a abordagem clássica, demonstram que há uma diminuição do conjunto de soluções ótimas. Isso explicasse pela restrição de nós preferências para a instalação da estação de

monitoramento. Ou seja, no método clássico todos os nós são eleitos para o monitoramento. Já ao aumentar a probabilidade de contaminação dos nós pertencentes a RT em relação aos demais nós o algoritmo terá uma maior restrição.

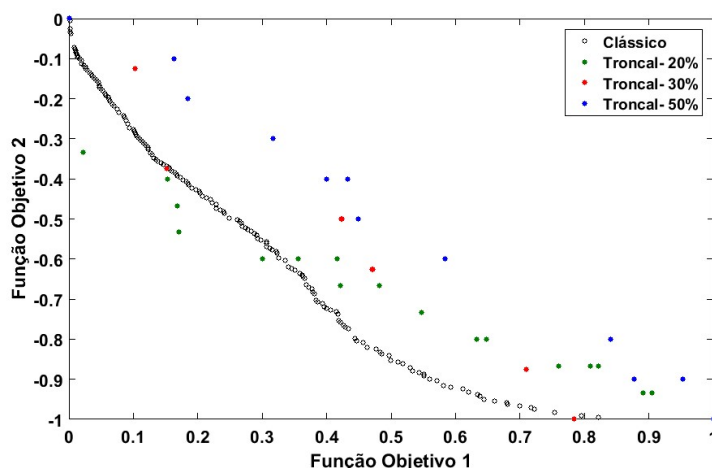


Figura 4. Fronteiras Pareto.

3.3 LAYOUT DO PROJETO DA REDE DE SENSORES

O método de tomada de decisão automático para escolha da solução da fronteira Pareto, baseado em distância Euclidiana, é apresentado nessa seção. Para tanto, supõem um ponto ideal na fronteira Pareto normalizada $[0,1]$, em que 0 representa o menor tempo de detecção e 1 a máxima probabilidade de detecção, neste caso. Com isso, ao aplicar o método nas fronteiras de Pareto determina-se as distâncias entre a solução ideal e as pertencentes a fronteira de Pareto. O resultado será a solução que represente a menor distância, ou seja, o layout ideal da alocação de sensores para casa condição. Os layouts das três porcentagens de RT representam a solução mais próxima da ideal do conjunto de soluções das fronteiras de Pareto, uma vez que a abordagem multiobjetivo NSGA-II não gera um único resultado ótimo.

A Figura 6 representa o layout para a condição de 20% da RT. O posicionamento dos sensores estão próximos aos nós com maior probabilidade de contaminação, mas apenas metade dos nós monitorados fazem parte da RT.

A Figura 7 apresenta a alocação de sensores para a condição de 30% da RT. Ao analisar o posicionamento dos sensores em relação a cobertura da RT de 30% (Figura 2), observa-se que apenas dois sensores estão alocados nos nós da rede principal. Mas, ao comparar os layouts das Figuras 4 e 5, três sensores continuam alocados nos mesmos nós.

Já a condição de 50% da RT representada no layout da Figura 8, observa-se que ao aumentar a cobertura da RT (Figura 2) o layout da alocação de sensores expandiu em relação as condições com menores porcentagens de RT.

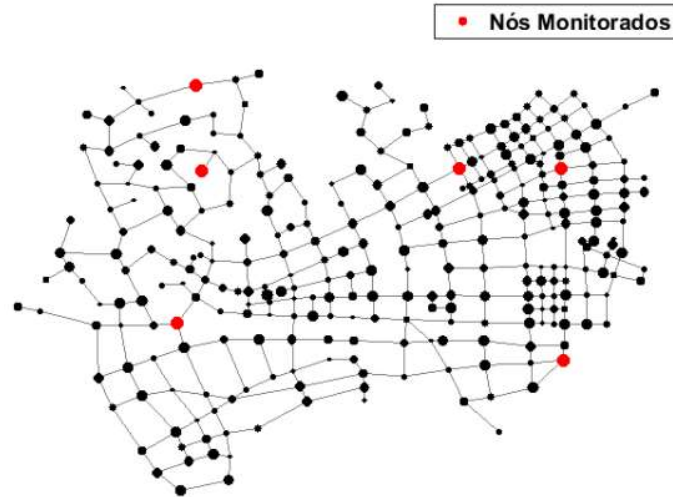


Figura 6. Layout 20% de RT. Tamanhos de pontos maior representa uma maior demanda nodal.

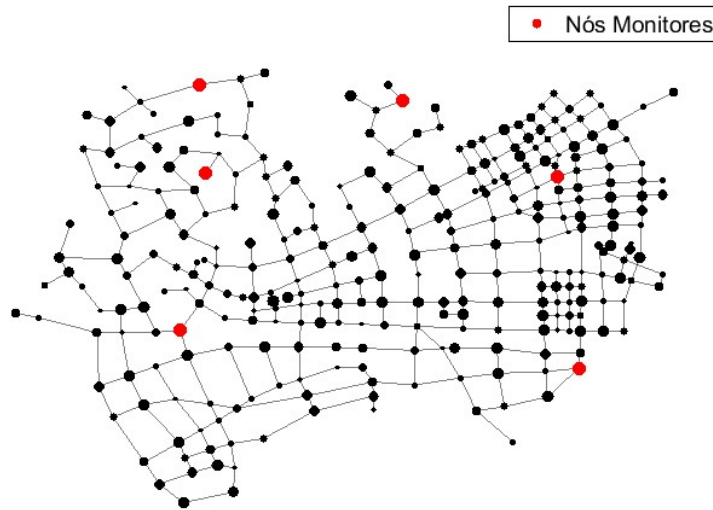


Figura 7. Layout 30% de RT. Tamanhos de pontos maior representa uma maior demanda nodal.

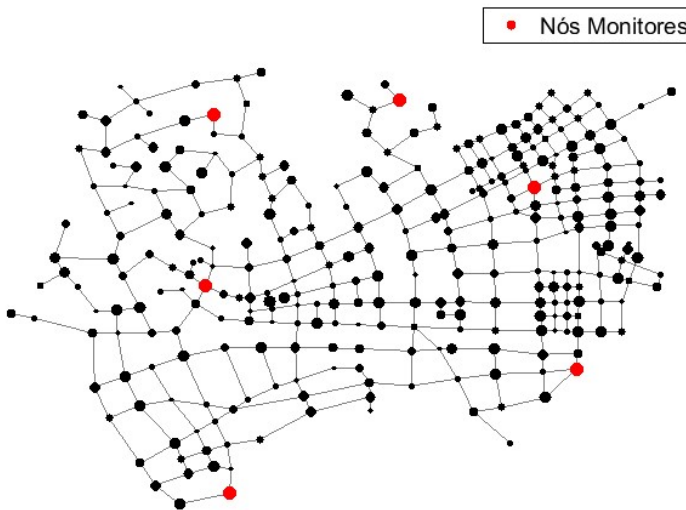


Figura 8. Layout 50% de RT. Tamanhos de pontos maior representa uma maior demanda nodal.

Os layouts ideias gerados após análise das fronteiras de Pareto mostram uma alocação de sensores semelhantes para todas as condições. Uma vez que, a RT aumenta sua cobertura geográfica com a variação das porcentagens. Ou seja a RT de 50% engloba todos os nós pertencentes as demais porcentagens. Com isso, se o intuito da companhia de abastecimento de água é ter uma maior cobertura da rede, enquanto pontos mais suscetíveis a ataques químicos também são cobertos pelo monitoramento, o melhor seria considerar as probabilidades de contaminação geradas por meio de maiores porcentagens de RT.

4 CONCLUSÕES

A abordagem multiobjetivo NSGA-II [12] gerou conjuntos de soluções não dominadas pertencentes à Pareto. Ao comparar os resultados da Pareto de diferentes tamanhos de RT com os apresentados na abordagem clássica aplicada em estudos anteriores [3], observou-se a mudança do layout da rede de sensores, sobretudo para RT maiores, o que resulta em uma dispersão dos sensores.

Para trabalhos futuros, novas análises sobre a influência de probabilidades de contaminação no estudo de alocação ótima de sensores deverão ser conduzidos a fim de que uma metodologia robusta e aplicável seja desenvolvida e utilizada como suporte pelas empresas de abastecimento de água.

AGRADECIMENTOS

Agradecemos a Coordenação de aperfeiçoamento de pessoal de nível superior (CAPES), CNPq e IPT por subsidiar os alunos de pós graduação, autores desse trabalho.

REFERÊNCIAS

- [1] W. E. Hart and R. Murray, “Review of Sensor Placement Strategies for Contamination Warning Systems in Drinking Water Distribution Systems,” *J. Water Resour. Plan. Manag.*, vol. 136, no. 6, pp. 611–619, 2010.
- [2] Z. Ohar, O. Lahav, and A. Ostfeld, “Optimal sensor placement for detecting organophosphate intrusions into water distribution systems,” *Water Res.*, vol. 73, pp. 193–203, 2015.
- [3] S. M. Cardoso, D. B. Barros, E. C. M. Oliveira, B. Melo, E. L. Junior, L. Cristina, and L. Jaquiê, “Multiobjective optimization and rule extraction for optimum location of quality sensors in water distribution network” Literature review. 2018.
- [4] G. He, T. Zhang, F. Zheng, and Q. Zhang, “An efficient multi-objective optimization method for water quality sensor placement within water distribution systems considering contamination probability variations,” *Water Res.*, vol. 143, pp. 165–175, 2018.
- [5] A. Ostfeld, J. G. Uber, E. Salomons, J. W. Berry, and ..., “The battle of the water sensor networks (BWSN): A design challenge for engineers and algorithms,” *J. Water ...*, vol. 134, no. 6, pp. 556–568, 2008.
- [6] C. A. Coello Coello, G. B. Lamont, and D. a Van Veldhuizen, *Evolutionary Algorithms for Solving Multi-Objective Problems*. 2007.
- [7] G. Chiandussi, M. Codegone, S. Ferrero, and F. E. Varesio, *Comparison of multi-objective optimization methodologies for engineering applications*, vol. 63, no. 5. Elsevier Ltd, 2012.
- [8] S. Rathi, R. Gupta, and L. Ormsbee, “A review of sensor placement objective metrics for contamination detection in water distribution networks,” *Water Sci. Technol. Water Supply*, vol. 15, no. 5, pp. 898–917, 2015.

- [9] E. Campbell, “Sectorización de Redes de Abastecimiento de Agua Potable basada en detección de comunidades en redes sociales y optimización heurística,” Universidad Politécnica de Valencia, 2017.
- [10] G. Meirelles, B. Brentan, J. Izquierdo, H. Ramos, and E. Luvizotto, “Trunk network rehabilitation for resilience improvement and energy recovery in water distribution networks,” *Water (Switzerland)*, vol. 10, no. 6, 2018.
- [11] R. Schwartz, O. Lahav, and A. Ostfeld, “Integrated hydraulic and organophosphate pesticide injection simulations for enhancing event detection in water distribution systems,” *Water Res.*, vol. 63, pp. 271–284, 2014.
- [12] K. Deb, A. Pratap, S. Agarwal, and T. Meyarivan, “A fast and elitist multiobjective genetic algorithm: NSGA-II,” *IEEE Trans. Evol. Comput.*, vol. 6, no. 2, pp. 182–197, 2002.
- [13] L. A. Rossman, EPANET 2.0, no. September. 2000.
- [14] F. Shang, J. G. Uber, and L. . Rossman, EPANET Multi-species Extension User’s Manual. EPA/600/S-07/021. U.S., 2008.
- [15] E. F. Moore, “The shortest path through a maze,” in *Proc. Int. Symp. Switching Theory*, 1959, pp. 285–292.
- [16] D. G. Eliades, M. Kyriakou, S. G. Vrachimis, and M. M. Polycarpou, “EPANET-MATLAB Toolkit: An Open-Source Software for Interfacing EPANET with MATLAB,” *14th Comput. Control Water Ind. Conf. CCWI 2016*, pp. 1–8, 2016.

Versão Provisória 2019-07-16

LOCALIZAÇÃO DE FONTE DE CONTAMINAÇÃO EM REDES DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA UTILIZANDO MÉTODOS DE APRENDIZAGEM ESTATÍSTICA

Daniel Barros¹, Sandra Cardoso², Eva Oliveira³, Bruno Brentan⁴,
Edevar Luvizotto Jr⁵, Lubienska Ribeiro⁶

RESUMO

As redes de distribuição de água (RDA) apresentam diversos pontos vulneráveis devido a sua grande abrangência e os variados pontos de acesso à rede, sendo, portanto, passível de contaminação acidental ou intencional. Buscando garantir a qualidade da água que é distribuída, sensores de monitoramento de qualidade têm sido instalados ao longo das redes. Visando explorar os dados transmitidos por tais sensores afim de identificar a localização da fonte de contaminação na RDA, esse trabalho utiliza *Support Vector Machine* (SVM), como ferramenta de mineração de dados dos parâmetros de qualidade e o comportamento destes parâmetros após a intrusão de diferentes concentrações do pesticida Paration. Os resultados obtidos são satisfatórios, localizando as fontes de contaminação em 60% dos cenários com distância menor que 1 metro entre o valor real e o valor resultante do método SVM. Já para distâncias com até 100 metros se obteve 100% de acertos entre os cenários de contaminação.

Palavras-Chave

Sistemas de Abastecimento de água, Qualidade de água, Isolamento de anomalias, Máquinas de vetor suporte.

1. INTRODUÇÃO

Apesar da preocupação constante dos pesquisadores pela descoberta de novas tecnologias, métodos, técnicas e/ou ferramentas para o aumento da confiabilidade dos sistemas urbanos de água potável, a falta de segurança ainda está presente no cotidiano das cidades. A população está submetida a ameaças à segurança dos sistemas de distribuição de água como ataques cibernéticos, físicos e terrorismo [1].

Isso se deve ao fato de as redes de distribuição de água (RDA) apresentarem diversos pontos vulneráveis devido a sua grande abrangência e os variados pontos de acesso à rede, motivando o estudo de identificação de contaminação acidental ou intencional das redes [2]. Esses estudos dissertam sobre a aplicação de sensores que medem a qualidade da água, comparando a variação de parâmetros de qualidade de água, como a concentração de cloro, turbidez, pH, condutividade ou outros parâmetros que possibilitem o reconhecimento de anomalias na qualidade da água [3].

Utilizando estes sensores de qualidade e métodos computacionais, é possível a identificação das anomalias e a caracterização da contaminação, como local de intrusão, duração da injeção e composição do contaminante. Com isso, medidas de segurança podem ser realizadas imediatamente, tais como contenção do contaminante, ações policiais e aviso a população [4]. Visando contribuir

¹ Faculdade de Tecnologia/ Universidade de Campinas/SP – Brasil. danielbezerrab@gmail.com

² Faculdade de Tecnologia/ Universidade de Campinas/SP – Brasil.

³ Faculdade de Tecnologia/ Universidade de Campinas/SP – Brasil.

⁴ Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais – Belo Horizonte/MG – Brasil

⁵ Faculdade de Engenharia Civil Arquitetura e Urbanismo /Universidade de Campinas/SP - Brasil

⁶ Faculdade de Tecnologia/ Universidade de Campinas/SP – Brasil.

com essas questões, diferentes linhas de pesquisas surgiram utilizando métodos como matrizes e gráficos, simulações hidráulicas computacionais, otimizações multimodais, aprendizado de máquinas e outros [5,6]

O aprendizado de máquinas vem se tornando ferramenta usual em pesquisa relacionadas às RDAs, principalmente em operações de modelagens e previsões da qualidade da água, analisando a variação temporal dos parâmetros de qualidade [7]. Dentre esses algoritmos, o Support Vector Machine (SVM) é um método de aprendizado de máquinas com capacidade de separação não linear de dados e vem sendo utilizado nas RDAs para previsão de demanda de água [8], na identificação de vazamentos [9] e na classificação do contaminante em caso de contaminação [10]. Essa ferramenta possui uma precisão significativa e baixo esforço computacional na análise de grandes conjuntos de dados.

Para sua aplicação é necessário dados característicos da rede como por exemplo, o comportamento químico das substâncias presentes na água. Tais dados podem ser obtidos por ensaios laboratoriais da água, ensaios com equipamentos portáteis ou através dos sensores de monitoramento da qualidade. Ainda que muitas empresas de abastecimento invistam na criação de uma rede de sensores de qualidade, esses dados ainda são de difícil acesso, dadas questões de segurança dos sistemas. No intuito de suprir tal falta, simulações hidráulicas e de qualidade podem ser utilizadas como mecanismos de geração sintética de dados.

Este cenário auxilia as empresas gestoras dos RDAs que estão aprendendo a lidar com questões em que há comprometimento da qualidade da água, como possíveis contaminações ocasionais ou ataques terroristas, a aplicação de ferramentas de análise de dados pode trazer significativas melhoras para, a vida útil do sistema, as medidas de resposta e o atendimento ao cliente, garantindo a minimização dos custos de manutenção da RDA [11].

Esse artigo visa a aplicação de ferramenta de aprendizado de máquinas para a detecção automática, da fonte de contaminação em RDAs. Para isso, aplica-se o aprendizado de máquinas para localizar fontes de contaminação na RDA. No qual, ataques sintéticos são simulados com injeção de contaminante em diferentes pontos da rede e variadas concentrações, criando um banco de dados contendo o comportamento dos parâmetros de qualidade de água. Finalmente, o SVM é aplicado a fim de identificar as fontes de contaminação.

2. METODOLOGIA

Essa pesquisa é dividida em duas etapas, (1) criação de um banco de dados com as concentrações dos parâmetros de qualidade, gerado através de simulações computacionais hidráulicas e de qualidade, (2) aprendizado de máquinas, para identificar a fonte de contaminação através de anomalias nas concentrações dos parâmetros de qualidade.

2.1 SIMULAÇÃO HIDRÁULICA E DA QUALIDADE DE ÁGUA

Para simulações hidráulicas e de qualidade, em geral se utiliza o software Epanet 2.0 [12], que é uma ferramenta para realizar simulações hidráulicas em redes pressurizadas, com capacidade de calcular vazões, pressões, níveis de água, e outros padrões hidráulicos. No entanto, esse software realiza a modelação de qualidade considerando apenas uma espécie química presente na água. Com o propósito de sanar esta limitação, utiliza-se o Epanet-msx (*Multi-Species Extension*) [13], que permite a interação de múltiplas espécies químicas, tanto na massa fluida quanto na superfície da tubulação.

Com isso, para a criação do banco de dados, utilizou-se o Epanet-msx e o software Epanet 2.0 aplicados na RDA a ser estudada que foi apresentada por [15], integrados ao ambiente de programação Matlab®, essa integração é possível através do Epanet-Matlab Toolkit [14]. Ocorreu cenários de contaminação em todos os nós da rede, sendo utilizado como contaminante o pesticida Paration. Tais cenários são implementados pelo arquivos de entrada do Epanet-msx para a rede em estudo, contendo

as informações químicas e os equacionamentos necessários a serem analisados. Para isso, foram utilizadas as pesquisas de [16] e [7], nas quais aplicam seus estudos na mesma rede analisada.

A pesquisa de [16] apresenta uma metodologia para alocação de sensores de qualidade na RDA, seguindo a aplicação do Paration em interação com o cloro, na qual se aplica o Algoritmo Multiobjetivo NSGA-II. Assim, o presente trabalho considerou os sensores da RDA alocados por [16]. Esses sensores serão responsáveis pela observação da concentração do cloro, em que registre-se a concentração do cloro para cada passo de tempo de simulação.

Já a pesquisa de [7], apresenta as equações estequiométricas e de degradação do Paration em interação com o cloro presente na água, considerando características brasileiras de potabilidade, e apresenta um método de detecção de eventos de contaminação utilizando rede neural. As equações estequiométricas e de degradação do contaminante foram obtidas, tanto nesta pesquisa quanto no trabalho de [6], que expõe detalhadamente as reações dos organofosforados com o cloro livre na água, este estudo comprovou que a concentração de cloro decai abruptamente em contato com os compostos organofosforados. Baseou-se nesta metodologia para a construção do arquivo de entrada no software Epanete-msx, considerando que a variação de concentração do cloro pode ser utilizada como indicador de intrusão de contaminante na rede e por ser identificada pelos sensores de qualidade.

2.2 APLICAÇÃO DE APRENDIZADO DE MÁQUINAS

Com o banco de dados criado a partir dos eventos anômalos simulados, formado com a concentração do contaminante e a localização das fontes conhecidas, é possível a aplicação de ferramentas de aprendizado de máquinas, como o método SVM, para a classificação dos sinais de concentração de cloro em função da fonte do contaminante.

2.2.1. Support Vector Machine – SVM

As SVMs são métodos relacionados a aprendizagem supervisionada, aplicáveis a problemas de classificação e regressão. Nesse método, a solução para o problema depende de um subconjunto de dados de treinamento que são referidos como vetores de suporte [17,18].

Dado um conjunto de dados rotulados com suas respectivas classes, o processo de treinamento tem como objetivo a produção de um classificador que separe as classes a partir dos dados disponíveis. Pode-se observar na Figura 1, que quando não há um classificador linear capaz de separar os dados na dimensão característica, isto é, original, do problema. No entanto, transformando o espaço característico a partir de um aumento de dimensionalidade, pode-se encontrar um classificador linear nesse novo espaço, cuja projeção no espaço característico será um separador não linear, que seja capaz de maximizar a distância entre o ponto de dado mais próximo de cada classe. Esse classificador ideal é denominado de hiperplano de separação ideal [19].

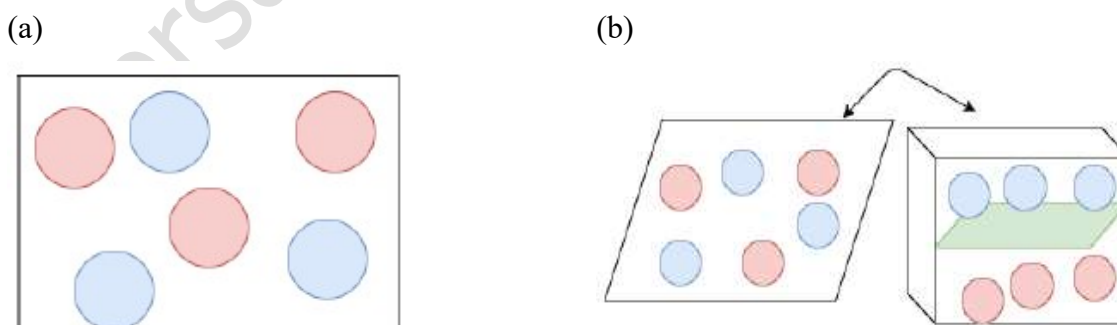


Figura 1 – (a) Conjunto de dados em baixa dimensão não separáveis linearmente; (b) Mudança de dimensão para separação dos dados [8].

Quando um conjunto de dados não pode ser separado linearmente (Figura 1a), opta-se pela mudança do espaço de entrada para um novo espaço projetado com maior dimensão (Figura 1b). Porém, essa transformação é dificilmente encontrada, principalmente quando relacionada a melhor dimensão para a separação. Buscando solucionar essa dificuldade, utiliza-se o truque de Kernel, que aplica uma transformação não linear no espaço de característico [8].

Uma SVM classifica a partir de vetores que restringem uma região no espaço, formulados por fronteiras em torno de uma curva de separação, com tamanho ε . A determinação desses classificadores toma um conjunto de dados de entrada/saída $\{(x_1, y_1) \cdots (x_n, y_n)\} \subset X \times \mathbb{R}$, que simboliza o espaço a ser agrupado, no qual encontra-se o objetivo do ajuste com a função dada na Equação 1:

$$\hat{f}(x) = \langle w, \phi(x) \rangle + b \quad (1)$$

em que, $\phi(x)$ corresponde à transformação dos dados de entrada para o espaço característico, sendo ϕ a função de mapeamento implícito e x os dados de entrada. Desvia-se no máximo ε de um dado observado y_i , em que se minimiza simultaneamente a complexidade do modelo, assim os parâmetros w e b são restringidos em conjunto com o problema, definido pelas Equações 2 e 3:

$$\min_{w, b} \frac{1}{2} \|w\|^2 \quad (2)$$

$$s. to |y_i - \langle w, \phi(x) \rangle - b| \leq \varepsilon \quad (3)$$

Assume-se que para todo $\hat{f}(x_i)$, existe um valor y_i , que desvia no máximo ε . Mesmo assim, a solução com essas restrições fixas pode não haver solução, sendo necessário a definição de uma fronteira de relaxamento de restrição, em que permite uma maior precisão caso existam valores discrepantes. Essa inclusão das variáveis de relaxamento, gera penalidades a desvios maiores que ε , no qual permite a exploração pelo modelo a todos os pontos existentes na definição dos melhores vetores de suporte. Toma-se ξ^+ e ξ^- como variáveis de relaxamento, também denominadas de margens brandas, descritas pelas Equações 4 e 5.

$$\xi_i^+ = \hat{f}(x) - y(x_i) > \varepsilon \quad (4)$$

$$\xi_i^- = y(x_i) - \hat{f}(x) > \varepsilon \quad (5)$$

Por fim, os problemas dos vetores de suporte podem ser ajustados pelas Equações 6, 7, 8 e 9:

$$\min_{w, b} \frac{1}{2} \|w\|^2 + C \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\xi_i^+ + \xi_i^-) \quad (6)$$

$$s. to y_i - \langle w, \phi(x) \rangle - b \leq \varepsilon + \xi_i^+ \quad (7)$$

$$\langle w, \phi(x) \rangle + b - y_i \leq \varepsilon + \xi_i^- \quad (8)$$

$$\xi_i^+, \xi_i^- \geq 0 \quad i = 1, \dots, n \quad (9)$$

no qual n é o tamanho do lote de treinamento, C é o parâmetro relacionado a complexidade do modelo e o erro de treinamento. Esse método é conhecido como sensibilidade ε , em que apresenta a tolerância do erro, também conhecido como Hiperparâmetros [17,18, 20, 21].

3. APLICAÇÃO

A metodologia descrita é aplicada na rede fictícia apresentada por [15] (Figura 2), composta por 15 nós, 23 tubos e 3 reservatórios. De acordo com o trabalho de [16] os nós 12 e 15 correspondem aos nós de monitoramento.

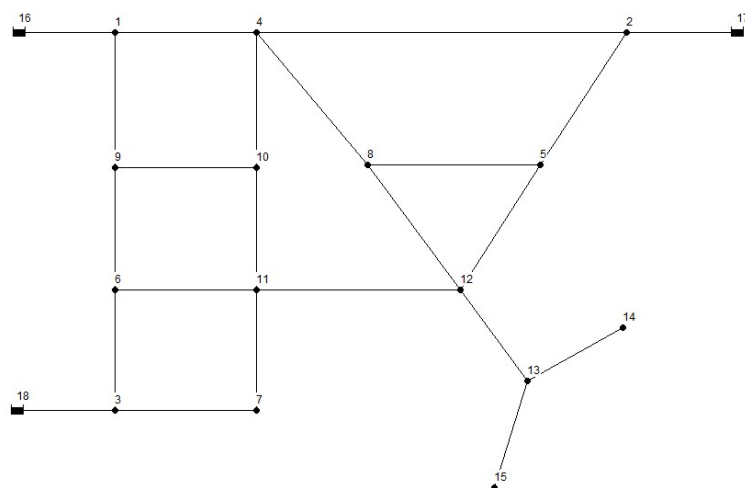


Figura 2 – Topologia da rede de distribuição de água [15].

Após a seleção dos nós monitorados, cria-se o código para gerar o banco de dados e a aplicação do método SVM. As simulações hidráulicas e de qualidade têm duração de 15 dias, visto que são necessários dados com o comportamento padrão do cloro na RDA e situações anômalas para o treinamento do método SVM. O tempo de início e a duração da contaminação é padronizado para todos os cenários, nos quais iniciam-se na metade da simulação e a duração da intrusão é de 12 horas.

Considera-se todos os nós da rede como fonte de contaminação, assim a cada cenário simulado um nó é tido como fonte de contaminação e analisado individualmente, incluindo os nós monitorados. Para cada nó 10 cenários de contaminação são realizados, variando a concentração do contaminante, em que o primeiro valor é 0,5 mg/L e o último 19 mg/L, objetivando a verificação da sensibilidade na variação de concentração do cloro e nos resultados apresentados pelo método SVM. Este intervalo foi escolhido analisando a dose letal (13 mg/kg) e o limite de solubilidade (12,4 mg/L) [6]. Os cenários simulados são analisados pelos dois sensores alocados, resultando em 150 cenários para cada sensor.

3.1 TREINAMENTO DA SVM

O método proposto para a identificação da fonte de contaminação através da variação da concentração de cloro consiste no treinamento de uma SVM, alimentada com os dados de qualidade de água, obtidos através dos sensores de qualidade, que possuem o comportamento padrão do cloro em situações de normalidade e em situações que há a contaminação da RDA pelo pesticida Paration. Para tanto, são necessários os dados de entrada e saída (*input* e *output*), na aplicação do aprendizado de máquinas.

Após a geração do banco de dados, as SVMs são treinadas tendo como dados de entrada (*input*) a concentração de cloro durante toda a simulação, quando a rede está submetida a contaminação de Paration, há a redução abrupta na concentração de cloro, como mostra a Figura 3. E como dado de saída (*output*) será utilizado a distância entre os nós da rede e o reservatório. A utilização das distâncias é uma opção para a informação do posicionamento físico dos nós, uma vez que se utilizarmos outra informação como a nomenclatura ou indexação, pode não haver um critério de proximidade física entre esses nós.

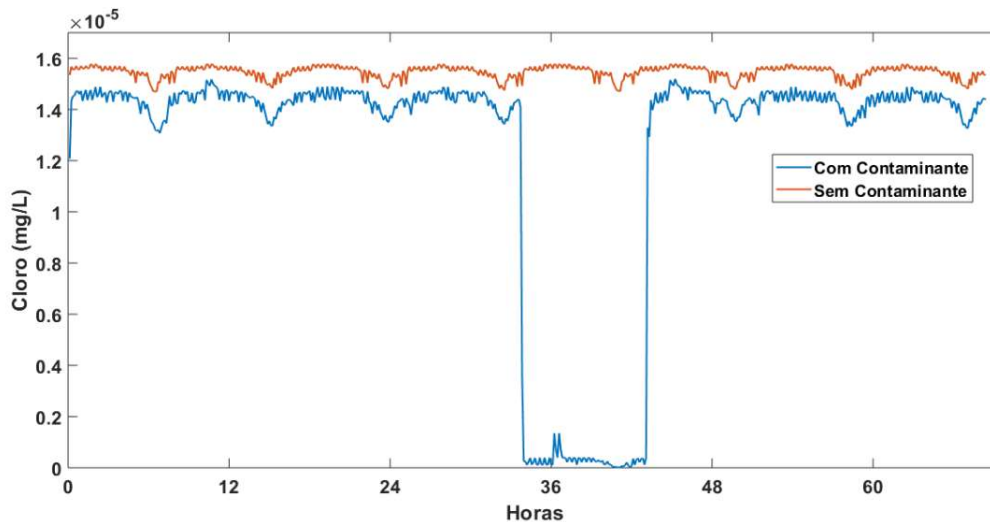


Figura 3 – Comportamento do Cloro

A matriz *input*, possui as informações das leituras dos sensores com o comportamento do cloro para cada cenário de contaminação, ou seja, como a simulação contou com 2 sensores na RDA e 10 cenários de contaminação aplicados em todos os nós, cada nó da RDA conta com 20 conjuntos de informações do comportamento do cloro. Há, por fim, a concatenação dos dados de cada sensor, para cada cenário de contaminação em todos os nós da RDA.

A abordagem utilizada como *output*, contém as distâncias lineares entre o reservatório e os nós do RDA, uma vez que se objetiva a localização da fonte de contaminação pelo SVM. Essa distância é calculada utilizando as coordenadas dos nós e reservatórios, assim há a possibilidade da localização espacial do nós da RDA. Com isso, pode-se determinar o vetor *output*, como descrito na Equação 10.

$$output = [D_{r,1}^{10}, D_{r,2}^{10}, \dots, D_{r,n}^{10}] \quad (10)$$

Onde, *D* são as distâncias entre o reservatório *r* até os *n* nós da rede, repedindo-se 10 vezes esta distância. Assim, resulta em um vetor de dimensão 1 x 150, visto que o SDA possui 15 nós, e que segue a padronização das colunas da matriz *input*.

A SVM foi implementada em linguagem Matlab[®], utilizando a toolbox de aprendizado de máquinas e regressão, na qual o processo de otimização dos hiperparâmetros (ϵ – margem de erro e σ - dispersão da função kernel) são otimizados.

4. RESULTADOS

A raiz quadrada do erro quadrático médio (RMSE) é utilizada para avaliar a metodologia proposta, uma vez que tal medida estatística tem a mesma dimensão do valor estimado (\hat{y}) e do valor real (*y*), o que facilita a interpretação dos erros. O RMSE é representado na Equação 11.

$$RMSE = \sqrt{\left(\frac{\sum \hat{y} - y}{N}\right)^2} \quad (11)$$

É importante ressaltar que o erro é reduzido quando os nós 14 e 15 são retirados do estudo do comportamento do cloro, visto que o nó 15 é um nó de extremidade e o nó 14 não recebe fluxo de água, assim, nestes nós, não há a interação entre o pesticida e o cloro, e não são monitorados pelos sensores de qualidade. Mesmo assim, os dados destes nós foram considerados na etapa de treinamento e validação, pra que os resultados se aproximem da realidade das RDAs.

A classificação dos dados pelo método SVM foi realizada através da função de Kernel gaussiana. Foram utilizados 120 cenários de contaminação no processo de treinamento, escolhidos aleatoriamente entre o conjunto geral dos cenários de contaminação. A Figura 4 apresenta os

resultados de treinamento da classificação dos dados pelo método SVM em comparação com os valores reais (*output*).

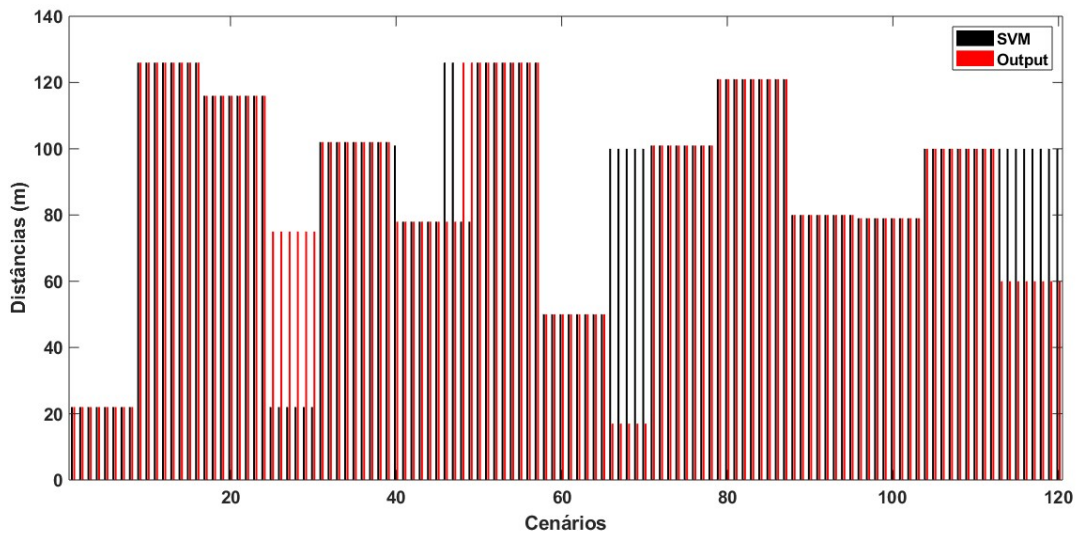


Figura 4 – Resultados do treinamento sobrepostos – SVM e Output.

A análise do erro de classificação leva a resultados bastante satisfatórios, em que houve 91,8% de acertos de acordo o parâmetro RMSE. Já alisando percentual de localização, em 80% dos cenários de contaminação simulados, os nós contaminados foram localizados com menos de 1 metro da distância real; Se considerado até 100 metros da distância real, o método localizou 100% dos cenários de contaminação.

O processo de validação do método de localização das fontes de contaminação, utilizou 30 cenários de contaminação, os quais não foram utilizados no processo de treinamento, podendo ter os resultados do processo de validação visualizados sobrepostos aos valores reais na Figura 5. Obteve 66,22% de acertos, seguindo o parâmetro RMSE. Sendo que em 60% dos cenários de contaminação validados foram localizados com até 1 metro da distância real. Se considerado até 50 metros da localização real, esta porcentagem aumenta para 70%, alcançando 100% dos cenários para distância com até 100 metros de distância da localização real.

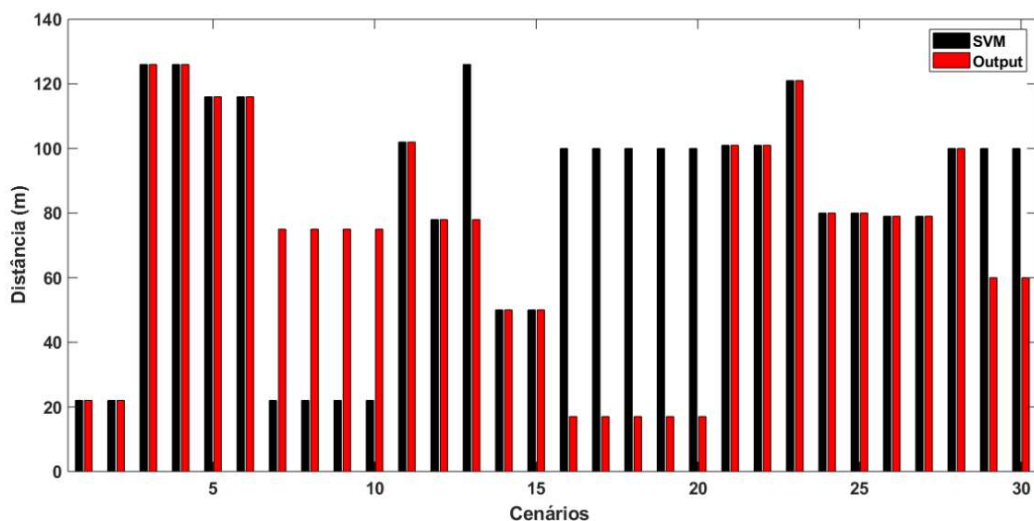


Figura 5 – Resultados de Validação sobrepostos – SVM e Output

5. CONCLUSÕES

A proposta apresentada se mostrou efetiva no alcance dos resultados, uma vez que houve a localização da fonte de contaminação em grande parte dos cenários simulados. Podendo se tornar uma ferramenta eficaz na tomada de decisões e nas medidas de segurança a serem realizadas após essa localização.

Esse estudo não considerou a aplicação simultânea de contaminante em dois ou mais pontos e também não realizou a simulação em regime dinâmico. Há, ainda, uma problemática em relação da localização da fonte através da distância entre os nós e reservatórios, relacionada ao raio de distância, ou seja, caso haja varios nós com distâncias iguais entre os nós e o reservatório, todos estes nós com a mesma distância podem ser indicados como fontes de contaminação. Essas aplicações podem se tornar novos caminhos de pesquisa a serem seguidos, principalmente na utilização desta metodologia em redes de distribuição de água maiores e mais complexas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CAPES, CNPq e IPT pelo financiamento dessa pesquisa.

REFERÊNCIAS

- [1] Yaghlane, Asma Ben, and M. Naceur Azaiez. "Systems under attack-survivability rather than reliability: Concept, results, and applications." *European Journal of Operational Research* 258.3 (2017): 1156-1164.
- [2] Laird, C. D., Biegler, L. T., van Bloemen Waanders, B. G., & Bartlett, R. A. "Contamination source determination for water networks". *Journal of Water Resources Planning and Management*, v. 131, n. 2, p. 125-134, 2005.
- [3] Cristo, Cristiana Di; Leopardi, Angelo. "Pollution source identification of accidental contamination in water distribution networks". *Journal of Water Resources Planning and Management*, v. 134, n. 2, p. 197-202, 2008.
- [4] Salomons, Elad, and Avi Ostfeld. "Identification of possible contamination sources using reverse hydraulic simulation." *Water Distrib. Syst. Anal* (2010): 447-453.
- [5] Palleti, Venkata Reddy et al. "Sensor network design for contaminant detection and identification in water distribution networks". *Computers & Chemical Engineering*, v. 87, p. 246-256, 2016.
- [6] Ohar, Ziv; Lahav, Ori; Ostfeld, Avi. "Optimal sensor placement for detecting organophosphate intrusions into water distribution systems". *Water research*, v. 73, p. 193-203, 2015.
- [7] Oliveira, Eva Carolline M. et al. "Detection of chemical intrusion compounds in water distribution networks by quality sensors data mining". In: *WDSA/CCWI Joint Conference Proceedings*. Kingston, Canadá. 2018.
- [8] Ambrosio, J. K., et al. "Committee Machines for Hourly Water Demand Forecasting in Water Supply Systems". *Mathematical Problems in Engineering*, v. 2019, 2019.
- [9] Mamo, T.G.; et al. "Virtual DMA Municipal Water Supply Pipeline Leak Detection and Classification Using Advance Pattern Recognizer MultiClass SVM". *Journal of Pattern Recognition Research* 1, 25-42. 2014.
- [10] Huang, P., et al. "Online Classification of Contaminants Based on Multi-Classification Support Vector Machine Using Conventional Water Quality Sensors. *Sensors*", v. 17, n. 3, p. 581, 2017.

- [11] Ribeiro, L. C. L. J. “Modelo Híbrido Multiobjetivo para Obtenção de Roteiros Operacionais de Bombas de Rotação Variável em Instalações Hidráulicas”. Campinas: University of Campinas (Unicamp), Brazil, 2007.
- [12] Rossman, L.A. EPANET Users Manual, EPA-600/R-94/057, Risk Reduction Engineering Laboratory, U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH. 1994.
- [13] Shang, F., et al. “EPANET multi-species extension user’s manual. Risk Reduction Engineering Laboratory”, US Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio. 2008.
- [14] Eliades, D. G., et al. EPANET-MATLAB toolkit: An open-source software for interfacing EPANET with MATLAB, 2016.
- [15] AL-ZAHRANI, M. A; MOIED, K. “Optimizing water quality monitoring stations using genetic algorithms”. The Arabian Journal for Science and Engineering, v. 28, n. 1, p. 57– 75, 2003.
- [16] Cardoso, S. M.; et al. “Otimização Multiobjetivo para Alocação Ótima de Sensores de Qualidade em Redes de Distribuição de Água”. XXVII Congresso Latinoamericano de Hidráulica, Buenos Aires, Argentina. 2018a.
- [17] Shmilovici, Armin. “Support vector machines”. In: Data mining and knowledge discovery handbook. Springer, Boston, MA, 2009. p. 231-247.
- [18] Cao, Li-Juan; Tay, Francis Eng Hock. “Support vector machine with adaptive parameters in financial time series forecasting”. IEEE Transactions on neural networks, v. 14, n. 6, p. 1506-1518, 2003.
- [19] Gunn, Steve R. et al. “Support vector machines for classification and regression”. ISIS technical report, v. 14, n. 1, p. 5-16, 1998.
- [20] Brentan, Bruno Melo. Sistemas de abastecimento de água inteligentes: previsão de demanda e controle ótimo em tempo real. 2017.
- [21] Cortes, Corinna; Vapnik, Vladimir. “Support-vector networks”. Machine learning, v. 20, n. 3, p. 273-297, 1995.

DETEÇÃO E QUANTIFICAÇÃO DE VÍRUS ENTÉRICOS EM AMOSTRAS DE ÁGUA NATURAL DOCE SUPERFICIAL E DE ÁGUA PARA CONSUMO HUMANO

Daniel Salvador¹, Maria Filomena Caeiro², Joana Aguilar³, Maria João Benoliel³, Célia Neto⁴

INTRODUÇÃO

As doenças infecciosas relacionadas com a água são uma importante causa de morbidade e mortalidade [1]. Estima-se que 90% das mortes por diarreia resultem de saneamento inadequado e do consumo de água contaminada com agentes patogénicos [2]. Dos vários agentes, destacam-se os *Enterovirus* e os vírus das *Hepatitis A* e *E* que se transmitem principalmente pela via oral-fecal, sendo a água um dos principais veículos de transmissão. Estes vírus têm cápsides robustas que lhes conferem elevada resistência aos tratamentos de desinfecção da água nas Estações de Tratamento (ETA) [1,2,3].

Objetiva-se com este estudo a deteção de vírus entéricos por PCR em Tempo Real em amostras de água natural doce superficial e água para consumo em Portugal, bem como a avaliação da sua infecciosidade em culturas celulares. Além disso, pretende-se também avaliar a eficácia dos sistemas de tratamento de água na eliminação destes vírus em Estações de Tratamento e a sua eventual associação com outros indicadores de contaminação fecal.

MATERIAIS E MÉTODOS

O estudo realiza-se em água natural doce superficial proveniente do Rio Tejo e da Albufeira de Castelo de Bode, em água para consumo humano proveniente da ETA de Vale da Pedra, da ETA da Asseiceira, e de um ponto da cidade de Lisboa. O procedimento experimental utilizado para detetar os vírus entéricos nas amostras de água foi adaptado do Método 1615 (EPA / 600 / R-10/181). A colheita de amostras de água em cada ponto de amostragem ocorreu em maio de 2018 e entre janeiro-março de 2019.

A fim de controlar o rendimento do processo, é adicionado artificialmente o vírus *Mengo*. A deteção e identificação de vírus é realizada por PCR em Tempo Real (RT-qPCR). Sempre que forem detetados ácidos nucleicos virais, a infecciosidade dessa amostra é sujeita a confirmação pela observação de efeitos citopáticos (ECP) induzidos em culturas celulares. Após extração de RNA de culturas com ECP, é realizado PCR com Transição Reversa para identificação dos potenciais vírus.

¹ Instituto de Saúde Ambiental, Faculdade de Medicina da Universidade de Lisboa, Avenida Prof. Egas Moniz, Edifício Egas Moniz, Piso 0, Ala C, 1649-028 Lisboa, Portugal. daniel_fsalvador@hotmail.com

² Centro de Estudos do Ambiente e do Mar (CESAM), Departamento de Biologia Vegetal, Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa, Campo Grande, 1749-016 Lisboa, Portugal

³ Empresa Portuguesa das Águas Livres, S.A. (EPAL), Direção Laboratórios e de Controlo da Qualidade de Água, Avenida de Berlim, 15, 1800-031 Lisboa, Portugal

⁴ Empresa Portuguesa das Águas Livres, S.A. (EPAL), Direção Laboratórios e de Controlo da Qualidade de Água, Avenida de Berlim, 15, 1800-031 Lisboa, Portugal

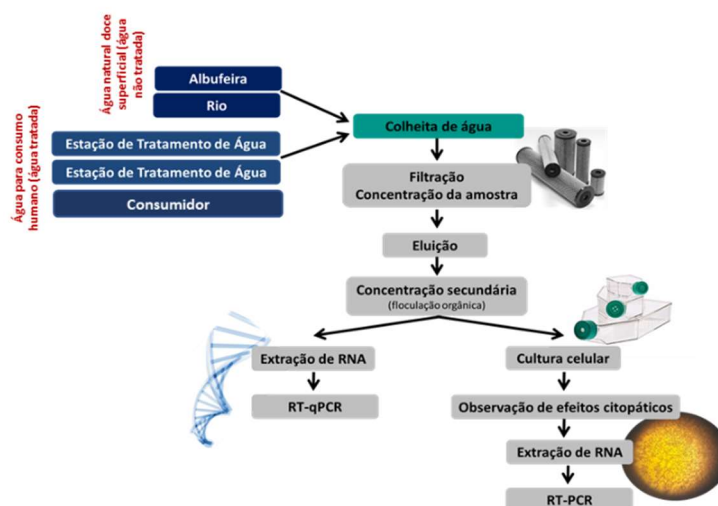


Figura 1. Processamento das amostras de água para deteção dos vírus entéricos.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Verificou-se que a metodologia implementada permite detetar o RNA genómico do vírus de controlo de processo (*Mengo*), bem como observar e titular a sua infecciosidade em células. Do total de 15 amostras analisadas, detetou-se RNA do vírus da *Hepatite A* e de *Enterovirus* em, respetivamente 13% e 7% das amostras de água natural doce superficial. O RNA do vírus da *Hepatite A* foi detetado em água natural do Rio Tejo e da Albufeira de Castelo de Bode. O RNA do *Enterovirus* foi detetado numa amostra de água natural do Rio Tejo. Em água para consumo humano não foi detetado RNA do vírus da *Hepatite A* nem de *Enterovirus*. O vírus da *Hepatite E* não foi detetado em nenhuma das amostras analisadas. Algumas das amostras de água natural doce superficial também induziram ECP, quando inoculadas em células Vero. Os coliformes fecais embora tenham sido detetados nas amostras de água natural doce superficial não foram detetados em águas para consumo.

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Espera-se com esta investigação contribuir para o conhecimento sobre a eventual presença de vírus entéricos em várias matrizes de água em Portugal, bem como contribuir para complementar o Plano de Segurança da Água da EPAL.

REFERÊNCIAS

- [1] World Health Organization. Guidelines for Drinking-water Quality: fourth edition incorporating the first addendum, 4 ed., Switzerland: WHO Library Cataloguing-in-Publication Data, 2017.
- [2] E. Haramoto, M. Kitajima, A. Hata, J. R. Torrey, Y. Masago, D. Sano, e H. Katayama, A review on recent progress in the detection methods and prevalence of human enteric viruses in water, *Water Research journal*, vol. 135, 2018, pp. 168-186.
- [3] K. E. Gibson, Viral pathogens in water: Occurrence, public health impact, and available control strategies, *Current Opinion in Virology*, vol. 4, 2014, pp. 50–57.

PLANO DE COMUNICAÇÃO PARA EMERGÊNCIA(S) NA QUALIDADE DE ÁGUA PARA CONSUMO HUMANO: ELABORAR, INTERIORIZAR E APLICAR

Pascoal Almeida¹ e Ana Nunes²

RESUMO

A entrada em vigor a 1 de janeiro de 2019, do ponto n.º 8, do artigo n.º 8, do Decreto-Lei n.º 152/2017, de 7 de dezembro de 2017, impôs a obrigatoriedade das entidades gestoras terem um Plano de Comunicação para situações de emergência relacionadas com a qualidade da água destinada ao consumo humano.

Pretende-se apresentar o desafio da elaboração de um plano desta natureza numa entidade gestora sem gabinete de comunicação próprio e com cerca de 41700 utentes.

As mudanças de procedimentos; cadastro dos clientes, avaliar a sua satisfação e necessidades; conhecimento da rede de abastecimento; diferenciação de formas de comunicar conforme a sensibilidade dos clientes afetados e a severidade do evento, com o objetivo de proporcionar confiança aos consumidores da qualidade e segurança da água da torneira, a sua divulgação interna e pelas partes interessadas, bem como a interiorização, compreensão, aplicação e execução do mesmo.

A gestão e resposta a situações de emergência da qualidade da água distribuída, passo a passo, da deteção do evento, sua classificação e retorno à normalidade, organizando a comunicação de emergência a diferentes níveis e atuação priorizada por uma análise de risco que permita prevenir eventos perigosos na articulação com o Plano de Segurança da Água e prever acontecimentos altamente improváveis e de grande efeito.

¹ SMAS de Torres Vedras, Edifício Multi-serviços, Avenida 5 de Outubro, Torres Vedras. pascoal.almeida@smastv.pt

² SMAS de Torres Vedras, Edifício Multi-serviços, Avenida 5 de Outubro, Torres Vedras. ana.nunes@smastv.pt

VULNERABILIDAD DE LA POBLACIÓN POR CALIDAD DEL AGUA EN EL SERVICIO DE SUMINISTRO

Joseph D. Pineda-Sandoval¹, Daniel Hernández Cervantes², Xitlali Delgado Galván³, Gilberto Carreño Aguilera⁴, Amparo López-Jiménez⁵, Modesto Pérez-Sánchez⁶, Jesús Mora Rodríguez⁷

RESUMEN

Este artículo tiene como finalidad realizar un énfasis hacia la problemática que representa la calidad del agua en los sistemas de agua potable en México, así como la conducta adquirida por causa de esta; Como respuesta a la sociedad ante la problemática de calidad y la conducta adquirida para su propia protección de salud, se propone validar en escritorio un programa que hace uso de algoritmos genéticos. La metodología consta de la simulación de calidad del agua con programas de simulación hidráulica y de calidad tales como EPANET. La investigación destaca la importancia de la potabilización y desinfección, según las fuentes de abastecimiento ya sean subterráneas o superficiales enfatizando que a un mayor número de plantas potabilizadoras de agua en una ciudad existe un menor número de defunciones por infecciones intestinales.

ABSTRACT

The purpose of this article is to make an emphasis on the problems represented by the quality of water, in Mexico's drinking water systems, as well as the behavior acquired due to it; A proposal for society problems of water quality is presented to the acquired behavior for protecting social health, validation analysis is presented to a proposed chlorine optimization into drinking water networks through the use of genetic algorithms. The methodology consists of research and simulation, making use of magazines, books, and water quality simulation programs such as EPANET. The research highlights the importance of making water drinkable and disinfection, emphasizing that a greater number of water purification plants into a city have a lower number of deaths due to intestinal infections.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Aguas y Salud en México

¹ Maestría en Ciencias del Agua Universidad de Guanajuato, Avenida Juárez 77 División de Ingenierías, Zona Centro, 36000 Guanajuato, Gto. jd.pinedasandoval@ugto.mx

² Departamento de Ingeniería Geomática e Hidráulica, Universidad de Guanajuato, Avenida Juárez 77 Departamento de Ingeniería Geomática e Hidráulica, Zona Centro, 36000 Guanajuato, Gto. ing.daniel.cervantes@gmail.com

³ Departamento de Ingeniería Geomática e Hidráulica, Universidad de Guanajuato, Avenida Juárez 77 Departamento de Ingeniería Geomática e Hidráulica, Zona Centro, 36000 Guanajuato, Gto. xdelgado@ugto.mx

⁴ Departamento de Ingeniería Geomática e Hidráulica, Universidad de Guanajuato, Avenida Juárez 77 Departamento de Ingeniería Geomática e Hidráulica, Zona Centro, 36000 Guanajuato, Gto.

⁵ Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente Universitat Politècnica de València, Camino de Vera, s/n°, 46022 Valencia, España. palopez@gmmf.upv.es

⁶ Departamento de Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente Universitat Politècnica de València, Camino de Vera, s/n°, 46022 Valencia, España. mopesan1@upv.es

⁷ Departamento de Ingeniería Geomática e Hidráulica, Universidad de Guanajuato, Avenida Juárez 77 Departamento de Ingeniería Geomática e Hidráulica, Zona Centro, 36000 Guanajuato, Gto., gca@ugto.mx

Actualmente el estado a través de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos en su capítulo primero de los derechos humanos y sus garantías, establece que; Toda persona tiene derecho al acceso, disposición y saneamiento de agua para consumo personal y doméstico en forma suficiente, salubre, aceptable y asequible. [1], con el fin de llevar a cabo el cumplimiento del mismo, el estado establece que los municipios tendrán a su cargo las funciones y servicios públicos tales como: Agua potable, drenaje, alcantarillado, tratamiento y disposición de sus aguas residuales, etc. [2].

La cloración del agua es importante porque es el método mediante el cual se desinfecta el agua suministrada para consumo humano, es decir, se eliminan los microorganismos que no pueden ser eliminados mediante etapas previas del tratamiento; estos microorganismos en la mayoría de los casos son dañinos para la salud humana y causantes de enfermedades como los son: cólera, tifoidea, gastroenteritis, hepatitis, salmonelosis e infecciones en los ojos y la piel por mencionar algunas de ellas [3]. Más aun, estos microorganismos que son eliminados en una primera etapa de cloración pueden re-introducirse a la red de distribución de agua potable por defectos de la misma y sobrevivir debido a la deficiencia de cloración en algunos puntos de la red, la introducción de estos patógenos puede ser originado por varias causas, en un principio puede originarse desde una mala conexión del sistema durante el proceso de la obra civil, el cual puede dar origen a fugas de agua y así mismo introducir organismos externos al sistema por esas zonas en puntos de depresión. Otro factor importante por considerar es, la vida promedio tanto para tuberías en ramales principales y secundarios la cual se encuentra entre los 40 y 30 años respectivamente, para cada uno de los antes mencionados [4]. Después de este periodo de vida del material, no asegura ni la sanidad ni el correcto funcionamiento de este. De este modo el riesgo para la salud incrementa debido al papel de la tubería como reservorio de patógenos microbianos, en este caso por la formación de la biopelícula; “la biopelícula es responsable de muchos otros aspectos negativos que favorecen el decaimiento de la calidad del agua en las RDAP, tales como el deterioro estético del agua, la proliferación de microorganismos, problemas operacionales, biocorrosión y consumo de desinfectante, entre otros” [5]. Durante los últimos años, las enfermedades epidémicas relacionadas con el consumo de agua contaminada han presentado un incremento de los casos donde la fuente de contaminación está en la red de distribución; en cambio han disminuido los casos donde la fuente de contaminación estaba en el tratamiento del agua [6].

Con finalidad de cumplir la normativa en México respecto al desinfectante y asegurar la salud de la población, nos centraremos en que el contenido de Cloro residual libre debe tener una concentración entre **0.2 y 1.5 mg/l** tal y como lo menciona la **NOM-127-SSA1-1994** [7]. Además este parámetro de concentración incluye el rango recomendado por la Organización Mundial de la Salud [OMS] donde indica que en el punto de entrega se debe de tener una cantidad de cloro residual de entre 0.2 y 0.5 mg/l con el fin de mantener un residual de cloro libre de 0.2 mg/l en el agua almacenada en la vivienda. [8].

En 2001, la Secretaría de Salud [SSA] informó que las enfermedades gastrointestinales, ocasionadas por bacterias o parásitos, ocupaban la decimocuarta causa de fallecimientos a nivel nacional, y que los estados con mayor incidencia eran: Chiapas, Oaxaca, Guanajuato, Veracruz, Puebla, y el Distrito Federal [9]. Es importante destacar que pese a que no se puede demostrar que el agua sea la única causa de infección, sí representa la más importante. Las epidemias de diarrea en lactantes, niños y adultos son generalmente causadas por microorganismos presentes en el agua o en los alimentos contaminados habitualmente por heces que presentan microorganismos patógenos. [10]. Al ser estas enfermedades relacionadas con el consumo de agua, la deficiencia de desinfectante en el suministro de agua potable podría suponerse como el causante en la proliferación de estas enfermedades, una alternativa que ayude a la solución de esta problemática es la ubicación óptima de estaciones de reinyección de cloro en las redes de abastecimiento haciendo uso de los algoritmos genéticos para garantizar la calidad del agua dentro de toda la red.

1.2 Algoritmos Genéticos

Las técnicas de inteligencia artificial han permitido el desarrollo de nuevas técnicas de resolución de problemas mediante el uso de los recursos computacionales, así mismo, la obtención de soluciones a modelos que son difíciles de representar mediante ecuaciones matemáticas, una de estas técnicas desarrolladas para las computadoras son los Algoritmos genéticos que han sido estudiados en diferentes centros académicos proporcionan ciertas ventajas, tales como la ejecución de múltiples soluciones en lugar de trabajar con una secuencial, al ejecutar la cruce se ven menos afectados por falsas soluciones ya sea de mínimos locales o máximos locales, además de que son fáciles de ejecutar en las arquitecturas computacionales actuales, una descripción de los mismos es presentado a continuación.

“Los algoritmos genéticos (GA’s) fueron inventados por John Holland en la Universidad de Michigan en los 70’s. Este es similar en muchos aspectos al algoritmo de estrategias evolutivas llamado (μ, λ) . La principal diferencia se encuentra en la selección y reproducción, mientras las estrategias de evolución seleccionan todos los padres con todos los hijos, los GA’s seleccionan poco a poco algunos padres y generan unos cuantos hijos hasta que se hayan creado suficientes hijos. Para criar, se inicia con una población vacía de hijos, seleccionamos dos padres de la población original, los copiamos, los cruzamos con otro individuo y mutamos el resultado, de esta forma obtenemos dos hijos, los cuales añadimos a la población de hijos, repetimos este proceso hasta que la población de hijos que estaba vacía esté completamente llena.” [11]. Finalmente elegimos el mejor individuo de todas las generaciones y el cual representa la solución óptima según la función calificadora.

2. METODOLOGÍA

La metodología consta de la elaboración del estado del arte que permita desarrollar una perspectiva crítica sobre la vulnerabilidad de la población, en una segunda etapa se pretende validar un programa que hace uso de AG, con la finalidad de llevarlo a un acercamiento a la aplicación en campo. La validación aparente es donde se emplea el conocimiento del usuario y el cuál pretende validar los resultados arrojados por el programa, mientras que la validación interna consta de múltiples simulaciones observando no exista variación en los resultados, para lo cual se procedió como sigue: primero se localizaron las redes hidráulicas empleadas en el proyecto, se verificaron los datos del análisis de calidad posterior a la simulación mediante el uso del software EPANET, en base a los resultados se estimó un error absoluto. Véase la Ecuación 1. Análisis de los resultados arrojados por la simulación.

Posteriormente se obtiene con el error absoluto inicial y del error del modelo simulado el error absoluto (e_{abs}) mostrado en la Ecuación 2 hace referencia al error absoluto que presenta la concentración de cloro en el nodo representado por la variable α , los porcentajes optimización (%Opt) se obtienen a partir del error absoluto promedio, se encuentra como una relación entre el estado inicial de la RDAP y el estado posterior a la aplicación de estaciones de reinyección, así pues, cuando no existe un error absoluto promedio para la RDAP inicial, el porcentaje optimizado es cero puesto que la RDAP se encuentra dentro de los rangos establecidos, caso contrario se establece el porcentaje de optimización como se muestra en la Ecuación 2. Donde los subíndices $e_{abs\ opt}$ representa el error promedio absoluto, y $e_{abs\ ini}$ el error absoluto promedio inicial de la RDAP sin optimizar.

Ecuación 1 Estimación de error absoluto de concentraciones de cloro para cada nodo simulado.

$$e_{abs} \begin{cases} \alpha > 1.5 & e = \alpha - 1.5 \\ 0.2 \leq \alpha \leq 1.5 & e = 0 \\ \alpha < 0.2 & e = 0.2 - \alpha \end{cases}$$

Ecuación 2 Porcentaje optimizado de la red respecto a su situación inicial.

$$\%_{opt} = \left(1 - \frac{\bar{e}_{abs\ opt}}{\bar{e}_{abs\ ini}}\right) * 100\%$$

4. RESULTADOS

Las enfermedades infecciosas intestinales como se ha mencionado está ligada fuertemente al agua, si bien es cierto que la mayoría de las enfermedades ligadas al agua afectan a un sector de la población en específico y no todas las enfermedades infecciosas intestinales se pueden ligar a la red de distribución de agua, se establece un análisis del número de potabilizadoras en operación en México contra el número de defunciones por causas de infecciones gastrointestinales, en el Gráfico 1 se observa que a un mayor número de plantas potabilizadoras de agua, el número de defunciones en México se ha visto disminuido. Para hacer este análisis se debe verificar que una de las causas principales para estas enfermedades está en el sistema de distribución de agua por lo que se toman dos estados en un sector geográfico similar, los estados de Tabasco y Chiapas se encuentran al sur de México, para el año 2014 el estado de Tabasco contaba con 39 plantas potabilizadoras, y el estado de Chiapas con sólo 6 plantas potabilizadoras, en el mismo año Tabasco registro solo 42 defunciones por causas de enfermedades infecciosas intestinales, mientras el estado de Chiapas registro 488 defunciones por esta causa. Los datos obtenidos para este artículo con respecto al número de defunciones por causa de enfermedades infecciosas intestinales fueron obtenidos de [12], así como los datos obtenidos del número de plantas potabilizadoras fue obtenido de [13]. Es evidente decir que el tratamiento y desinfección del agua potable disminuye la probabilidad de contraer enfermedades gastrointestinales, desde un punto de vista tiene un impacto económico ya que las enfermedades infecciosas intestinales son una de las causas más frecuentes de absentismo laboral y consulta médica.

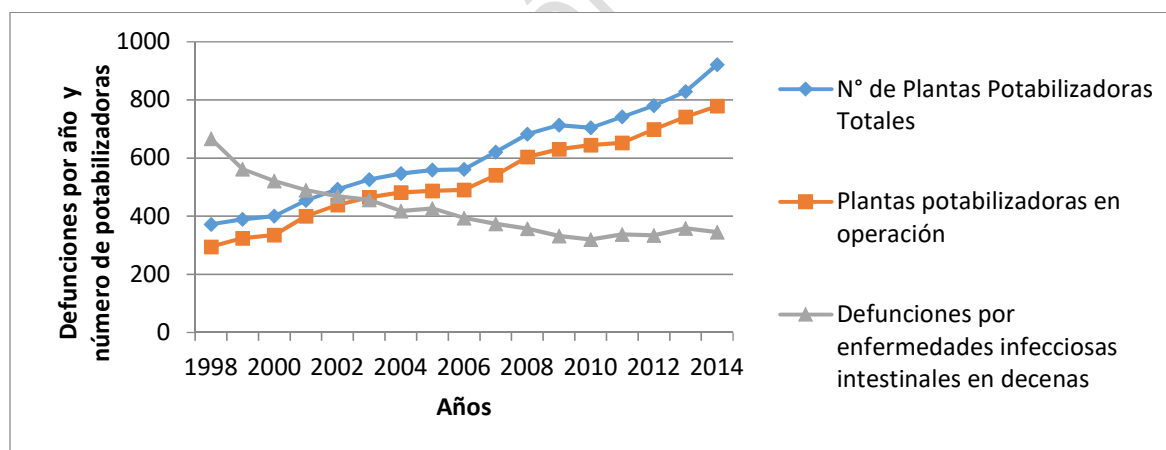


Figura 1. Potabilizadoras de agua en operación contra Defunciones Anuales por Enfermedades Infecciosas Intestinales en México. Fuente: Elaboración propia.

Se estima que las inversiones en agua y saneamiento generan beneficios económicos importantes, entre ellos un aumento estimado del 1.5% en el PIB mundial y un retorno de US\$ 4.3 por cada dólar gastado en estos servicios, lo cual refleja la reducción de los costos sanitarios para los individuos y la sociedad, el aumento de la productividad y la mayor participación en el lugar de trabajo resultante del mejor acceso a las instalaciones [14].

Por otro lado, las tarifas consultadas a través, del Sistema de Información de Tarifas de Agua Potable (SITAP), permite analizar las tarifas desde el año 2006 hasta el 2018 con respecto al consumo de agua potable, y segmentado por regiones hidrológicas. Se observa, que, para algunos estados, la tarifa ha

incrementado en los últimos seis años, sin embargo, en una encuesta realizada a usuarios de la ciudad de México se comparó la calidad del agua percibida con el nivel socioeconómico de los participantes mediante la prueba X^2 y se encontró que existen diferencias estadísticamente significativas en la percepción de la calidad del agua entre los diferentes niveles socioeconómicos. Entre más alto es el nivel socioeconómico, su percepción del servicio es mejor; dentro del mismo estudio destaca también que con respecto al aumento de tarifas existe una resistencia si se mantiene en las condiciones actuales, pues una parte importante de la población considera que la calidad del agua es buena siempre y cuando sirva para bañarse . [15]. Las medidas de la población con respecto a tales percepciones ha sido optar por no tomar agua de la RDAP. Esta costumbre histórica de tomar agua de la RDAP y hervirla se deshizo en la década de los ochenta. La realidad actual es que el consumo de agua embotellada en México es no solamente una actividad de costumbre sino, en muchos casos, de necesidad más allá de la cotidianidad [16]. Los ciudadanos en la actualidad han adoptado tal situación de consumo a empresas privadas como un evento cotidiano y aceptable. Como referencia los datos arrojados por el SITAP para la ciudad de Villahermosa en Tabasco, México con una de las tarifas de agua potable más económica (\$ 0.092 dólares/metro cúbico) y una de las ciudades con una de las tarifas más altas, Querétaro (\$0.700 dólares/ metro cúbico) y comparemos con el costo de venta de una marca X de una compañía refresquera conocida a nivel mundial. El garrafón de agua purificada con 20 l de este producto se encuentra a la venta con un precio promedio al consumidor de \$ 1.830 dólares por unidad.

Tabla 1. Relación de precios en dólares del agua potable en comparación del agua purificada embotellada. Fuente: Elaboración propia.

Ciudad	Tarifa de Agua Potable (Dólares/Metro cúbico)	Tarifa de Agua Potable (Dólares por cada 20 Litros)	Garrafón de Agua de 20 Litros (Dólares/Unidad)	Relación
Villahermosa	\$0.092	\$0.002	\$1.830	871.4
Querétaro	\$0.700	\$0.014	\$1.830	130.7

En la Tabla 1 se puede observar claramente que el precio que se puede llegar a pagar por un garrafón de agua purificada es de hasta 871 veces el precio que se pagaría por la misma cantidad de agua en el servicio de agua potable. Precio que la población está dispuesta a pagar para proteger la salud propia. Se debe considerar más allá de los gastos que efectúan las familias por las tarifas de agua potable, el agua embotellada para aquellos que pueden tener acceso a ella, indirectamente se ven afectados por gastos de atención a la salud que padecen los países en vías de desarrollo. Se consideró que en el 2012 el 45.2% de la población en México realizó pagos por cuenta propia para el cuidado de la salud [17].

El consumo de agua embotellada no tiene solo un impacto económico sino también ambiental; se estima que la vida de una botella de PET es de alrededor de 500 años, cuando estas no se llevan a un proceso de reciclaje, la mayoría de estos desechos que son arrastrados por los ríos hacia el mar o vertidos directamente al mismo, causan la contaminación de los ecosistemas marinos y la muerte de los animales por la obstrucción del aparato digestivo y otros problemas fisiológicos, aunque escasos, también se han encontrado ingesta de plásticos por parte de animales terrestres y pocas veces registrados. [18]

El hábito de consumo de agua embotellada ha tenido aceptación en la sociedad, por la seguridad sanitaria que esta ofrece a la sociedad. Sin embargo, en recientes años se ha estudiado la calidad de la misma agua, con el objetivo de investigar el efecto de sustancias liberadas por los contenedores

plásticos. En particular el efecto genotóxico y estrogénico de las botellas del tereftalato de polietileno, politereftalato de etileno, polietilenotereftalato o polietileno tereftalato (PET) que son comúnmente usadas para la venta de agua embotellada.

Las mezclas químicas en aguas embotelladas se sugieren como fuente de efectos toxicológicos. Formaldehído, acetaldehído y antimonio están evidentemente relacionados con la migración de PET al agua. El programa nacional de toxicología de los Estados Unidos de América reporta al formaldehído, como una sustancia cancerígena. [19], además el acetaldehído frecuentemente encontrado en las bebidas alcohólicas, ha mostrado características mutagénicas y carcinogénicas en estudios in vitro tanto en animales, como en células eucariotas y procariotas. [20]

En abril del año 2016 se presenta un método de optimización de puntos de reinyección de cloro mediante el uso de algoritmos genéticos, esta propuesta presenta una solución ante la deficiencia de cloro que pueda existir en la red, a su vez, no solo establece un mínimo y un máximo conforme a las normativas de salud, suministrando así, agua segura para la población, de esta forma se podría disminuir el número de casos por enfermedades gastrointestinales. Se plantea que ante el uso de una técnica heurística se lleva a cabo la validación del modelo propuesto en “Optimal use of chlorine in water distribution networks based on specific locations of booster chlorination: Analyzing conditions in Mexico” [21], se pretende validar este modelo mediante una validación interna de 15 repeticiones. Los parámetros iniciales que se usaron para simular fue la cantidad de 1200 individuos y 62 generaciones, para la red ejemplo 3 de EPANET y se usaron las condiciones del escenario crítico C, mismos a comparar en el artículo por [Hernández \(2016\)](#) donde se tiene que las fuentes, tienen una concentración de cloro inicial de 1.79 y 1.68 mg/L para las fuentes del río y el lago, así mismo, y coeficientes de reacción $K_b=0.350 \text{ l/d}$ y $K_w=0.32 \text{ m/d}$ que son de la masa del agua y pared, respectivamente para el cloro. Todos los puntos de reinyección de desinfectante propuestos por el algoritmo fueron simulados para un análisis de calidad dentro del software EPANET.

Tabla 2 Escenarios propuestos para la optimización de cloro. Fuente: [21]

Escenario	Concentración de cloro en fuentes			Coeficientes de reacción	
	Río mg/L	Lago (mg/L)	Total (mg/L)	Kb (L/d)	kw (m/d)
A	1.5	1.5	3	0.12	0.14
B	1.69	1.62	3.31	0.233	0.21
C	1.79	1.78	3.57	0.35	0.32

El éxito de los AG depende sobre todo de la función fitness, a fin de validar el programa desarrollado por Hernández (2016) se emplea la misma función fitness empleada por el autor.

Ecuación 3 Función fitness. Fuente: Hernández (2016)

$$\text{Función fitness} = \text{abs} \left(\log \left(\sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (C_{\text{prom}(i)} - C_{\text{min}})^2} \right) \right) / (C_{\#est} + \Delta Pc)$$

La función fitness describe C_{prom} como la concentración de cloro promedio en las últimas 24 hrs de simulación en el programa EPANET, así como la C_{min} y C_{max} concentraciones mínima y máxima establecidas por la NOM-127 respectivamente (0.2 y 1.5) mg /L y Δc es la concentración de cloro fuera del rango de la NOM-127 , así mismo se agrega una P_c (Penalización) y $C_{\#est}$ que es el costo

por estación, el autor maneja un costo por caseta de \$6,000 US mismo que se usa para la validación. Finalmente se usa una cruce de dos puntos con la finalidad de que no varíen las concentraciones sino la ubicación de estas, se hace mención que se usa la selección por ruleta, cruce de dos puntos y mutación desarrollados para la toolbox de MATLAB [22].

Se simularon los tres escenarios múltiples veces con la finalidad de determinar la variabilidad dentro del programa. En la Tabla 2 se muestran las simulaciones realizadas para el escenario crítico C, donde se conserva el número de individuos y generaciones, no obstante, la calidad inicial en los embalses se debe modificar manualmente previo a la simulación con la finalidad de permanecer dentro de los rangos establecidos por la SSA. Las concentraciones iniciales simuladas fueron 0.5 mg/L con la finalidad de optimizar el uso de desinfectante, durante pruebas para los distintos escenarios se observa que la función de aptitud no varía con respecto a las concentraciones iniciales de cloro en la fuente, dado que ésta, es una calificación sobre el sistema simulado a la mejor solución obtenida por el algoritmo, pero el número de estaciones sugeridas así como la cantidad de cloro total usada por las mismas estaciones iban disminuyendo con respecto a cada generación hasta llegar a una convergencia aparente.

El análisis en conjunto de los datos arrojados por las simulaciones en el escenario C muestra que el número máximo de estaciones propuesto por el algoritmo genético es de 5 estaciones, considerando que el número de nodos dentro de la red es de 92 nodos y 3 tanques, el número de estaciones de reinyección representa el 5.26% sobre los nodos de toda la red; “agregar una estación de reinyección de desinfectante al 0.1% de los nodos en el sistema puede satisfacer el cloro residual alrededor del 97.5% de los nodos como se citó en [23]”. Dentro de los datos arrojados por las simulaciones se encuentra que para concentraciones iniciales de 0.5 mg/L en las fuentes, el algoritmo propuso concentraciones de cloro, las cuales no rebasaron la concentración máxima de 1.5 mg/L, pero no pudo mantener el mínimo de 0.2 mg/L dentro de la misma. Sin embargo, cuando el modelo no presenta puntos de reinyección de desinfectante, al menos el 18.6 % de la red tiene concentraciones menores a la normativa y una concentración mínima de 0.08 mg/L en algún nodo de la red sin optimizar. Al aplicar los puntos de reinyección de desinfectante propuestos por el algoritmo se encuentra que al menos el 94.9% de la red cumple con la normativa y que la concentración mínima de cloro residual en alguno de los nodos es de 0.15 mg/L, por otro lado para las simulaciones donde se tenía una concentración inicial de 1.0 mg/L, el 100% de los nodos en la red cumplieron con la normativa, comparado con el modelo sin optimizar se tiene que el 7.2% de los nodos incumplían con la normativa y en alguno de los nodos se tenía un mínimo de 0.15 mg/l. Aplicando la propuesta arrojada por los GA's se llegó a ampliar la cobertura de cloro en un 99.0% obteniendo como concentración mínima de cloro residual de 0.19 mg/L, es trivial decir que la red que tenía una concentración inicial de 1.5 mg/L cumplió en un 100% con la normativa.

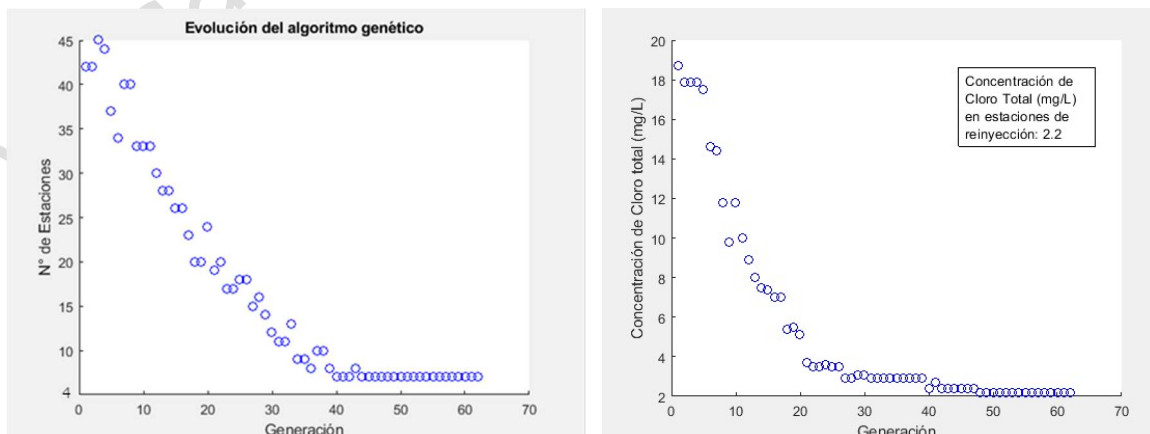


Figura 2. A la izquierda se muestra la simulación del Escenario C, mediante el uso de algoritmos genéticos desarrollado por Hernández contra el número de estaciones propuestas. A la derecha se muestra la cantidad de cloro total empleada por las casetas de reinyección simuladas en el escenario C. Fuente: Elaboración propia

Tabla 3 Resultados de simulación mediante algoritmos genéticos. Fuente: Elaboración propia a partir de [21]

Simulación #	Nº de Estaciones	Concentración total	Tiempo (Hrs.)	€abs ini	€abs opt	% Optimizado
1	4	2.1	2.43	0.03	0.007	72
2	5	2.8	2.42	0.03	0	100
3	5	2.8	2.42	0.03	0	100
4	4	2.6	1.93	0.03	0.001	97
5	4	2.3	2.42	0.03	0	99
6	4	2.3	2.41	0.03	0	99
7	4	2.3	2.42	0.03	0	99
8	5	2.9	2.4	0.03	0.001	97
9	5	2.8	2.4	0.03	0	100
10	5	2.8	2.41	0.03	0	100
11	4	2.3	2.44	0.03	0	99
12	4	1.5	2.41	0.03	0.001	95
13	4	1.5	2.42	0.03	0.001	95
14	4	1.5	2.4	0.03	0.001	95
15	4	1.5	2.4	0.03	0.001	95

La Tabla 3 muestra que el algoritmo genético tiene una variabilidad en los datos solución arrojada como lo son el número de estaciones y concentraciones de datos, esto se explica dado que en los algoritmos genéticos existe una selección aleatoria de individuos y no siempre la solución óptima puede llegar a reproducirse, sin embargo, en el 67% de los casos se obtuvo el menor número de casetas de reinyección, lo que representa un beneficio en el impacto económico de construcción. Cada caseta de reinyección de hipoclorito de sodio líquido tiene un costo directo promedio de 6,000 dólares, el uso del algoritmo reduce la cantidad de casetas que pueden llegar a ser usadas arbitrariamente, más aún se encuentra también una optimización de agua desinfectada en el SAP, donde las simulaciones arrojaron que al aplicar este método el error absoluto promedio en los nodos fuera de rango es menor a 0.007, esto en la peor solución encontrada por el algoritmo.

5. CONCLUSIONES

El tratamiento y desinfección del agua potable es una obligación de los SAP, y la cual repercute directamente en la salud de la población e indirectamente en la economía nacional, a través de sus hábitos de consumo, gastos médicos y absentismo laboral. Por tal motivo, el gobierno con fin de garantizar el desarrollo económico y salud integral debe invertir en tecnología e investigación, inversiones que serán resarcidas colateralmente. Destaca la importancia en realizar la validación y/o desarrollo de trabajos científicos. Durante las simulaciones realizadas, el algoritmo desarrollado por Hernández, obtuvo una distribución óptima de cloro residual a través de la red de agua potable, logrando hasta un 100% de cobertura de cloro residual entre los rangos establecidos (0.2 y 1.5 mg/l) haciendo uso 1.5 mg/L en las fuentes principales. Cabe destacar que la validación aparente no se pudo llevar a cabo dado que para cada simulación los

datos arrojados fueron distintos por el programa y sin embargo en todos los casos se llegaba a una mejor solución, para llegar a una mejor solución se deben considerar factores propios de un algoritmo genético como lo son: a) número de individuos, dado que un número muy pequeño de individuos reduce la probabilidad de que la solución óptima se encuentre en uno de ellos. b) La cantidad de individuos y número de generaciones afectan directamente sobre el tiempo de ejecución del algoritmo. c) La función de aptitud empleada ayuda a la localización óptima de los puntos de reinyección. Finalmente, se tiene una validación aparente al observar consistencia en la posición entre los nodos sugeridos por el algoritmo en la mayoría de los casos aledaños a los tanques de almacenamiento, donde el agua tiene un mayor tiempo de residencia y un mayor decaimiento de cloro para colocar los puntos de reinyección del desinfectante, más aún la cantidad de estaciones de reinyección (Ilustración 1) reduce el costo de proyecto al sugerir la menor cantidad de éstas y lograr la optimización de la RDAP.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] *Art. 4º Título I*, Vigésima primera ed., D.F., 2014.
- [2] *Art. 115 Fracc. III.a*, Vigésima primera ed., D.F., 2014, p. 169.
- [3] [SEMARNAT], *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento*, D.F. México, 2016.
- [4] [CONAGUA], *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento*, D.F., 2007, pp. 3,4.
- [5] E. Ramos-Martínez, «BIOFILMS EN LOS SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE: APROXIMACIÓN BASADA EN SISTEMAS MULTI-AGENTE,» Valencia, 2013.
- [6] J. Mora-Rodríguez, «Eventos de intrusión patógena en sistemas de distribución de agua potable.,» *Tecnología y Ciencias del Agua*, vol. IV, nº 3, pp. 5-25, Julio-Agosto 2013.
- [7] Secretaría de Salud, «NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-127-SSA1-1994, "SALUD AMBIENTAL, AGUA PARA USO Y CONSUMO HUMANO-LIMITES PERMISIBLES DE CALIDAD Y TRATAMIENTOS A QUE DEBE SOMETERSE EL AGUA PARA SU POTABILIZACIÓN".,» 22 Noviembre 2000. [En línea]. Available: <http://www.salud.gob.mx/unidades/cdi/nom/127ssa14.html>. [Último acceso: 2019 Febrero 25].
- [8] Organización Mundial de la Salud [OMS], «Guías para la calidad del agua de consumo humano,» Cuarta ed., Ginebra, 2011, p. p.169.
- [9] C. Hernández-Cortez, «Situación de las enfermedades gastrointestinales en México,» *Enfermedades Infecciosas y Microbiología*, vol. 31, nº 4, pp. 137-151, Octubre-Diciembre 2011.
- [10] M. Álvarez Martínez, J. Buesa Gómez, J. Castillo García y J. Vila Estape, «Diagnóstico microbiológico de infecciones gastrointestinales,» *Procedimientos en Microbiología clínica*, p. 2, 2008.
- [11] S. Luke, *Essentials of Metaheuristics*, 2ª ed., Fairfax, Virginia: Lulu, 2013.
- [12] INEGI, «Principales causas de mortalidad por residencia habitual, grupos de edad y sexo del fallecido,» 2015. [En línea]. Available: <https://www.inegi.org.mx/sistemas/olap/registros/vitales/mortalidad/tabulados/pc.asp?t=14&c=11817>. [Último acceso: 2019 Marzo 21].
- [13] CONAGUA, *Inventario Nacional de Plantas Municipales de Potabilización y de Tratamiento de Aguas Residuales en Operación.*, D.F., 2014.

- [14] OMS, «Beneficios económicos derivados de las inversiones en agua y saneamiento,» Febrero 2017. [En línea]. Available: https://www.who.int/water_sanitation_health/monitoring/economics/es/. [Último acceso: 19 Marzo 2019].
- [15] González-Villareal y e. a. , «Percepciones, actitudes y conductas respecto al servicio de agua potable en la Ciudad de México,» *Técnicas y Ciencias del Agua*, vol. Vol. VII, n° #6, pp. pp. 41-56, Noviembre-Diciembre 2016.
- [16] R. Pacheco-Vega, «Agua Embotellada en México,» *Centro de Investigación y Docencia Económicas (CIDE)*, p. 195, 2018.
- [17] OCDE, «OECD.Stat,» 2014. [En línea]. Available: https://stats.oecd.org/index.aspx?DataSetCode=HEALTH_STAT. [Último acceso: 29 10 2018].
- [18] C. H. Cáceres-Martínez, A. A. Acevedo-Rincón y L. R. Sánchez-Montaño, «Registros de plásticos en la ingesta de *Tremarctos ornatus* (Carnívora: Ursidae) y de *Nasua olivacea* (Carnívora: Procyonidae) en el Parque Nacional Natural Tamá, Colombia,» *Revista Mexicana de Biodiversidad*, vol. 86, n° Issue 3, pp. Pages 839-842, 2015.
- [19] National Toxicology Program [NTP], «National Toxicology Program,» 3 Noviembre 2016. [En línea]. Available: <https://ntp.niehs.nih.gov/pubhealth/roc/index-1.html>. [Último acceso: 29 Abril 2019].
- [20] X. J. Rivera Gutierrez, O. d. J. Cobos Quevedo y J. M. Remes Troche, «Losefectos carcinogénicos del acetaldehído. Una visión actual,» *Gaceta Mexicana de Oncología*, vol. 15, n° (4), pp. 231-239, 2016.
- [21] D. & M.-R. J. & D.-G. X. & O. M. J. & R. J. M. M. Hernández Cervantes, «Optimal use of chlorine in water distribution networks based on specific locations of booster chlorination: Analyzing conditions in Mexico,» *Water Science and Technology: Water Supply*, vol. 16, pp. 493-505, 2016.
- [22] A. J. & F. P. J. Chipperfield, *The MATLAB Genetic*, London, UK, 1995, p. pp. 10/1–10/4.
- [23] R. V. G. & H. Patel, «Optimal location and scheduling of booster chlorination stations for drinking water distribution system,» *Journal of Applied Water Engineering and Research*, pp. 51-60, 2017.
- [24] S. Ditommaso, «Colonization of a water system by Legionella Organisms and Nosocomial Legionellosis: A 5-year report from a large italian hospital,» *INFECTION CONTROL AND HOSPITAL EPIDEMIOLOGY*, vol. Vol.27, n° No.5, pp. pp.532-535, Mayo 2006.
- [25] «El Sol de Acapulco,» 13 Septiembre 2018. [En línea]. Available: www.elsoldeacapulco.com.mx/local/reciben-algunas-colonias-agua-sin-clorar-notifica-salud-1992940.html. [Último acceso: 13 Septiembre 2018].
- [26] CONAGUA, *Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento.*, 2007.
- [27] M. Juárez, H. Poma y V. Rajal, «¿Cumplir con la legislación nos garantiza consumir agua segura?,» *RIBAGUA- Revista Iberoamericana del Agua-*, vol. 2, pp. pp.71-79, 2015.

Capítulo 11 |
Modelação e análise de sistemas de drenagem
de águas residuais e pluviais.
*Modelización y análisis de sistemas de drenaje para aguas
residuales y pluviales*

Versão Provisória V2019-07-16

COMPARAÇÃO DE MODELOS DE DRENAGEM DUAL COM DIFERENTES RESOLUÇÕES ESPACIAIS

A.M.O Fernandes¹, N.E.C Simões², M.C Cunha³

RESUMO

O aumento da frequência e da intensidade das inundações urbanas torna importante o desenvolvimento de modelos robustos e confiáveis para implementação de ações estratégicas apropriadas à mitigação dos efeitos de tais eventos. Neste trabalho é apresentado um estudo de caso de uma bacia urbana na cidade de Bogotá, Colômbia, resolvido através de um modelo de drenagem dual. Foram usadas diferentes malhas superficiais e dois indicadores de desempenho para avaliar os modelos. Os resultados obtidos são apresentados e discutidos, permitindo comparar a aplicação de diferentes malhas de acordo com diferentes propósitos.

Palavras-Chave

Drenagem dual, resolução espacial, modelos de inundação

1. INTRODUÇÃO

As inundações urbanas estão a tornar-se cada vez mais frequentes e intensas, podendo este fenómeno ser explicado pela concentração das populações nas áreas urbanas e pelas modificações observadas nas variáveis climáticas. As estratégias para mitigar os riscos de inundações incluem medidas estruturais e medidas não estruturais. A quantificação de inundações urbanas requer a combinação de cenários hidrológicos com a simulação de modelos hidrodinâmicos. Um modelo robusto e confiável é necessário para prever o efeito das inundações e para implementar ações estratégicas apropriadas. Em áreas urbanas, os modelos hidrodinâmicos mais apropriados são os de drenagem dual, os quais permitem simular o escoamento nos coletores e na superfície simultaneamente.

Uma previsão detalhada do escoamento das águas em uma área urbana requer uma alta resolução espacial para captar as características topográficas relevantes. Trata-se de abordagens muito exigentes e demoradas computacionalmente. O nível de detalhe da resolução espacial a ser usada deve ser adequado à análise que se pretende realizar nos problemas de inundação urbana (previsão em tempo real, otimização e análise multicritério, etc.) [1]. As malhas de menor resolução podem apresentar menor grau de informação, porém suficiente para a aplicação pretendida do modelo. Para tal, são usados um conjunto de softwares da DHI: a rede de drenagem é modelada através do software Mike Urban, o modelo superficial utiliza o software Mike 21 e o acoplamento dos modelos é feito com o software Mike Flood.

O objetivo deste trabalho é avaliar o desempenho de três malhas superficiais através da comparação dos resultados das simulações dos modelos de drenagem dual aplicados em uma bacia urbana na Colômbia.

¹ Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Polo II, 3030-788 Coimbra, Portugal. mousinhooliveira@hotmail.com

² INESC Coimbra, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Polo II, 3030-788 Coimbra, Portugal

³ Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Coimbra, Polo II, 3030-788 Coimbra, Portugal

2. METODOLOGIA

O trabalho tem como estudo de caso uma bacia urbana (parte da bacia Chico Sur), na cidade de Bogotá, Colômbia, que possui aproximadamente 1,4 km² de área densamente urbanizada (Figura 1). A rede de drenagem é composta por 154 nós e 15,662 km de comprimento de condutas. Foram usados, em todos os modelos, os mesmos 123 hidrogramas de escoamento resultantes dos hietogramas estimados por [2].



Figura 1. Área do estudo de caso em Bogotá, Colômbia.

Foram criadas três malhas superficiais: uma malha flexível triangular, em que os elementos têm uma área máxima de 25 m² (mesh 1), uma malha flexível triangular em que a área máxima dos elementos é de 1000 m² (mesh 2) e uma malha híbrida (mesh 3) com áreas máximas de 25 m², de 75 m² e 1000 m² (figura 2). A malha híbrida foi criada com a finalidade de reduzir a quantidade de elementos superficiais e, conseqüentemente, diminuir o tempo de cálculo da simulação. A malha com elementos de área máxima de 25 m² foi usada próximo as edificações, a de 75 m² como malha de transição e a de 1000 m² para os limites da bacia urbana.

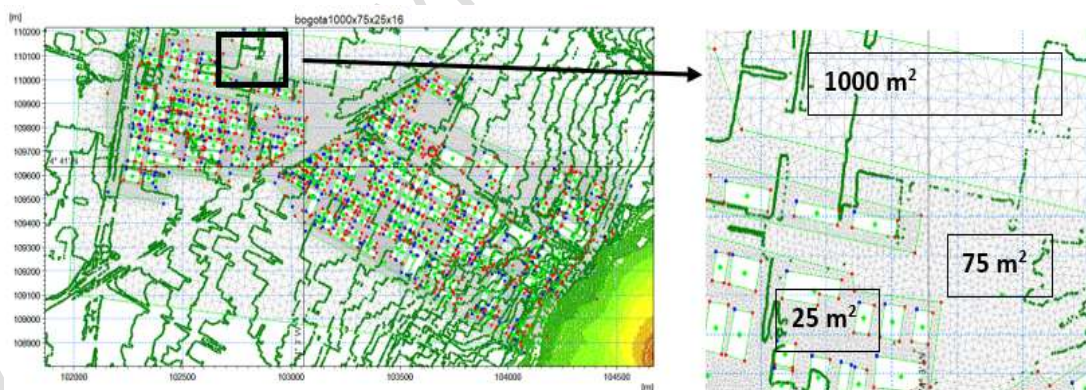


Figura 2. Malha flexível com elementos de áreas máximas de 1000 m², 75 m² e 25 m².

A rede de drenagem é modelada e simulada através do software Mike Urban [3], o qual quantifica os volumes de inundação, além das alturas de água e caudais para cada evento. O escoamento nas condutas é calculado através da resolução das equações de Saint Venant por meio de uma solução numérica de diferenças finitas implícitas. A propagação hidrodinâmica dos modelos superficiais 2D é realizada através do software Mike 21, usando esquemas numéricos do tipo “higher order” (HO) e “low order” (LO) para resolver as equações de Saint Venant [4]. A interação do escoamento nas condutas e na superfície é feita em simultâneo, através do software Mike Flood [5].

A combinação das malhas e dos métodos de resolução permitiram desenvolver quatro modelos:

- Modelo 1 – mesh 1 com esquema HO;
- Modelo 2 – mesh 1 com esquema LO;
- Modelo 3 – mesh 2 com esquema LO;
- Modelo 4 – mesh 3 com esquema LO.

O modelo 1 foi usado como referência porque utiliza uma malha com elementos de menor área máxima. Além disso, este modelo utiliza o esquema HO, que é mais preciso que o LO, porém mais lento computacionalmente [4]. As comparações das áreas de inundação foram feitas utilizando dois indicadores de desempenho: 1) FIT e 2) BIAS [6]. No cálculo dos indicadores consideraram-se elementos com altura de água igual ou maior do que 0,1 m. Os indicadores são calculados em três instantes: no pico e na recessão dos hidrogramas e também para os valores máximos da altura da água de cada elemento das malhas.

A formulação do indicador FIT é a seguinte:

$$Fit = 100 \times \left(\frac{E_w}{E_w + E_{w1} + E_{w2}} \right) \quad (1)$$

A formulação do indicador BIAS é a seguinte:

$$Bias = 100 \times \left(\frac{E_w + E_{w1}}{E_w + E_{w2}} - 1 \right) \quad (2)$$

Onde: E_w é a área do elemento com água em ambos os modelos, E_{w1} é a área do elemento com água no modelo de referência (Modelo 1), mas seco no modelo simulado e E_{w2} é a área do elemento com água no modelo simulado, mas seco no modelo de referência.

3. RESULTADOS

Todas as simulações deste trabalho foram realizadas com um notebook Samsung intel i5-5200U com processador de 2.2GHz e 8 GB de memória RAM.

O Quadro 1 apresenta o resultado das comparações. As extensões das inundações são comparadas entre os modelos com diferentes malhas. Quanto maior o indicador FIT e mais próximo de zero o indicador BIAS, mais a extensão das áreas inundadas se aproximam. O instante do pico e o fim da recessão do hidrograma apresentaram bons resultados para as diferentes resoluções.

Quadro 1. Resultados em percentagem dos indicadores de desempenho das comparações entre modelos

Intervalo da simulação	Modelo 1-Modelo 2		Modelo 1- Modelo 3		Modelo 1- Modelo 4	
	FIT	BIAS	FIT	BIAS	FIT	BIAS
Pico	99.9	0.048	93.0	2.8	99.9	0.05
Recessão	100	0	91.7	9.05	100	0
Altura máx	100	0	99.0	-0.96	100	0

O tempo de simulação do evento com duração de 8h59min do modelo 1, modelo 2, modelo 3, modelo 4 são respectivamente 3h36min, 1h21min, 3min22s, 17min56s. Os volumes finais da água à superfície nos modelos superficiais são respectivamente 18,093.92 m³, 21,043.97 m³, 26,433.39 m³ e 22,104.21 m³. Quando comparado ao modelo 1, os modelos 2, 3 e 4 apresentam um tempo de simulação menor. Entretanto, o volume final de água obtido nos modelos 2 e 4 estão mais próximos do modelo 1 do que o modelo 3. Esta situação pode ser justificada pelas incertezas introduzidas nas simplificações quando são experimentados modelos com menores resoluções espaciais. Apesar de apresentarem bons índices FIT e BIAS na avaliação da extensão da inundação, os modelos 2 e 4

apresentam um erro relativo no volume de água à superfície de aproximadamente 16% e 22%, respectivamente, em relação ao modelo 1. Além das diferenças nos valores das alturas de água, isto pode ser explicado pelo fato de terem sido utilizados elementos com altura de água acima de 0,1 m para calcular os índices de desempenho.

Quanto maior a área dos elementos de uma malha, menor será o tempo de simulação e maior será a diferença em relação a modelos com altas resoluções. A utilização de uma malha com diferentes áreas máximas dos elementos mostrou-se bastante interessante para este estudo.

4 CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo a comparação dos resultados de simulações de drenagem dual com diferentes malhas superficiais em uma bacia urbana em Bogotá, Colômbia. Em geral, os resultados dos indicadores de desempenho foram bons para alturas de inundação maior que 0.1m. Entretanto, os volumes finais na área superficial dos modelos 2, 3, 4 em relação ao modelo 1 apresentam erros relativos de 16.3%, 46.08% e 22.06% respectivamente.

O modelo 4 apresenta-se como uma boa solução para modelos de inundação urbana que exijam simulações rápidas, uma vez que, em termos de eficiência computacional para execução de multi-simulações e/ou otimizações, o uso de modelos com malhas de menor resolução espacial, nas zonas menos importantes, pode apresentar resultados de forma satisfatória, dependendo das informações requeridas.

REFERÊNCIAS

- [1] S. Neelz and G. Pender, “Benchmarking the latest generation of 2D hydraulic modelling packages,” 2013.
- [2] I. Camilloni, J. M. Bohórquez, D. Páez, M. J. Uribe, and J. Saldarriaga, “Determinación de eventos de precipitación en ciudades colombianas con escenarios de cambio climático,” in *XIII Simpósio Iberoamericano de Redes de água, Esgoto e Drenagem*, 2014.
- [3] DHI a, “Mouse - Pipe Flow Reference Manual,” 2017.
- [4] DHI b, “MIKE 21 Flow Model & MIKE 21 Flood Screening Tool - Hydrodynamic Module,” 2016.
- [5] DHI c, “Mike flood - 1D-2D Modelling,” 2017.
- [6] J. Lhomme, P. Sayers, B. Gouldby, P. Samuels, M. Wills, and J. Mulet-Marti, “Recent development and application of a rapid flood spreading method,” in Samuels et al.(eds), *Flood Risk Management: Research and Practice*, Taylor & Francis Group, London, 2009.

MODELAGEM HIDRÁULICA DO MACROSSISTEMA DE COLETA DE ESGOTOS DE FORTALEZA, BRASIL

Silvano Porto Pereira¹, Laryssa Barbosa Fernandes², Iran Eduardo Lima Neto³ Francisco de Assis de Souza Filho⁴

RESUMO

Visando uma melhoria do funcionamento da rede de esgotamento sanitário, muitos pesquisadores estão em busca de ferramentas que simulem, por meio de equações matemáticas, os processos físicos existentes que mais se aproximem da realidade. O presente trabalho tem por objetivo demonstrar o uso do software StormWater Management Model (SWMM) na simulação do comportamento hidráulico da rede de esgotamento sanitário localizados na orla de Fortaleza – CE, sistema responsável por direcionar o efluente gerado em grandes áreas da cidade até a estação de pré-condicionamento de esgoto (EPC) para então seu lançamento no emissário submarino.

INTRODUÇÃO

É inegável a importância da aplicação de modelos computacionais para simulação de processos hidráulicos, uma vez que resultados gerados pelas simulações auxiliam tanto a elaboração de projetos quanto à operação de sistemas já existentes (Butler & Davies, 2004).

A escolha do interceptor leste de Fortaleza, pertencente ao sistema de macro-coleta de esgoto do município, para ser o pioneiro da região na modelagem hidráulica foi motivada pela sua significativa importância na macrocoleta de esgoto da capital, atendendo aproximadamente 450.000 habitantes, e pela necessidade de melhor compreensão de suas condições de operação.

Este estudo tem como finalidade construir um modelo hidráulico da área em estudo em um software de sistema de informação geográfica (SIG) integrado a um software de simulação hidráulica, visando entender seu funcionamento e as condições de interferências indevidas de águas pluviais e do aporte de areia que impliquem em riscos de extravasamento na região, permitindo assim sua otimização e identificando pontos críticos de obstrução.

O software utilizado nesse trabalho foi o StormWater Management Model (Rossman, 2009). Conhecido como SWMM, é uma plataforma de livre acesso, amplamente utilizada ao redor do mundo para planejamento, análise e design de projetos relacionados ao escoamento de águas pluviais, esgotos combinados e esgotos sanitários. O software foi escolhido pois é um modelo dinâmico hidrológico-hidráulico de qualidade de água, capaz de rastrear a quantidade e qualidade do escoamento feito

¹ Companhia de Água e Esgoto do Ceará, Av. Lauro Vieira Chaves, 1030, Fortaleza, CE, CEP 60.420-280. silvano.pereira@cagece.com.br

² Companhia de Água e Esgoto do Ceará, Av. Lauro Vieira Chaves, 1030, Fortaleza, CE, CEP 60.420-280;

³ Universidade Federal do Ceará, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Bloco 713, Centro de Tecnologia, CEP 60451-970, Fortaleza, CE

⁴ Universidade Federal do Ceará, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Bloco 713, Centro de Tecnologia, CEP 60451-970, Fortaleza, CE

dentro de cada sub bacia. O mesmo controla a taxa de fluxo, a profundidade e a qualidade do efluente em cada tubo e canal durante um período de simulação composta por várias etapas de tempo.

O objetivo desse estudo é construir um modelo computacional do Interceptor Leste, localizado na bacia da vertente marítima, em Fortaleza - CE, com o software de simulação hidráulica (SWMM) que, auxiliado por um software SIG (QGIS), permite avaliar a interferência da chuva e da presença de sedimentos na ocorrência de extravasamentos na região. Ressalta-se que estudos deste tipo não foram encontrados na literatura.

METODOLOGIA

Área em estudo

O interceptor leste (IL), localizado na bacia vertente marítima de Fortaleza, responsável por encaminhar o efluente gerado na região à EPC, foi escolhido como o objeto de estudo desse trabalho e pode ser observado na figura abaixo. Para delimitação da área, utilizou-se dados de cadastro técnico da rede de esgoto, disponibilizados pela Companhia de Saneamento local. Além disso, foi necessário o georreferenciamento das tubulações e dos poços de visitas no QGIS – Software Livre de Sistema de Informações Gerenciais (SIG).

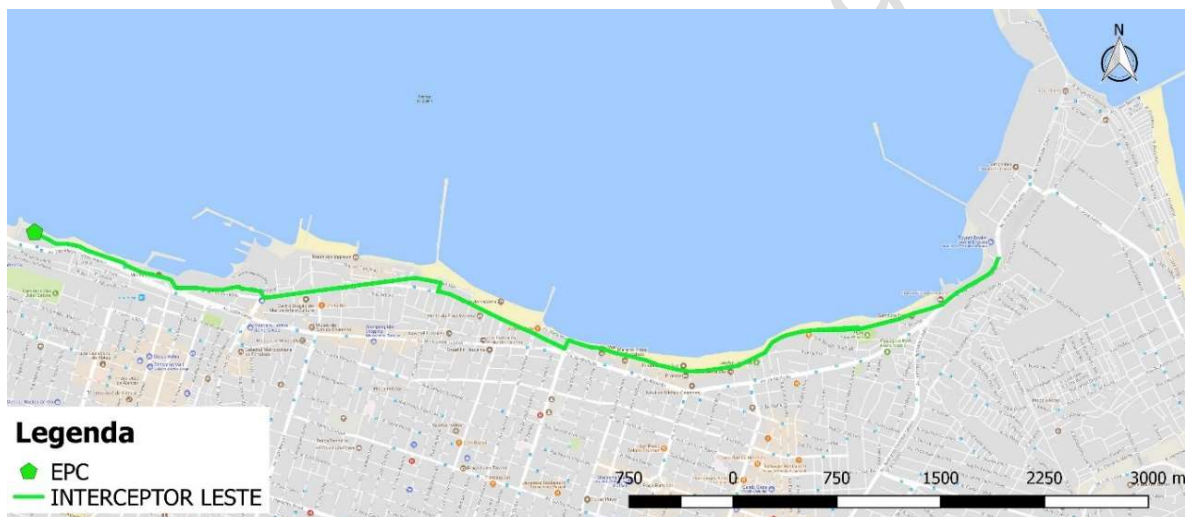


Figura 1: Imagem software QGIS interceptor leste de Fortaleza –CE

Ferramentas computacionais utilizadas

No presente trabalho utilizou-se as ferramentas computacionais: BASINS (Better Assessment Science Integrating Point and Nonpoint Sources) e SWMM (Storm Water Management Model), ambos softwares livres disponibilizados pela U.S. EPA (Environmental Protection Agency). Após o cadastro manual de dados do Macrossistema de Coleta de Esgotos da Vertente Marítima como material da rede, diâmetro das tubulações, cotas de fundo e profundidade dos poços de visita, foram gerados arquivos do tipo shapefile, os quais foram processados para obtenção do arquivo base de simulação hidráulica do SWMM, com um modelo de simulação da propagação de fluxos efetivos por meio do método da onda dinâmica. O arquivo .INP então gerado é ilustrado abaixo e foi utilizado para realizar a simulação hidráulica da rede no SWMM.

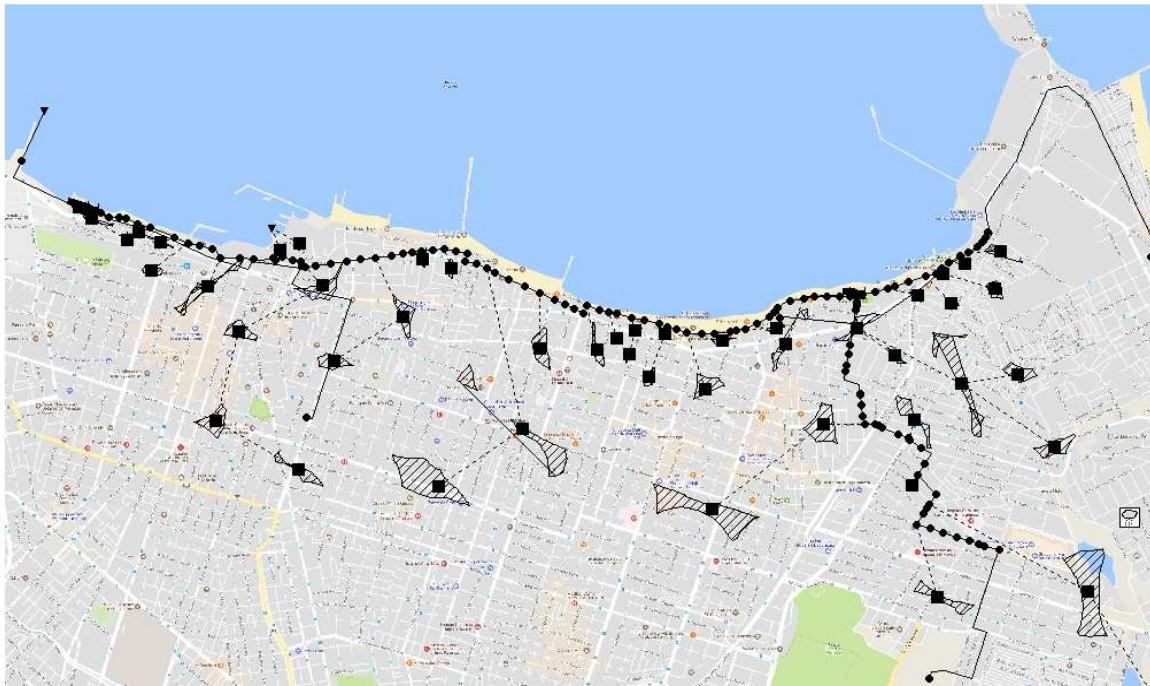


Figura 2: Interceptor Leste modelo contruído no SWMM

Entendendo que em projetos de redes de esgoto sanitário o escoamento é definido pela topografia, ou seja, a rede depende do caimento do terreno. Podendo o sistema trabalhar em carga, com o uso de elevatórias, ou sobre pressão gravitacional, apresentando poços de visita para inspeção e limpeza.

Para simular os trechos com funcionamento gravitatório, o programa utiliza o método completo de simulação, chamado modelo da onda dinâmica (Rossman, 2009). Este tem por finalidade definir a relação entre a vazão que escoar pelo conduto (Q), a área da seção transversal (A), o raio hidráulico (R_h) e a declividade (S). Esta relação pode ser representada pela equação de Manning, a qual é empregada pelo SWMM. Em unidades do Sistema Internacional é expressa como:

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{\frac{2}{3}} \sqrt{S} \quad (1)$$

Onde “ n ” é o coeficiente de rugosidade de Manning, adotado nesse projeto como 0.013, devido a especificações da NBR 9649/86 – ABNT.

Para simular o bombeamento das estações elevatórias foram considerados condutos de seção transversal circular, funcionando em carga, ou seja, sob pressão, e sua vazão foi calculada pelo programa pela equação de Hazen-Williams, dada por:

$$Q = 0,5493 C R_h^{0,63} S^{0,54} \quad (2)$$

Onde C é o coeficiente de Hazen-Williams que varia inversamente com a rugosidade. É um parâmetro da seção transversal a ser fornecido ao modelo, dependendo do material do conduto.

Vazões Diretas de Esgoto à Rede

O interceptor foi avaliado durante os seis primeiros meses do ano de 2017, levantando-se levantado o consumo de água no Sistema de Informações Comerciais (SIC) da Companhia de Saneamento e, a partir deste dado, estimada a produção de esgoto domiciliar lançada no IL. Além

disso, também foi coletado dados operacionais, referentes a vazão de esgoto veiculada por cada elevatória ao interceptor leste, disponibilizados pela Companhia.

Vazões Pluviais Indevidas

Devido a ligações indevidas de águas pluviais de uma parcela de imóveis urbanos no sistema de esgotamento, uma fração da água da chuva que escoaria na superfície infiltra na rede de esgoto e é carregada juntamente com o esgoto sanitário, forçando o IL a trabalhar como um sistema separador parcial. Esse fenômeno aumenta a vazão afluyente à tubulação, elevando, conseqüentemente, o risco de extravasamento na rede.

Para determinar qual parcela de chuva adentraria a rede de esgoto, contruiu-se um modelo hidrológico com base nas sub-bacias da Vertente Marítima. Devido à ausência de dados de vazão do interceptor em tempo seco e em tempo chuvoso, que pudessem ser usados como estimativa de acréscimo de fluxo promovido pela parcela pluvial que infiltra no IL, adotou-se arbitrariamente que um percentual de 5% do escoamento superficial infiltraria na rede. Para tanto, essas bacias foram reduzidas utilizando o plugin Buffer by percentage no software QGIS a uma percentagem de 5% da área original.

Já os dados de chuva foram disponibilizados pelo Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN), através de sua plataforma digital, utilizando-se os dados de uma estação pluviométrica localizada dentro da bacia com intervalo de coleta a cada 10 minutos.

Assoreamento do Interceptor

Adicionalmente foi realizada a batimetria dos PVs para avaliar o efeito da areia eventualmente depositada no interior do sistema. O procedimento foi executado de forma manual, com a utilização de haste para medição, complementado com equipamento topográfico para conferir as cotas do tampão dos poços de visita. Após a coleta desses dados foi realizado uma análise juntamente com o resultado da batimetria para checar a declividade da tubulação do interceptor e, com isto, corrigir possíveis falhas ou inconsistências dos dados originais existentes ou ausentes no projeto. Adicionalmente este procedimento serviu para identificar possíveis áreas de remanso.

Cenários de Simulação

Deforma a atender os objetivos indicados neste trabalho, foram desenhados os seguintes cenários de simulação:

- **Cenário 1:** Interceptor exposto à situação ideal, sem infiltração de chuva e deposição de sedimento na tubulação.
- **Cenário 2:** Interceptor operando sem infiltração de chuva, mas com deposição de sedimento na tubulação.
- **Cenário 3:** Interceptor operando com infiltração de chuva, mas sem deposição de sedimento na tubulação
- **Cenário 4:** Interceptor operando com infiltração de chuva e deposição de sedimento na tubulação.

RESULTADOS E CONCLUSÕES

O cenário 1 foi elaborado visando compreender o funcionamento do interceptor leste sem a ação de agentes externos, como areia e chuva. O principal objetivo dessa simulação é observar se o IL suporta a carga hidráulica de efluente que recebe diariamente. Através do gráfico abaixo é possível concluir que, com a ausência de fatores externos, eventos indesejados, como extravasamentos, não ocorreriam.

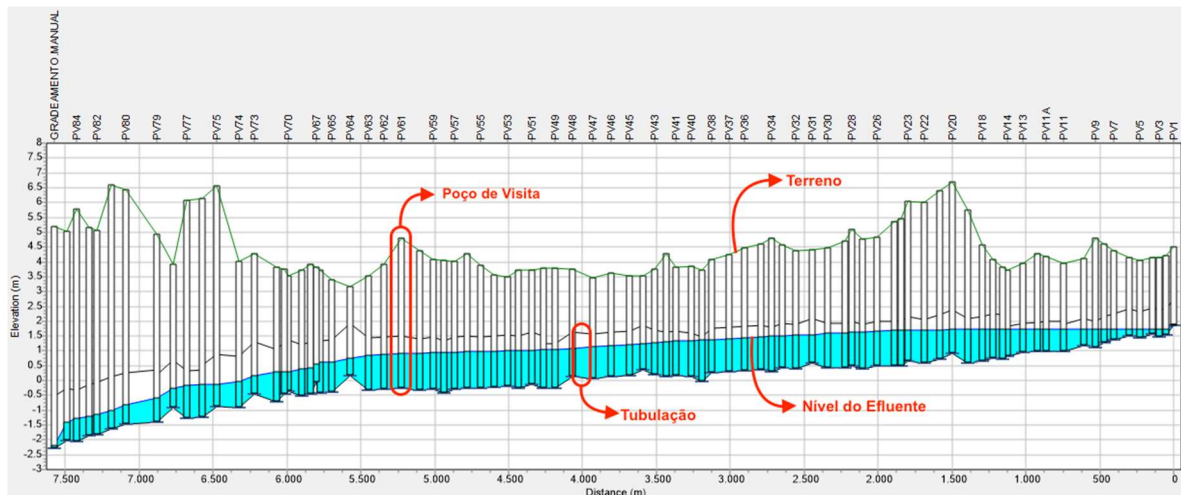


Figura 3: Perfil hidráulico resultante no cenário 01

Para simulação do cenário 2 foi acrescentado areia na tubulação, baseado nos dados obtidos pela batimetria. A altura da coluna de areia dentro de cada conduto foi calculada utilizando a média da coluna de areia entre o poço de visita a montante e a jusante. O perfil hidráulico gerado a partir do cenário 2 é ilustrado abaixo. Pode-se observar que, com o assoreamento, o interceptor começa a trabalhar afogado, pois os depósitos de sedimentos funcionam como barreiras para o fluxo gravitatório do efluente, ocasionando remanso e, conseqüentemente, causando extravasamento nos poços de visita que possuem cota do terreno mais baixa.

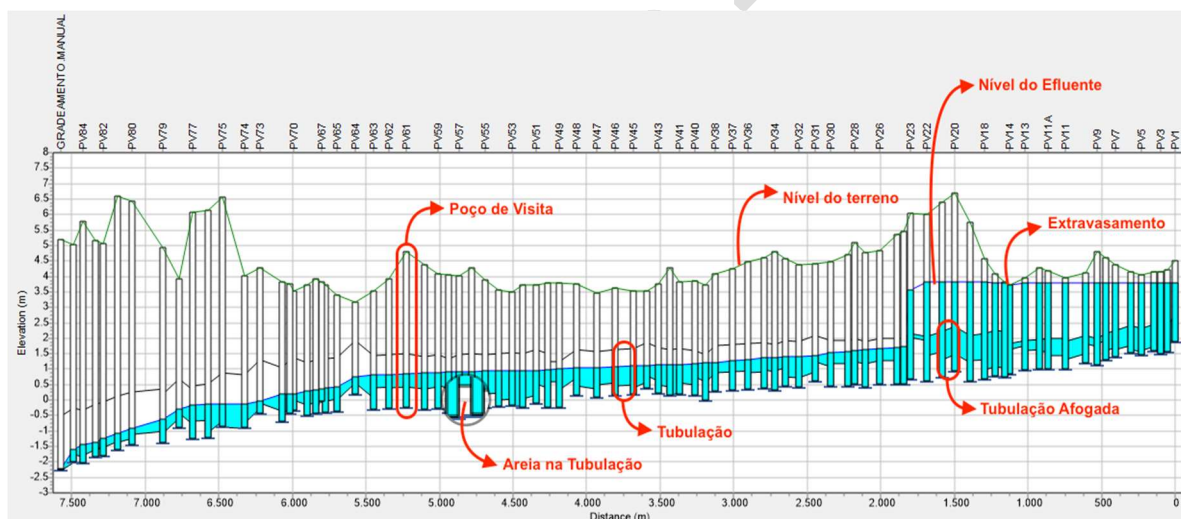


Figura 4: Perfil hidráulico resultante no cenário 02

A fim de evitar a ocorrência de extravasamento, foi realizada a simulação com a limpeza em alguns pontos, ilustrados na figura 45. É possível notar que, com a retirada das barreiras de sedimento acumulada nos trechos compreendidos entre os poços de visita 22 e 24, o efluente pôde seguir seu fluxo natural, aliviando a tubulação a montante. Nesta situação houve uma redução de 100% de horas extravasadas, podendo afirmar que, segundo a simulação hidráulica, em um cenário com interferência exclusivamente de sedimentos, a limpeza nos dois trechos apontados acima impediria ocorrência de extravasamentos na rede.

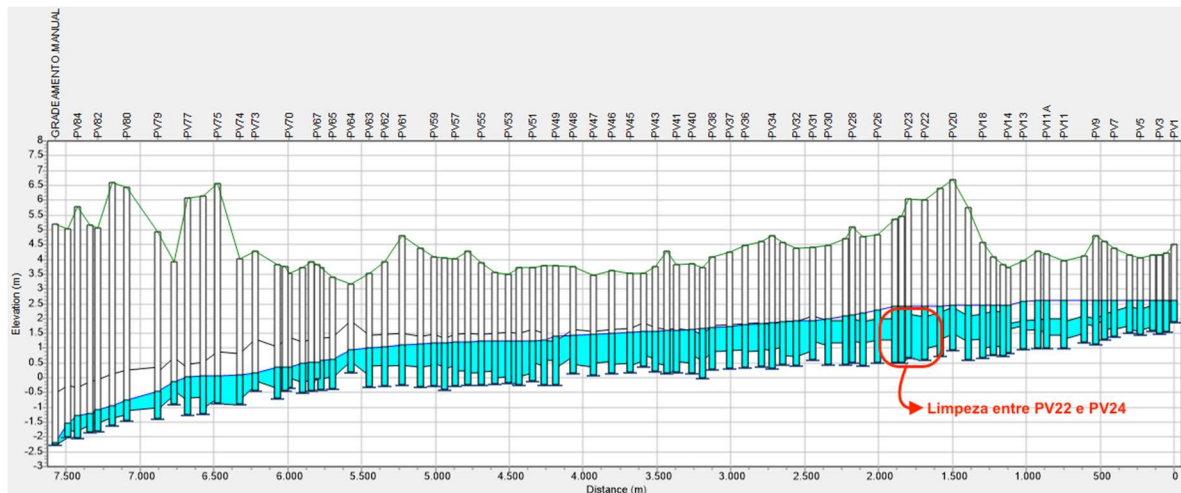


Figura 5: Perfil hidráulico resultante no cenário 02 após limpeza

No cenário 3, foi avaliado apenas a interferência de eventos chuvosos no interceptor. Nesta situação o sistema de esgotamento é forçado a trabalhar como separador parcial, pois, uma parcela da chuva adentra a rede sanitária. Observou-se que, o interceptor tem capacidade física de suportar eventos chuvosos com intensidade menor que 10 mm/hora, desde que não mais que 5% da área das sub-bacias contribuíssem indevidamente para o IL. Abaixo é ilustrado o perfil hidráulico no dia 11 de fevereiro de 2017, as 10 da manhã, quando a intensidade de chuva já passava de 10 mm/hora.

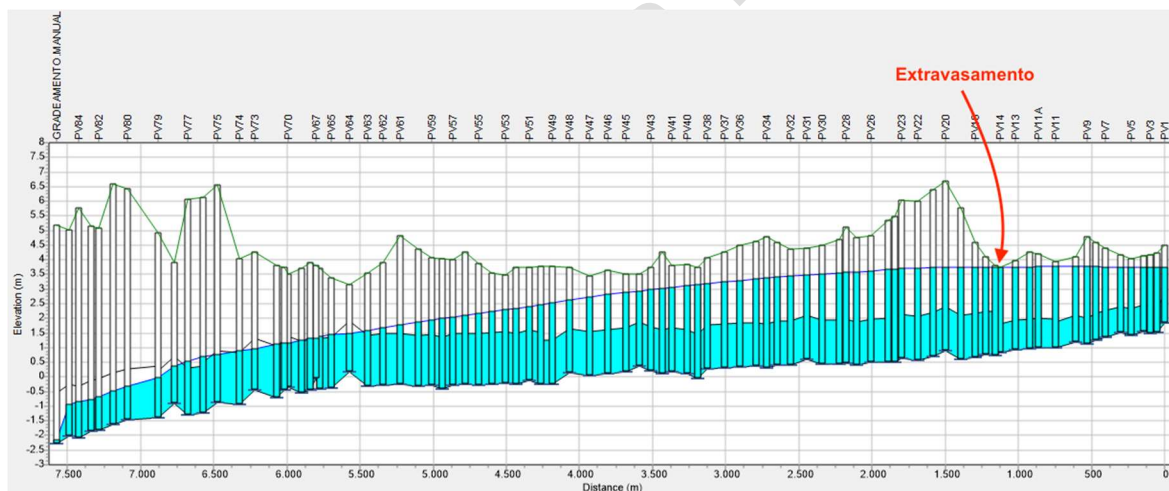


Figura 6: Perfil hidráulico resultante no cenário 03

No cenário 4 a tubulação foi exposta simultaneamente a dois fenômenos externos, tanto o acúmulo de areia, quanto a infiltração de chuva. É possível notar um aumento na vazão extravasada em relação aos cenários anteriores, além disso, percebe-se um extravasamento contínuo no poço de visita 14 e a ocorrência de picos no 15, isso ocorre, pois, poços de visita a montante do PV14 começam a extravasar, em decorrência de dois motivos principais; o aumento de vazão, devido à chuva, e a tubulação que antecede o PV14 estar quase que completamente obstruída, devido ao grande aporte de sedimentos. A fim de comparar com o cenário 3, o perfil hidráulico às 10 horas da manhã do dia 11 de fevereiro de 2017 é ilustrado abaixo.

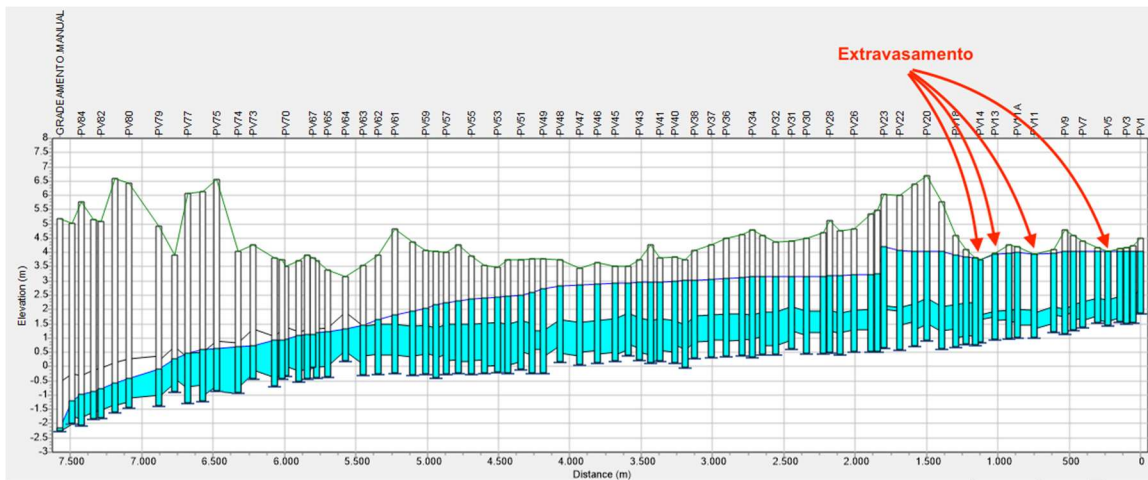


Figura 7: Perfil hidráulico resultante no cenário 04

Realizando a simulação hidráulica com vários pontos de limpeza diferente, foi obtido que, para minimizar o extravasamento no interceptor em tempos chuvosos, fazendo com que o mesmo se comporte similarmente ao cenário 3, deve-se realizar a limpeza no trecho compreendido entre o poço de visita 10 e o poço de visita 60. Como ilustrado na figura abaixo.

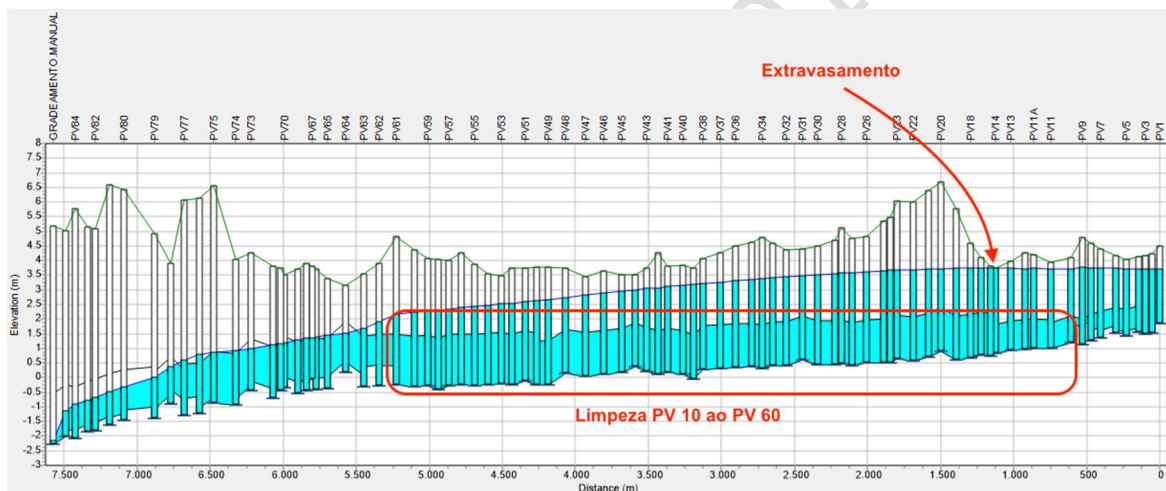


Figura 8: Perfil hidráulico resultante no cenário 04 após limpeza

Quando se compara com a situação real de operação do sistema, mesmo o modelo não tendo sido calibrado, como em Barco e Wongm (2008), é possível concluir que o interceptor, atualmente, funciona com alto índice de assoreamento e recebe elevada taxa de infiltração de chuva, pois pode-se observar, na figura, que em um cenário ideal, livre de sedimentos e sem infiltração, o sistema necessita de uma grande contribuição para provocar alagamento nos nós.

Também é possível constatar que a limpeza no interceptor é indispensável, como relatado por Butler e Davies (2004), pois foi observado tanto no cenário 2 como no cenário 4 que após a limpeza, a taxa de extravasamento foi minimizada. Sendo constatado que, durante períodos secos, a limpeza periódica no trecho compreendido entre o poço de visita 22 e o poço de visita 24 seria suficiente, já em períodos chuvosos, a limpeza seria necessária em todo a extensão da tubulação compreendida entre o poço de visita 10 e o poço de visita 60.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio dado pela Companhia de Água e Esgoto do Ceará pelos dados fornecidos para a realização do presente trabalho.

REFERÊNCIAS

- BARCO, J.; WONGM, K.M. (2008). Automatic calibration of the US EPA SWMM model for a large urban catchment. *Journal of Hydraulics Engineering*, Vo. 134, No. 4.
- BUTLER, D.; DAVIES, J. (2004). *Urban Drainage*. CRC Press, London, UK.
- ROSSMAN, L.A. (2009). *Storm Water Management Model, Version 5.0: User's Manual*. U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, OH.

Versão Provisória 2019-07-16

UTILIZACIÓN DE EPANET PARA EL ANÁLISIS DE SISTEMAS SIFÓNICOS DE DRENAJE DE AGUAS PLUVIALES COMPLETAMENTE CEBADOS

Gonzalo López-Patiño¹, Pedro L. Iglesias-Rey², F. Javier Martínez-Solano³,
Vicente S. Fuertes-Miquel⁴

RESUMEN

Los sistemas sifónicos de drenaje en lugar de trabajar en régimen de lámina libre, como los convencionales, lo hacen con sus conducciones a presión. Se propone utilizar EPANET para analizar este tipo de sistemas. Para ello hay que introducir algunos parámetros que tengan en cuenta los términos cinéticos que en el sistema sifónico tienen su importancia, pero que EPANET desprecia, y se propone una metodología para ajustar las presiones que proporciona el análisis con EPANET a los valores reales. Para validar la utilización del programa se comparan sus resultados, y los obtenidos aplicando la metodología propuesta, con resultados experimentales obtenidos en laboratorio y con los resultados del programa EPAMS, programa de diseño de sistemas sifónicos de drenaje de un determinado fabricante. La comparación demuestra la absoluta aplicabilidad de EPANET para el análisis de los sistemas sifónicos de drenaje de aguas pluviales.

Palabras clave

Evacuación de pluviales, drenaje sifónico, evacuación en presión, EPANET

1. INTRODUCCIÓN

Por sus características, los sistemas de recogida y evacuación de aguas pluviales en las cubiertas de los edificios funcionan, hidráulicamente, como un sistema por gravedad.

Los sistemas convencionales disponen de una serie de sumideros, repartidos por la cubierta, que evacúan a través de unas bajantes verticales. Estas bajantes sólo van llenas de agua en una proporción de su sección de paso, funcionando en régimen de lámina libre, sin acumular presión.

Como alternativa económica [1] a los sistemas convencionales existen los sistemas de sifónicos de drenaje de aguas pluviales. Este tipo de sistemas consta de una serie de sumideros repartidos por toda la cubierta, que son recogidos por un colector horizontal. Posteriormente, una bajante vertical canaliza el agua de lluvia hasta una red convencional de drenaje subterránea, como se puede ver en la Figura 1.

¹ Dpto. Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València. Camino de Vera, s/n. 46022. Valencia. España. glpatin@upv.es

² Dpto. Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València. Camino de Vera, s/n. 46022. Valencia. España

³ Dpto. Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València. Camino de Vera, s/n. 46022. Valencia. España

⁴ Dpto. Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València. Camino de Vera, s/n. 46022. Valencia. España

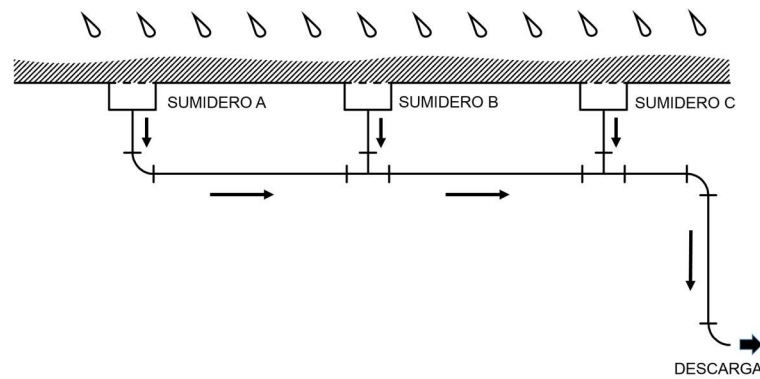


Figura 1. Esquema de un sistema sifónico de evacuación de aguas pluviales

Un sistema sifónico de drenaje no funciona de la misma manera que los convencionales, o por lo menos, no todo el tiempo. El sistema funciona en tres fases [2][3][4]. En una primera fase se comporta como un sistema de drenaje convencional, funcionando en lámina libre. En una segunda fase, a intervalos, la conducción va parcialmente llena. Finalmente, en una tercera fase, para cuando el caudal de lluvia es mayor, la conducción funciona completamente llena, estando a presión o depresión según las zonas.

Aunque el análisis de un evento de lluvia en este tipo de sistemas se puede realizar considerando los efectos dinámicos a lo largo del tiempo [2][5], es la situación a conducción completamente llena la que condiciona el dimensionado de los elementos que lo forman, y la que se va a analizar en el caso que se presenta.

El objetivo del trabajo es desarrollar el modelo de simulación de un sistema de drenaje sifónico, a partir del modelo físico y real, para ser analizado con un programa general de análisis de redes hidráulicas a presión de tipo EPANET [6].

Se consigue de esta forma utilizar tuberías convencionales para el diseño de este tipo de sistemas, evitando el uso de conducciones específicas que los fabricantes imponen al utilizar sus propios programas de software. Con ello se consigue abaratar notablemente el coste de implantación de los sistemas sifónicos de drenaje.

2. METODOLOGÍA

Un sistema de drenaje de aguas pluviales, tanto convencional como sifónico, aprovecha sólo la energía potencial, debida al desnivel geométrico entre los sumideros y los puntos descarga a la red de alcantarillado, para hacer circular el agua a través de las conducciones.

En el sistema convencional, las conducciones se mantienen en condiciones de lámina libre, sin acumular presión, mientras que en un sistema sifónico las conducciones van completamente llenas de agua, pudiendo acumular presión. Eso diferencia las ecuaciones que definen la pérdida de carga en las conducciones, para uno y otro caso.

EPANET utiliza como ecuaciones de pérdida de carga las de Hazen-Williams, o Darcy-Weisbach, o Chezy-Manning, todas ellas ecuaciones para un flujo a presión, y que no son utilizables (o por lo menos no directamente) en el flujo en lámina libre. Es por ello que EPANET no puede ser utilizado para analizar una red hidráulica en lámina libre, sea del tipo que sea.

Ahora bien, como quiera que los sistemas de drenaje sifónico transportan un fluido a presión, EPANET es susceptible de ser utilizado. EPANET resuelve las ecuaciones de la red mediante una formulación por nudos [8] aplicando el método del gradiente. En la formulación por nudos, el término cinético de la ecuación de la energía de Euler es despreciado, bien porque las velocidades están limitadas, bien porque el análisis de redes no se extiende hasta los elementos terminales.

Sin embargo, el análisis de un sistema de drenaje sifónico sí que debe contemplar el término cinético de la ecuación de la energía en las conducciones por cuanto la velocidad en algunos tramos no es despreciable y, en cualquier caso, se debe considerar la altura dinámica en el punto de descarga. Eso significa que es necesario modelar los elementos de la red en EPANET de una determinada forma para que los resultados sean fiables.

En primer lugar, hay que considerar que la energía potencial disponible en la instalación se utiliza en vencer pérdidas de carga distribuida a lo largo de las conducciones, en vencer pérdida de carga localizada en elementos singulares, y en entregar el fluido con una altura dinámica en el punto de descarga.

La pérdida de carga distribuida la calcula de forma innata EPANET al introducir los valores de diámetro interior, longitud, y rugosidad de la tubería.

Para la pérdida localizada hay que utilizar la variable de línea de EPANET que denomina “Coeficiente de pérdidas” [6]. Dicho coeficiente es el adimensional ‘ k_L ’ de la ecuación de pérdida de carga localizada que multiplica al término cinético, y que debe ser facilitado por el fabricante del elemento

$$h_L = k_L \frac{v^2}{2g} \quad (1)$$

La altura dinámica se va a modelar como una pérdida de carga localizada adicional en el tramo cuyo nudo aguas abajo sea la descarga, con un coeficiente $k_d=1$

$$h_d = k_d \frac{v_{desc}^2}{2g} = \frac{v_{desc}^2}{2g} \quad (2)$$

Los elementos sumideros se modelan en EPANET como un embalse cuya variable ‘altura total’ se corresponde con el nivel del agua sobre la cubierta en condiciones de diseño de la instalación.

El punto de descarga se puede modelar de dos formas diferentes, igualmente válidas: como un nudo emisor, o como un embalse.

Modelado como nudo emisor, en EPANET hay que definir el valor del coeficiente emisor, C_E , en el nudo de descarga, con las unidades que se estén manejando en ese momento. Así, y añadiendo las pérdidas localizadas en el nudo de descarga debidas a la propia descarga, el coeficiente se calcula, para un caudal en l/s y una presión en mca., como:

$$C_E = 1000 \sqrt{\frac{g\pi^2 D^4}{8(k_{dsc} + k_d)}} \left(\frac{l/s}{mca^{0,5}}\right) \quad (3)$$

Modelado como un embalse, se crea uno cuya altura de lámina libre de agua sea la cota de descarga de la red. Las pérdidas en la propia descarga y la altura dinámica en la descarga deben ser incluidos, en la conducción que se conecta al embalse, como un coeficiente de pérdidas de EPANET cuyo valor es

$$k_L = k_{dsc} + k_d = k_{dsc} + 1 \quad (4)$$

Modelando los elementos de esta forma, el análisis de EPANET proporcionará los caudales circulantes por cada uno de los tramos, los cuales son reales y correctos. Las presiones calculadas no son correctas debido a la ausencia de consideración del término cinético.

El cálculo de las presiones en los nudos hay que hacerlo externamente al programa a partir de los caudales circulantes calculados. Para ello simplemente hay que hacer un balance energético aplicando

la ecuación de Bernoulli entre el nudo aguas arriba del tramo, que al ser una topología ramificada es el nudo aguas abajo del tramo anterior, y el nudo aguas abajo del tramo en cuestión

$$\frac{p_{AB}}{\gamma} = \frac{p_{AA}}{\gamma} + (z_{AA} - z_{AB}) + \frac{(v_{AA}^2 - v_{AB}^2)}{2g} - \sum h_{L,AA \rightarrow AB} - \sum h_{f,AA \rightarrow AB} \quad (5)$$

La única corrección que queda por realizar es el nudo de descarga. A la presión corregida hay que sumar el valor de la altura dinámica en la descarga para obtener el valor de la presión real, que debería ser la atmosférica.

3. RESULTADOS

Aplicando la metodología indicada es posible utilizar EPANET para analizar una red sifónica de drenaje. Se va a aplicar a dos casos diferentes. En un primer lugar se va a hacer una verificación del método utilizando medidas reales en una instalación. En segundo lugar, una vez verificada la bondad del método, se va a emplear en verificar la bondad de un diseño realizado con uno de los programas de los fabricantes, EPAMS [7] de la empresa Saint-Gobain PAM.

Para verificar el método se ha construido una pequeña instalación a escala, como se indica en la Figura 2. Se ha utilizado tubería de PVC transparente para observar el fenómeno del sifonamiento de DN20mm (19 mm de diámetro interior). Se han instalado 4 puntos de medida de presión, para los que se ha utilizado un manómetro en U, con una precisión de ± 1 mm. La medida del caudal se ha realizado por pesada del flujo de descarga con una báscula de precisión $\pm 0,01$ kg.

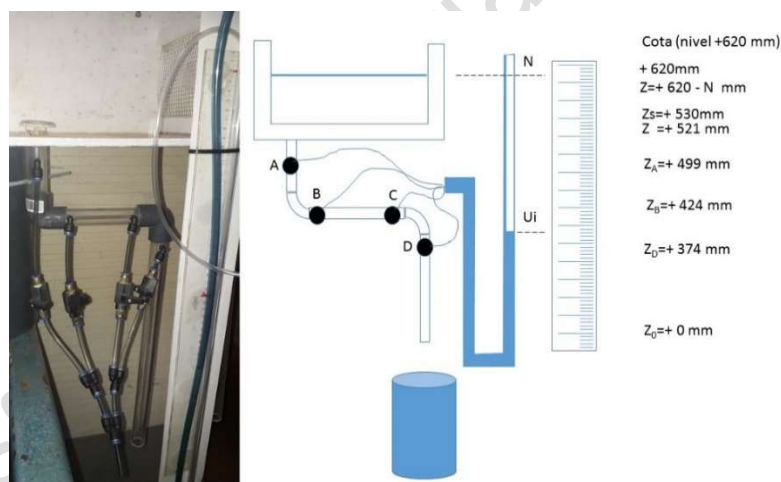


Figura 2. Instalación de ensayo del sistema sifónico

La instalación de laboratorio se ha simulado con la ayuda de EPANET. Para este caso se ha optado por una modelación del nudo de descarga como un embalse a cota cero, incluyendo en la conducción 5 un coeficiente de pérdidas que tenga en cuenta las pérdidas propias de la descarga y el término cinético.

Sobre los resultados del análisis con EPANET se han corregido las presiones de forma externa, aplicando la metodología indicada, y se han comparado los resultados con las mediciones realizada en la instalación de laboratorio, presentando los resultados indicados en la Tabla 1.

Tabla 1. Comparación de las medidas de laboratorio y los resultados de EPANET corregidos

Tubería	Nudo AA	Nudo AB	Cota nudo AA	Pres. Nudo AB	Coef. perdida	L	D	Caudal	Velocidad	Altura dinámica	Presion real nudo AB	Presión medida nudo AB
ID			m	mca		mm	mm	LPM	m/s	mca	mca	mca
1	1	2	0,59	-0,21	3,21	31	19	22,6	1,33	0,09	-0,29	-0,29
2	2	7	0,499	-0,15	0	46	19	22,6	1,33	0,09	-0,24	
6	7	3	0,438	-0,18	0,95	1	19	22,6	0,91	0,04	-0,26	-0,30
3	3	4	0,424	-0,19	0	92	19	22,6	1,33	0,09	-0,27	-0,31
4	4	5	0,424	-0,2	1,46	1	19	22,6	0,91	0,04	-0,29	-0,39
5	5	6	0,374	0	1,437	374	19	22,6	1,33	0,09	-0,09	-0,09

Se puede observar como la presión real corregida en el nudo aguas abajo del tramo final coincide, con el signo cambiado, con la altura dinámica a la salida. Analizando el error medio de las presiones como resultado de la simulación con EPANET con las medidas arroja un valor del 39%. El error medio de las presiones corregidas es de tan solo el 11%, estando uno de los valores muy por encima de este valor medio, por causa de un error de medida muy probablemente. Si se elimina ese valor, el error medio es del 6,9%, que se puede considerar un valor aceptable.

Una vez verificada la bondad del diseño, la metodología propuesta se va a aplicar sobre la red de evacuación de aguas pluviales de un edificio destinado a auditorio de música. El edificio dispone de una cubierta de 3490 m², en el que se instalan 5 sumideros de cubierta. La intensidad de lluvia de diseño es de 100 mm/h/m². La instalación se diseñará para que, en estas condiciones, las tuberías trabajen completamente llenas.

El diseño de la instalación se realiza para que 4 de los sumideros evacuen un caudal de 18 l/s y el quinto un caudal de 24,7 l/s. Un esquema de la instalación se puede observar en la Figura 3. Se dimensiona la red, utilizando el programa EPAMS, para los caudales de diseño, con un criterio de velocidad, que no es objeto de análisis. Se fuerza para que los caudales circulantes sean los de diseño, y que los diámetros comerciales sean siempre superiores a los de diseño, por lo que la presión en el punto de descarga resulta ser superior a la atmosférica (495 mbar), por lo que el fabricante considera que su diseño funciona. En la Tabla 2 se pueden observar los resultados del dimensionado de la red.

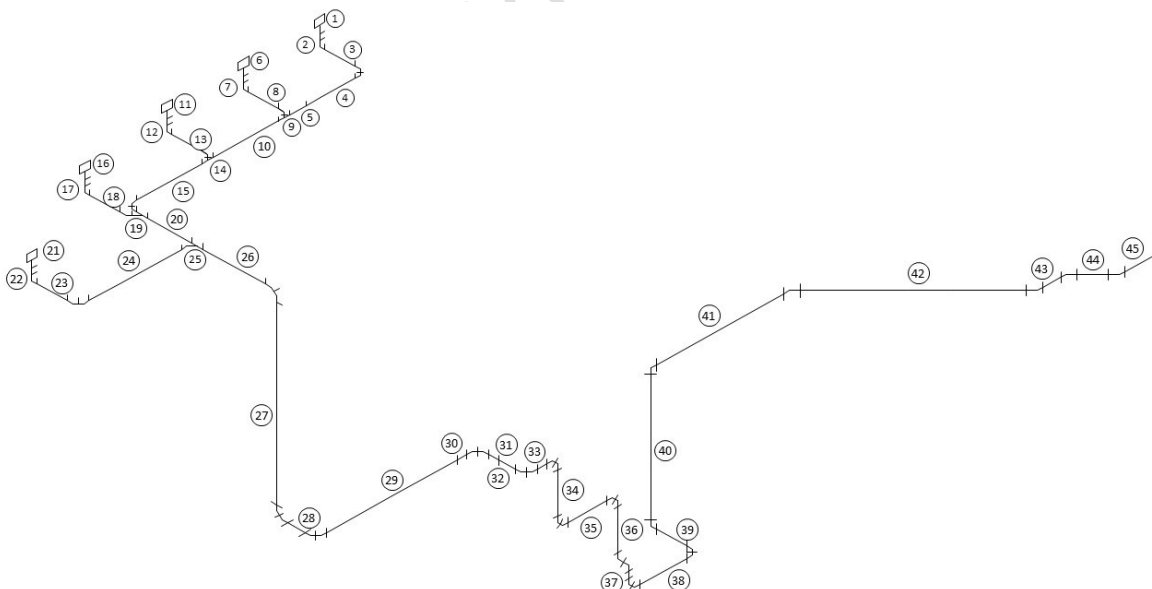


Figura 3. Esquema de la red de evacuación de pluviales de un auditorio de música

Se analiza el comportamiento de la red de evacuación utilizando EPANET. Para ello se modelan los elementos reales de la siguiente manera. Los sumideros se consideran depósitos de altura piezométrica fija siendo el nivel de la lámina de agua el que alcanza la lluvia en la cubierta para las condiciones de tubería completamente llena, intensidad de lluvia de diseño. La pérdida de presión en el sumidero se considera como una pérdida de carga adicional y se simula como un coeficiente de pérdidas en el tramo que une el sumidero con la siguiente conducción, que se suma la pérdida de carga distribuida.

Las pérdidas de carga en codos, de 45° y de 90°, se consideran como pérdidas de carga adicionales en el tramo en el que va instalado el codo. La pérdida de carga en las derivaciones se considera tanto en el tramo que se une a la derivación como en el tramo pasante.

Finalmente, el punto de descarga se ha simulado como un embalse cuya altura de lámina es el valor de la cota de descarga. En la conducción final se ha incluido, como pérdida de carga adicional, la pérdida localizada debida a la propia descarga. En la Figura 4 se indica un esquema del modelo en EPANET.

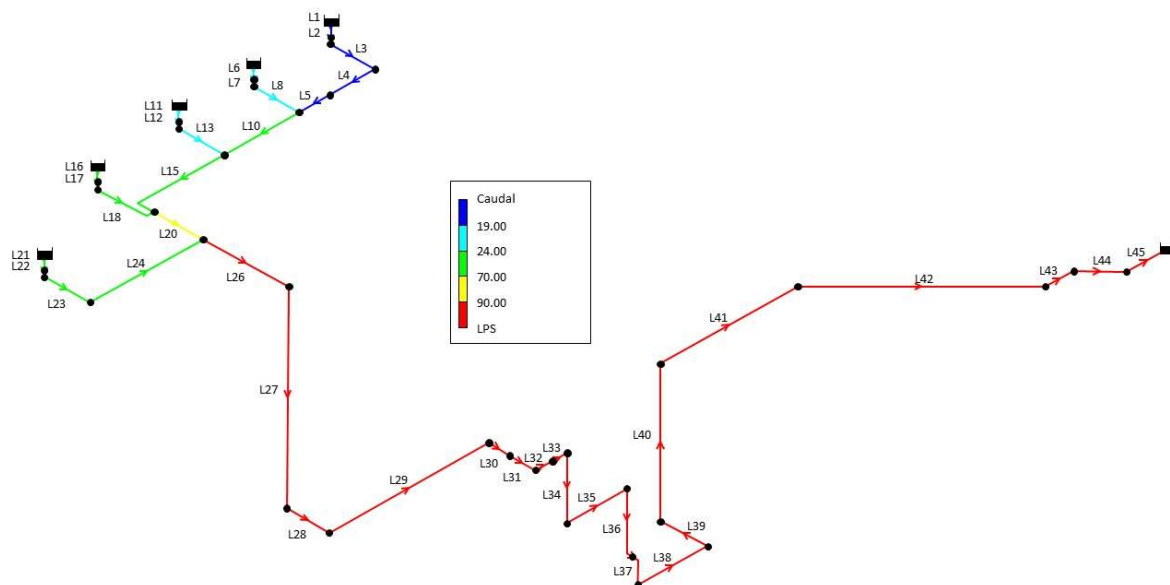


Figura 4. Esquema de EPANET de la red de pluviales

En la tabla 3 se pueden observar los resultados del análisis con EPANET. De este análisis sólo se pueden tomar como válidos los resultados de caudales circulantes por las conducciones, las velocidades del flujo, y las pérdidas de carga, pero no las presiones.

Se puede observar que los caudales del análisis no se corresponden con los de diseño de EPAMS, salvo en el tramo más alejado, que es el más desfavorable. Esto es lógico puesto que un programa de diseño fuerza para que los caudales circulantes sean los prefijados, mientras que el análisis muestra los caudales reales. La presión en el nudo de salida es cero, como se corresponde con una descarga atmosférica en la que se desprecia el término cinético a la salida.

Del análisis se desprende que los caudales que se evacuan por cada uno de los sumideros son iguales o superiores a los de prefijados en el diseño por lo que, efectivamente, la instalación funciona en las condiciones que se han previsto, y por tanto el diseño es correcto.

Para obtener las presiones reales sobre resultados de EPANET, externamente, hay que realizar las correcciones del término cinético propuestas.

Para determinar la pérdida de carga se va a aplicar la ecuación (5). Aunque hidráulicamente la red es de tipo mallado, la topología ramificada simplifica el proceso. La presión P_{AA} es la del nudo final del tramo anterior, que es único. Igualmente, la ganancia de velocidad es la diferencia entre la del tramo anterior, único, (V_{AA}) y la del tramo en cuestión (V_{AB}). La cota del nudo inicial del tramo es la final del tramo anterior.

Los resultados, después de la corrección, se presentan en la tabla 3. Se observa que la presión en el nudo final (-0,24 mca) es inferior a la atmosférica precisamente en el valor de la altura dinámica con la que sale el fluido en el punto de descarga (0,24 mca).

6. CONCLUSIONES

A la vista de los resultados se puede afirmar que el programa EPANET se puede utilizar para calcular redes hidráulicas a presión en las que el término cinético no es despreciable, introduciendo una serie de variables en los elementos.

La utilización del programa EPANET, un programa de uso general y gratuito, populariza el proceso de análisis, y diseño, de sistemas de drenaje sifónico. Utilizando la metodología propuesta, se puede utilizar una gama de materiales estándar de conducciones y no ceñirse a los materiales de los fabricantes de sistemas sifónicos, lo que abaratará muchas instalaciones.

Para utilizar EPANET en los sistemas sifónicos de drenaje es necesario introducir los coeficientes de pérdidas de cada uno de los elementos singulares de la instalación. Además, hay que considerar el término cinético en el punto de descarga también como un coeficiente de pérdidas de EPANET.

Utilizando la metodología propuesta, los resultados del análisis de sistemas sifónicos de drenaje con EPANET son correctos para caudales, pero no lo son para presiones. Para el cálculo de las presiones se debe aplicar la metodología propuesta, usando parte de los resultados de EPANET, pero de forma externa al mismo.

Para la validación de los resultados se han comparado los resultados obtenidos con EPANET, y utilizando la metodología propuesta, con una serie de medidas de laboratorio. Los caudales calculados con EPANET y los medidos son iguales. El error que se comete en el cálculo de presiones con EPANET sin tratar los resultados es del 39%, mientras que una vez aplicada las correcciones de presión que se indican en la metodología es de tan sólo el 6,9%.

Tabla 2. Resultados del dimensionado con EPAMS

Tramo	Q	Longitud	Coef. Perdidas localizadas	DN
	l/s	m		mm
1	18	0,3	1,8	75
2	18	0,1	0,8	100
3	18	3,6	0,6	100
4	18	7	0	100
5	18	3	0,5	150
6	18	0,3	1,8	75
7	18	0,1	0,8	100
8	18	3	1,3	100
10	36	10	0,5	150
11	18	0,3	1,8	75
12	18	0,1	0,8	100
13	18	3	1,3	100
15	54	10	1,1	200
16	18	0,3	1,8	75
17	18	0,1	0,8	100
18	18	3	1,3	100
20	72	4,8	0,5	200
21	24,7	0,3	1,8	75
22	24,7	0,1	0,8	100
23	24,7	3	0,6	150
24	24,7	14,6	1,3	150
26	96,7	5	0,6	200
27	96,7	18,2	0,6	150
28	96,7	1,5	0,6	200
29	96,7	19,4	0	150
30	96,7	1,6	0,6	200
31	96,7	1	0	200
32	96,7	2,8	0,6	200
33	96,7	1	0,3	200
34	96,7	5,5	0,6	150
35	96,7	4	0,6	150
36	96,7	6	0,6	150
37	96,7	0,5	0,6	150
38	96,7	5	0,6	200
39	96,7	3	0,3	200
40	96,7	20	0,3	200
41	96,7	20	0,3	200
42	96,7	30	0,3	200
43	96,7	1,5	0,3	200
44	96,7	2,5	0,3	200
45	96,7	3	1,8	250

Tabla 3. Comparación de los resultados de presiones con la simulación de EPANET y los valores corregidos

ID Tramo	Cota nudo AA	Cota Nudo AB	Altura Nudo AA	Altura Nudo AB	Caudal	Perdida de carga	Presión Nudo AB (EPANET)	Velocidad	Altura dinámica	Presión real corregida
	m	m	mca	m	l/s	mca	mca	m/s	mca	mca
1	30,60	30,30	30,60	29,17	18,0	1,43	-1,13	3,86	0,76	-1,89
2	30,30	30,20	29,17	28,97	18,0	0,20	-1,23	2,2	0,25	-1,48
3	30,20	30,20	28,97	28,64	18,0	0,33	-1,56	2,2	0,25	-1,81
4	30,20	30,20	28,64	28,28	18,0	0,35	-1,92	2,2	0,25	-2,16
5	30,20	30,20	28,28	28,24	18,0	0,05	-1,96	1	0,05	-2,01
6	30,60	30,30	30,60	28,99	19,0	1,61	-1,31	4,09	0,85	-2,16
7	30,30	30,20	28,99	28,77	19,0	0,23	-1,43	2,33	0,28	-1,71
8	30,20	30,20	28,77	28,24	19,0	0,53	-1,96	2,33	0,28	-2,24
13	30,20	30,20	28,47	27,86	20,5	0,61	-2,34	2,51	0,32	-2,66
10	30,20	30,20	28,24	27,86	37,0	0,38	-2,34	2,06	0,22	-2,56
11	30,60	30,30	30,60	28,74	20,5	1,86	-1,56	4,41	0,99	-2,56
12	30,30	30,20	28,74	28,47	20,5	0,26	-1,73	2,51	0,32	-2,05
17	30,30	30,20	27,91	27,53	24,7	0,38	-2,67	3,02	0,46	-3,14
15	30,20	30,20	27,86	26,64	57,5	1,22	-3,56	3,2	0,52	-4,08
16	30,60	30,30	30,60	27,91	24,7	2,69	-2,39	5,3	1,43	-3,83
18	30,20	30,20	27,53	26,64	24,7	0,89	-3,56	3,02	0,46	-4,02
24	30,20	30,20	26,72	26,35	27,3	0,37	-3,85	1,52	0,12	-3,97
20	30,20	30,20	26,64	26,35	82,2	0,30	-3,85	2,51	0,32	-4,18
21	30,60	30,30	30,60	27,30	27,3	3,30	-3,00	5,86	1,75	-4,75
22	30,30	30,20	27,30	26,83	27,3	0,47	-3,37	3,34	0,57	-3,93
23	30,20	30,20	26,83	26,72	27,3	0,12	-3,48	1,52	0,12	-3,60
26	30,20	30,20	26,35	25,76	109,5	0,59	-4,44	3,35	0,57	-5,01
27	30,20	12,00	25,76	20,47	109,5	5,29	8,47	6,08	1,88	6,59
28	12,00	12,00	20,47	20,05	109,5	0,42	8,05	3,35	0,57	7,48
29	12,00	12,00	20,05	15,62	109,5	4,43	3,62	6,08	1,88	1,74
30	12,00	12,00	15,62	15,20	109,5	0,42	3,20	3,35	0,57	2,63
31	12,00	12,00	15,20	15,15	109,5	0,05	3,15	3,35	0,57	2,58
32	12,00	12,00	15,15	14,67	109,5	0,48	2,67	3,35	0,57	2,10
33	12,00	12,00	14,67	14,28	109,5	0,39	2,28	3,35	0,57	1,71
34	12,00	6,50	14,28	11,89	109,5	2,39	5,39	6,08	1,88	3,51
35	6,50	6,50	11,89	9,85	109,5	2,04	3,35	6,08	1,88	1,46
36	6,50	0,50	9,85	7,35	109,5	2,50	6,85	6,08	1,88	4,96
37	0,50	0,00	7,35	6,10	109,5	1,24	6,10	6,08	1,88	4,22
38	0,00	0,00	6,10	5,52	109,5	0,59	5,52	3,35	0,57	4,94
39	0,00	0,00	5,52	5,20	109,5	0,32	5,20	3,35	0,57	4,62
40	0,00	0,00	5,20	4,05	109,5	1,15	4,05	3,35	0,57	3,47
41	0,00	0,00	4,05	2,89	109,5	1,15	2,89	3,35	0,57	2,32
42	0,00	0,00	2,89	1,25	109,5	1,64	1,25	3,35	0,57	0,68
43	0,00	0,00	1,25	1,01	109,5	0,24	1,01	3,35	0,57	0,44
44	0,00	0,00	1,01	0,71	109,5	0,29	0,71	3,35	0,57	0,14
45	0,00	0,00	0,71	0,00	109,5	0,71	0,00	2,16	0,24	-0,24

Nomenclatura

AA	Aguas arriba
AB	Aguas Abajo
C _E	Coefficiente de descarga de EPANET
D	Diámetro de la conducción
g	Aceleración de la gravedad
h _d	Altura dinámica
h _f	Pérdida de carga distribuida a lo largo de la conducción
h _L	Pérdida localizada en un elemento de la instalación
k _d	Coefficiente de pérdidas debido a la altura dinámica, vale 1.
k _{dsc}	Coefficiente de pérdidas en la descarga
k _L	Coefficiente de pérdidas localizadas
P _{AA}	Presión en el nudo aguas arriba de la conducción
P _{AB}	Presión en el nudo aguas abajo de la conducción
V _{AA}	Velocidad en el nudo aguas arriba de la conducción
V _{AB}	Velocidad en el nudo aguas abajo de la conducción
V _{desc}	Velocidad en el punto de descarga
Z _{AA}	Cota del nudo aguas arriba de la conducción
Z _{AB}	Cota del nudo aguas abajo de la conducción

REFERENCIAS

- [1] T, Lucke y S, Beecham, “Alternative low- cost overflows for siphonic roof drainage systems: proof of concept”, Journal of Building Engineering, vol,2, 2015, pp, 9-16
- [2] S, Arthur y J,A, Swaffield, “Siphonic roof drainage system analysis utilizing unsteady flow theory”, Building and Environment, vol,36, 2001, pp, 939-948
- [3] Fullflow Group Limited, Siphonic Drainage Explained <http://www.fullflow.com/misc/download/B9y4YR0HUUKa3s0O> [consultado el 30/01/2019]
- [4] R,W,P, May y M , Escarameia “Performance of siphonic drainage systems for roof gutters”, HR Wallingford Report SR 463, 1996
- [5] G,B, Wright, S, Arthur, J,A, Swaffield “Numerical simulation of the dynamic operation of multi-outlet siphonic roof drainage systems”, Building and Environment, vol,41, 2006, pp, 1279–1290
- [6] L.A. Rossman “EPANET. Users Manual”. U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati: 2001.
- [7] EPAMS Technical Assessment 5+14/14-2386. Scientific and Technical Center for Building (CSTB). France: August, 2014.
- [8] P.L. Iglesias-Rey , F.J. Martínez-Solano “Análisis y Diseño de Redes de Distribución de Agua mediante el programa EPANET 2 vE” ISBN: 978-84-615-5659-5. UPV, Valencia: 2012.

MODELAGEM HIDROLÓGICA-HIDRÁULICA APLICADA ÀS SUBBACIAS DE DRENAGEM DE UMA BACIA URBANA NO SEMIÁRIDO BRASILEIRO

Maria de Jesus Delmiro Rocha¹, Silvano Porto Pereira², Iran Eduardo Lima Neto³

INTRODUÇÃO

As ações antrópicas em bacias urbanas, principalmente os processos de impermeabilização e mudança dos caminhos preferenciais da drenagem natural, modificam significativamente o volume e o comportamento da água escoada [1]. A modelagem da propagação do escoamento na drenagem urbana constitui-se como uma ferramenta estratégica de planejamento operacional na bacia, gerenciamento de riscos e de falhas nos sistemas [2], interação entre as sub-bacias [3] e avaliação do desempenho do sistema [4]

Buscou-se, através de modelos de comportamento distribuído, a descrição do funcionamento do sistema de drenagem superficial de uma bacia urbana no semiárido brasileiro considerando a variabilidade física das sub-bacias. Assim, através do método de discretização da bacia e da simulação hidrológico-hidráulica utilizando o software SWMM, modelou-se o escoamento gerado na bacia do rio Cocó, no Estado do Ceará, Brasil, avaliou-se as vazões propagadas no macro-sistema e validou-se através de comparações com vazões medidas em campo um trecho modelado.

METODOLOGIA

A área de estudo é a bacia hidrográfica do rio Cocó, abrangendo Fortaleza-CE, Nordeste do Brasil, com aproximadamente 220 km², e região metropolitana. A área total aproximada da bacia é de 485 km². O rio da área em estudo é o rio Cocó, considerado o principal recurso hídrico de Fortaleza, com uma extensão total de 50 km, atravessando dezoito bairros da cidade.

Através do software ArcGIS[®] realizou-se a classificação supervisionada do uso do solo da região em estudo com a cena S2B_MSIL1C do satélite Sentinel-2B com 10 metros de resolução espacial de julho de 2018. Com o BASINS, Better Assessment Science Integrating Point and Nonpoint Sources, obteve-se a drenagem natural, as sub-bacias e declividades a partir de um Modelo Digital de Elevação (MDE) absoluto gerado a partir de cenas do satélite ALOS. Por fim, no SWMM, Storm Water Management Model, executou-se a simulação hidrológica-hidráulica para o período de um mês, visando estimar avaliar a propagação do escoamento no sistema de drenagem na bacia em estudo.

Utilizou-se a série de precipitação do posto do Pici, Fortaleza-CE, localizado próximo a bacia, devido a disponibilidade dos dados em intervalos de cinco minutos. Entretanto, com vistas a verificar a representatividade da série de precipitação usada, levantou-se todos os postos pluviométricos monitorados dentro da bacia e com dados para o período desejado, uma vez que não há postos pluviográficos disponíveis na região. Avaliou-se, então, o desvio médio percentual da precipitação total para o mês de agosto de cada posto em relação ao posto do Pici e proximidade da distribuição

¹ Universidade Federal do Ceará/Graduanda, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Bloco 713, Centro de Tecnologia, CEP 60451-970, Fortaleza, Ceará

² Companhia de Água e Esgoto do Ceará/Gerente de Pesquisa, Avenida Lauro Vieira, Vila União, Fortaleza, Ceará

³ Universidade Federal do Ceará/Professor associado, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Bloco 713, Centro de Tecnologia, CEP 60451-970, Fortaleza, Ceará. iran@deha.ufc.br

temporal diária de cada um com o posto usado. Modelou-se, por fim, o período de um mês e validou-se no trecho 149 a vazão.

RESULTADOS E CONCLUSÕES

A vazão modelada para o trecho 149, onde as medições foram realizadas, apresentou vazão aproximadamente constante de $0.14 \text{ m}^3/\text{s}$ ao longo do período modelado. Deve-se ressaltar que o mês de agosto, período das simulações, não se configura dentro do período de atuação do sistema sinótico principal da área em estudo. Entretanto, ocorreu uma precipitação total de $43,7 \text{ mm}$. Dispunha-se apenas da vazão medida para o respectivo trecho em um dia, apresentando o valor de $0.136 \text{ m}^3/\text{s}$. Houve, então, uma diferença de, aproximadamente, 3% em relação ao valor modelado conforme observa-se na Figura 1.

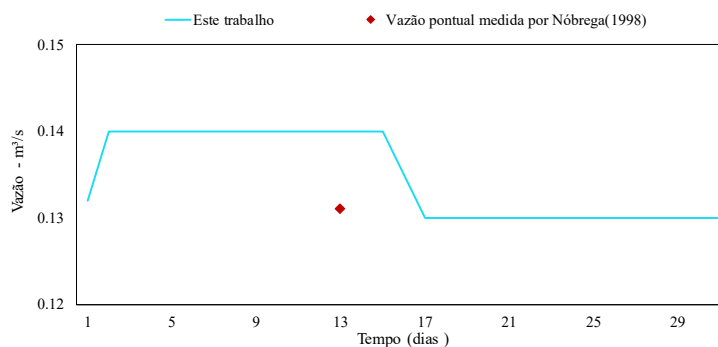


Figura 1: Vazão modelada ao longo do mês para o trecho 149 e vazão medida no dia 13.

REFERÊNCIAS

- [1] M. Cardoso, S. Muller, A. Duarte, e J. Lima “Ações de regularização fundiária e de mensuração das desconformidades urbanas: o caso das terras da União sob a tutela da Universidade Federal do Pará na cidade de Belém do Pará,” Revista Brasileira de Gestão Urbana, vol. 6, no. 3, Dezembro. 2014, pp. 275-287.
- [2] L. Girão, N. Simões, J. Marques, J. Leitão, e R. Pina, “Modelação hidráulica e de qualidade da água dos sistemas de drenagem em meios urbanos,” Engenharia Sanitária e ambiental, vol. 22, no. 2, Janeiro. 2017, pp. 351-360.
- [3] C. Maksimović, D. Prodanović, S. Boonya-aroonnet, J. Leitão, S. Djordjević, e R. Allitt, “Overland flow and pathway analysis for modelling of urban pluvial flooding,” Journal of Hydraulic Research, vol. 47, no. 4, Julho. 2009, pp. 512-523.
- [4] J. Batista, A. Boldrin, “Avaliação do desempenho hidráulico de um sistema de drenagem de águas pluviais urbanas,” Engenharia Sanitária e ambiental, vol. 23, no. 2, Março. 2018, pp. 263-273.

MODELAGEM COMPUTACIONAL DO ESCOAMENTO DE ESGOTO EM REDES COLETORAS ASSENTADAS EM DECLIVIDADES DRASTICAMENTE REDUZIDAS USANDO AS EQUAÇÕES DE SAINT-VENANT E DE BOUSSINESQ

Wolney Castilho Alves¹, Luciano Zanella²

RESUMO

Modelagem computacional baseada nas equações de Saint-Venant e Boussinesq foi desenvolvida visando descrever o escoamento de descargas em redes coletoras de esgoto proporcionadas por dispositivo gerador de descarga (DGD) que gera escoamento eficiente no transporte de sólidos. Três métodos numéricos foram associados às equações: método das características, método de Cormack e método *two-four*.

A descarga do DGD em tubos coletores de esgoto gera onda de frente íngreme e turbulenta que apresenta oscilação de profundidade da frente de onda. Fatores multiplicativos envolvendo o atrito e a intensidade das acelerações verticais de água foram incorporados à modelagem no processo de validação do modelo.

As oscilações da profundidade de pico da onda requereram o emprego das hipóteses de Boussinesq de forma associada à variação do atrito e à intensidade de acelerações verticais. O processo de validação mostrou boa aderência do modelo às medições em laboratório.

A modelagem se mostrou útil à aplicação em redes coletoras de esgoto assentadas em áreas planas, pois as descargas dos DGDs propiciam o atendimento dos critérios de autolimpeza com redução drástica da declividade de assentamento. Exemplo de aplicação piloto é apresentado.

Palavras-Chave

Sistemas coletores de esgoto, modelagem computacional, Saint-Venant, Boussinesq

1. INTRODUÇÃO

O déficit de coleta e afastamento de esgotos é bastante grande no Brasil e em muitos países em desenvolvimento. No Brasil o déficit em afastamento adequado de esgotos sanitários, considerando soluções por sistemas coletores convencionais e por fossas sépticas adequadas, é de 67,3% do contingente populacional [1].

O presente trabalho traz resultados de pesquisas aplicadas à implantação de redes coletoras de esgoto em áreas planas dotadas de dispositivos geradores de descarga (DGD). Nessas áreas a implantação de redes coletoras de esgoto é particularmente problemática, pois implica em elevados custos de construção e elevadíssimos custos de operação especialmente devido à necessidade de estações elevatórias de esgoto. Diversos autores têm estudado e proposto adoção de descargas intermitentes de tanques fluxíveis e outros dispositivos em sistemas unitários e separadores absolutos implantados em áreas planas [2], [3], [4], [5], [6], [7], [8] e [9].

¹ Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A. – IPT/Pesquisador, Av. Prof. Almeida Prado, 532, Cidade Universitária USP, São Paulo, SP, CEP 05508-901, Brasil. wolneipt@ipt.br

² Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A. – IPT/Pesquisador, Av. Prof. Almeida Prado, 532, Cidade Universitária USP, São Paulo, SP, CEP 05508-901, Brasil

A norma brasileira ABNT NBR 9649:1986 - Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário – Procedimento estabelece valor de tensão trativa média em qualquer ponto do trecho coletor igual ou maior a 1 Pa para que a autolimpeza seja alcançada

A aplicação dos critérios da norma brasileira em áreas planas leva à adoção de declividade de assentamento de no mínimo 0,004545 m/m (0,4545%, ou 4,545 o/oo, ou 4,545 mm/m), condição em que a tensão trativa média de 1 Pa estará sendo atendida.

Redes coletoras de esgoto em áreas planas acarretam sistemas com custos de implantação e operação elevadíssimos a exemplo daqueles implantados na região litorânea da Baixada Santista situada a sudeste da cidade de São Paulo local objeto de aplicação piloto.

Em áreas planas a utilização de tanques fluxíveis que promovam descargas intermitentes nas redes coletoras pode proporcionar a redução de declividades de assentamento e melhorar as condições de desempenho.

2. OBJETIVO

Este artigo tem por objetivo apresentar e discutir os resultados obtidos na simulação computacional de escoamento em regime não permanente em trecho de tubulação de rede coletora de esgoto assentada em área plana, tendo em vista introduzir alternativa ao projeto em tais áreas. O escoamento é originado por descarga de dispositivo gerador de descarga, DGD, cujas características permitem a redução da declividade de assentamento das tubulações preservando critérios relativos à autolimpeza. Em aplicação piloto foi empregado programa computacional de simulação especialmente desenvolvido para solução das equações de Saint-Venant e Boussinesq que regem o escoamento. Três métodos numéricos de diferenças finitas estão contemplados no programa computacional.

3. METODOLOGIA

Os trabalhos de pesquisa foram desenvolvidos com base na seguinte sequência de atividades:

- i. Desenvolvimento de dispositivo promotor de descargas intermitentes, DGD, em tubulação da rede coletora de esgoto e medição laboratorial de seus hidrogramas de descarga, segundo volumes de descarga diversos;
- ii. Desenvolvimento das equações de Saint-Venant e Boussinesq para escoamentos em tubulações de seção circular e elaboração de programa computacional para solução numérica das equações desenvolvidas;
- iii. Medição dos parâmetros hidráulicos profundidade da lâmina (h) e tempo (t) do escoamento da descarga promovida pelo DGD desenvolvido em i. em bancada laboratorial instrumentada e subseqüente procedimento de calibração do programa computacional mediante confronto dos valores obtidos em simulação com aqueles medidos em laboratório;
- iv. Projeto, construção e operação de trecho de rede coletora de esgoto dotada de DGD em área plana em caráter piloto.

4. EQUAÇÕES DO ESCOAMENTO EM REGIME NÃO PERMANENTE

O desenvolvimento matemático aplicável ao escoamento baseado nas equações da hidrodinâmica foi levado a efeito no curso de desenvolvimento da pesquisa [10]. O equacionamento levou em conta as características do perfil de descarga e correspondente hidrograma da descarga originada do DGD. O perfil típico de tais descargas em tubulações é ilustrado pela Figura 1.

De maneira geral as descargas geram escoamento com aparência e comportamento de ondas escoando em canais, tubos no caso, sob lâmina livre. Tem características hidráulicas complexas: escoamento em regime não permanente com frente de onda íngreme, compreendendo regiões de escoamento

gradualmente variado e rapidamente variado e regimes de escoamento evoluindo de subcrítico a crítico.

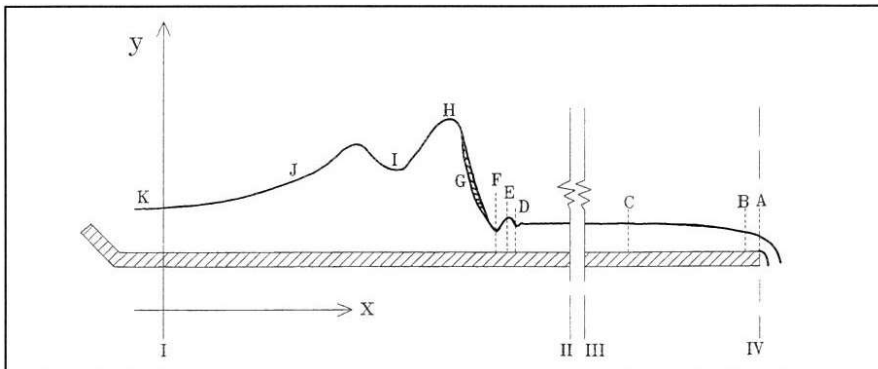


Figura 1 – Perfil típico da onda originada pela descarga do DGD [10].

As características do escoamento são predominantemente na direção horizontal, embora nas regiões da frente de onda estejam presentes componentes verticais, consideradas nas hipóteses de Boussinesq. O desenvolvimento matemático levou às equações 1, 2, 3 e 4. Nessas equações os subscritos x e t designam derivadas parciais no espaço, ao longo da extensão longitudinal da tubulação (m), e tempo (s), respectivamente.

Nas equações 1, 2, 3 e 4, apresentadas a seguir, “ h ” é a profundidade (m) do escoamento líquido, “ u ” sua velocidade horizontal (m/s), “ S_o ” a declividade da tubulação (m/m), “ S_f ” é a declividade da linha de energia, “ A ” é a área da seção molhada (m²), “ T ” é a largura da lâmina livre (m) e “ g ” é a aceleração da gravidade (m/s²).

No sistema a seguir apresentado, a equação 1 é a de conservação de massa e a equação 2 é a de conservação da quantidade de movimento.

$$A_t + Q_x = 0 \quad (1)$$

$$(h u)_t + [h u^2 + 1/2(h^2 g) - 1/3(h^2 E1 - h^2 E2)]_x = h g(S_o - S_f) + 1/2[h S_o(E2 - E1)] \quad (2)$$

O sistema formado pelas equações 1 e 2 é uma das formas das equações de Boussinesq [11], [9] e [12]. Na presente aplicação essas equações foram adaptadas ao escoamento em tubulações. Considerando seções de escoamento conformadas em tubos de seção circular, Alves introduziu hipóteses adicionais [10].

Na equação 2 os termos $E1$ e $E2$ são, respectivamente, dados pelas expressões 3 e 4:

$$E1 = - (A/T) [(u_x)^2 - u_{xt} - uu_{xx}] \quad (3)$$

$$E2 = (A/T^2) [T_t u_x + u T_x u_x] \quad (4)$$

No caso de $E1$ e $E2$ serem iguais a zero o sistema se reduz às equações de Saint-Venant que não incorporam o movimento vertical de partículas.

No que se refere ao atrito foram adotadas as conclusões de trabalhos que demonstraram que a formulação de Colebrook-White se adapta melhor à aplicação em escoamentos não permanentes em águas rasas [13]. Usando os coeficientes e relações estabelecidas por Chézy e Darcy e o número de Reynolds, a equação de Colebrook-White na expressão 5 exprime de forma sintética o efeito do atrito no escoamento [14].

$$Q = \sqrt{32 g R S_o A} \log \left(\frac{k}{14,83 R} + \frac{2,52 \vartheta}{R \sqrt{128 g R S_o}} \right) \quad (5)$$

Onde R é o número de Reynolds, k é o coeficiente de atrito em m , e ν é a viscosidade cinemática em m^2/s .

5. SOLUÇÃO NUMÉRICA DAS EQUAÇÕES

Não são conhecidas soluções analíticas gerais para as equações de Saint-Venant e de Boussinesq. Métodos numéricos de diferenças finitas foram empregados na solução numérico-computacional desenvolvida. Três métodos numéricos de diferentes graus de precisão foram utilizados:

- método das características usando aproximações em diferenças finitas de primeira ordem [15], [16] e [17];
- método de MacCormack que combina diferenças finitas de primeira ordem segundo esquema em que o resultado final é de segunda ordem de precisão [18] e [19]; e
- método 2-4 [20] onde o esquema de diferenças finitas leva a grau de precisão de segunda ordem no tempo e de quarta ordem no espaço.

Programa computacional foi elaborado para processar a solução numérica segundo cada um dos métodos numéricos e equações matemáticas. As condições iniciais, condições de contorno, possibilidades de ajustes no cálculo do atrito e da aceleração vertical e outras ferramentas de calibração incorporadas no programa são descritas em detalhe na pesquisa inicialmente referida [10].

6. SIMULAÇÃO DO ESCOAMENTO DE DESCARGAS DE DGDs

O escoamento é simulado a partir de descarga líquida do DGD na extremidade de montante de tubulação de diâmetro e comprimento conhecidos. A descarga do DGD se dá sobre escoamento uniforme preexistente com valores de vazão bastante baixos.

A extremidade de jusante da tubulação é tipo soleira livre, ou seja, o tubo verte o líquido sem interferências. O perfil do escoamento nessa região é ditado pelo regime que pode variar de sub a supercrítico.

O processo de cálculo da simulação do escoamento se dá segundo a determinação de parâmetros hidráulicos em seções subsequentes tendo início na seção onde o hidrograma de entrada originado pelo DGD é conhecido.

Serão aqui apresentados os resultados de simulação empregando as equações de Boussinesq e o método numérico 2-4 (*two-four*).

6.1 Hidrograma de entrada

A Figura 2 apresenta o hidrograma de descarga do DGD desenvolvido no curso da pesquisa que embasa o presente artigo.

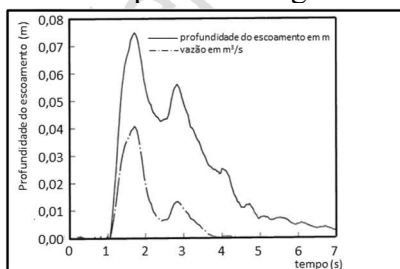


Figura 2 – Hidrograma de entrada na simulação de escoamento em tubulação de 150 mm de diâmetro. Descarga de DGD de 39,5 L [10].

6.2 Alternativas de processamento utilizadas

No curso da pesquisa referida em [10] todas as combinações de equação & método numérico apresentadas no capítulo 5 foram desenvolvidas e testadas. No presente artigo são apresentados os resultados relativos ao emprego das equações de Boussinesq com o método numérico de maior precisão, o 2-4 (two-four).

O caso aqui apresentado se refere ao hidrograma de entrada dado pela Figura 2 que dá lugar a escoamento onde a presença de acelerações verticais de partículas líquidas pode ser observada em laboratório na região de frente de onda.

6.3 Validação do modelo de simulação

O efeito do atrito entre o líquido e a superfície da tubulação sobre a qual escoar é representado pelo termo S_f . Não existem formulações que permitam descrever o referido efeito no caso de regimes não permanentes. Diversos autores admitem que nas frentes de onda o efeito desse atrito pode ser desprezado e que nas regiões de variação gradual da superfície líquida o atrito pode ser levado em conta utilizando-se as fórmulas válidas para escoamento em regime permanente uniforme. Na presente pesquisa um esquema especial para avaliação do atrito foi elaborado. Dada a velocidade de escoamento e o perímetro molhado, avalia-se o valor da declividade da linha de energia (S_f) com base nas fórmulas do regime permanente uniforme. Sobre o valor calculado considera-se um multiplicador variável no tempo e no espaço de sorte a contemplar as prováveis variações do efeito do atrito segundo a posição da onda e seção de escoamento em sua evolução no tempo.

O método de MacCormack e o método 2-4 são do tipo explícito e, como tal, tendem a apresentar fortes oscilações nas regiões de frente de onda. O controle dessas oscilações foi possível através da utilização de filtros numéricos que alguns autores denominam viscosidade artificial ou interface dissipativa. O programa desenvolvido incorpora a formulação desenvolvida por Jameson, já utilizada para amortecimento das oscilações [18]. Também é usada a versão de Richtmyer da interface desenvolvida no esquema de Lax-Wendroff [21] e [21].

O hidrograma de entrada, apresentado na Figura 2 exibe maior dificuldade de simulação do correspondente escoamento, uma vez que os altos valores de vazão e a turbulência observada na frente de onda conferem ao escoamento características de evolução muito rápida das variáveis (no espaço e no tempo) tornando o processo de calibração do modelo bastante complexo e trabalhoso.

A turbulência na frente de onda é bastante pronunciada nos dois primeiros metros de tubulação, pelo menos, e a turbulência no pé da onda no choque com o escoamento preexistente é constante ao longo do escoamento observado na bancada laboratorial.

A oscilação da profundidade do pico de onda é fenômeno notável. As medições laboratoriais mostraram trajetória marcada pela oscilação que tende a se atenuar somente a distância de 11 m aproximadamente da seção inicial de descarga.

Cogitou-se o efeito combinado de dois fatores para explicar o fenômeno oscilatório: o atrito e a aceleração vertical de partículas. O comportamento do atrito é objeto de pesquisas e discussões na literatura no que se refere aos regimes não permanentes. De outra parte, parece clara a presença de componentes verticais no escoamento. Adotou-se a hipótese de Boussinesq segundo a qual a quantidade de movimento nessa direção pode ser incorporada à quantidade de movimento na direção horizontal.

Cumprir destacar que descargas com ondas de menor turbulência e que não exibam o fenômeno da oscilação do pico de onda principal, sofrem abatimento gradativo e continuado à medida que a onda avança pela tubulação.

A diversidade de comportamento do escoamento e, principalmente, a presença da turbulência e da oscilação do pico de onda levaram a um procedimento de validação bastante complexo e exaustivo.

Esquemas multiplicativos sobre o atrito e a aceleração vertical foram incorporados ao programa computacional de simulação e permitem ajuste gradativo.

6.4 Resultados obtidos com o modelo de simulação

O fenômeno da oscilação do pico de onda dirigiu, em parte, o esquema de calibração para validação do modelo. A Figura 3 mostra a trajetória da profundidade do pico principal da frente de onda do escoamento originado pela descarga apresentada na Figura 2, segundo medições laboratoriais confrontadas com resultado de simulação.

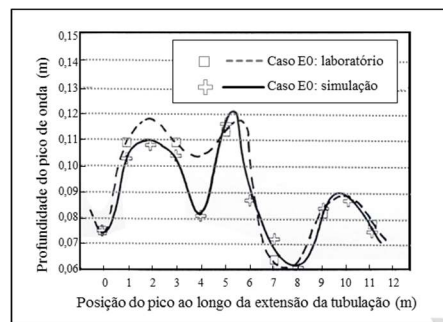


Figura 3 – Oscilação da profundidade do pico de onda ao longo do escoamento em tubulação de 13 m e 150 mm de diâmetro, segundo medição laboratorial e segundo resultados de simulação computacional. Descarga de DGD de 39,5 L [10].

Um conjunto de multiplicadores relativos ao atrito e à aceleração vertical, além de procedimentos de controle de estabilidade da frente de onda foram aplicados à simulação computacional observando resultados de outras pesquisas [20], [21] e [22].

A Figura 4 apresenta os resultados obtidos em laboratório e na simulação do escoamento aqui sob análise. Os perfis obtidos na simulação após o processo de ajuste da calibração mostraram retardamento no tempo em que a frente de onda atinge as seções monitoradas em laboratório. Ou seja, embora a calibração tenha obtido ajuste razoável do perfil da onda, ocorreu forte redução na velocidade da frente. A Figura 4 mostra os perfis simulados e medidos em laboratório. Na figura foram alinhados na mesma posição no eixo das abcissas, $t = 1$ s, para permitir melhor comparação. Observa-se, especialmente nas primeiras três seções, a existência de um pico de frente de onda com profundidade que oscila ao longo do escoamento, bem como de um segundo pico de onda que tende a desaparecer à medida que avança o escoamento.

Essa simulação apresentou muitos problemas de instabilidades, especialmente até aproximadamente 7 m da seção inicial. Foi necessário aplicar o esquema de multiplicadores atuando sobre o atrito e a aceleração vertical. A partir da seção correspondente à distância 7 m da origem o escoamento tende a apresentar comportamento que, exceto na frente de onda, pode ser descrito pelas equações de Saint-Venant.

O processo de calibração se orientou pelo ajuste da simulação ao fenômeno de oscilação da profundidade da frente de onda. Possibilidades de majoração ou minoração da aceleração vertical e do atrito foram introduzidas no programa computacional de forma a atuar em cada momento e seção de processamento na região da frente de onda. Após 7 metros observa-se a incorporação do pico secundário ao escoamento e desaparece o fenômeno de oscilação de profundidade do pico principal. Dessa região em diante não se faz mais necessário atuar sobre a aceleração vertical e o atrito. Vale dizer, prevalece a incorporação da quantidade de movimento vertical no escoamento horizontal tal como estabeleceu Boussinesq e é mantido o atrito que decorre da aplicação da equação 5.

Estudos comparativos entre o efeito do fator multiplicativo do atrito (K) e da aceleração vertical (Z) mostraram a necessidade do uso conjunto de ambos no caso do escoamento aqui apresentado. O

emprego de somente um deles conduz a discrepâncias. Por exemplo, ficou demonstrado nesses estudos comparativos que a majoração da aceleração vertical na frente de onda produz retardamento no avanço da frente. Contudo o rebaixamento do valor do fator multiplicativo Z , ou seja, minoração da aceleração vertical e a minoração do valor do atrito ($K < 1$) embora permita melhor ajuste da velocidade de avanço da frente de onda, não leva à coincidência dos perfis de profundidade da lâmina na frente de onda. Conclui-se que em frentes com grande turbulência, como no caso aqui apresentado, o ajuste requer a combinação dos dois fatores multiplicativos.

A cauda da onda é bem simulada com a equação de Saint-Venant. A frente de onda também poderá ser simulada pela equação de Saint-Venant em posições mais a jusante nas quais ocorre o abatimento da onda e sua frente torna-se menos íngreme.

Os resultados de simulação empregando o método numérico 2-4 mostraram maior proximidade aos dados de laboratório quando comparados aos outros métodos numéricos.

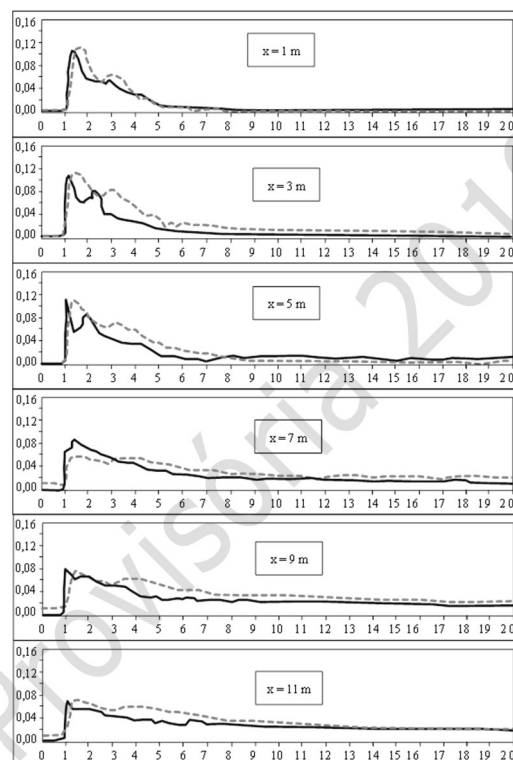


Figura 4 – Simulação do escoamento de descarga de DGD de 39,5 L em tubulação de 13 m de comprimento e 150 mm de diâmetro a 0,05% de declividade. Perfil de profundidade da onda (m, em y) pelo tempo (s, em x). As linhas tracejadas resultam de medição laboratorial e a linha cheia de simulação [10].

7. APLICAÇÃO AO DIMENSIONAMENTO DE REDES COLETORAS DE ESGOTO

Os resultados obtidos no processo de validação do modelo permitiu estender sua aplicação a situações de interesse no que tange ao dimensionamento hidráulico de redes coletoras de esgoto, principalmente nos seus trechos de cabeceira.

Aplicação piloto foi realizada na região da Baixada Santista. Trecho retilíneo de 316 m foi construído na cabeceira de rede coletora de esgoto convencional. Nesse trecho os 108 m iniciais têm diâmetro de 100 mm e os 208 m subsequentes têm diâmetro 150 mm. Os tubos são de PVC e a declividade de assentamento é de 0,05% (0,0005 m/m), aproximadamente 1/10 da mínima preconizada pela norma brasileira ABNT NBR 9649:1986 - Projeto de redes coletoras de esgoto sanitário – Procedimento.

Essa norma estabelece valor de tensão trativa média em qualquer ponto do trecho coletor igual ou maior a 1 Pa para que a autolimpeza seja alcançada.

Procedimento iterativo de projeto foi desenvolvido visando estabelecer o número de DGDs necessários, seus volumes, posição de instalação no trecho e previsão dos parâmetros hidráulicos de escoamento.

Na cabeceira do trecho referido foi instalado um DGD que gera descargas de 80 L. Esse dispositivo foi previamente projetado por meio de programa computacional específico. Foi testado em laboratório e sua descarga foi medida obtendo-se o hidrograma de entrada do programa de simulação computacional.

A simulação do escoamento da descarga desse DGD foi desenvolvida sob o pressuposto de descarga isolada na cabeceira da tubulação. Admite-se, portanto, que o escoamento se dá sem a contribuição de descargas prediais, embora um pequeno escoamento uniforme preexistente de baixíssima vazão seja considerado. O produto da simulação foram os parâmetros hidráulicos, profundidade da lâmina e velocidade média ao longo do tempo e da extensão da tubulação. Usando o valor da profundidade da lâmina o programa computa o valor da tensão trativa média, σ .

A tensão trativa foi calculada pela expressão:

$$\sigma = \gamma \cdot R_H \cdot S_o \quad (6)$$

Onde:

- σ = tensão trativa, Pa
- γ = peso específico do esgoto, N/m³
- R_H = raio hidráulico, m
- S_o = declividade de assentamento da tubulação m/m

A Figura 5 apresenta gráfico que mostra a variação dos valores da tensão trativa calculados a partir dos parâmetros hidráulicos obtidos na simulação. Observa-se que o critério de autolimpeza, mínimo de 1 Pa, é observado em seção distante 150 m da origem.

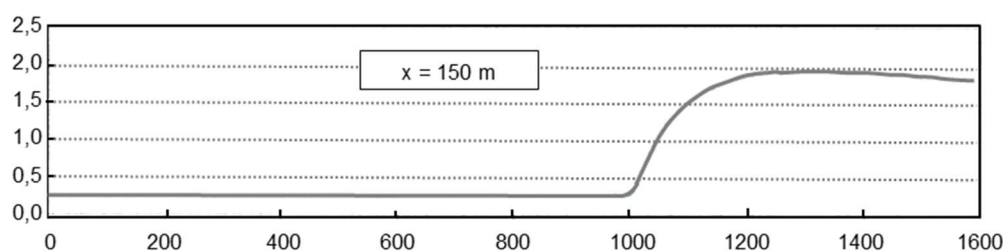


Figura 5 – Valores de tensão trativa simulados em seção distante 150 m da descarga de DGD em tubulação coletora de esgoto assentada com 0,05% de declividade. No eixo y, tensão trativa em Pa e no eixo x, tempo, em s [23].

8. CONCLUSÕES

- a) a modelagem computacional baseada nas equações de Saint-Venant e de Boussinesq mostra-se adequada à descrição de escoamentos em regime não permanente em redes coletoras de esgoto;
- b) o escoamento gerado pelos DGDs é do tipo onda de frente íngreme com grande capacidade de arraste de sedimentos depositados nas tubulações de esgoto. Ondas com grande potencial de arraste podem ser obtidas com adequado projeto dos DGDs. Escoamento extremamente turbulento pode ser observado nas seções próximas ao ponto de descarga dos DGDs. Nesses

trechos a descrição hidráulica se constitui em desafio, não obstante o razoável grau de sucesso obtido com o emprego na pesquisa que dá base ao presente artigo;

- c) pesquisas e desenvolvimentos envolvendo o avanço no entendimento e as possibilidades de ajuste do atrito e da componente vertical da quantidade de movimento em escoamento originados por descargas nas redes devem ter continuidade, muito embora o conhecimento já estabelecido seja suficiente para aplicações em grande extensão;
- d) o modelo numérico *two-four* mostrou resposta mais precisa no que se refere às velocidades de escoamento da onda que percorre a tubulação, embora seja sujeito a instabilidades no processamento especialmente no caso de frentes de onda com turbulência;
- e) o emprego de dispositivos fluxíveis em sistemas coletores de esgoto dos tipos unitário e separador absoluto apresenta potencial de aplicação visando otimização de desempenho e redução de custos de implantação e operação de tais sistemas. Em particular, nas áreas planas a adoção de descargas por DGDs é alternativa tecnológica a ser consolidada;
- f) a modelagem computacional desenvolvida no âmbito dos trabalhos de pesquisa que informam este artigo mostrou adequação para elaboração de projeto de rede coletora de esgoto dotada de DGDs e assentada com declividade drasticamente reduzida (0,05%) em aplicação piloto realizada na região litorânea da Baixada Santista. A simulação proporcionada pela modelagem permitiu que o dimensionamento obedecesse ao critério de autolimpeza presente na norma brasileira para tais sistemas, qual seja tensão trativa mínima de 1 Pa;
- g) em termos abrangentes pode-se concluir que se configuram campos de oportunidades: há disponibilidade de conhecimentos suficientes ao desenvolvimento do projeto, construção e operação de sistemas de coletores de esgoto levando em conta regimes não permanentes de escoamento mais próximos à realidade de funcionamento; há, de outra parte, uma frente de exploração e desenvolvimento do conhecimento no campo da hidrodinâmica aplicada a sistemas coletores de esgoto.

Nomenclatura

h	Profundidade do escoamento
u	Velocidade do escoamento
A	Área do escoamento
t	Tempo
R	Número de Reynolds
k	Coefficiente de atrito
S _o	Declividade de assentamento de tubo
S _f	Declividade da linha de energia
g	Aceleração da gravidade
v	Viscosidade cinemática
σ	Tensão trativa
γ	Peso específico do esgoto
R _H	Raio hidráulico

REFERÊNCIAS

- [1] BRASIL, 2013. Ministério das Cidades. Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. Plano Nacional de Saneamento Básico-PLANSAB. Brasília, dezembro 2013.
- [2] G. Shahsavari, G. Arnaud-Fassetta, R. Bertilotti, A. Campisano e F. Riou, “Bed evolution under one-episode flushing in a truck sewer in Paris, France”, *International Journal of Civil, Environmental, Structural, Construction and Architectural Engineering, World Academy of Science, Engineering, and Technology*, 2015, 9 (7), pp.868-878. <<https://waset.org/publications/10002260/bed-evolution-under-one-episode-flushing-in-a-trucksewer-in-paris-france>>. <hal-01630012>
- [3] R. Shirazi, P. Willems e J. Berlamont “Application of Flushing Tanks in Simple Sewer Networks for In-Sewer”, *Journal of Water Management Modeling*, January 2010; pp. 85 – 106.
- [4] T. Goormans, D. Engelen, R. Bouteligier, P. Willems e J. Berlamont, “Design of self-cleansing sanitary sewer systems with the use of flushing devices”, *Water Science & Technology—WST*, 60.4, pp. 901-908, 2009.
- [5] R. Shirazi, R. Bouteligier, P. Willems e J. Berlamont, “Implementation of Flushing Tanks in Combined Sewer Networks to Comply with Optimal Self-Cleansing Properties”, *Journal of Water Management Modelling*, January 2009.
- [6] A. Campisano, E. Creaco e C. Modica, “Experimental and Numerical Analysis of the Scouring Effects of Flushing Waves on Sediment Deposits”, *Journal of Hydrology* 299(3-4), pp. 324-334, December 2004.
- [7] W. Alves, “Desenvolvimento de dispositivo gerador de descargas intermitentes aplicado a redes coletoras de esgoto.”, 17º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, Natal, 19 a 23/9/93, Anais (Vol.2, Tomo I, pp. 791-808), ABES, Rio de Janeiro, 1993.
- [8] W. Alves, “Modelagem hidrodinâmica do escoamento em redes coletoras de esgoto.”, 18º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, Salvador, 1995. Anais digitalizados, ABES, Rio de Janeiro, 1995.
- [9] W. Alves, “Modelagem de descargas intermitentes em redes coletoras de esgoto através das equações de Saint-Venant e de Boussinesq.”, 19º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, Foz do Iguaçu, 1997. Anais digitalizados, ABES, Rio de Janeiro, 1997.
- [10] W. Alves, “Modelling of Wave Generation in Sewer Systems by Intermittent Discharge Devices Using the Saint-Venant and Boussinesq Equations.”, tese de doutorado apresentada à Heriot-Watt University, Edimburgo, Janeiro de 1997.
- [11] J. Carmo, “Equações de Boussinesq com Características Dispersivas Melhoradas. Aplicações”, *Recursos Hídricos, Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos*, Volume 32, Nº 2, Novembro 2011, pp. 7-16.
- [12] J. Boussinesq, “Théorie des ondes et des remous qui se propagent le long d’un canal rectangulaire horizontal.” *J. Math. Pure et Appl.* 2, 17, 1872, 55-108.
- [13] J. Swaffield e S. Bridge, “Applicability of the Colebrook-White Formula to Represent Frictional Losses in Partially Filled Unsteady Pipeflow”, *Journal of Research of the National Bureau of Standards*, vol. 88, no. 6, novembro-dezembro 1983.
- [14] S. Bridge, “A Study of Unsteady Flow Wave Attenuation in Partially Filled Pipe Networks”, tese de doutorado não publicada apresentada ao Department of Mechanical Engineering, London, 1984.

- [15] M. Sanchez, “Aplicações do Método das Características.” tese de mestrado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1978.
- [16] J. Swaffield e K. Standing, “Improvements in the application of the numerical method of characteristics to predic attenuation in unsteady partially filled pipe flow.”, Journal of Research of the National Bureau of Standards, vol. 91, no. 3, 1986.
- [17] K. Standing, “Surge Generation as an Aid to Water Conserving Building Drainage Design.”, tese de doutorado não publicada apresentada ao Department of Mechanical Engineering, London, 1986
- [18] R. Fennema e M. Chaudhry, “Explicit Numerical Schemes for Unsteady Free-Surface Flows with Shocks.”, Water Resources Research, vol. 22, no. 13, 1986, pp. 1923-1930.
- [19] A. Guarangik e M. Chaudhry, “Numerical Simulation of Hydraulic Jump.” Journal of Hydraulic Engineering, vol. 117, no. 9, ASCE, 1991.
- [20] D. Gottlieb e E. Turkel, “E. Dissipative Two-Four Methods for Time-Dependent Problems. Mathematics of Computation.”, vol. 30, no. 136, 1976, pp. 703-723.
- [21] M. Abbott, “Computational Hydraulics: Elements of Theory of Free Surface Flow.”, Pitman Publishing Limited, London, 1979.
- [22] M. Abbott e D. Basco, “Computational Fluid Dynamics: An Introduction for Engineers.”, Longman Scientific & Tech., Essex, 1989.
- [23] W. Alves, “Diminuição da declividade de assentamento de tubulações coletoras de esgoto através da utilização de dispositivo gerador de descarga (DGD)” Relatório Técnico Nº 36.588 do Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, São Paulo, 1998.

PROGRAMA PARA CALCULAR LA PENDIENTE CRÍTICA LÍMITE DE CANALES ABIERTOS, EN FLUJOS A SUPERFICIE LIBRE

Ramiro Marbello-Pérez¹, Mauricio Molina-Gil²

RESUMEN

La pendiente crítica límite de un canal ($S_{c,L}$) es el valor mínimo que podría tener la pendiente longitudinal de un canal (S_o), a efectos de que el flujo que conduzca sea uniforme y crítico, simultáneamente, por encima del cual, el canal se comportará como un Canal Tipo M o como un Tipo S, dependiendo de que el caudal del flujo pertenezca a uno u otro rango de caudales, y que, por debajo del cual, el canal se comportará como un Tipo M, independientemente del caudal que transite. [1] y [2]. El objetivo de este trabajo es presentar un programa de cálculos hidráulicos, en Jupyter, que servirá para calcular la $S_{c,L}$, la profundidad crítica límite del flujo ($y_{c,L}$), y tres rangos de caudales: en el primero y el tercero, el canal se comporta como un canal Tipo M, y en el segundo, como Canal Tipo S. Si $S_o < S_{c,L}$, el canal será un Tipo M, con independencia del caudal que conduzca. El programa es aplicable a canales prismáticos de secciones transversales más usuales (rectangular, trapecial, circular y parabólica), y ha sido validado con los resultados de ejemplos desarrollados en otros trabajos, presentados en anteriores versiones del SEREA. [1] y [2].

Palabras clave

Hidráulica de Canales, Pendiente Crítica Límite, Flujo Gradualmente Variado (FGV).

1. INTRODUCCIÓN

A la hora de abordar el diseño de cualquier obra hidráulica, es de gran importancia el conocer de antemano el caudal de diseño, pues constituye uno de los parámetros más relevantes en el análisis y el diseño de estructuras hidráulicas, en general. [1], [2] y [3]. En particular, el análisis y el cálculo de perfiles de FGV en canales abiertos, además de las características geométricas e hidráulicas del canal, debe conocerse la magnitud del caudal que conducirá el canal, para identificar el tipo y las características del flujo que se presentarán a lo largo del canal, y el comportamiento de éste, en función de los posibles regímenes de flujo. [1] y [2].

Los regímenes de flujo en un canal dependen de la geometría y dimensiones de su sección transversal, su coeficiente de rugosidad (n) y del caudal que transporta, pudiendo ser: crítico, si el Número de Froude (F) es igual a uno; supercrítico, si el $F > 1$; o subcrítico, caracterizado por un $F < 1$. [1] y [2].

Dado un caudal (Q) que fluye por un canal de pendiente longitudinal (S_o) conocida, se define como pendiente crítica de un canal (S_c), el valor que tuviese la pendiente longitudinal de dicho canal, a efectos de que el caudal fluya en los regímenes uniforme y crítico, simultáneamente. [1], [2] y [3].

En un canal de sección transversal definida, por el cual fluye un caudal dado (Q), la pendiente longitudinal del mismo (S_o), siendo un parámetro hidráulico fijo, puede comportarse como pendiente

¹ Universidad Nacional de Colombia, Medellín/Profesor Asociado, Facultad de Minas, Carrera 80 No. 65 – 223, Medellín. rvmarbel@unal.edu.co

² Universidad Nacional de Colombia, Medellín/Estudiante de Ingeniería Civil, Facultad de Minas, Carrera 80 No. 65 – 223, Medellín. mamolinagi@unal.edu.co

crítica (si $S_o = S_c$), o subcrítica (si $S_o < S_c$) o supercrítica (si $S_o > S_c$), y los respectivos regímenes de flujo serán crítico, subcrítico y supercrítico. Una u otra situación dependerá de la magnitud del caudal que conduzca el canal. [4], [5] y [6].

De otro lado, un tipo de flujo de frecuente ocurrencia en canales abiertos es el Flujo Gradualmente Variado (FGV), caracterizado por presentar una variación suave o gradual de la profundidad del mismo, a lo largo del canal. A la ilustración gráfica de la superficie libre del FGV, en sentido longitudinal, se le conoce con el nombre de Perfil de Flujo, cuyo análisis, cálculo y dibujo son prácticas frecuentes y fundamentales en el ejercicio de la Hidráulica Aplicada. [4], [5], [6], [7] y [8].

Además, ha sido práctica común el calcular perfiles de FGV, empleando un único valor del caudal que ha de transportar el canal, arrojando, en consecuencia, un único perfil de FGV, sin considerar o ignorando otros escenarios de posibles caudales y perfiles de FGV. [1], [2], [3], [7] y [8].

En efecto, debido ante estos otros escenarios, el canal podrá comportarse como un Canal Tipo M (mild: suave, moderado) o como un Canal Tipo S (steep: fuerte, empinado, pronunciado), siendo diferentes los respectivos perfiles de FGV que pueden presentarse, dependiendo de que el valor del caudal corresponda a uno u otro rango de caudales. Por fortuna, dichos rangos de caudales pueden determinarse, a partir de los conceptos y los cálculos de la profundidad crítica límite del flujo ($y_{c,L}$), y de la pendiente crítica límite del canal ($S_{c,L}$). [1], [2], [7] y [8].

Actualmente, en la literatura especializada, no se conoce una aplicación que permita el cálculo de los rangos de caudales, para los cuales un canal con una pendiente longitudinal (S_o) dada, se comportaría como un Canal Tipo M, o Tipo S, o como un Tipo M; este último comportamiento, ocurriría con independencia del caudal que fluya por dicho canal.

Por ello y por todo lo anterior, se propone el presente trabajo con el objeto de suplir la necesidad de un programa que permita calcular la pendiente crítica (S_c), la profundidad crítica límite ($y_{c,L}$), la pendiente crítica límite ($S_{c,L}$), el caudal crítico límite ($Q_{c,L}$) y los tres rangos de caudales, en los cuales el canal, cuya pendiente longitudinal (S_o) sea conocida, se comportaría como un Canal Tipo M, o Tipo S, o Tipo M, respectivamente. Dichos rangos de caudales se presentarían cuando $S_o > S_{c,L}$. [1] y [2]. Otro escenario posible ocurriría si la pendiente longitudinal del canal (S_o) es menor que la $S_{c,L}$, por lo cual, dicha pendiente es subcrítica y el canal se comportaría como un canal Tipo M, independientemente del caudal que conduzca.

Debido a estos comportamientos, por un canal podrán fluir numerosos caudales, cuyos perfiles de FGV serán: M1, M2, M3, S1, S2 y S3, en función de que el perfil se presente en las Zonas 1, 2 o 3, en los canales Tipo M y S, respectivamente, y no, un único perfil de FGV, como se aludió arriba. [1], [2] y [3].

4. OBJETIVO DEL ARTÍCULO

Presentar un programa de cálculos hidráulicos conducentes a la determinación de la pendiente crítica (S_c) y la pendiente crítica límite del canal ($S_{c,L}$), la profundidad crítica (y_c) y la profundidad crítica límite del flujo ($y_{c,L}$), el rango de caudales en los cuales el canal se comportaría como un canal Tipo M, como un Canal Tipo S, o como un canal Tipo M, independientemente del caudal que transporte. El programa es aplicable a los canales prismáticos de secciones transversales más usuales: rectangular, trapecial, circular y parabólica. Su aplicación a la sección transversal triangular arroja una ilogicidad matemática. [1] y [2].

5. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

Elegida la geometría de la sección transversal del canal, y conocidos los valores de S_o y n , se emplearán las correspondientes ecuaciones para calcular la S_c , la $S_{c,L}$, la y_c , la $y_{c,L}$ y los rangos de

caudales, en los cuales el canal se comporta como Tipo M o Tipo S, según el valor del caudal que transporte, o como Tipo M, independientemente del caudal que conduzca.

Las siguientes son las ecuaciones que se han deducido en trabajos previos, íntimamente relacionados con el presente Artículo, cuyas deducciones reposan en los dos artículos aceptados y expuestos en el XVII Seminario Nacional de Hidráulica e Hidrología. Sociedad Colombiana de Ingenieros. Popayán, Cauca, Colombia, 2006 [1], y en el XIV Seminario Iberoamericano de Redes de Agua y Drenaje, SEREA 2015, Universidad de Guanajuato, México. [2].

3.1 ECUACIONES GENERALES

Ecuación general para el cálculo de la $S_{c,L}$, en canales abiertos

$$S_c = \left(\frac{g}{\alpha}\right) \left(\frac{n}{\phi}\right)^2 \left(\frac{P_c^{4/3}}{T_c A_c^{1/3}}\right) \cos^2[\tan^{-1}(S_o)] \quad (1)$$

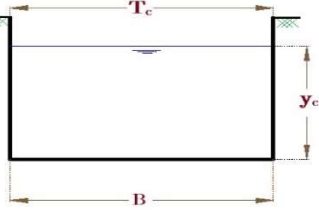
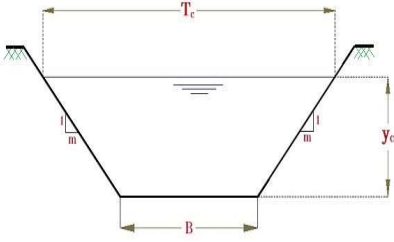
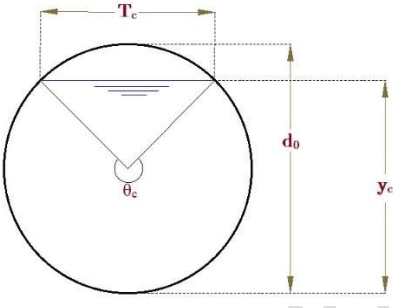
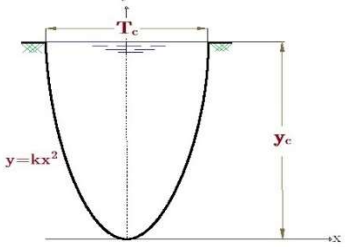
Ecuación general para calcular el valor mínimo de la pendiente crítica límite ($S_{c,L}$), en canales abiertos.

$$\frac{dP_c}{dy_c} = \frac{3 \left(\frac{A_c}{T_c}\right) \left(\frac{dT_c}{dy_c}\right) + T_c}{4 R_{Hc}} \quad (2)$$

Obsérvese que las expresiones (1) y (2) son totalmente independientes del caudal del flujo.

3.2 ECUACIONES PARTICULARES

Tabla 1. Ecuaciones particulares para el cálculo de la $y_{c,L}$ del flujo, y la $S_{c,L}$ del canal, para las secciones transversales más usuales. Fuente: Elaboración propia.

TIPO DE SECCIÓN TRANSVERSAL	ECUACIONES DE CÁLCULO
 <p style="text-align: center;">Sección Rectangular</p>	$y_{c,L} = \frac{B}{6} \quad (3)$ $S_{c,L} = \left(\frac{\delta}{3}\right) \left(\frac{g}{\alpha}\right) \left(\frac{n}{\phi}\right)^2 B^{-1/3} \cos^2 \left[\tan^{-1}(S_o) \right] \quad (4)$
 <p style="text-align: center;">Sección Trapecial</p>	$\left(4m^2\sqrt{1+m^2}\right)y_c^3 + 2mB\left(5m-2\sqrt{1+m^2}\right)y_c^2 + 2B^2\left(5m-3\sqrt{1+m^2}\right)y_c + B^3 = 0 \quad (5)$ <p>Las soluciones positivas de $y_{c,L}$ sólo son posibles para el rango $0 \leq m \leq 0.4663499315684$, independientemente del valor del ancho, B.</p>
 <p style="text-align: center;">Sección Circular</p>	$\left[\theta_{c,L} - \sin(\theta_{c,L})\right] \left[8 \tan\left(\frac{\theta_{c,L}}{2}\right) - 3\theta_{c,L}\right] - 2\theta_{c,L} \left[1 - \cos(\theta_{c,L})\right] \tan\left(\frac{\theta_{c,L}}{2}\right) = 0 \quad (6)$ $\theta_{c,L} = 2.30517601512 \text{ rad} \quad (7)$ $S_{c,L} = \left(\frac{g}{\alpha}\right) \left(\frac{n}{\phi}\right)^2 \frac{\cos^2[\tan^{-1}(S_o)]}{(2d_o)^{1/3}} \left[\frac{\theta_{c,L}^{4/3}}{\sin\left(\frac{\theta_{c,L}}{2}\right)(\theta_{c,L} - \sin(\theta_{c,L}))^{1/3}} \right] \quad (8)$ $S_{c,L} = \left(\frac{2.27906092618}{d_o^{1/3}}\right) \left(\frac{g}{\alpha}\right) \left(\frac{n}{\phi}\right)^2 \cos^2 \left[\tan^{-1}(S_o) \right] \quad (9)$
 <p style="text-align: center;">Sección Parabólica</p>	$y_{c,L} = \frac{l}{2k} \quad (10)$ $S_{c,L} = \left(\frac{256}{27}k\right)^{1/3} \left(\frac{g}{\alpha}\right) \left(\frac{n}{\phi}\right)^2 \cos^2 \theta \quad (11)$

En la Tabla 2, se presentan las fórmulas de los elementos geométricos y las derivadas de algunos de estos elementos, necesarios para el empleo de la ecuación general (2), en función del tipo de sección transversal del canal.

Tabla 2. Propiedades geométricas de las secciones transversales más comunes de canales abiertos, en función de la profundidad crítica, y_c . Fuente: Elaboración propia.

TIPO DE SECCIÓN	A_c	P_c	R_{Hc}	T_c	D_c	$\frac{dA_c}{dy_c}$	$\frac{dP_c}{dy_c}$	$\frac{dT_c}{dy_c}$
 Rectangular	By_c	$B + 2y_c$	$\frac{By_c}{B + 2y_c}$	B	y_c	B	2	0
 Trapezoidal	$By_c + m y_c^2$	$B + 2 y_c \sqrt{1 + m^2}$	$\frac{By_c + m y_c^2}{B + 2 y_c \sqrt{1 + m^2}}$	$B + 2 m y_c$	$\frac{By_c + m y_c^2}{By_c + 2 m y_c}$	$B + 2 m y_c$	$2 \sqrt{1 + m^2}$	$2 m$
 Triangular	$m y_c^2$	$2 y_c \sqrt{1 + m^2}$	$\frac{m y_c}{2 \sqrt{1 + m^2}}$	$2 m y_c$	$\frac{1}{2} y_c$	$2 m y_c$	$2 \sqrt{1 + m^2}$	$2 m$
 Circular	$\frac{1}{8}(\theta_c - \text{sen}\theta_c) d_0^2$	$\frac{1}{2} \theta_c d_0$	$\frac{1}{4} \left(1 - \frac{\text{sen}\theta_c}{\theta_c}\right) d_0$	$\left(\frac{\text{sen}\theta_c}{2}\right) d_0$ ó $2 \sqrt{y_c (d_0 - y_c)}$	$\frac{1}{8} \left(\frac{\theta_c - \text{sen}\theta_c}{\text{sen}\theta_c}\right) d_0$	$2 \sqrt{y_c (d_0 - y_c)}$	$\frac{d_0}{\sqrt{y_c (d_0 - y_c)}}$	$\frac{d_0 - 2 y_c}{\sqrt{y_c (d_0 - y_c)}}$
 Parabólica	$\frac{4}{3} \sqrt{\frac{y_c^3}{k}}$	$T_c + \frac{8}{3} \frac{y_c^2}{T_c}$ ó $2 \sqrt{\frac{y_c}{k}} + \frac{4}{3} \sqrt{k y_c^3}$	$\frac{2 T_c^2 y_c}{3 T_c^2 + 8 y_c^2}$ ó $\frac{2 y_c}{3 + 2 k y_c}$	$2 \sqrt{\frac{y_c}{k}}$	$\frac{2}{3} y_c$	$2 \sqrt{\frac{y_c}{k}}$	$\frac{1}{\sqrt{k y_c}} + 2 \sqrt{k y_c}$	$\frac{1}{\sqrt{k y_c}}$

4 PROBLEMAS PROPUESTOS Y RESUELTOS A TRAVÉS DEL PROGRAMA

A continuación, se presentan los datos conocidos, de dos canales, de secciones transversales rectangular y circular, los cuales fueron resueltos con el programa de cálculo Jupyter, y validados con los resultados del ejemplo presentados en la Referencia [2].

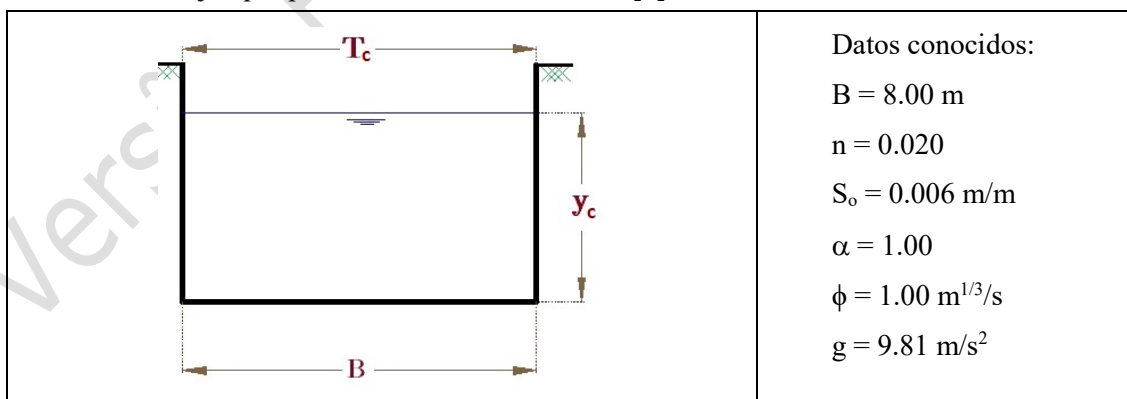


Figura 1. Sección transversal rectangular y datos para el cálculo. (Fuente: Elaborada por los autores)

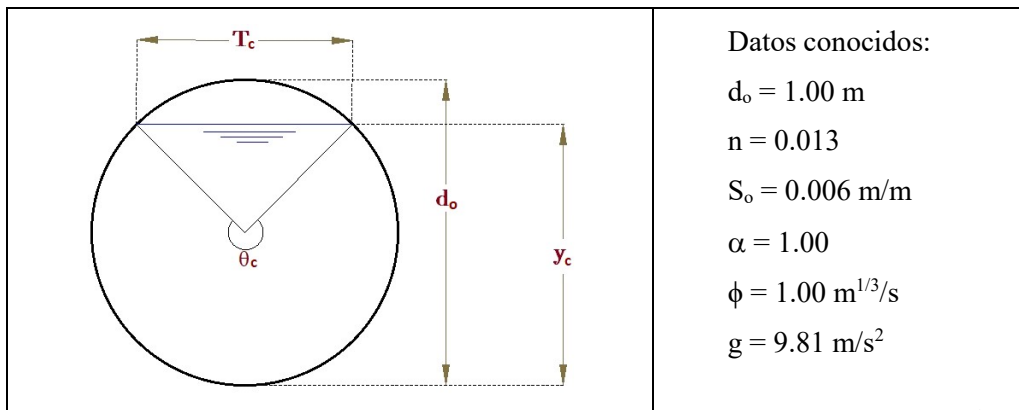


Figura 2. Sección transversal circular y datos para el cálculo. (Fuente: Elaborada por los autores)

5 RESULTADOS

Tras haber resuelto los dos problemas propuestos en el Numeral 4, a través de la Plataforma de Jupyter, los resultados numéricos y gráficos obtenidos, para el canal de sección rectangular, fueron los siguientes:

3.1.1 Cálculo de la pendiente crítica en canales abiertos de Sección Rectangular.

A continuación, se presenta el esquema de la sección transversal de un canal rectangular, al ejecutar el código, la variable requerida B es la base del canal como se muestra en la Figura 1.

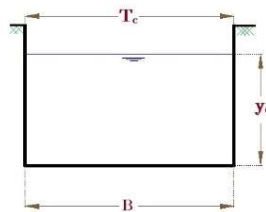


Figura 1. Esquema de la sección transversal rectangular. Fuente. Elaborada por los autores.

Recuerde que la teoría relacionada a esta sección, se encuentra en la pagina Principal del jupyter Notebook "Programa para Calcular la Pendiente Crítica límite de canales abiertos, aplicable al cálculo de perfiles de FGV". Si desea direccionarse a ella, de click en el siguiente enlace.

[Programa para Calcular la Pendiente Crítica límite de canales abiertos, aplicable al cálculo de perfiles de FGV](#)

Indicaciones.

Para hacer uso del programa que realiza los cálculos, es necesario que pare su click sobre el código que aparece abajo y ejecute el comando run, el cual es el boton mostrado en la Figura 2:



Figura 2. Boton Run del menú de opciones. Fuente. Elaborada por los Autores.

Tambien puede ejecutarlo automáticamente, haciendo click en el codigo y presionando de manera seguida, control + enter.

CALCULO DE LA PENDIENTE Y LA PROFUNDIDAD CRITICA LIMITE

Para calcular la pendiente crítica en canales rectangulares es necesario que ingrese la siguiente información.

Ingrese el valor de B.

$$B \text{ (m)} = 8$$

Ingrese el valor de la gravedad para su respectiva región.

$$g \text{ (m/s}^2\text{)} = 9.81$$

Ingrese el valor de n de Manning.

$$n \text{ (adim)} = 0.02$$

Ingrese el valor del coeficiente de Coriolis (α).

$$\alpha \text{ (adim)} = 1$$

Ingrese el valor de la pendiente longitudinal del canal S_o

$$S_o \text{ (m/m)} = 0.006$$

LOS RESULTADOS PARA LOS PARAMETROS INGRESADOS SON LOS SIGUIENTES

El valor de la profundidad crítica (y_{cL}) para los parámetros dados es :

1.3333

El valor de la pendiente crítica (S_{cL}) para los parámetros dados es :

0.0052

Valor de las profundidades criticas (y_c).

Valor de la profundidad critica 1 (y_{c1}).

0.415

Valor de la profundidad critica 2 (y_{c2}).

3.5508

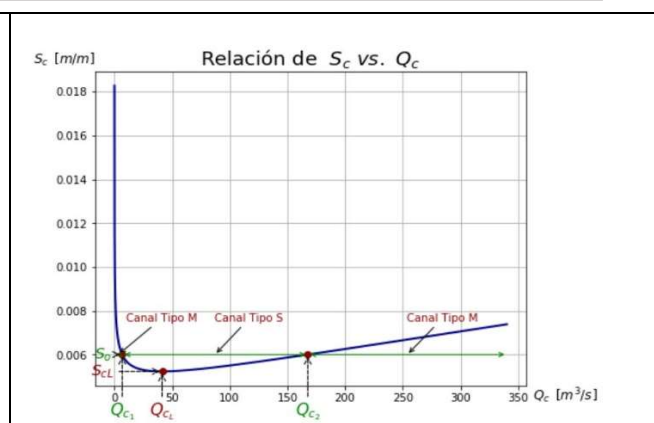
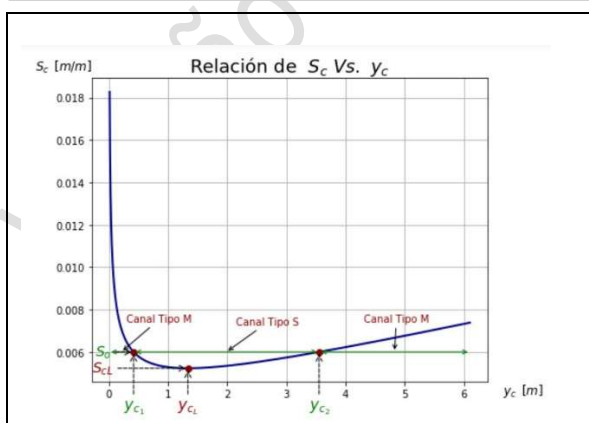
Valor de los caudales criticos (Q_c).

Valor del caudal critico 1 (Q_{c1}).

6.6997

Valor del caudal critico 2 (Q_{c2}).

167.6565



Los resultados numéricos y gráficos obtenidos, para el canal de sección circular, fueron los siguientes:

$$S_{c,L} = 0.0037782963; \theta_{c,1} = 0.747282521342 \text{ rad}; \theta_{c,2} = 4.19603317758 \text{ rad}; y_{c,L} = 0.2969 \text{ m}$$

Para $\theta_{c,1}$: $y_{c,1} = 0.035 \text{ m}$; $A_{c,1} = 0.0085 \text{ m}^2$; $T_{c,1} = 0.365 \text{ m}$

Para $\theta_{c,2}$: $y_{c,2} = 0.752 \text{ m}$; $A_{c,2} = 0.6332 \text{ m}^2$; $T_{c,2} = 0.864 \text{ m}$

$$Q_{c,L} = 0.28292 \text{ m}^3/\text{s}; Q_{c,1} = 0.00403 \text{ m}^3/\text{s}; Q_{c,2} = 1.69760 \text{ m}^3/\text{s}$$

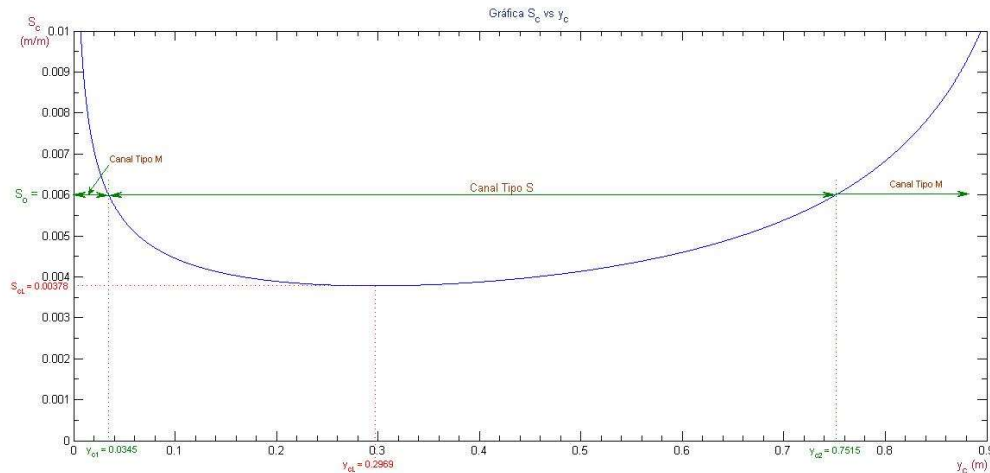


Figura 3. Curva de variación de S_c vs. y_c para los flujos en el canal de sección circular.

Fuente: Elaborada por los autores.

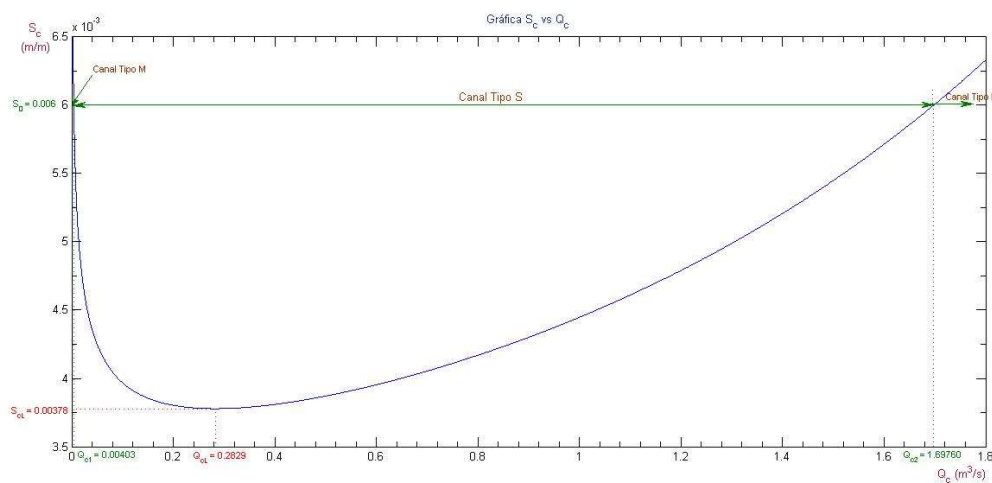


Figura 4. Curva de variación de S_c vs. Q_c para flujos en el canal de sección circular. Fuente:

Elaborada por los autores.

A partir de los cálculos numéricos y de la curva de variación S_c vs. Q_c , se determinan los rangos de caudales, con los cuales el canal operaría como Tipo M o Tipo S.

Si $0 < Q < Q_{c,1} = 0.00403 \text{ m}^3/\text{s}$ y si $Q_{c,2} = 1.69760 \text{ m}^3/\text{s} < Q \leq Q = 1.85716 \text{ m}^3/\text{s}$, el canal se comportará como un Canal Tipo M.

Finalmente,

si $Q_{c,1} = 0.00403 \text{ m}^3/\text{s} < Q < Q_{c,2} = 1.69760 \text{ m}^3/\text{s}$, se comportará como un Canal Tipo S.

6 CONCLUSIONES

A partir de la ecuación de Manning, para flujo uniforme, y de la ecuación del flujo en régimen crítico, es posible hallar una ecuación general para determinar la pendiente crítica límite de canales rectangulares, trapeciales, circulares y parabólicos con flujo en lámina libre.

La pendiente crítica límite ($S_{c,L}$) de un determinado canal depende de su rugosidad, y de la geometría y las dimensiones de su sección transversal, y es independiente del caudal que fluye por el mismo.

Para una determinada sección transversal del canal, el programa permite calcular los valores de: profundidad crítica y profundidad crítica límite; pendiente crítica y pendiente crítica límite; el caudal crítico límite y los tres rangos de caudales, para los cuales el canal se comportaría como Tipos M, S y M, respectivamente. Así mismo, el programa presenta las siguientes gráficas: la curva S_c vs. y_c y la curva S_c vs. Q .

Por todo canal prismático, que tenga una pendiente longitudinal menor que su pendiente crítica límite, ($S_o < S_{c,L}$), el régimen del flujo siempre será subcrítico, con independencia del caudal que conduzca, es decir, dicho canal se comportará como un Canal Tipo M (de pendiente moderada).

La programación del código, para el cálculo de la pendiente crítica límite de canales, depende estrictamente del desarrollo matemático realizado a partir de la ecuación de Manning; por ello, no todas las secciones prismáticas son programables, debido a una ilogicidad matemática, como ocurre con la sección triangular, o a causa de un rango estrecho de valores de los taludes laterales del canal, como sucede con la sección trapecial.

AGRADECIMIENTOS

Los autores del presente Artículo agradecen altamente a la Universidad Nacional de Colombia, a la Facultad de Minas, y a la Vicedecanatura de Investigación y Extensión de dicha Facultad, por su apoyo económico, para asistir y participar en este evento científico: SEREA 2019.

REFERENCIAS

- [1] Ramiro V. Marbello-Pérez y A. M. Álvarez L. “Ecuaciones General y Particulares para el Cálculo de la Pendiente Crítica Límite de Canales Abiertos”. XVII Seminario Nacional de Hidráulica e Hidrología. Sociedad Colombiana de Ingenieros. Popayán, Cauca, Colombia, 2006.
- [2] Ramiro V. Marbello-Pérez y Daniel M. Ocampo G. “Determinación de rangos de caudales, para los cuales la pendiente longitudinal de un canal se comporta como moderada o empinada”. XIV Seminario Iberoamericano de Redes de Agua y Drenaje. Universidad de Guanajuato, Guanajuato, México, 2015.
- [3] Ramiro V. Marbello-Pérez. 1ª. Ed. Manual de Prácticas de Laboratorio de Hidráulica. Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín. Medellín, Colombia. (2005).
- [4] Ven Te Chow. 1ª Ed. Open – Channel Hydraulics. U.S.A., McGraw – Hill Book Company, Inc., 1988.
- [5] Francis. M. Henderson. Open Channel Flow. 1st. Ed. The MacMillan Company, New York, NY, USA, 1966.
- [6] Terry W. Sturm. Open Channel Hydraulics. 1st. Ed., New York, NY, USA, The Mac Graw-Hill Companies, Inc., 2001.
- [7] Francisco J. Domínguez. Hidráulica. 1ª. Ed. Editorial Universitaria. Universidad de Chile. Santiago de Chile, Chile, 1974.

- [8] Alcides León Méndez y Armando Estopiñán Pérez. Hidráulica de Canales. 1ª. Ed., Editorial Pueblo y Educación, Ciudad de la Habana, Cuba. 1989.

Versão Provisória 2019-07-16

ESTUDO DA UTILIZAÇÃO DE PAVIMENTO PERMEÁVEL EM VIAS DE TRÁFEGO LEVE COMO MEDIDA COMPENSATÓRIA EM SISTEMA DE DRENAGEM URBANA

Nívia Nataly da Silva Correia¹, Paulo Roberto Lacerda Tavares², Marco Aurélio Holanda de Castro³

RESUMO

Considerando a problemática das enchentes devido ao processo de urbanização, este trabalho surge com o objetivo de estudar, por meio da modelagem computacional, o uso do pavimento permeável como medida de controle na fonte visando amenizar os efeitos da urbanização que interfere diretamente no ciclo hidrológico. Utilizando o software SWMM versão 5.0, realizou-se a modelagem do bairro Mirandão, localizado no município do Crato, Estado do Ceará, Brasil. Foram definidos 3 cenários de pavimentação das vias do bairro: (1) vias completamente pavimentadas com revestimento impermeável; (2) vias parcialmente pavimentadas revestidas com pavimento permeável apenas nos acostamentos e revestimento impermeável na parte central da via, e (3) vias completamente permeáveis revestidas de pavimento permeável. Os resultados foram baseados na comparação entre os cenários propostos e se mostraram satisfatórios, em que a redução dos picos de vazão para uma chuva de período de retorno de três anos reduziu em até 95,23% e obteve redução mínima de 83,46% correspondente ao cenário 3 em relação ao cenário 1, acompanhado de considerável retardamento dos picos de vazão. Apesar do potencial positivo dos pavimentos permeáveis, deve-se haver um estudo de análise de viabilidade do uso dessa técnica no local de implantação considerando aspectos físicos, urbanísticos e ambientais.

Palavras-Chave

drenagem urbana, técnica compensatória, modelagem computacional.

1. INTRODUÇÃO

Para minimizar os danos decorrentes das inundações, algumas soluções de drenagem urbana são empregadas e podem ser classificadas em: técnicas convencionais e técnicas compensatórias. As técnicas convencionais são as obras de engenharia mais conhecidas, normalmente formada por dispositivos de microdrenagem que fazem o transporte das águas superficiais nas ruas, através de sarjetas, destinando-as para bocas-de-lobo que fazem a sua condução para tubos e galerias até outro ponto final a jusante, que poderá ser outra rede de drenagem ou algum curso d'água. As técnicas compensatórias em drenagem urbana estão fundamentadas na retenção ou infiltração das águas providas da chuva, ou ainda a combinação retenção-infiltração com o intuito de alterar os

¹ Universidade Federal do Cariri, Av. Tenente Raimundo Rocha Nº 1639, Bairro Cidade Universitária, Juazeiro do Norte, Ceará, Brasil.

² Universidade Federal do Cariri, Av. Tenente Raimundo Rocha Nº 1639, Bairro Cidade Universitária, Juazeiro do Norte, Ceará, Brasil. paulo.tavares@ufca.edu.br

³ Universidade Federal do Ceará, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Campus do Pici, Bloco 713, Fortaleza, Ceará, Brasil.

hidrogramas e diminuir os volumes escoados, reduzindo a probabilidade dos eventos de inundação [1].

Considerando a problemática das inundações, devido ao processo de urbanização, este trabalho surge com o objetivo de estudar, por meio de modelagem computacional, o uso do pavimento permeável como medida de controle na fonte, visando amenizar os efeitos da urbanização que interfere diretamente no ciclo hidrológico.

1.1 SISTEMA DE DRENAGEM URBANA: CONCEITO HIGIENISTA *VERSUS* CONCEITO AMBIENTALISTA

Devido a históricos de inundações e doenças relacionadas ao acúmulo de água da chuva, houve a necessidade de elaboração e implantação de um sistema que expulsasse toda a água decorrente da precipitação o mais rápido possível por condutos enterrados, esse é o conceito tradicional de drenagem urbana, que tem uma abordagem higienista. No entanto percebeu-se que essa solução na verdade transferia o problema à jusante [2].

Baptista, Nascimento e Barraud [3] relatam que, em 1970, principalmente na América e na Europa houve uma preocupação em buscar formas que amortecesse os efeitos da urbanização sobre os processos hidrológicos, com benefícios para a qualidade de vida e a preservação ambiental, daí então surge o conceito das técnicas compensatórias em drenagem urbana, que propõe uma abordagem mais ampla quanto à gestão das águas pluviais: o conceito ambientalista, tem como princípios básicos: não aumentar as cheias naturais e não fazer intervenções no meio ambiente que provoquem aumento ou transferência de enchentes para outros locais, a montante ou a jusante, e assim propor medidas de controle na fonte geradora da inundação [2].

1.2 O PAVIMENTO PERMEÁVEL COMO DISPOSITIVO DE DRENAGEM URBANA

Os pavimentos permeáveis possuem estrutura que funciona como reservatório, composta por material de grande granulometria, em geral usa-se brita, que acumula a água da chuva nos espaços vazios do material. A capacidade de retenção de água no pavimento está diretamente ligada à porosidade do material [4].

Segundo Acioli [4] a função hidráulica dos pavimentos permeáveis é reter imediatamente a água precipitada diretamente no solo ou de forma localizada caso a camada superficial seja de material impermeável, retenção temporária da água no interior do pavimento e evacuação lenta por drenos para a rede de drenagem ou por infiltração no solo, ou ainda por combinação das duas formas. Já a função mecânica do pavimento é suportar os esforços solicitados pelo tráfego dos veículos.

1.3 O PROBLEMA DA COLMATAÇÃO

Um dos grandes responsáveis pela defasagem do uso do pavimento permeável é o fenômeno da colmatação dos poros do pavimento bem como a perda da capacidade de armazenamento da camada reservatório que poderá ocorrer pelo carregamento de finos, folhas e outras impurezas para o interior do reservatório [4].

Baptista, Nascimento e Barraud [3] esclarecem que os finos carregados são prejudiciais para as obras de infiltração pelo fenômeno da colmatação e para as obras de detenção pelo fenômeno do assoreamento.

Silva et al. [5] através de experimentos realizados utilizando amostras de solos revestidos com pavimento permeável submetidos a um simulador de chuva constataram que a deposição de sedimentos nas áreas de implantação do pavimento permeável foi um dos fatores que provocou a perda quase total de eficiência desse tipo de pavimento.

Raimbault et al. [6] afirmam que a evolução do processo de entupimento dos poros do pavimento permeável está diretamente ligada aos sucessivos ciclos de umidificação e secagem e que a maneira mais eficiente de evitar a colmatção é a remoção do colmatante antes do endurecimento das obstruções.

Em contrapartida, quatro tipos de pavimentos permeáveis aplicados em uma área de estacionamento foram acompanhados e se observou que, após seis anos de uso, a eficiência na redução do escoamento superficial continuou satisfatória [4].

Acioli [4] afirma que o funcionamento eficaz do pavimento permeável está diretamente ligado a manutenção periódica da sua permeabilidade.

1.4 MODELAGEM COMPUTACIONAL DE SISTEMAS DE DRENAGEM URBANA, SWMM

O *Storm Water Management Model* - SWMM (Modelo de Gestão de Drenagem Urbana) é um programa computacional inicialmente desenvolvido pela EPA (Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos) e atualmente há uma versão em português desenvolvida e pertencente ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do Centro de Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba.

Trata-se de uma ferramenta de gerenciamento e planejamento da drenagem urbana que auxilia profissionais e estudiosos a analisar o impacto do escoamento superficial, avaliar a efetividade de estratégias e decidir quanto ao melhoramento das condições de gestão operacional de sistemas de drenagem. É um modelo dinâmico capaz de simular eventos de chuva num sistema de sub-bacias hidrográficas compostas por tubulações, canais, dispositivos de armazenamento e tratamento, bombas e elementos de regulação que recebem precipitação e geram escoamentos e cargas poluidoras. Possui uma interface simples e de fácil uso [7].

O SWMM tem sido bastante utilizado em trabalhos acadêmicos atuais, provavelmente por se tratar de um programa que possui um leque de possibilidades de estudo, como o comportamento hidrológico, hidráulico, estimar a qualidade de água e visualizar os resultados da modelagem em uma grande variedade de formatos, além de ser um software de fácil acesso e possuir uma interface de fácil manuseio.

Vinagre, Lima e Junior [8] estudaram o comportamento hidráulico da bacia do rio Paracuri através de um modelo computacional desenvolvido no SWMM que primeiramente simulasse a presença de um canal funcionando em perfeitas condições e posteriormente o funcionamento do sistema considerando um assoreamento do canal de 50 cm com dados de chuvas reais.

Tassinari et al. [9] estudaram o uso do SWMM como ferramenta para simulação das técnicas de LID (Low Impact development) comparando os métodos de simulação através da extensão adicional de estruturas de controle na fonte presente na versão SWMM 5.0 e o método de simulação baseado na criação de sub-bacias exclusivamente para um controle. Observaram que os resultados começavam a convergir à medida que se aumentava a área de análise e que em áreas muito pequenas para a simulação utilizando a extensão do programa resultava em gráfico descontínuos e equivocados, o que mostra a dificuldade de representação do programa em relação a áreas individuais, a nível de lote, por exemplo.

Gomes et al. [10] estudaram a poluição difusa em uma bacia hidrográfica localizada em Natal/RN através da modelagem no SWMM, para isso utilizaram valores de concentração de poluente, neste caso o DQO, obtidos in loco para reconhecimento da área e assim simular e analisar o transporte e acúmulo de sedimento na bacia ao longo do evento chuvoso, em função da intensidade da precipitação.

Beling et al. [11] analisaram a sensibilidade dos parâmetros nos resultados obtidos nas simulações de um modelo do SWMM 5 aplicando o método OAT (*One At a Time*) em que cada parâmetro é variado uma vez e os demais são mantidos fixos. Também foram calculados os coeficientes da matriz jacobiana através do calibrador PEST. Os resultados indicaram que o parâmetro mais sensível é aquele referente à impermeabilização da bacia. E os coeficientes da matriz jacobiana indicaram que todos os parâmetros têm sensibilidade não desprezível e, portanto, são relevantes na calibração do modelo.

Peplau e Neves [12] utilizaram a modelagem hidrológica do SWMM para definir a vazão de restrição de uma bacia hidrográfica urbana a partir da capacidade máxima de escoamento do canal de macrodrenagem e dos condicionantes de uso e ocupação do solo. Os resultados apontaram que a vazão de restrição pela capacidade máxima do canal pode atingir o dobro ou até o triplo do valor calculado simulando a vazão de pré-urbanização.

2. METODOLOGIA

2.1 ÁREA DE ESTUDO

A área de aplicação da modelagem foi o bairro Mirandão, localizado no município do Crato, integrante da região metropolitana do Cariri, especificamente no extremo sul do Estado do Ceará, Brasil (Figura 1). O município se estende por uma área de 1.176,467 km² e no censo de 2010 contava com uma população de 121.428 habitantes, possuindo características climáticas úmidas [13].



Figura 1. Área de estudo.

2.2 COMPOSIÇÃO DO MODELO

A composição do modelo do sistema de drenagem foi realizada utilizando-se o *software* SWMM versão 5.0, que simula eventos de chuva num sistema de sub-bacias hidrográficas, elementos de microdrenagem e técnicas de LID (*Low Impact Development*).

Com a ajuda de um mapa de fundo do arruamento do local, a modelo foi constituído pela discretização de sub-bacias que representam as quadras e as ruas, uma a uma e pela inserção de condutos e nós (conexão de trechos e exutórios) para a composição completa dos elementos representativos do sistema de drenagem urbana, incluindo os parâmetros necessários aos cálculos de escoamento, os quais foram: área da bacia; declividade da bacia; largura característica do fluxo superficial; usos do solo; porcentagem da área impermeável; coeficiente de Manning para o escoamento superficial para áreas permeáveis e impermeáveis; armazenamento em depressões para as áreas permeáveis e impermeáveis; porcentagem do solo impermeável sem armazenamento em depressões; cotas dos poços de visitas (PVs).

Ao todo foram inseridos 8 nós exutórios (Figura 2) identificados como: EXT0, EXT1, EXT2, EXT3, EXT4, EXT5, EXT6 e EXT7. Estes exutórios foram considerados elementos de referência para verificação da atenuação das vazões no comparativo entre os cenários simulados.

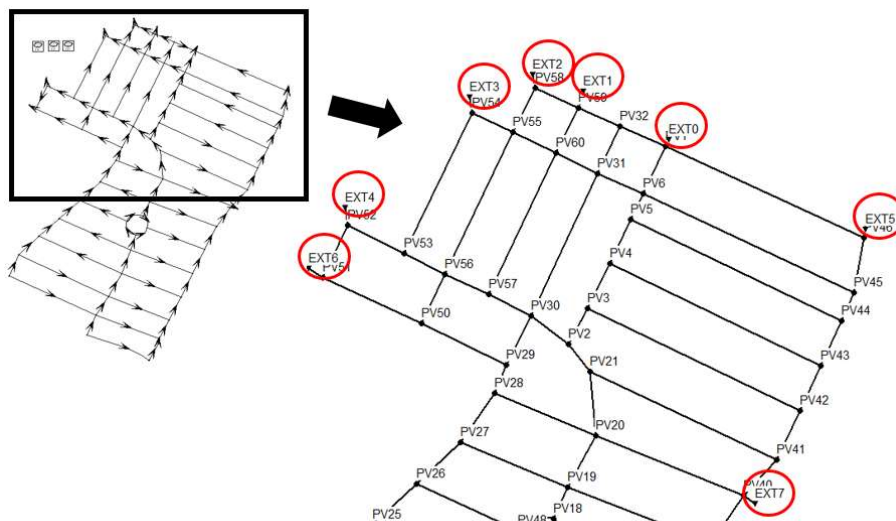


Figura 2. Detalhe da localização dos exutórios.

Para a criação de hietogramas associados a uma série temporal utilizou-se a equação de chuva desenvolvida por Fehine [14] para a cidade do Crato-CE (Equação 1) para período de retorno de 3 anos.

$$i = \frac{20,156(T_r - 2,786)^{0,083}}{(t + 5,4)^{0,726}} \quad (1)$$

Em que i = intensidade máxima da chuva (mm/min); T_r = Período de retorno (anos); t = Duração da chuva (min).

O dimensionamento do pavimento foi realizado sob os aspectos hidrológicos, para período de retorno de 3 anos, e mecânico, considerando o tráfego leve da região, resultando numa espessura de 110 mm de pavimento permeável e altura de acumulação de 27,5mm.

2.2 CENÁRIOS ESTUDADOS

Os critérios de definição dos cenários para a análise do comportamento hidrológico da bacia contemplaram de um lado o uso de pavimento impermeável por ser muito utilizado no Brasil e o do outro, uso do pavimento permeável, enfoque principal desse trabalho. Dessa forma foi possível comparar os resultados da modelagem para os três cenários abaixo definidos:

Cenário 1: A bacia hidrográfica está completamente urbanizada e as ruas com 100% de área impermeável. Dessa forma as ruas recolhem a precipitação efetiva das quadras e a transfere quase que completamente aos condutos pelas sarjetas do sistema de drenagem (Figura 3).

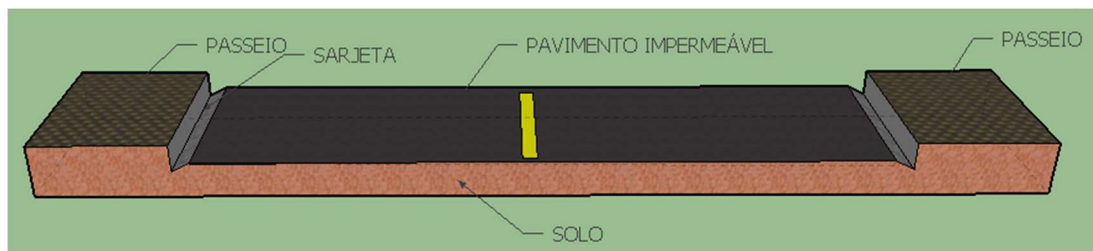


Figura 3. Perfil do Cenário 1.

Cenário 2: A bacia hidrográfica está completamente urbanizada onde as ruas possuem 50% de área permeável com altura de acumulação de 27,5 mm e capacidade de infiltração do solo de 9,53 mm/h (valor médio para solos arenosos). A área impermeável corresponde à parte central da via, região onde há mais solicitação do tráfego. O sistema de drenagem funciona da seguinte forma: As ruas recebem o escoamento efetivo das quadras. Parte dessa água infiltra, outra parcela fica retida na camada do pavimento permeável e a parcela resultante é transferida pelas sarjetas para os condutos do sistema de drenagem (Figura 4).

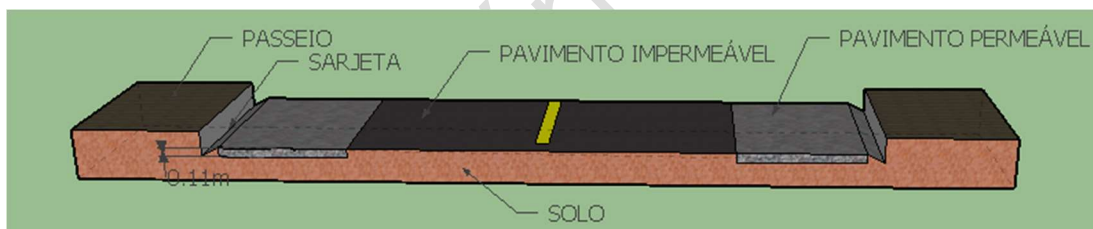


Figura 4. Perfil do Cenário 2.

Cenário 3: A bacia hidrográfica está completamente urbanizada porem as ruas possuem pavimento permeável com altura de acumulação de 27,5 mm e capacidade de infiltração do solo de 9,53mm/h. O sistema de drenagem funciona da seguinte forma: As ruas recebem o escoamento efetivo das quadras. Parte dessa água infiltra, outra parte fica retida na camada do pavimento e outra é transferida pelas sarjetas para os condutos (Figura 5).

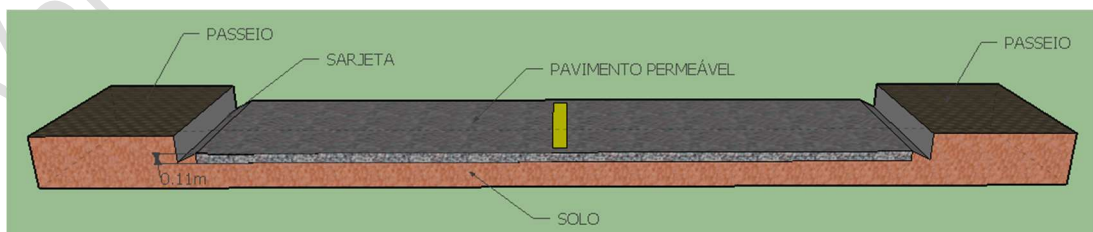


Figura 5. Perfil do Cenário 3.

3. RESULTADOS

No Quadro 1 estão apresentados os resultados das simulações da modelagem para o período de retorno de 3, considerando a vazão nos 8 exutórios.

Quadro 1. Vazão de pico e tempo de pico nos exutórios

Exutório	CENÁRIO 1		CENÁRIO 2		CENÁRIO 3	
	Vazão de pico (L/s)	tempo de pico	Vazão de pico (L/s)	tempo de pico	Vazão de pico (L/s)	tempo de pico
EXT0	310,85	15	187,94	16	31,24	30
EXT1	468,73	13	278,82	13	76,02	22
EXT2	591,23	12	345,08	12	98,33	21
EXT3	398,88	11	226,57	12	53,97	21
EXT4	155,40	9	93,36	11	29,83	15
EXT5	132,69	15	75,42	15	12,50	40
EXT6	441,30	12	272,25	12	63,33	20
EXT7	2685,30	13	1593,96	13	444,20	23

Para avaliação em termos comparativos, foram confrontados os resultados dos cenários (2) e (3) com o cenário (1). Comparando o cenário (2) com o cenário (1) foram verificados, nos exutórios, valores de redução dos picos de vazão entre 71,21% e 40,64%. E, comparando o cenário (3) com o cenário (1) foram verificados, nos exutórios, valores de redução dos picos de vazão entre 83,46% e 95,23%. No Quadro 2 está apresentado um comparativo percentual de redução dos picos de vazão para o período de retorno de 3, considerando a vazão nos 8 exutórios.

Quadro 2. Comparativo do percentual de redução dos picos de vazão

Exutório	Cenários 1 e 2	Cenários 1 e 3
EXT0	68,78%	94,81%
EXT1	67,88%	91,24%
EXT2	67,26%	90,67%
EXT3	67,84%	92,34%
EXT4	64,05%	88,51%
EXT5	71,21%	95,23%
EXT6	65,93%	92,07%
EXT7	40,64%	83,46%

A Figura 6 apresenta os resultados de vazão, em litros por segundo, em todos os trechos da bacia, para os três cenários avaliados. Os valores, representados pela variação de cores, indicam a redução dos picos de vazão, comparando os cenários 2 e 3 ao cenário 1.

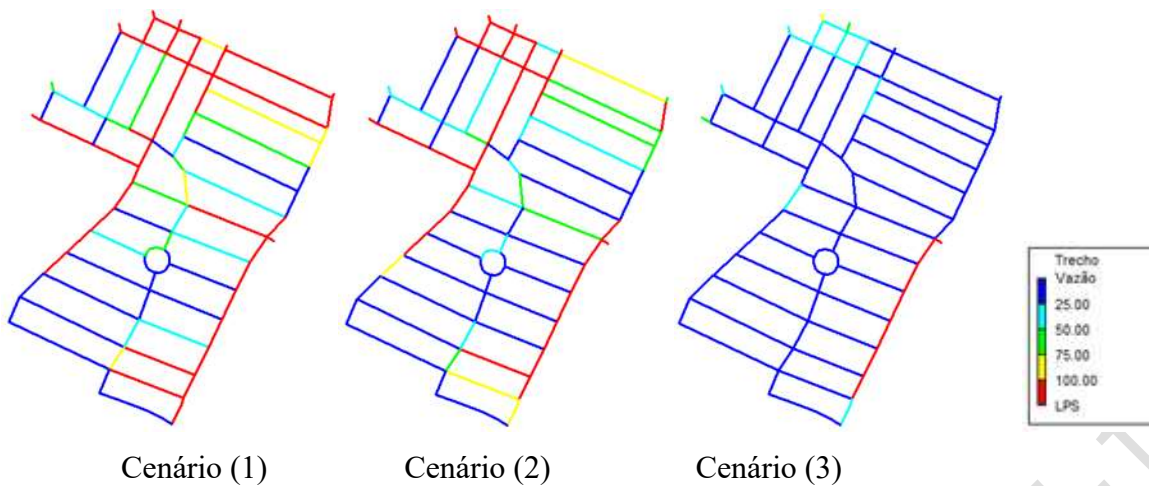


Figura 5. Vazões nos trechos da bacia após 16 minutos do início da chuva.

4. CONCLUSÕES

O pavimento permeável como proposta de atenuação de picos de vazão se mostrou eficiente. Apesar dos resultados positivos para o uso do pavimento permeável, esta técnica requer uma análise prévia de sua viabilidade, aspectos relacionados à topografia, a estabilidade do subsolo (risco de desmoronamento na presença de água), nível das águas subterrâneas (risco de contaminação dos aquíferos), redes existentes (incompatibilização entre as outras redes: elétrica, esgoto, água, telefonia) e ao risco de poluição; podem restringir a aplicação dessas técnicas, sendo imprescindível o estudo detalhado dos aspectos físicos, urbanísticos e ambientais da região.

Um limitante dessa técnica está na colmatagem do solo por finos que são carregados para o interior do pavimento, o que reduz a capacidade de funcionamento. Sendo necessários estudos tecnológicos voltados para a diminuição ou eliminação desse fenômeno.

Os estudos baseados em análises utilizando *softwares* para simulação de uma bacia hidrográfica com dispositivo compensatório em drenagem urbana devem ser incrementados, sendo uma poderosa ferramenta de representação e previsão de cenários futuros de uma bacia hidrográfica, o que pode ser utilizado no planejamento do sistema de drenagem e na legislação do local e assim evitar ou amenizar futuros problemas decorrentes da urbanização.

Estudos combinando experimentos *in loco*, com uma modelagem em *software*, são importantes para verificar até que ponto o modelo representa a bacia hidrográfica em estudo e assim efetivar o processo de calibração de parâmetros. Tendo em vista que experimentos *in loco* são mais onerosos, a utilização de um modelo calibrado reduz os custos para avaliação da melhor solução de drenagem.

REFERÊNCIAS

- [1] Baptista, M., Nascimento, N., Barraud, S., 2005. Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana. Porto Alegre: ABRH, 2005.
- [2] SUDERHSA. Secretaria de Estado do Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Manual de Drenagem Urbana. Curitiba, 2002. 150p.
- [3] BAPTISTA, M., NASCIMENTO, N., BARRAUD, S., 2005. Técnicas Compensatórias em Drenagem Urbana. ABRH, Porto Alegre, 2005.

- [4] ACIOLI, Laura Albuquerque. Estudo experimental de pavimentos permeáveis para o controle do escoamento superficial na fonte. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.
- [5] SILVA, G. B. L da; MOURA, T. A. M. KOIDE, S., CAMPANA, N. A. Influência de aspectos construtivos e de uso na eficiência de revestimentos com superfícies permeáveis. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 14, n. 1, p. 123-134, Março de 2009.
- [6] RAIMBAULT, G.; ANDRIEU, H.; BERTHIER, E.; JOANNIS, C.; LEGRET, M. 2002. Infiltration des eaux pluviales à travers les surfaces urbaines – Des revêtements imperméables aux structures-réservoirs In: *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*. 238-Maio-Junho 2002 pp 39-50.
- [7] ROSSMAN, L. A. Storm Water Management Model - User's Manual. U.S.EPA. Cincinnati, OH, p.295. 2010.
- [8] VINAGRE, M. V. A.; LIMA, A. C. M.; LIMA JUNIOR, D. L.; Estudo do comportamento hidráulico da Bacia do Paracuri em Belém (PA) utilizando o programa Storm Water Management Model. *Eng Sanit Ambient*, v. 10, n. 3, p. 361-368. Julho e Setembro de 2015.
- [9] TASSINARI, L.C.S; PERIUS, C.F; TASSI, R. Avaliação do SWMM como ferramenta para a simulação de técnicas de LID (low Impact Development) em pequenas bacias urbanas. X Encontro de Águas Urbanas, Associação Brasileira de Recursos Hídricos, São Paulo, 2014.
- [10] GOMES, K. M. F.; RIGHETTO, A. M.; LIMA, R. R. M.; FREITAS, F. R. S.; Simulação da poluição difusa em uma bacia fechada de drenagem urbana. XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Associação Brasileira de Recursos Hídricos. Bento Gonçalves, 2013.
- [11] BELING, F. A.; PAIVA, E. M. C. D.; PAIVA, J. B. D. Análise de sensibilidade dos parâmetros do modelo SWMM5 na geração de escoamento superficial. XX Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Associação Brasileira de Recursos Hídricos. Bento Gonçalves, 2013.
- [12] PEPLAU, G. J. R.; NEVES, M. G. F. P. Análise de critérios para a determinação da vazão de restrição ao escoamento superficial urbano. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, v. 19, n. 4, p. 97-106, 2014.
- [13] INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA – IBGE. Disponível em: <<http://www.censo2010.ibge.gov.br/sinopse/index.php?dados=9&uf=00>>, acesso em novembro de 2015.
- [14] FECHINE, V.; RODRIGUES, J.O. MENDONÇA, L.A.R., ANDRADE, E.M., TAVARES, P.R.L. Desenvolvimento de equações Intensidade-Duração-Frequências em dados pluviográficos em regiões semiáridas. *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, v. 18, n. 7, p. 727-734, 2014.

Capítulo 12 |
Sistemas de tratamento e reutilização da água
Tratamiento de agua y sistemas de reutilización

Versão Provisória 2019-07-16

DESAFIOS DA MODELAÇÃO DA QUALIDADE DA ÁGUA EM SISTEMAS DE DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA RESIDUAL TRATADA

Joana Costa¹, Filipa Ferreira², Rui M.C. Viegas³

RESUMO

A crescente procura de água, aliada a situações de escassez, tem consciencializado para a preservação dos recursos hídricos. Identifica-se como fonte alternativa a utilização de água residual tratada (ART), sendo premente garantir a qualidade nos pontos de entrega. Este artigo aborda o estado atual sobre práticas de modelação da qualidade da ART em Sistemas de distribuição de ART (SDART), identifica formulações de modelos de qualidade de água e apresenta a adaptação do modelo de substâncias reativas com cloro (CRS) para simulação da qualidade da ART, de sistemas reais, no software EPANET-MSX. O software foi verificado considerando o modelo de decaimento de cloro de ordem simples com base num modelo hidráulico validado. O modelo CRS foi implementado no EPANET-MSX sendo analisada a influência da temperatura no decaimento de cloro, e a possibilidade de incluir as reações de decaimento de parede no modelo CRS. Os resultados mostram a aplicabilidade deste modelo, e evidenciam o potencial de incorporação de fatores que influenciam o comportamento do decaimento do cloro, no apoio à simulação de sistemas reais.

Palavras-Chave

Água residual tratada (ART), Sistemas de distribuição de ART (SDART), Modelação

1. INTRODUÇÃO

A crescente procura de água, aliada a situações de escassez, tem consciencializado para a preservação dos recursos hídricos. Identifica-se como fonte alternativa a utilização de água residual tratada (ART) observando-se avanços na respetiva regulamentação [1]. Destaca-se, em Portugal, uma proposta de Decreto-Lei e respetivo guia prático sobre utilização de ART [2]. Neste guia, os requisitos de qualidade da ART, orientados para os efluentes gerados, passam também a ser definidos ao nível do ponto de utilização, de acordo com a tipologia do uso, seguindo a abordagem *fit-for-purpose* [2], sendo premente garantir a qualidade da água em situações de entrega de ART por sistemas de distribuição de ART (SDART). Contrariamente à água para consumo, a modelação da qualidade da água, pós-cloragem, em SDART carece de estudos. A elevada concentração de matéria orgânica na ART, superior à existente na água para consumo, é indicativa de maior possibilidade de ressurgimento microbiológico e formação de subprodutos de desinfecção, prejudiciais à saúde pública e aos ecossistemas, evidenciando a importância do controlo da dosagem de cloro.

Os estudos de modelação da qualidade da ART em SDART têm por base o conhecimento sobre água para consumo. Os primeiros modelos (modelos de primeira-ordem, ordem-n e primeira-ordem

¹ Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Departamento de Hidráulica e Ambiente (DHA), Núcleo de Engenharia Sanitária (NES), Unidade de Qualidade e Tratamento de Água (UQTA), Av. Brasil 101, 1700-066 Lisboa. jmcosta@lneec.pt; joanarcosta@tecnico.ulisboa.pt

² CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Av. Rovisco Pais 1, 1049-001 Lisboa, Portugal

³ Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Departamento de Hidráulica e Ambiente (DHA), Núcleo de Engenharia Sanitária (NES), Unidade de Qualidade e Tratamento de Água (UQTA), Av. Brasil 101, 1700-066 Lisboa

paralela), referentes ao decaimento de cloro no seio do escoamento, assumem que as concentrações das substâncias reativas com o cloro estão em excesso e que a velocidade de reação é limitada pela concentração de cloro, de acordo com a cinética da reação. Os modelos de decaimento de cloro têm evoluído (modelos de segunda-ordem simples e segunda-ordem paralela), passando a considerar concentrações limitantes dos reagentes, incorporando frações da matéria orgânica com diferentes reatividades ao cloro [4] [5]. Estes modelos incluem a modelação do decaimento de cloro residual e têm em conta diferentes complexidades, dado o número de espécies químicas e biológicas consideradas e suas reações, tanto no seio do escoamento como na parede da conduta (ver Figura 1).

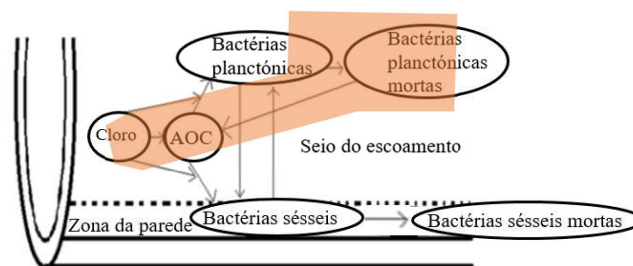


Figura 1. Diagrama conceptual das reações associadas à desinfecção por cloração de ART no interior da conduta, adaptado de [3].

No caso das ART, identifica-se o modelo proposto por Wang *et al.* [6], conhecido como o modelo de substâncias reativas com o cloro (*Chlorine-reactive substances model - CRS*). Este modelo [6] caracteriza os respetivos parâmetros segundo o conceito de carência química de cloro, tendo em conta as frações da matéria orgânica efluente (EfOM) que reagem rápida ou lentamente com o cloro, possibilitando a adequação do modelo à qualidade da respetiva ART.

O interesse pelo desenvolvimento de modelos que permitem a obtenção dos respetivos parâmetros, através de uma medição e correlação direta, tem fomentado a identificação de outros parâmetros, não convencionais, de qualidade da água [6] [4], nomeadamente de absorvância a 254 nm (UV_{254}), absorvância específica a 254 nm (SUVA) e matrizes de excitação-emissão de fluorescência (EEM). Wang *et al.* [6] identificou a correlação entre o coeficiente de velocidade da reação k e UV_{254} . Monteiro *et al.* [4] correlacionou os parâmetros de reação da matéria orgânica com o cloro com a intensidade máxima de fluorescência de picos específicos das EEM e UV_{254} .

Wang *et al.* [6] e Monteiro *et al.* [7] [8] apresentam estudos sobre a incorporação de fatores que influenciam o decaimento do cloro em modelos, demonstrando que o coeficiente de velocidade da reação aumenta, principalmente com o efeito do aumento da temperatura [8] e também com a velocidade do escoamento. Outros fatores evidenciados em estudos de distribuição de água para consumo [9] [7], identificam o aumento de decaimento de cloro devido à contribuição do decaimento de parede (decaimento de cloro associado ao consumo de cloro em reações com os materiais da conduta ou numa camada próxima). Estes evidenciam que o decaimento de parede pode ser desprezável em condutas revestidas ou em materiais plásticos e que o coeficiente de decaimento de parede, k_w deve ser interpretado como um parâmetro a estimar, apresentando possível correlação com a idade da conduta e o tipo de material. Wang *et al.* [6] indica que o decaimento de cloro no seio da conduta prevalece relativamente ao decaimento de parede. No entanto, Monteiro *et al.* [7] e Lee *et al.* [10] alertam para a formação de biofilme e conseqüente reação com cloro, com contribuição para o decaimento de parede. Lee *et al.* [10] realizaram testes experimentais, em condutas de PVC, para avaliação do valor do coeficiente de decaimento de parede, k_w , obtendo valores a variar entre 0.012-0.2 m/d, e identificou a influência da temperatura da água, da concentração inicial de cloro e do diâmetro da conduta no valor de k_w .

Outros estudos abordam a análise da estabilidade biológica da água com base na medição dos níveis de carbono orgânico assimilável (AOC) [11] [3] e a contagem de bactérias heterotróficas [3]. Apesar de complexo, o estudo de Thomure *et al.* [3] foi aplicado a um sistema real e segue o conceito do modelo de ressurgimento bacteriano com inibição de cloro, associado a redes de distribuição de água para consumo apresentado em [12], com a particularidade de incorporar a reação da conversão da fração de biomassa morta, como AOC, após a lise das bactérias (a sombreado na Figura 1).

A aplicação de modelos de qualidade da ART a sistemas reais, utilizando simuladores de qualidade da água como a extensão EPANET-MSX tem sido realizada em vários estudos [3] [13] [14]. A garantia do controlo eficaz da qualidade da ART em SDART é necessária para proteção da saúde pública e dos ecossistemas, sendo usual a manutenção de um teor residual de desinfetante. No caso particular da cloração em SDART, estudos de Narasimhan *et al.* [13] e Jjemba *et al.* [15] indicam como valor mínimo de teor residual de cloro 0,2 a 0,5 mg/L. Narasimhan *et al.* [13] indica ainda que valores de cloro residual superiores a 1.2 mg/L podem resultar na formação de subprodutos. Ao nível dos sistemas de distribuição de água para consumo, a Organização Mundial de Saúde recomenda que se mantenham concentrações de cloro residual numa gama de 0,2 a 1,0 mg/L [16] e a legislação nacional [17] recomenda a concentração entre 0,2 e 0,6 mg/L. Contudo, Machado *et al.* [2] indicam que a quantidade de cloro a utilizar deve ser definida a partir da carência de cloro da ART, em detrimento do uso de quantidades pré-definidas na literatura, no sentido de prevenir a ocorrência de supercloração e conseqüente formação de subprodutos de desinfecção com potencial carcinogénico.

Este artigo aborda o estado atual do conhecimento sobre práticas de modelação de qualidade da ART em SDART e apresenta o estudo da implementação do modelo CRS, relativo a ART, considerando EfOM com diferentes reatividades ao cloro, e desenvolvido à escala laboratorial, no simulador EPANET-MSX. Foram consideradas as necessárias adaptações para simulação de sistemas reais, incluindo a influência da temperatura e a incorporação do decaimento de parede.

2. METODOLOGIA

2.1 MODELO HIDRÁULICO

Para o desenvolvimento deste estudo foi necessário seleccionar um modelo hidráulico validado. Optou-se pelo modelo hidráulico do sistema de distribuição de água utilizado no exemplo do tutorial do manual do software EPANET 2.0 [9]. As características físicas da rede e de consumo (ver Figura 2), assim como as características do reservatório, da bomba e do tanque, e o padrão de consumo correspondem às consideradas no referido modelo. O caudal é controlado pelas alturas de água no tanque e pelo padrão de consumo nos pontos de entrega.

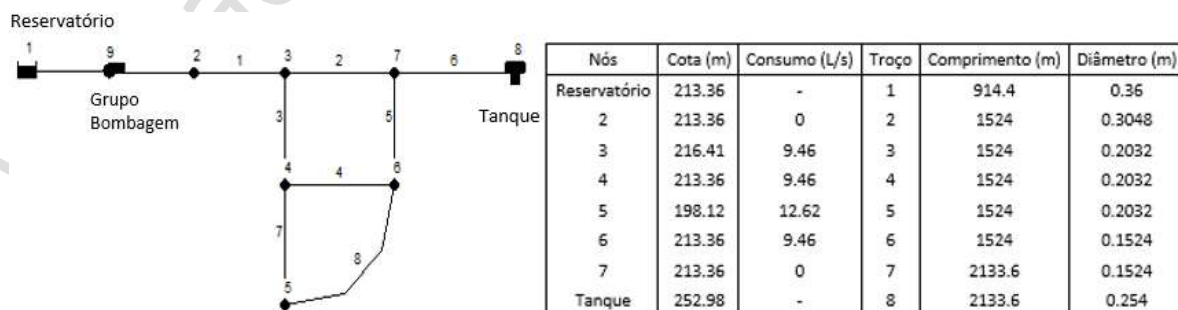


Figura 2. Rede hidráulica e características físicas de acordo com o exemplo em [9].

2.2 EPANET 2.0 E EPANET-MSX

Após a seleção do modelo hidráulico procedeu-se à análise do desempenho do software EPANET-MSX, comparando os resultados obtidos na modelação do decaimento do cloro no seio do

escoamento, com os resultados obtidos utilizando o software EPANET 2.0, através da determinação da raiz quadrada do erro médio quadrático (RMSE), associado à concentração de cloro residual obtida em cada nó. O modelo de decaimento de cloro corresponde ao modelo de primeira ordem simples, de acordo com a formulação apresentada na equação (1),

$$\frac{dC_{Cl}}{dt} = -kC_{Cl} \quad (1)$$

em que k é o coeficiente de velocidade da reação, C_{Cl} a concentração de cloro e t o tempo.

2.3 MODELO DE DECAIMENTO DE CLORO

O modelo de decaimento de cloro relativo a ART no seio da conduta, conhecido como modelo de substâncias reativas com o cloro (*Chlorine-reactive substances model - CRS*) [6], trata-se de um modelo estequiométrico, que segue o conceito de carência química do cloro e identifica a existência de substâncias reativas com cloro de reação rápida e lenta. A formulação do modelo surge da simplificação do modelo de reação aparente paralela num modelo de reação simples, assumindo-se conhecida a variação de cloro na fase de reação rápida, e determinando a variação de cloro na fase de reação lenta. O modelo resulta na seguinte equação (2):

$$C_{Cl} = \frac{C_{Cl,dose} - TCD}{1 - \frac{LCD}{C_{Cl,dose} - ICD} \cdot \exp(-(C_{Cl,dose} - TCD) \cdot k \cdot t)} \quad (2)$$

Na equação (2), C_{Cl} é a concentração de cloro residual, $C_{Cl,dose}$ é a concentração da dose inicial de cloro e k (L/(mg·h)) é o coeficiente de velocidade da reação. Os parâmetros TCD (mg-Cl₂/L) carência total de cloro, ICD (mg-Cl₂/L) carência instantânea de cloro e LCD (mg-Cl₂/L) carência prolongada de cloro, relacionam-se com as concentrações das substâncias reativas com o cloro de reação rápida e lenta, respetivamente, e expressam-se em cloro equivalente. Os parâmetros do modelo resumem-se a ICD , TCD e k , tendo em conta que $LCD = TCD - ICD$.

Wang *et al.* [6] calibraram o modelo com 112 curvas de decaimento e validaram com 8 curvas, a partir de 38 amostras de efluente secundário proveniente de quatro estações de tratamento de água residual (ETAR), para valores de concentração de cloro inicial de 3, 5, 7 e 10 mg-Cl₂/L e temperaturas de água de 5, 8, 15, 25 e 35°C. Em particular, foram testadas 38 curvas para uma concentração inicial de cloro de 5 mg-Cl₂/L e temperatura de água de 25°C.

Foram medidos parâmetros de qualidade das 38 amostras, nomeadamente concentração de carbono orgânico dissolvido, azoto amoniacal, UV₂₅₄, e EEM para análise da respetiva correlação com k , tendo sido proposta uma correlação entre UV₂₅₄ e k . Foram também propostas correlações entre o cloro consumido aos 5 minutos e às 8 horas com ICD e TCD , respetivamente.

Para implementação do modelo no software EPANET-MSX a formulação a ser considerada corresponde à seguinte equação (3) base de integração para obtenção da equação (2):

$$\frac{dx}{dt} = k \cdot (C_{Cl,dose} - ICD - x)(LCD - x) \quad (3)$$

em que, x é a concentração de cloro consumido no tempo t e $LCD = TCD - ICD$. Por sua vez o cloro residual em cada instante t foi calculado considerando a equação (4):

$$C_{Cl} = C_{Cl,dose} - ICD - x \quad (4)$$

2.4 EFEITO DA TEMPERATURA NO DECAIMENTO DE CLORO

O efeito da temperatura no modelo CRS, nomeadamente no coeficiente de velocidade da reação, k , foi introduzido considerando a lei de Arrhenius, equação (5):

$$k = A \cdot e^{(-E_a/R \cdot T)} \quad (5)$$

em que A (L/(mg·h)) é o fator de frequência, E_a (kJ/mol) é a energia de ativação, R é a constante dos gases perfeitos (8.3144 kJ/mol) e T (K) é a temperatura absoluta. Com base nesta lei é possível determinar o coeficiente k para diferentes valores de temperatura da água. Os parâmetros da lei de Arrhenius a estimar são A e E_a .

Neste estudo, para a determinação de k considerando diferentes temperaturas de água, foram utilizados os valores dos parâmetros da lei de Arrhenius propostos por Wang *et al.* [6].

2.5 INCORPORAÇÃO DO DECAIMENTO DE PAREDE

No modelo proposto por Wang *et al.* [6] as reações que ocorrem na parede ou numa camada próxima são menosprezadas comparativamente às reações ocorridas no seio da conduta. Contudo o efeito do biofilme pode contribuir para o decaimento da parede [10], nomeadamente tratando-se de uma ART, com valores de EfOM mais elevados que uma água para consumo. Neste sentido, incorporou-se no modelo CRS um modelo de cinética de primeira ordem para decaimento de parede, que inclui a resistência à transferência de massa entre a parede e o seio do escoamento, de acordo com a equação (6):

$$\frac{dC_{Cl}}{dt} = - \frac{4k_w k_f}{D(k_w + k_f)} C_{Cl} \quad (6)$$

em que, k_w é o coeficiente de decaimento de parede, k_f é o coeficiente de transferência de massa, função da turbulência do escoamento, e D é o diâmetro da conduta. A incorporação do decaimento de parede no modelo CRS resulta na seguinte equação (7);

$$\begin{aligned} \frac{dx}{dt} = & k \cdot (C_{Cl,dose} - ICD - x)(LCD - x) \\ & + \frac{4k_w k_f}{D(k_w + k_f)} (C_{Cl,dose} - ICD - x) \end{aligned} \quad (7)$$

3. RESULTADOS

Após seleção do modelo hidráulico procedeu-se à modelação do decaimento de cloro, considerando o modelo de primeira ordem simples (1), no seio da conduta, tanto no software EPANET 2.0 como no EPANET-MSX. O valor do coeficiente de velocidade da reação k e de concentração de cloro inicial (C_{Cl}), introduzida no reservatório, correspondem aos valores considerados no exemplo apresentado em [9], 0,042 L/(mg·h) e 1 mg Cl₂/L, respetivamente. Os resultados da concentração de cloro residual foram comparados em cada nó de entrega de ART através do cálculo da raiz quadrada do erro médio quadrático (RMSE). Os RMSE obtidos correspondem a valores de 6,6x10⁻³ mg/L, 1,6x10⁻² mg/L, 4,4x10⁻³ mg/L e 4,7x10⁻³ mg/L, para os nós 3, 4, 5 e 6, respetivamente. Estes resultados, cerca de 1000 vezes inferiores à gama de valores da concentração de cloro residual, confirmam a confiança na utilização do software EPANET-MSX.

Seguiu-se a implementação do modelo CRS no EPANET-MSX, considerando as equações propostas (3) e (4). Os valores dos parâmetros ICD , TCD e k (a 25 °C) considerados, correspondem aos apresentados em [6], 2,06 mg Cl₂/L, 4,37 mg Cl₂/L e 2,53 L/(mg·h), respetivamente, e são referentes

a uma ART com UV_{254} de $0,17 \text{ cm}^{-1}$, proveniente de uma ETAR. Neste estudo, considerou-se uma concentração inicial de cloro, $C_{Cl,dose}$, de 5 mg/L , introduzida no Reservatório.

Os resultados de concentração de cloro residual foram analisados para cada nó de entrega de ART (Figura 3).

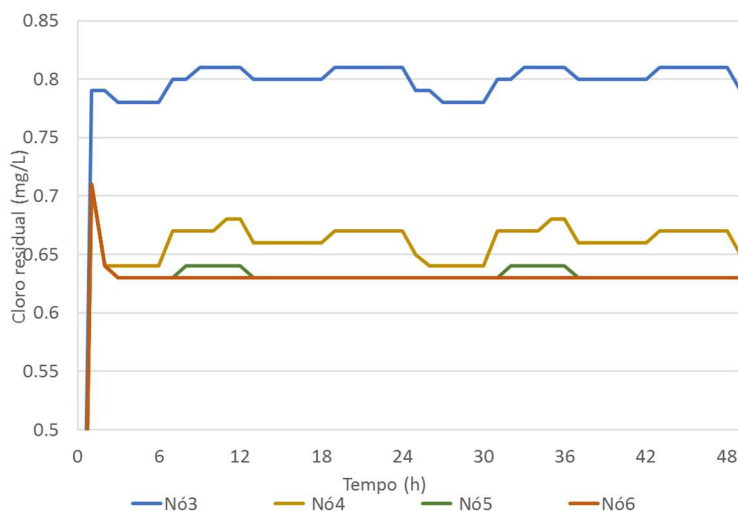


Figura 3. Resultados da concentração de cloro residual - modelo CRS implementado no EPANET-MSX.

Observa-se que os valores de cloro residual variam de acordo com a distribuição espacial dos nós. Os nós mais afastados do reservatório (ponto de cloragem) apresentam uma menor concentração de cloro residual. Observa-se também, em cada nó, que a variação de cloro residual acompanha os padrões de consumo, i.e., uma diminuição ou aumento do consumo é acompanhada de uma diminuição ou aumento do cloro residual. Por outro lado, a gama de valores de concentração de cloro residual enquadra-se nos valores recomendados, desvalorizando a necessidade de nova cloragem. Poderia, no entanto, ser relevante avaliar a formação de subprodutos de desinfecção.

O impacto da temperatura no decaimento de cloro foi analisado considerando temperaturas de ART de 15°C e 25°C . Os valores de A e E_a considerados para a implementação do modelo correspondem aos valores estimados em [6], $2,69 \times 10^5 \text{ L}/(\text{mg}\cdot\text{h})$ e $28,66 \text{ kJ}$ respetivamente. Os resultados mostram que a temperatura tem influência no coeficiente de velocidade de reação de acordo com a lei de Arrhenius (equação 5), resultando em valores de k de $1,69 \text{ L}/(\text{mg}\cdot\text{h})$ e $2,53 \text{ L}/(\text{mg}\cdot\text{h})$, respetivamente para a temperatura 15°C e 25°C .

Os resultados de concentração de cloro residual em cada nó de entrega de ART são apresentados na Figura 4.

Na figura 4 observa-se que a diminuição do coeficiente de velocidade da reação com a diminuição da temperatura implica um aumento da concentração de cloro residual. Com uma variação de temperatura de 10°C verifica-se uma variação média da concentração de cloro residual de cerca de 17% no nó 3 até 1% em nós mais afastados do ponto de cloragem. A variação de cloro é diferente em cada nó e menos significativa para nós mais afastados do ponto de cloragem.

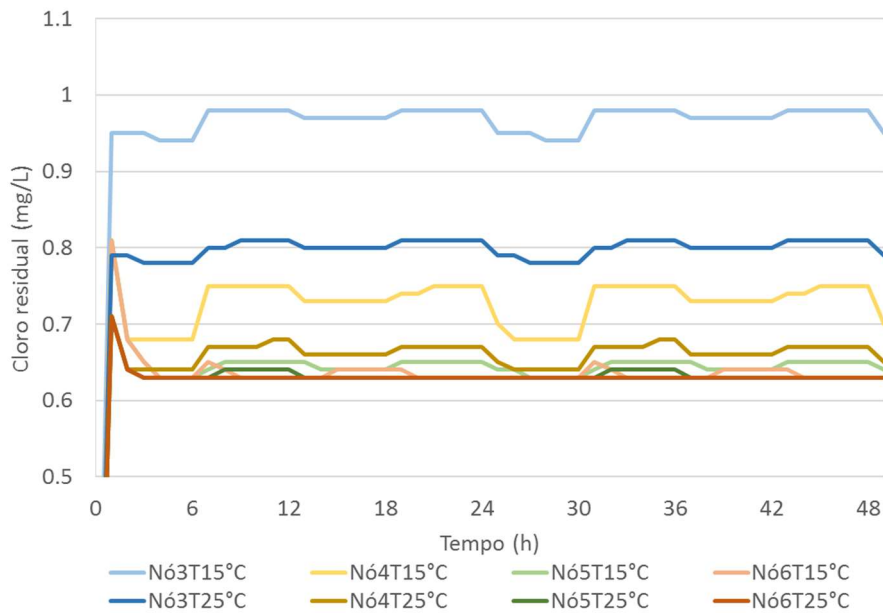


Figura 4. Resultados da concentração de cloro residual com variação da temperatura - modelo CRS implementado no EPANET-MSX.

No caso da incorporação do decaimento da parede no modelo CRS, de acordo com a equação (7), implica proceder-se à estimativa de k_w , estudos estes que não foram contemplados em [6]. Contudo procedeu-se à análise de sensibilidade da equação (7) considerando os valores mínimo e máximo da gama de valores de k_w , proposta por Lee *et al.* [10], 0.012 m/d e 0.2 m/d, respetivamente. Os resultados da concentração de cloro residual para os nós de consumo são apresentados na Figura 5.

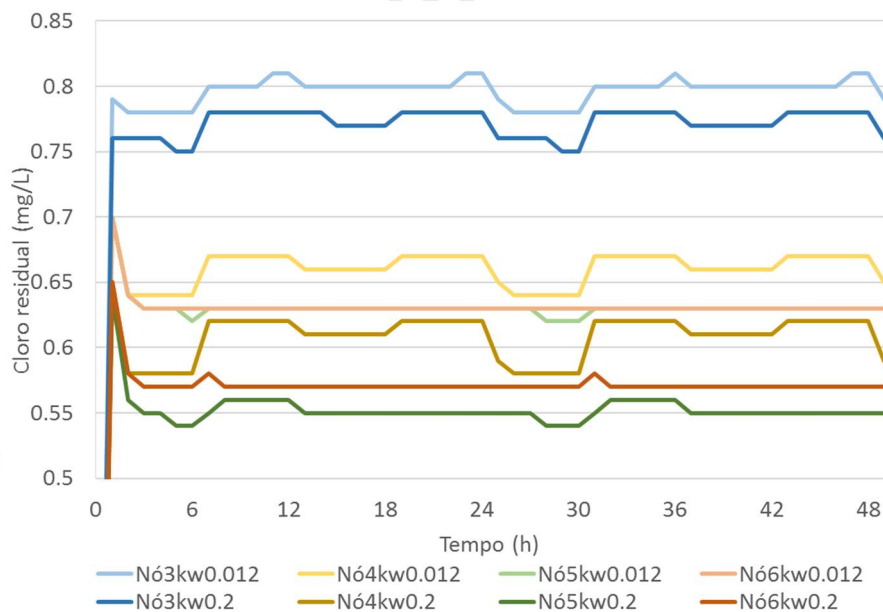


Figura 5. Resultados da concentração de cloro residual com a variação do coeficiente de decaimento de parede - modelo CRS implementado no EPANET-MSX.

Observa-se que valores mais elevados de k_w contribuem para uma menor concentração de cloro residual. Verifica-se também que a contribuição do k_w para o decaimento de cloro tem impacto diferente, consoante o afastamento do ponto de cloragem: obtém-se uma variação média de concentração de cloro residual de 3% no nó 3 e de 12% no nó 5, respetivamente o mais perto e o mais

afastado do ponto de cloragem. Mesmo tendo em conta a variação de cerca 95% entre os valores de k_w analisados, estes resultados realçam a importância de uma boa estimativa do k_w .

4. CONCLUSÕES

Este estudo reafirma a importância da utilização de ferramentas de modelação da qualidade da água no apoio à decisão e gestão do cloro em SDART, na medida em que permite o controlo das concentrações do cloro residual no ponto de entrega, salvaguardando a proteção dos ecossistemas e da saúde pública.

A implementação de modelos de decaimento de cloro em SDART que consideram a reação de substâncias de EfOM de reação rápida e lenta com o cloro, e que permitem a incorporação de parâmetros que influenciam o comportamento do decaimento de cloro, conforme o modelo CRS, de carácter mecanicista, apresentam-se uma alternativa viável face aos modelos que assumem a concentração de reagentes em excesso, limitados pela concentração de cloro e respetiva cinética da reação.

A adaptação e implementação do modelo CRS no software EPANET-MSX foi conseguida, assim como foi possível incorporar a temperatura, através da estimativa de k , com base na lei de Arrhenius, e o decaimento de parede. Os resultados confirmam que o decaimento de cloro aumenta com o aumento da temperatura, assim como com o aumento do decaimento de parede, realçando a importância de incorporar estes fatores.

A possibilidade de estimativa de parâmetros do modelo com base em parâmetros não convencionais, de qualidade da água, destaca o potencial prático na estimativa dos parâmetros e de aplicabilidade do modelo. Do mesmo modo, com a incorporação de parâmetros que influenciam o comportamento do decaimento de cloro, espera-se potenciar a compreensão do modelo e respetiva simulação. Porém existem desafios associados à simulação do decaimento de cloro em SDART, nomeadamente ao nível da caracterização e monitorização das substâncias que caracterizam a EfOM.

Pretende-se futuramente aplicar a metodologia apresentada num SDART real, com modelo hidráulico validado, considerando o modelo CRS, calibrado em laboratório com águas reais, utilizando o software EPANET-MSX.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação para a Ciência e Tecnologia (FCT) o financiamento da bolsa de doutoramento PD/BD/135218/2017 e o financiamento do programa doutoral H2DOC 2014-2020 PD/00206/2012.

REFERÊNCIAS

- [1] ISO, “ISO 16075-2:2015 - Guidelines for treated wastewater use for irrigation projects - Part 2: Development of the project,” Geneva, 2015.
- [2] J. Pimenta Machado, F. Quadrado, A. Rebelo, and A. Franco, “Guia para a reutilização de água - Proposta,” Lisboa, 2019.
- [3] T. Thomure, R. Rahman, D. Williams, C. Rock, I. Pepper, J. Mclain, K. Lansey, C. Choi, “Maintaining recycled water quality in storage and distribution - outcomes of water reuse foundation,” 2014.
- [4] L. Monteiro, R. Viegas, D. Covas, and J. Menaia, “Assessment of Current Models Ability to Describe Chlorine Decay and Appraisal of Water Spectroscopic Data as Model Inputs,” *J. Environ. Eng.*, vol. 143, no. 1, 2016.

- [5] I. Fisher, G. Kastl, and A. Sathasivan, “New model of chlorine-wall reaction for simulating chlorine concentration in drinking water distribution systems,” *Water Res.*, vol. 125, pp. 427–437, 2017.
- [6] Y. H. Wang, Y. H. Wu, Y. Du, Q. Li, Y. Cong, Z. Y. Huo, Z. Chen, H. W. Yang, S. M. Liu, H. Y. Hu, “Quantifying chlorine-reactive substances to establish a chlorine decay model of reclaimed water using chemical chlorine demands,” *Chem. Eng. J.*, vol. 356, no. September, pp. 791–798, 2019.
- [7] L. Monteiro, D. Covas, and J. Menaia, “Modelação do decaimento do cloro residual em sistemas de adução e distribuição de água,” *Águas e Resíduos*, no. 1, pp. 38–48, 2016.
- [8] L. Monteiro, R. M. C. Viegas, D. I. C. Covas, and J. Menaia, “Modelling chlorine residual decay as influenced by temperature,” *Water Environ. J.*, vol. 29, no. 3, pp. 331–337, 2015.
- [9] L. A. Rossman, “EPANET Manual,” *Soc. Stud. Sci.*, no. September, 2000.
- [10] H. D. Lee, J. H. Park, S. W. Kang, and M. S. Kong, “A study on evaluation of the pipe wall decay constants of residual chlorine and affecting factors in reclaimed water supply system,” *Desalination and Water Treatment*, vol. 53, no. 9, pp. 2378–2387, 2015.
- [11] Z. Chen, T. Yu, H. Ngo, Y. Lu, G. Li, Q. Wu, K. Li, Y. Bai, S. Liu, H. Hu, “Assimilable organic carbon (AOC) variation in reclaimed water: Insight on biological stability evaluation and control for sustainable water reuse,” *Bioresour. Technol.*, vol. 254, no. December 2017, pp. 290–299, 2018.
- [12] F. Shang, J. G. Uber, L. A. Rossman, and R. Janke, “EPANET Multi-Species Extension. User’s Manual,” p. 115, 2008.
- [13] R. Narasimhan, J. Brereton, H. Ryu, M. Abbaszadegan, P. Butterfield, K. Thompson, H. Werth, “Characterizing Microbial Water Quality in Reclaimed Water Distribution Systems,” Awwa Research Foundation, Denver, 2005.
- [14] S. Li, F. Sun, S. Zeng, X. Dong, and P. Du, “Development and identification of a multi-species water quality model for reclaimed water distribution systems,” *J. Water Reuse Desalin.*, vol. 5, no. 3, p. 360, 2015.
- [15] P. Jjemba, W. Johnson, Z. Bukhari, and M. LeChevallier, “Review of the leading challenges in maintaining reclaimed water quality during storage and distribution,” *J. Water Reuse Desalin.*, vol. 4, no. 4, p. 209, 2014.
- [16] WHO, “Guidelines for drinking-water quality,” Geneva, 2011.
- [17] Portugal, “Decreto-Lei n.º 306/2007 de 27 de agosto,” *Diário da República I Série*, no. 164, pp. 5747–5765, 2007.

ESTRATÉGIAS DE REFORÇO FÍSICO-QUÍMICO COM CARVÃO ATIVADO EM PÓ PARA CONTROLO DE FÁRMACOS EM ETAR

Rui M.C. Viegas¹, Elsa Mesquita², António Martins³, Maria João Rosa⁴

INTRODUÇÃO

A lista de contaminantes de interesse emergente (CIE) para o ambiente e para a saúde pública tem vindo a aumentar, podendo vir a ser acompanhada por alterações da legislação. Além da potencial perigosidade, muitos CIE têm em comum a resistência, parcial ou total, aos tratamentos convencionais contemplados nas estações de tratamento de águas residuais urbanas (ETAR). Nas ETAR com sistemas de lamas ativadas, o controlo de CIE recalcitrantes pode ser conseguido com soluções de custo de investimento relativamente reduzido, através de estratégias de reforço físico-químico com adição de carvão ativado em pó (PAC) no tratamento secundário ou terciário. Nesta comunicação compara-se a aplicação de PAC nos tratamentos secundário e terciário para controlo de fármacos, que são uma família de CIE. Através de modelação matemática, demonstra-se o papel-chave das condições de aplicação de PAC (local e concentração) na eficiência e nos custos do processo.

METODOLOGIA

Para avaliar a capacidade de adsorção do PAC pré-selecionado realizaram-se ensaios à escala laboratorial de isotérmicas de adsorção dos PhC alvo em condições de competição, com efluente do decantador secundário e com licor misto suplementados com um cocktail de 3 PhC alvo: diclofenac, carbamazepina e sulfametoxazol. Estes PhC foram previamente selecionados de acordo com a sua recalcitrância nas ETAR de estudo do projeto LIFE Impetus (www.life-impetus.eu). As águas foram suplementadas com estes PhC a concentrações de 100 µg/L para análise dos compostos por HPLC-PDA [1]. As isotérmicas de adsorção foram modeladas com o modelo de Freundlich [2]. Combinando os modelos calibrados de isotérmicas de adsorção com equações de balanço de massa é possível prever a eficiência de remoção, pelo PAC, dos PhC nas suas concentrações naturais, considerando doseamento no biorreator (tratamento secundário), com recirculação de lamas (idade das lamas 10 dias) e no efluente secundário (tratamento terciário), com recirculação de PAC.

RESULTADOS E CONCLUSÕES

Os resultados obtidos (ilustrados na Figura 1 para diclofenac) evidenciaram remoções mais elevadas de carbamazepina (composto hidrófobo), seguida de diclofenac (moderadamente hidrófobo) e de sulfametoxazol (hidrófilo), em linha com a sua hidrofobia. Na gama de concentrações estudada, para a carbamazepina e diclofenac registaram-se remoções aproximadamente duas vezes maiores em efluente secundário do que em licor misto, ao passo que para sulfametoxazol as remoções foram

¹ Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Departamento de Hidráulica e Ambiente (DHA), Núcleo de Engenharia Sanitária (NES), Unidade de Qualidade e Tratamento de Água (UQTA), Av. Brasil 101, 1700-066 Lisboa. rviegas@lnec.pt

² Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Departamento de Hidráulica e Ambiente (DHA), Núcleo de Engenharia Sanitária (NES), Unidade de Qualidade e Tratamento de Água (UQTA), Av. Brasil 101, 1700-066 Lisboa

³ Águas do Algarve S.A., Rua do Repouso 10, 8000-302 Faro

⁴ Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), Departamento de Hidráulica e Ambiente (DHA), Núcleo de Engenharia Sanitária (NES), Unidade de Qualidade e Tratamento de Água (UQTA), Av. Brasil 101, 1700-066 Lisboa

semelhantes, indicando uma forte interferência da matéria orgânica particulada na adsorção dos compostos hidrófobos.

A Figura 2 ilustra simulações de remoções de diclofenac, na sua concentração natural, 1700 ng/L (mediana da concentração inicial na ETAR do projeto LIFE Impetus com arejamento prolongado), em função da concentração de PAC. Observa-se que para remover 80 % de diclofenac um doseamento de 20 mg/L de PAC no biorreator será suficiente, enquanto no tratamento terciário será necessário apenas 9 mg/L de PAC, sensivelmente metade.

Os restantes resultados e a análise preliminar de custos serão apresentadas na comunicação.

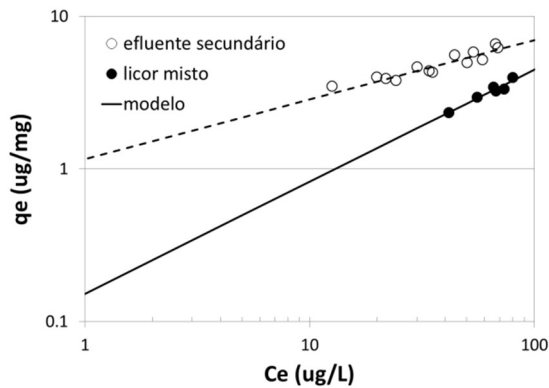


Figura 1. Isotérmica de adsorção de diclofenac em efluente secundário e em licor misto (dados experimentais e modelação)

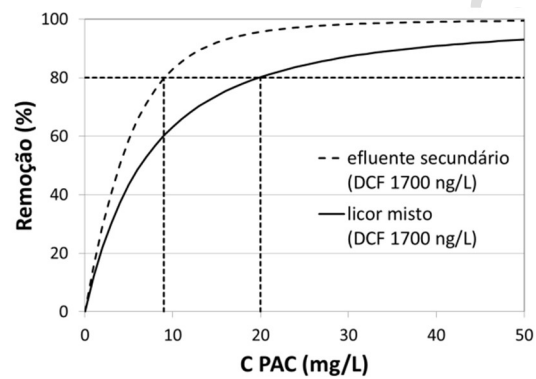


Figura 2. Simulações da remoção de diclofenac (1700 ng/L) em efluente secundário e em licor misto em função da concentração de PAC

REFERÊNCIAS

- [1] R.M.C. Viegas, E. Mesquita, M. Campinas, C.M.M. Almeida, M.J. Rosa, “Designing a PAC/NF advanced process for controlling pharmaceutical compounds in reclaimed water”, Sanitation Approaches & Solutions and the Sustainable Development Goals, Eds. J. S. Matos, M. J. Rosa. Lisbon, ERSAR, EWA, APESB, CERIS, pp. 97-108, 2018.
- [2] R.M.C. Viegas, M. Campinas, H. Costa, M.J. Rosa, “How do the HSDM and Boyd’s model compare for estimating intraparticle diffusion coefficients in adsorption processes”, Adsorption, 20, 2014, pp. 737–746.

IRRIGAÇÃO SUBSUPERFICIAL COM ÁGUA E EFLUENTE DE ESGOTO DOMÉSTICO TRATADO EM ÁREA CULTIVADA COM LARANJA

Reginaldo Ferreira Santos¹, Andreia Aparecida Ferreira da Silva², Tatieli Knoner Santos³,
Douglas Bassegio⁴

RESUMO

O presente trabalho objetivou avaliar os parâmetros químicos do solo cultivado com laranjeiras e irrigado com esgoto doméstico tratado via gotejamento superficial e subsuperficial. As avaliações foram conduzidas na Fazenda Lagoa Bonita/UNASP em Engenheiro Coelho, SP. Foram realizadas análises de solo, água de reservatório e EDT e também dos frutos para verificação das características químicas e de produtividade. O tratamento irrigação subsuperficial com aplicação de água foi o que apresentou as maiores médias para o pH, Ca (0,20 m), Mg (0,20; 0,40m), Mg (coletas 1 a 4), e MO na primeira coleta. O tratamento irrigação subsuperficial com aplicação de efluente apresentou as menores médias para o pH (0,20 e 0,60m), Ca (0,20 e 0,60m), Mg (0,20 e 0,60m), Mg, coletas 1,2, 4 e 5, MO, coleta 2 e 5. O tratamento sem irrigação apresentou as maiores médias para oNO_3^- , S, Zn e B e o tratamento subsuperficial apresentou as maiores médias para NH_4^+ e Mn. Há que se considerar que durante o ciclo da cultura houve um grande volume de precipitação que pode ter interferido diretamente na movimentação dos nutrientes no solo e conseqüentemente afetado a produtividade da planta. A aplicação do efluente quando comparado a água apresentou as maiores médias para as variáveis: NH_4^+ , Cu, Zn, Fe e Mn. O presente trabalho apresentou resultados promissores em relação à irrigação da cultura da laranja com EDT via irrigação superficial e subsuperficial, porém sugere-se, trabalhos futuros, estudos em longo prazo que detalhem de forma mais minuciosa o balanço de nutrientes realmente aplicados no solo.

Palavras-Chave

Efluente, Gotejamento, Subsuperficial, *Citrus sinensis* (L)

1. INTRODUÇÃO

O reuso de água para fins na agricultura apresenta-se como uma possibilidade para reversão do quadro de escassez e uma das maneiras de unir comprometimento social e ambiental, pois constitui método que minimiza a poluição nos mananciais e possibilita a utilização dos recursos hídricos de boa qualidade para outras atividades executadas em geral pela sociedade, devido à recolocação da água de boa qualidade, visando o emprego racional e eficiente de água na agricultura [1, 2 e 3].

A utilização de esgoto doméstico tratado (EDT) na irrigação de plantas, não obstante por ser uma prática antiga e comum em diversos países [4] é recente no Brasil e representa uma alternativa no uso de nutrientes, com grande potencial de uso em áreas agrícolas. Essa prática de reuso pode impedir que milhares de litros de esgoto sejam lançados nos corpos hídricos e no solo, mantendo assim as

¹ Universidade Estadual do Oeste do Paraná – UNIOESTE. reginaldo.santos@unioeste.br

² Universidade Estadual Paulista Júlio de Mesquita – UNESP

³ Centro Universitário Assis Gurgacz - FAG

⁴ Universidade Estadual do Oeste do Paraná – UNIOESTE

águas superficiais potáveis para o abastecimento humano e a dessedentação animal, preservando ainda a fauna e flora aquática e ainda no fornecimento de alguns nutrientes aos vegetais cultivados [5].

O interesse pelo sistema de gotejamento subsuperficial se dá em função da necessidade de tecnologias que apresentem maior eficiência na aplicação da água e que permitam o reuso de águas residuárias. Devido ao fato de se utilizar quantidade baixa de água em razão de uma taxa evaporativa baixa, redução dos impactos mecânicos e além da utilização em diversas culturas, o sistema de irrigação subsuperficial é indispensável em locais onde ocorre grande consumo de água pelas plantas, acarretando aumento da produtividade e, garantindo a eficiência do sistema [6]. O sistema de irrigação por gotejamento subsuperficial com o uso de efluente se destaca como uma possibilidade de elevação da produtividade da cultura utilizada devido à alta eficiência do sistema, isso se deve ao fato de que ocorre um acúmulo de nutrientes e fornecimento de água necessária para o desenvolvimento da planta.

O uso de EDT na irrigação agrícola, além de amenizar os possíveis riscos de contaminação dos rios e lagos e, suprir hidricamente as culturas, apresenta um alto potencial de fornecimento de nutrientes fundamentais ao desenvolvimento da planta, em especial, nitrogênio (N), fósforo (P) e potássio (K) [3]. As alterações ocorridas nos atributos químicos do solo, influenciadas pela adoção de tal técnica, são proporcionais à qualidade do EDT utilizado e ao tempo de irrigação. Por isso, curtos prazos de aplicação nem sempre são suficientes para surtirem efeitos significativos na qualidade química do solo, sendo necessários, para isso, alguns anos de adoção [7 e 8].

A aplicação de esgoto doméstico tratado no solo cultivado com laranja via gotejamento superficial e subsuperficial pode fornecer resultados que orientem a otimização de reuso de água na irrigação, minimizando custos e impactos ambientais. O objetivo deste trabalho é avaliar os parâmetros químicos e físicos do solo cultivado com laranjeiras e irrigado com esgoto doméstico tratado via gotejamento subsuperficial.

2. METODOLOGIA

O experimento foi instalado no ano de 2016, em um pomar de 20 anos de laranja Pêra Coroa em Engenheiro Coelho – SP (22°29'18''S e Longitude de 47°12'54''W e altitude média de 655 m). O clima da região é o subtropical úmido do tipo Cwa (Köppen). O solo predominante é classificado como Argissolo Vermelho - Amarelo Eutrófico típico [9].

Antes da implantação do experimento foram retiradas amostras de solo para análise química, nas profundidades de 0,0-0,20 m e 0,20-0,40 m. Os resultados estão descritos na Tabela 1.

Tabela 1. Caracterização química do solo da área experimental

Parâmetro	0,0 - 0,20 m	0,20-0,40 m
pH	5	4
Fósforo (P) mg dm ⁻³	77	18
Enxofre (S) mg dm ⁻³	—	—
Potássio (K) mmol _c dm ⁻³	1,8	15
Cálcio (Ca) mmol _c dm ⁻³	19	8
Magnésio (Mg) mmol _c dm ⁻³	6	4
Alumínio (Al) mmol _c dm ⁻³	0,00	—
H + Al ⁽¹⁾ cmol _c dm ³	39	42
CTC ⁽²⁾ mmol _c dm ³	66	56
RAS ⁽³⁾ mmol _c dm ³	0,047	—
MO ⁽⁴⁾ g dm ³	27	15
V ⁽⁵⁾ %	41	25
B mg dm ⁻³	0,46	0,35
Cu mg dm ⁻³	22	9
Fe mg dm ⁻³	64	52
Mn mg dm ⁻³	3,25	3,65
Zn mg dm ⁻³	7,5	2,5

⁽¹⁾Acidez potencial; ⁽²⁾ Capacidade de troca de cátions; ⁽³⁾ Razão de absorção de sódio; ⁽⁴⁾ Matéria orgânica; ⁽⁵⁾Saturação de bases

A variedade é a laranjeira Pêra Coroa, o porta enxerto é o limoeiro ‘Cravo’ (*Citrus limonia* Osbeck) e o pomar apresenta aproximadamente 20 anos de instalação na área. A adubação da cultura era realizada com NPK (10-10-10) com nitrato e 0,1% de boro, sendo aplicado 1 kg planta⁻¹ de acordo com orientações do profissional responsável pelo pomar, além da realização dos tratamentos culturais necessários.

O delineamento experimental utilizado foi em faixas de cultivo no esquema de parcelas subdivididas. O experimento é constituído por cinco (5) tratamentos com cinco (5) repetições, totalizando vinte e cinco (25) unidades experimentais. Nas parcelas estão sendo avaliadas as duas qualidades de água (esgoto doméstico tratado – EDT, e água de reservatório – AR) e nas subparcelas as duas profundidades da fita gotejadora (sistema gotejamento em superfície e sistema de gotejamento em subsuperfície – 0,10m); e a testemunha sem irrigação. Cada unidade experimental apresentou aproximadamente 40 m de comprimento, com 13 plantas, sendo o espaçamento entre as mesmas de 3 m e entre linhas de 6 m com 5 repetições, conferindo uma área total de 240 m² no espaçamento combinado.

Os resultados da caracterização da água de reservatório utilizada na irrigação obtidos nas coletas realizadas entre agosto de 2016 e agosto de 2017 encontram-se na Tabela 2. Para método de comparação foram utilizados valores de referências encontrados na Resolução 357/05 do Conselho Nacional de Meio Ambiente (CONAMA).

Tabela 2. Resultados da análise de caracterização da água de reservatório

Constituintes	Ago/16	Nov/16	Fev/17	Mai/17	Ago/17	CONAMA 357/05
Aspecto	Límpido	Límpido	Límpido	Límpido	Límpido	Límpido
Odor	NO*	NO	NO	NO	NO	NO
Turbidez (NTU)**	0	0,13	0	0	0,1	5
CE (dSm ⁻¹)	1,0	1,17	1,01	1,146	1,01	0,5
pH	7	7	6,9	7,04	7,01	6,0 a 9,0
Ca (mg L ⁻¹)	3,5	3,1	2,8	3,1	5,38	20 a100
Mg (mg L ⁻¹)	0,3	0,4	0,4	0,71	0,92	0,3
Fe (mg L ⁻¹)	0,02	0,01	0,01	0,01	0,06	0,3
S (mg L ⁻¹)	0,3	1,4	0,9	1,3	0,1	0,002
B (mg L ⁻¹)	0	0,001	0,02	0,001	0,043	0,5
Cu (mg L ⁻¹)	0	0,1	0	0	0,01	0,009
Zn (mg L ⁻¹)	0	0	0	0	0,04	0,18
Cloreto (mg L ⁻¹)	0	0,137	0,142	0,145	0,02	250
Sulfato (mg L ⁻¹)	0	0	0	0	0	250
Fluoreto (mg L ⁻¹)	0	0	0	0	0	1,4
Fosf. total (mg L ⁻¹)	0,1	0,6	0	0,01	0,2	0,020
N total (mg L ⁻¹)	0,4	7,4	5,1	7,1	0,21	3,7
Nitrato (mg L ⁻¹)	0	2,5	0	0	0	10,0
Nitrito (mg L ⁻¹)	0	2,05	0	0	0	1,0
DQO (mg L ⁻¹)	0,018	0,022	0	0,0187	0,018	>5
Óleos e graxas	0	0	0	0	0	Ausentes
Colif. Fecais***	0	0	0	0	0	1000
Colif. Termotoler.	0	0	0	0	0	5000

*NO (Não Objetável); **NTU (Unidades Nefelométricas de Turbidez); ***Organismos por 100 mililitros

No experimento foram utilizadas duas qualidades de água, sendo uma proveniente de um reservatório superficial (ARS) próximo da área experimental, e a outra, esgoto doméstico tratado (EDT), proveniente da Estação de Tratamento de Esgoto da UNASP, compreendendo os dejetos domésticos e sanitários dos diversos espaços que compunham a universidade.

Amostras de água do reservatório e EDT foram coletadas para realização de análises físicas, químicas e microbiológicas entre agosto de 2016 para caracterização, as demais foram coletadas no mês de novembro de 2016, fevereiro de 2017, maio de 2017 e agosto de 2017, contemplando assim o ciclo da cultura.

A aplicação de água de reservatório e do EDT foram realizadas por um sistema de irrigação localizada do tipo gotejamento superficial e subsuperficial a 0,10 m de profundidade do solo. Os gotejadores utilizados foram da marca Netafim, modelo Super Typhoon, espaçados a cada 0,7 m, com vazão de 0,70 Lh⁻¹ e espessura de parede de 0,38 mm. As irrigações foram realizadas três vezes por semana com base nos tratamentos e de forma acumulada. O volume total aplicado em cada parcela foi de 425 L de qualidade de água (água de reservatório, EDT, de acordo com o tratamento proposto). Os dados

climáticos foram coletados de uma estação meteorológica instalada no UNASP, próximo à área de cultivo com citros.

A Tabela 3 apresenta os resultados para caracterização do esgoto doméstico tratado proveniente da Estação de Tratamento de Esgoto da UNASP em Engenheiro Coelho – SP, bem como os valores de referência encontrados em trabalhos [10] [11] [12].

Tabela 3. Resultados da análise de caracterização do esgoto doméstico tratado

Constituintes	Ago/16	Nov/16	Fev/17	Mai/17	Ago/17	Valores de Referência
C E (dSm ⁻¹)	784,5	430,2	740	654	759,1	1,0 a 3,1
pH	7,02	6,8	7	7,1	7,5	6,5 a 8,4
Ca	31	38	24	29,5	17,2	20 a 120
Mg	4,63	6	4,58	7,2	3,26	10 a 50
Fe	3,3	5,7	2,5	2,9	0,24	5
Na	17,2	10,1	25,3	18,4	17,75	50 a 250
B	0,7	0,3	0,35	0,8	1,25	0,75
Cu	0,21	0,4	0,23	0,1	0,01	0,009
Fluoreto	0,134	0,124	0,21	0,13	0,28	250
Fosf. total	14,36	8,5	12,1	4,56	10,2	0,025
Nitrato	0,085	2,8	1,44	4,5	2,6	10,0
Nitrito	0,506	2,8	0,66	1,3	0,25	1,0
DQO	0,3	2,8	1,05	2,4	0,36	>5
Óleos e graxas	0,766	1,2	0,25	1,1	0,8	Ausentes
STD	244	300	284	123	87	500
Colif.						1000
Fecais***	43	87	55	57	42	
Colif. Term.	7,3	10,1	4,8	6	7	5000

*NO (Não Objetável); **NTU (Unidades Nefelométricas de Turbidez); ***NMP/mL de água

As coletas para a análise química do solo foram realizadas em agosto de 2016, novembro de 2016, fevereiro de 2017, maio de 2017 e agosto de 2017, contemplando o início e o término do ciclo da cultura. As amostras foram coletadas nas profundidades de 0,0-0,20; 0,20-0,40 e 0,40-0,60 m no perfil do solo, com auxílio de trado. Os parâmetros determinados foram: pH, magnésio (Mg), fósforo (P) e matéria orgânica (MO) [13].

Os dados coletados no experimento foram submetidos à análise de variância (ANAVA). Para comparar os tratamentos foi utilizado o teste de Tukey considerando $\alpha=5\%$. Para as análises estatísticas e desdobramento das interações foi utilizada a macro pdmix800 (Saxton, 1998) no software SAS [14].

3. RESULTADOS

As médias foram maiores para pH nas três profundidades avaliadas 0,0-0,20 m, 0,20-0,40 m e 0,40-0,60 m, com a combinação dos tratamentos Irrigação subsuperficial e aplicação de água. Sendo que na profundidade 0,20 m, na irrigação subsuperficial com água encontra-se a maior média. Nos demais não se observou diferença significativa. (Tabela 4).

Tabela 4. Teste de média considerando os fatores avaliados para pH do solo.

Irrigação	Qualidade de água	Profundidade do solo	Média	Erro padrão da média	Tukey
Subsuperficial	Água	0,20	5,27	0,10	A
Superficial	Água	0,20	5,01	0,10	ab
Superficial	EDT	0,20	4,78	0,10	b
Sem irrigação	Sem Irrigação	0,20	4,75	0,10	b
Subsuperficial	EDT	0,20	4,60	0,10	b

Irrigação	Qualidade de água	Profundidade do solo	Média	Erro padrão da média	Tukey
Subsuperficial	Água	0,40	4,76	0,10	a
Superficial	Água	0,40	4,62	0,10	ab
Sem irrigação	Sem Irrigação	0,40	4,43	0,10	ab
Subsuperficial	EDT	0,40	4,34	0,10	b
Superficial	EDT	0,40	4,31	0,10	ab

Irrigação	Qualidade de água	Profundidade do solo	Média	Erro padrão da média	Tukey
Superficial	Água	0,60	4,52	0,10	a
Subsuperficial	Água	0,60	4,38	0,10	a
Sem irrigação	Sem Irrigação	0,60	4,31	0,10	a
Superficial	EDT	0,60	4,22	0,10	a
Subsuperficial	EDT	0,60	4,17	0,10	a

O tratamento via irrigação subsuperficial com aplicação de água foi o que apresentou as maiores médias para o pH na profundidade de 0,20 m. O tratamento irrigação subsuperficial com aplicação de efluente apresentou menor média de pH nas profundidades de 0,20 e 0,60 m (Tabela 4).

[15] Trabalhando com efluente de esgoto tratado aplicado também em laranjeiras obteve os maiores valores para o pH na primeira coleta de solo, a partir de então o pH foi sofrendo pequena alcalinização.

[16] Também observou pequena alcalinização no solo de seu experimento quando trabalhou com esgoto doméstico tratado. Por outro lado, pequenos aumentos do pH no solo irrigado com efluente de esgoto tratado podem ocorrer por estarem associados a alta taxa de desnitrificação onde produziram íons hidroxila [17].

Na Tabela 5 apresentam-se os valores médios para a variável resposta Mg, nesta se observa que os tratamentos irrigação subsuperficial/superficial com aplicação de água foram os que apresentaram as maiores médias. O tratamento irrigação subsuperficial e com aplicação do efluente, apresentou a menor média de Mg, em que esta diferiu estatisticamente dos tratamentos com maiores médias. No que se refere as profundidades de 0,40 e 0,60 m não houveram diferenças estatísticas entre os tratamentos avaliados para Mg (Tabela 5).

Tabela 5. Desdobramento da interação Irrigação × Qualidade de água na profundidade do solo para a variável Mg (cmolc dm⁻³)

Irrigação	Qualidade de água	Profundidade do solo	Mg (cmolc dm ⁻³)
Subsuperficial	Água	0,20	0,96 a
Superficial	Água	0,20	0,78 a
Sem irrigação	Sem Irrigação	0,20	0,77 ab
Superficial	EDT	0,20	0,71 ab
Subsuperficial	EfDT	0,20	0,51 b
Subsuperficial	Água	0,40	0,55 a
Sem irrigação	Sem Irrigação	0,40	0,53 a
Superficial	Água	0,40	0,41 a
Subsuperficial	EDT	0,40	0,33 a
Superficial	EDT	0,40	0,32 a
Sem irrigação	Sem Irrigação	0,60	0,42 a
Superficial	Água	0,60	0,38 a
Subsuperficial	Água	0,60	0,35 a
Superficial	EDT	0,60	0,22 a
Subsuperficial	EDT	0,60	0,22 a

No presente trabalho foi observada uma relação diretamente proporcional entre a diminuição dos valores de pH e o decréscimo de magnésio no solo, corroborando com o que afirmou [18] que a diminuição dos teores de Mg está associada ao nível de acidez do solo.

Para a variável Mg com relação a interação Irrigação × Líquido aplicado nas duas primeiras coletas não houve diferenças estatísticas entre os tratamentos. Nas coletas 3 e 4 a irrigação subsuperficial e aplicação de água apresentaram as maiores médias de Mg. Nas coletas 4 e 5 o tratamento com a menor média foi com irrigação subsuperficial com aplicação do efluente.

Tabela 6 - Teste de média considerando a interação Irrigação × Qualidade de água com desdobramento do período de coletas para a variável Mg (cmolc dm⁻³)

Irrigação	Líquido aplicado	Coleta	Média	Erro padrão da média	Tukey
Subsuperficial	Água	1	0,66	0,07	a
Superficial	EDT	1	0,60	0,07	a
Superficial	Água	1	0,48	0,07	a
Sem irrigação	Sem Irrigação	1	0,48	0,07	a
Subsuperficial	EDT	1	0,39	0,07	a
Irrigação	Líquido aplicado	Coleta	Média	Erro padrão da média	Tukey
Subsuperficial	Água	2	0,78	0,07	a
Sem irrigação	Sem Irrigação	2	0,68	0,07	a
Superficial	Água	2	0,66	0,07	a
Superficial	EDT	2	0,64	0,07	a
Subsuperficial	EDT	2	0,49	0,07	a
Irrigação	Líquido aplicado	Coleta	Média	Erro padrão da média	Tukey
Subsuperficial	Água	3	0,51	0,07	a
Sem irrigação	Sem Irrigação	3	0,44	0,07	ab
Superficial	Água	3	0,43	0,07	ab
Subsuperficial	EDT	3	0,30	0,07	ab
Superficial	EDT	3	0,15	0,07	b
Irrigação	Líquido aplicado	Coleta	Média	Erro padrão da média	Tukey
Subsuperficial	Água	4	0,58	0,07	a
Sem irrigação	Sem Irrigação	4	0,53	0,08	ab
Superficial	Água	4	0,50	0,07	ab
Superficial	EDT	4	0,30	0,07	ab
Subsuperficial	EDT	4	0,26	0,07	b
Irrigação	Líquido aplicado	Coleta	Média	Erro padrão da média	Tukey
Sem irrigação	Sem Irrigação	5	0,75	0,07	a
Subsuperficial	Água	5	0,58	0,07	ab
Superficial	Água	5	0,55	0,07	ab
Superficial	EDT	5	0,40	0,07	ab
Subsuperficial	EDT	5	0,33	0,07	b

Com relação à variável P (mg dm⁻³) não houve diferenças estatísticas para os quatro fatores avaliados: Irrigação, Líquido aplicado, coleta e profundidade (Tabela 9).

Tabela 7 - Teste de média considerando os fatores Irrigação, Líquido aplicado, coleta e profundidade para a variável P (mg dm⁻³).

Irrigação	N Obs	Média	Erro padrão da média
Sem irrigação	45	16,96	2,90
Subsuperficial	90	16,60	1,83
Superficial	90	21,14	2,33
Líquido aplicado	N Obs	Média	Erro padrão da média
EDT	90	25,21	2,58
Sem Irrigação	45	16,96	2,90
Água	90	12,52	1,16
Coleta	N Obs	Média	Erro padrão da média
1	45	21,21	2,62
2	45	11,50	1,33
3	45	20,26	3,68
4	45	20,82	3,96
5	45	18,64	2,27
Profundidade	N Obs	Média	Erro padrão da média
20	74	33,78	2,80
40	76	13,91	1,06
60	75	8,04	1,49

N Obs: número de observações

Os maiores valores de Fósforo aparecem nos tratamentos que receberam esgoto doméstico tratado via irrigação superficial na profundidade de 0,20 cm. Em seu trabalho [19] constatou que a disposição de efluente tratado no solo adubado não exerceu influência alguma no teor de fósforo, mas houve decréscimo de magnésio, independente da água de irrigação utilizada sendo ela potável ou efluente tratado.

[20] Trabalhando com hortaliças, verificaram que os teores médios de fósforo no solo não diferiram significativamente entre os tratamentos utilizados, dentre eles: água potável; água residuária filtrada por filtro de areia; água residuária com injeção de gás carbônico e ultravioleta.

Não se evidencia de forma clara a influência da qualidade de água utilizada em relação ao teor de MO do solo, porém, há indícios que a forma como o líquido usado para aplicação sobre o solo, no caso via irrigação superficial tenha favorecido esta interferência, possivelmente pela variação da umidade do solo pelo fato de que houve períodos de grande precipitação durante a execução do experimento.

4. CONCLUSÕES

O tratamento via irrigação subsuperficial com aplicação de água foi o que apresentou as maiores médias para a maioria das variáveis avaliadas como o pH, cálcio na profundidade de 0,20 m, magnésio nas profundidades 0,20 e 0,40 m também nas coletas de 1 a 4 e matéria orgânica na primeira coleta. O tratamento irrigação subsuperficial com aplicação de efluente apresentou as menores médias para as variáveis como o pH e Mg nas profundidades de 0,20 e 0,60 m e ainda magnésio nas coletas 1,2, 4 e 5 e, matéria orgânica nas coletas 2 e 5.

O presente trabalho apresentou resultados promissores em relação à irrigação da cultura da laranja com EDT via irrigação superficial e subsuperficial, porém sugerem-se, trabalhos futuros, estudos em longo prazo que detalhem de forma mais minuciosa o balanço de nutrientes realmente aplicados no solo.

AGRADECIMENTOS

À CAPES e ao CNPQ pelo apoio financeiro

REFERÊNCIAS

- [1] ANA (Agência Nacional das águas) Relatório de conjuntura de recursos hídricos no Brasil, 2009: Demandas de uso consuntivo. 2011. Disponível em: <<http://conjuntura.ana.gov.br/conjuntura/>>10 mar. 2017.
- [2] I. P. Andrade, A. A. A. Montenegro, J. A. A. Silva, M. B. G. S. Freire, T. E. M. Santos, Impacto do reúso de efluentes de esgoto no lixiviado de solos cultivados com milho, *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, vol. 9, 2005, pp. 212-216.
- [3] D. Sandri, E. E. M. Matsura, R. Testezlaf, Alteração química do solo irrigado por aspersão e gotejamento subterrâneo e superficial com água residuária, *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, vol. 13, 2009, pp.755–764.
- [4] E. Ramirez-Fuentes, C. Lucho-constantino, E. Escamilla-Silva, L. Dendooven, Characteristics and carbon and nitrogen dynamics in soil irrigated with wastewater for different lengths of time, *Bioresour Technol*, vol 85, 2002, pp. 79-187.
- [5] C. Lubello, R. Gori, F. P. Nicese, F. Ferrini, Municipal treated wastewater reuse for plant nurseries irrigation, *Water research*, vol. 38, 2004, pp. 2939-2947.
- [6] P. N. Singh, S. C. Mohan, Water-use and yield response of sugarcane under different irrigation schedules and nitrogen levels in a subtropical region, *Agricultural Water Management*, vol. 26, 1994, pp.253-264.
- [7] A. Kouraa, F. Fethi, A. Fahde, A. Lahlou, N. Quazzani, Reuse of urban waste- water treated by a combined stabilization pond system in Benslimane (Morocco), *Urban Water*. vol. 4, 2002, pp. 373-378.
- [8] D. Baumgartne, S. C. Sampaio, T. R. Silva, C. R. P. Teo, M. A. Vilas Boas, Reúso de águas residuárias da piscicultura e da suinocultura na irrigação da cultura do alface, *Engenharia Agrícola*, vol. 27, 2007, pp. 152-163.
- [9] H. G. Santos, *Sistema brasileiro de classificação dos solos*. 3. ed. Brasília, DF: Embrapa, 2013.
- [10] A. Feigin, I. Ravina, J. Shalhevet, *Irrigation with treated sewage effluent: management for environmental protection*, Berlin: Springer-Verlag, 1991, pp. 224.
- [11] M. B. Pescod, *Wastewater treatment and use in agriculture*, Rome: FAO, 1992, pp. 125.
- [12] D. Fatta, Z. Sallem, M. Mountadar, O. Assobhei, M. Loizidou, Urban wastewater treatment and reclamation for agricultural irrigation: the situation in Morocco and Palestine, *The Environmentalist*, vol. 24, 2004, pp. 227-236.
- [13] Embrapa. Centro Nacional de Pesquisa de Solos. *Manual de métodos de análise de solo*, 2nd ed, Documentos, vol. 1, Embrapa-CNPQ, Rio de Janeiro, 1997, pp. 212.
- [14] SAS (INSTITUTE INC. SAS®) Analytics U aims to close analytics skills gap, Cary, NC, 2014. Disponível em: <http://www.sas.com/en_us/news/press-releases/2014/march/analytics-u-sgf14.html>. Acesso em: 28 set. 2016.

- [15] N.F. Silva et al. Desenvolvimento do pinhão-mansô (JatrophaCurcas L.) em função da irrigação por gotejamento subsuperficial. Revista Caatinga, Mossoró, v. 27, n. 4, p. 85 – 94, 2014
- [16] A.F. Fonseca A. F. et al. Agricultural use of treated sewage effluents: agronomic and environmental implications and perspectives for Brazil. Scientia Agricola, Piracicaba, v. 64, n.2, p. 194-209, 2007.
- [17] L.A. Schipper, et al. Impact of land-applied tertiary-treated effluent on soil biochemical properties. J. Environ. Qual., 25, 1996, 1073-1077.
- [18] L.C. Tasso Júnior et al. Produtividade e qualidade de cana-de-açúcar cultivada em solo tratado com lodo de esgoto, vinhaça e adubos minerais. Engenharia Agrícola, Jaboticabal, v. 27, n. 1, 2007, p.276-283.
- [19] A.F. Fonseca, Disponibilidade de nitrogênio, alterações nas características químicas do solo e do milho pela aplicação de efluente de esgoto tratado. Dissertação de Mestrado, Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz, Universidade de São Paulo, Piracicaba, 2001.
- [20] J.O. Duarte, Cultivo do milho: importância econômica. <http://www.sistemasdesproçãp.cnptia.embrapa.br/Fontes.HTML/Milho/CultivodoMilho/importância.htm>. 22 F.

Versão Provisória 2019-07-16

RESUMO

O presente trabalho objetivou avaliar os parâmetros químicos do solo cultivado com laranjeiras e irrigado com esgoto doméstico tratado via gotejamento superficial e subsuperficial. As avaliações foram conduzidas na Fazenda Lagoa Bonita/UNASP em Engenheiro Coelho, SP. Foram realizadas análises de solo, água de reservatório e EDT e também dos frutos para verificação das características químicas e de produtividade. O tratamento irrigação subsuperficial com aplicação de água foi o que apresentou as maiores médias para o pH, Ca (0,20 m), Mg (0,20; 0,40m), Mg (coletas 1 a 4), e MO na primeira coleta. O tratamento irrigação subsuperficial com aplicação de efluente apresentou as menores médias para o pH (0,20 e 0,60m), Ca (0,20 e 0,60m), Mg (0,20 e 0,60m), Mg, coletas 1,2, 4 e 5, MO, coleta 2 e 5. O tratamento sem irrigação apresentou as maiores médias para NO_3^- , S, Zn e B e o tratamento subsuperficial apresentou as maiores médias para NH_4^+ e Mn. Há que se considerar que durante o ciclo da cultura houve um grande volume de precipitação que pode ter interferido diretamente na movimentação dos nutrientes no solo e conseqüentemente afetado a produtividade da planta. A aplicação do efluente quando comparado a água apresentou as maiores médias para as variáveis: NH_4^+ , Cu, Zn, Fe e Mn. O presente trabalho apresentou resultados promissores em relação à irrigação da cultura da laranja com EDT via irrigação superficial e subsuperficial, porém sugere-se, trabalhos futuros, estudos em longo prazo que detalhem de forma mais minuciosa o balanço de nutrientes realmente aplicados no solo.

Palavras-Chave

Efluente, Gotejamento, Subsuperficial, *Citrus sinensis* (L)

1. INTRODUÇÃO

O reuso de água para fins na agricultura apresenta-se como uma possibilidade para reversão do quadro de escassez e uma das maneiras de unir comprometimento social e ambiental, pois constitui método que minimiza a poluição nos mananciais e possibilita a utilização dos recursos hídricos de boa qualidade para outras atividades executadas em geral pela sociedade, devido à recolocação da água de boa qualidade, visando o emprego racional e eficiente de água na agricultura [1, 2 e 3].

A utilização de esgoto doméstico tratado (EDT) na irrigação de plantas, não obstante por ser uma prática antiga e comum em diversos países [4] é recente no Brasil e representa uma alternativa no uso de nutrientes, com grande potencial de uso em áreas agrícolas. Essa prática de reuso pode impedir que milhares de litros de esgoto sejam lançados nos corpos hídricos e no solo, mantendo assim as águas superficiais potáveis para o abastecimento humano e a dessedentação animal, preservando ainda a fauna e flora aquática e ainda no fornecimento de alguns nutrientes aos vegetais cultivados [5].

O interesse pelo sistema de gotejamento subsuperficial se dá em função da necessidade de tecnologias que apresentem maior eficiência na aplicação da água e que permitam o reuso de águas residuárias. Devido ao fato de se utilizar quantidade baixa de água em razão de uma taxa evaporativa baixa, redução dos impactos mecânicos e além da utilização em diversas culturas, o sistema de irrigação subsuperficial é indispensável em locais onde ocorre grande consumo de água pelas plantas, acarretando aumento da produtividade e, garantindo a eficiência do sistema [6]. O sistema de irrigação por gotejamento subsuperficial com o uso de efluente se destaca como uma possibilidade de elevação da produtividade da cultura utilizada devido à alta eficiência do sistema, isso se deve ao

fato de que ocorre um acúmulo de nutrientes e fornecimento de água necessária para o desenvolvimento da planta.

O uso de EDT na irrigação agrícola, além de amenizar os possíveis riscos de contaminação dos rios e lagos e, suprir hidricamente as culturas, apresenta um alto potencial de fornecimento de nutrientes fundamentais ao desenvolvimento da planta, em especial, nitrogênio (N), fósforo (P) e potássio (K) [3]. As alterações ocorridas nos atributos químicos do solo, influenciadas pela adoção de tal técnica, são proporcionais à qualidade do EDT utilizado e ao tempo de irrigação. Por isso, curtos prazos de aplicação nem sempre são suficientes para surtirem efeitos significativos na qualidade química do solo, sendo necessários, para isso, alguns anos de adoção [7 e 8].

A aplicação de esgoto doméstico tratado no solo cultivado com laranja via gotejamento superficial e subsuperficial pode fornecer resultados que orientem a otimização de reuso de água na irrigação, minimizando custos e impactos ambientais. O objetivo deste trabalho é avaliar os parâmetros químicos e físicos do solo cultivado com laranjeiras e irrigado com esgoto doméstico tratado via gotejamento subsuperficial.

2. METODOLOGIA

O experimento foi instalado no ano de 2016, em um pomar de 20 anos de laranja Pêra Coroa em Engenheiro Coelho – SP (22°29'18''S e Longitude de 47°12'54''W e altitude média de 655 m). O clima da região é o subtropical úmido do tipo Cwa (Köppen). O solo predominante é classificado como Argissolo Vermelho - Amarelo Eutrófico típico [9].

Antes da implantação do experimento foram retiradas amostras de solo para análise química, nas profundidades de 0,0-0,20 m e 0,20-0,40 m. Os resultados estão descritos na Tabela 1.

A variedade é a laranja Pêra Coroa, o porta enxerto é o limoeiro 'Cravo' (*Citrus limonia* Osbeck) e o pomar apresenta aproximadamente 20 anos de instalação na área. A adubação da cultura era realizada com NPK (10-10-10) com nitrato e 0,1% de boro, sendo aplicado 1 kg planta⁻¹ de acordo com orientações do profissional responsável pelo pomar, além da realização dos tratamentos culturais necessários.

O delineamento experimental utilizado foi em faixas de cultivo no esquema de parcelas subdivididas. O experimento é constituído por cinco (5) tratamentos com cinco (5) repetições, totalizando vinte e cinco (25) unidades experimentais. Nas parcelas estão sendo avaliadas as duas qualidades de água (esgoto doméstico tratado – EDT, e água de reservatório – AR) e nas subparcelas as duas profundidades da fita gotejadora (sistema gotejamento em superfície e sistema de gotejamento em subsuperfície – 0,10m); e a testemunha sem irrigação. Cada unidade experimental apresentou aproximadamente 40 m de comprimento, com 13 plantas, sendo o espaçamento entre as mesmas de 3 m e entre linhas de 6 m com 5 repetições, conferindo uma área total de 240 m² no espaçamento combinado.

Tabela 1. Caracterização química do solo da área experimental

Parâmetro	0,0 - 0,20 m	0,20-0,40 m
pH	5	4
Fósforo (P) mg dm ⁻³	77	18
Enxofre (S) mg dm ⁻³	—	—
Potássio (K) mmol _c dm ⁻³	1,8	15
Cálcio (Ca) mmol _c dm ⁻³	19	8
Magnésio (Mg) mmol _c dm ⁻³	6	4
Alumínio (Al) mmol _c dm ⁻³	0,00	—
H + Al ⁽¹⁾ cmol _c dm ³	39	42
CTC ⁽²⁾ mmol _c dm ³	66	56
RAS ⁽³⁾ mmol _c dm ³	0,047	—
MO ⁽⁴⁾ g dm ³	27	15
V ⁽⁵⁾ %	41	25
B mg dm ⁻³	0,46	0,35
Cu mg dm ⁻³	22	9
Fe mg dm ⁻³	64	52
Mn mg dm ⁻³	3,25	3,65
Zn mg dm ⁻³	7,5	2,5

⁽¹⁾Acidez potencial; ⁽²⁾ Capacidade de troca de cátions; ⁽³⁾ Razão de absorção de sódio; ⁽⁴⁾ Matéria orgânica; ⁽⁵⁾Saturação de bases

Os resultados da caracterização da água de reservatório utilizada na irrigação obtidos nas coletas realizadas entre agosto de 2016 e agosto de 2017 encontram-se na Tabela 2. Para método de comparação foram utilizados valores de referencias encontrados na Resolução 357/05 do Conselho Nacional de Meio Ambiente (CONAMA).

No experimento foram utilizadas duas qualidades de água, sendo uma proveniente de um reservatório superficial (ARS) próximo da área experimental, e a outra, esgoto doméstico tratado (EDT), proveniente da Estação de Tratamento de Esgoto da UNASP, compreendendo os dejetos domésticos e sanitários dos diversos espaços que compunham a universidade.

Amostras de água do reservatório e EDT foram coletadas para realização de análises físicas, químicas e microbiológicas entre agosto de 2016 para caracterização, as demais foram coletadas no mês de novembro de 2016, fevereiro de 2017, maio de 2017 e agosto de 2017, contemplando assim o ciclo da cultura.

A aplicação de água de reservatório e do EDT foram realizadas por um sistema de irrigação localizada do tipo gotejamento superficial e subsuperficial a 0,10 m de profundidade do solo. Os gotejadores utilizados foram da marca Netafim, modelo Super Typhoon, espaçados a cada 0,7 m, com vazão de 0,70 Lh⁻¹ e espessura de parede de 0,38 mm. As irrigações foram realizadas três vezes por semana com base nos tratamentos e de forma acumulada. O volume total aplicado em cada parcela foi de 425 L de qualidade de água (água de reservatório, EDT, de acordo com o tratamento proposto). Os dados climáticos foram coletados de uma estação meteorológica instalada no UNASP, próximo à área de cultivo com citros.

Tabela 2. Resultados da análise de caracterização da água de reservatório

Constituintes	Ago/16	Nov/16	Fev/17	Mai/17	Ago/17	CONAMA 357/05
Aspecto	Límpido	Límpido	Límpido	Límpido	Límpido	Límpido
Odor	NO*	NO	NO	NO	NO	NO
Turbidez (NTU)**	0	0,13	0	0	0,1	5
CE (dSm-1)	1,0	1,17	1,01	1,146	1,01	0,5
pH	7	7	6,9	7,04	7,01	6,0 a 9,0
Ca (mg L-1)	3,5	3,1	2,8	3,1	5,38	20 a100
Mg (mg L-1)	0,3	0,4	0,4	0,71	0,92	0,3
Fe (mg L-1)	0,02	0,01	0,01	0,01	0,06	0,3
S (mg L-1)	0,3	1,4	0,9	1,3	0,1	0,002
B (mg L-1)	0	0,001	0,02	0,001	0,043	0,5
Cu (mg L-1)	0	0,1	0	0	0,01	0,009
Zn (mg L-1)	0	0	0	0	0,04	0,18
Cloreto (mg L-1)	0	0,137	0,142	0,145	0,02	250
Sulfato (mg L-1)	0	0	0	0	0	250
Fluoreto (mg L-1)	0	0	0	0	0	1,4
Fosf. total (mg L-1)	0,1	0,6	0	0,01	0,2	0,020
N total (mg L-1)	0,4	7,4	5,1	7,1	0,21	3,7
Nitrato (mg L-1)	0	2,5	0	0	0	10,0
Nitrito (mg L-1)	0	2,05	0	0	0	1,0
DQO (mg L-1)	0,018	0,022	0	0,0187	0,018	>5
Óleos e graxas	0	0	0	0	0	Ausentes
Colif. Fecais***	0	0	0	0	0	1000
Colif. Termotoler.	0	0	0	0	0	5000

*NO (Não Objetável); **NTU (Unidades Nefelométricas de Turbidez); ***Organismos por 100 mililitros

A Tabela 3 apresenta os resultados para caracterização do esgoto doméstico tratado proveniente da Estação de Tratamento de Esgoto da UNASP em Engenheiro Coelho – SP, bem como os valores de referência encontrados em trabalhos [10] [11] [12].

Tabela 3. Resultados da análise de caracterização do esgoto doméstico tratado

Constituintes	Ago/16	Nov/16	Fev/17	Mai/17	Ago/17	Valores de Referência
C E (dSm ⁻¹)	784,5	430,2	740	654	759,1	1,0 a 3,1
pH	7,02	6,8	7	7,1	7,5	6,5 a 8,4
Ca	31	38	24	29,5	17,2	20 a 120
Mg	4,63	6	4,58	7,2	3,26	10 a 50
Fe	3,3	5,7	2,5	2,9	0,24	5
Na	17,2	10,1	25,3	18,4	17,75	50 a 250
B	0,7	0,3	0,35	0,8	1,25	0,75
Cu	0,21	0,4	0,23	0,1	0,01	0,009
Fluoreto	0,134	0,124	0,21	0,13	0,28	250
Fosf. total	14,36	8,5	12,1	4,56	10,2	0,025
Nitrato	0,085	2,8	1,44	4,5	2,6	10,0
Nitrito	0,506	2,8	0,66	1,3	0,25	1,0
DQO	0,3	2,8	1,05	2,4	0,36	>5
Óleos e graxas	0,766	1,2	0,25	1,1	0,8	Ausentes
STD	244	300	284	123	87	500
Colif. Fecais***	43	87	55	57	42	1000
Colif. Term.	7,3	10,1	4,8	6	7	5000

*NO (Não Objetável); **NTU (Unidades Nefelométricas de Turbidez); ***NMP/mL de água

As coletas para a análise química do solo foram realizadas em agosto de 2016, novembro de 2016, fevereiro de 2017, maio de 2017 e agosto de 2017, contemplando o início e o término do ciclo da cultura. As amostras foram coletadas nas profundidades de 0,0-0,20; 0,20-0,40 e 0,40-0,60 m no perfil do solo, com auxílio de trado. Os parâmetros determinados foram: pH, magnésio (Mg), fósforo (P) e matéria orgânica (MO) [13].

Os dados coletados no experimento foram submetidos à análise de variância (ANAVA). Para comparar os tratamentos foi utilizado o teste de Tukey considerando $\alpha=5\%$. Para as análises estatísticas e desdobramento das interações foi utilizada a macro pdmix800 (Saxton, 1998) no software SAS [14].

3. RESULTADOS

As médias foram maiores para pH nas três profundidades avaliadas 0,0-0,20 m, 0,20-0,40 m e 0,40-0,60 m, com a combinação dos tratamentos Irrigação subsuperficial e aplicação de água. Sendo que na profundidade 0,20 m, na irrigação subsuperficial com água encontra-se a maior média. Nos demais não se observou diferença significativa. (Tabela 4).

Tabela 4. Teste de média considerando os fatores avaliados para pH do solo.

Irrigação	Qualidade de água	Profundidade do solo	Média	Erro padrão da média	Tukey
Subsuperficial	Água	0,20	5,27	0,10	A
Superficial	Água		5,01	0,10	ab
Superficial	EDT		4,78	0,10	b
Sem irrigação	Sem Irrigação		4,75	0,10	b
Subsuperficial	EDT		4,60	0,10	b
Subsuperficial	Água	0,40	4,76	0,10	a
Superficial	Água		4,62	0,10	ab
Sem irrigação	Sem Irrigação		4,43	0,10	ab
Subsuperficial	EDT		4,34	0,10	b
Superficial	EDT		4,31	0,10	ab
Superficial	Água	0,60	4,52	0,10	a
Subsuperficial	Água		4,38	0,10	a
Sem irrigação	Sem Irrigação		4,31	0,10	a
Superficial	EDT		4,22	0,10	a
Subsuperficial	EDT		4,17	0,10	a

O tratamento via irrigação subsuperficial com aplicação de água foi o que apresentou as maiores médias para o pH na profundidade de 0,20 m. O tratamento irrigação subsuperficial com aplicação de efluente apresentou menor média de pH nas profundidades de 0,20 e 0,60 m (Tabela 4).

[15] Trabalhando com efluente de esgoto tratado aplicado também em laranjeiras obteve os maiores valores para o pH na primeira coleta de solo, a partir de então o pH foi sofrendo pequena alcalinização. [16] Também observou pequena alcalinização no solo de seu experimento quando trabalhou com esgoto doméstico tratado. Por outro lado, pequenos aumentos do pH no solo irrigado com efluente de esgoto tratado podem ocorrer por estarem associados a alta taxa de desnitrificação onde produziram íons hidroxila [17].

Na Tabela 5 apresentam-se os valores médios para a variável resposta Mg, nesta se observa que os tratamentos irrigação subsuperficial/superficial com aplicação de água foram os que apresentaram as maiores médias. O tratamento irrigação subsuperficial e com aplicação do efluente, apresentou a menor média de Mg, em que esta diferiu estatisticamente dos tratamentos com maiores médias. No que se refere as profundidades de 0,40 e 0,60 m não houveram diferenças estatísticas entre os tratamentos avaliados para Mg (Tabela 5).

Tabela 5. Desdobramento da interação Irrigação × Qualidade de água na profundidade do solo para a variável Mg (cmolc dm⁻³)

Irrigação	Qualidade de água	Profundidade do solo	Mg (cmolc dm ⁻³)
Subsuperficial	Água	0,20	0,96 a
Superficial	Água	0,20	0,78 a
Sem irrigação	Sem Irrigação	0,20	0,77 ab
Superficial	EDT	0,20	0,71 ab
Subsuperficial	EfDT	0,20	0,51 b
Subsuperficial	Água	0,40	0,55 a
Sem irrigação	Sem Irrigação	0,40	0,53 a
Superficial	Água	0,40	0,41 a
Subsuperficial	EDT	0,40	0,33 a
Superficial	EDT	0,40	0,32 a
Sem irrigação	Sem Irrigação	0,60	0,42 a
Superficial	Água	0,60	0,38 a
Subsuperficial	Água	0,60	0,35 a
Superficial	EDT	0,60	0,22 a
Subsuperficial	EDT	0,60	0,22 a

No presente trabalho foi observada uma relação diretamente proporcional entre a diminuição dos valores de pH e o decréscimo de magnésio no solo, corroborando com o que afirmou [18] que a diminuição dos teores de Mg está associada ao nível de acidez do solo.

Para a variável Mg com relação a interação Irrigação × Líquido aplicado nas duas primeiras coletas não houve diferenças estatísticas entre os tratamentos. Nas coletas 3 e 4 a irrigação subsuperficial e aplicação de água apresentaram as maiores médias de Mg. Nas coletas 4 e 5 o tratamento com a menor média foi com irrigação subsuperficial com aplicação do efluente.

Tabela 6 - Teste de média considerando a interação Irrigação × Qualidade de água com desdobramento do período de coletas para a variável Mg (cmolc dm^{-3})

Irrigação	Líquido aplicado	Coleta	Média	Erro padrão da média	Tukey
Subsuperficial	Água	1	0,66	0,07	a
Superficial	EDT		0,60	0,07	a
Superficial	Água		0,48	0,07	a
Sem irrigação	Sem Irrigação		0,48	0,07	a
Subsuperficial	EDT	2	0,39	0,07	a
Subsuperficial	Água		0,78	0,07	a
Sem irrigação	Sem Irrigação		0,68	0,07	a
Superficial	Água		0,66	0,07	a
Superficial	EDT	3	0,64	0,07	a
Subsuperficial	EDT		0,49	0,07	a
Subsuperficial	Água		0,51	0,07	a
Sem irrigação	Sem Irrigação		0,44	0,07	ab
Superficial	Água	4	0,43	0,07	ab
Subsuperficial	EDT		0,30	0,07	ab
Superficial	EDT		0,15	0,07	b
Subsuperficial	Água		0,58	0,07	a
Sem irrigação	Sem Irrigação	5	0,53	0,08	ab
Superficial	Água		0,50	0,07	ab
Superficial	EDT		0,30	0,07	ab
Subsuperficial	EDT		0,26	0,07	b
Sem irrigação	Sem Irrigação	5	0,75	0,07	a
Subsuperficial	Água		0,58	0,07	ab
Superficial	Água		0,55	0,07	ab
Superficial	EDT		0,40	0,07	ab
Subsuperficial	EDT		0,33	0,07	b

Com relação à variável P (mg dm^{-3}) não houve diferenças estatísticas para os quatro fatores avaliados: Irrigação, Líquido aplicado, coleta e profundidade (Tabela 9).

Tabela 7 - Teste de média considerando os fatores Irrigação, Líquido aplicado, coleta e profundidade para a variável P (mg dm^{-3}).

Irrigação	N Obs	Média	Erro padrão da média
Sem irrigação	45	16,96	2,90
Subsuperficial	90	16,60	1,83
Superficial	90	21,14	2,33
Líquido aplicado	N Obs	Média	Erro padrão da média
EDT	90	25,21	2,58
Sem Irrigação	45	16,96	2,90
Água	90	12,52	1,16
Coleta	N Obs	Média	Erro padrão da média
1	45	21,21	2,62
2	45	11,50	1,33
3	45	20,26	3,68
4	45	20,82	3,96
5	45	18,64	2,27
Profundidade	N Obs	Média	Erro padrão da média
20	74	33,78	2,80
40	76	13,91	1,06
60	75	8,04	1,49

Nota: N = número de observações

Os maiores valores de Fósforo aparecem nos tratamentos que receberam esgoto doméstico tratado via irrigação superficial na profundidade de 0,20 cm. Em seu trabalho [19] constatou que a disposição de efluente tratado no solo adubado não exerceu influência alguma no teor de fósforo, mas houve decréscimo de magnésio, independente da água de irrigação utilizada sendo ela potável ou efluente tratado.

[20] Trabalhando com hortaliças, verificaram que os teores médios de fósforo no solo não diferiram significativamente entre os tratamentos utilizados, dentre eles: água potável; água residuária filtrada por filtro de areia; água residuária com injeção de gás carbônico e ultravioleta.

Não se evidencia de forma clara a influência da qualidade de água utilizada em relação ao teor de MO do solo, porém, há indícios que a forma como o líquido usado para aplicação sobre o solo, no caso via irrigação superficial tenha favorecido esta interferência, possivelmente pela variação da umidade do solo pelo fato de que houve períodos de grande precipitação durante a execução do experimento.

4. CONCLUSÕES

O tratamento via irrigação subsuperficial com aplicação de água foi o que apresentou as maiores médias para a maioria das variáveis avaliadas como o pH, cálcio na profundidade de 0,20 m, magnésio nas profundidades 0,20 e 0,40 m também nas coletas de 1 a 4 e matéria orgânica na primeira coleta. O tratamento irrigação subsuperficial com aplicação de efluente apresentou as menores médias para as variáveis como o pH e Mg nas profundidades de 0,20 e 0,60 m e ainda magnésio nas coletas 1,2, 4 e 5 e, matéria orgânica nas coletas 2 e 5.

O presente trabalho apresentou resultados promissores em relação à irrigação da cultura da laranja com EDT via irrigação superficial e subsuperficial, porém sugerem-se, trabalhos futuros, estudos em longo prazo que detalhem de forma mais minuciosa o balanço de nutrientes realmente aplicados no solo.

AGRADECIMENTOS

A CAPES e ao CNPQ pelo apoio financeiro

REFERÊNCIAS

- [1] ANA (Agência Nacional das águas) Relatório de conjuntura de recursos hídricos no Brasil, 2009: Demandas de uso consuntivo. 2011. Disponível em: <<http://conjuntura.ana.gov.br/conjuntura/>>10 mar. 2017.
- [2] I. P. Andrade, A. A. A. Montenegro, J. A. A. Silva, M. B. G. S. Freire, T. E. M. Santos, Impacto do reúso de efluentes de esgoto no lixiviado de solos cultivados com milho, *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, vol. 9, 2005, pp. 212-216.
- [3] D. Sandri, E. E. M. Matsura, R. Testezlaf, Alteração química do solo irrigado por aspersão e gotejamento subterrâneo e superficial com água residuária, *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, vol. 13, 2009, pp.755–764.
- [4] E. Ramirez-Fuentes, C. Lucho-constantino, E. Escamilla-Silva, L. Dendooven, Characteristics and carbon and nitrogen dynamics in soil irrigated with wastewater for different lengths of time, *Bioresour Technol*, vol 85, 2002, pp. 79-187.
- [5] C. Lubello, R. Gori, F. P. Nicese, F. Ferrini, Municipal treated wastewater reuse for plant nurseries irrigation, *Water research*, vol. 38, 2004, pp. 2939-2947.
- [6] P. N. Singh, S. C. Mohan, Water-use and yield response of sugarcane under different irrigation schedules and nitrogen levels in a subtropical region, *Agricultural Water Management*, vol. 26, 1994, pp.253-264.
- [7] A. Kouraa, F. Fethi, A. Fahde, A. Lahlou, N. Quazzani, Reuse of urban waste- water treated by a combined stabilization pond system in Benslimane (Morocco), *Urban Water*. vol. 4, 2002, pp. 373-378.
- [8] D. Baumgartne, S. C. Sampaio, T. R. Silva, C. R. P. Teo, M. A. Vilas Boas, Reúso de águas residuárias da piscicultura e da suinocultura na irrigação da cultura do alface, *Engenharia Agrícola*, vol. 27, 2007, pp. 152-163.
- [9] H. G. Santos, *Sistema brasileiro de classificação dos solos*. 3. ed. Brasília, DF: Embrapa, 2013.
- [10] A. Feigin, I. Ravina, J. Shalhevet, *Irrigation with treated sewage effluent: management for environmental protection*, Berlin: Springer-Verlag, 1991, pp. 224.
- [11] M. B. Pescod, *Wastewater treatment and use in agriculture*, Rome: FAO, 1992, pp. 125.
- [12] D. Fatta, Z. Sallem, M. Mountadar, O. Assobhei, M. Loizidou, Urban wastewater treatment and reclamation for agricultural irrigation: the situation in Morocco and Palestine, *The Environmentalist*, vol. 24, 2004, pp. 227-236.
- [13] Embrapa. Centro Nacional de Pesquisa de Solos. *Manual de métodos de análise de solo*, 2nd ed, Documentos, vol. 1, Embrapa-CNPQ, Rio de Janeiro, 1997, pp. 212.
- [14] SAS (INSTITUTE INC. SAS®) Analytics U aims to close analytics skills gap, Cary, NC, 2014. Disponível em: <http://www.sas.com/en_us/news/press-releases/2014/march/analytics-u-sgf14.html>. Acesso em: 28 set. 2016.
- [15] N.F. Silva et al. Desenvolvimento do pinhão-mansô (*JatrophaCurcas L.*) em função da irrigação por gotejamento subsuperficial. *Revista Caatinga*, Mossoró, v. 27, n. 4, p. 85 – 94, 2014

- [16] A.F. Fonseca A. F. et al. Agricultural use of treated sewage effluents: agronomic and environmental implications and perspectives for Brazil. *Scientia Agricola*, Piracicaba, v. 64, n.2, p. 194-209, 2007.
- [17] L.A. Schipper, et al. Impact of land-applied tertiary-treated effluent on soil biochemical properties. *J. Environ. Qual.*, 25, 1996, 1073-1077.
- [18] L.C. Tasso Júnior et al. Produtividade e qualidade de cana-de-açúcar cultivada em solo tratado com lodo de esgoto, vinhaça e adubos minerais. *Engenharia Agrícola*, Jaboticabal, v. 27, n. 1, 2007, p.276-283.
- [19] A.F. Fonseca, Disponibilidade de nitrogênio, alterações nas características químicas do solo e do milho pela aplicação de efluente de esgoto tratado. Dissertação de Mestrado, Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz, Universidade de São Paulo, Piracicaba, 2001.
- [20] J.O. Duarte, Cultivo do milho: importância econômica. <http://www.sistemasdesproçãp.cnptia.embrapa.br/Fontes.HTML/Milho/CultivodoMilho/importância.htm>. 22 F.

Versão Provisória 2019-07-16

DESEMPENHO SANITÁRIO DE LEITOS DE SECAGEM DE LAMAS FECAIS EM MOÇAMBIQUE

Oswaldo Moiambo¹, Raúl Mutevuie², Filipa Ferreira³, José Saldanha Matos⁴

INTRODUÇÃO

O acesso ao saneamento melhorado nos países em desenvolvimento é assegurado por meio de sistemas descentralizados, ou seja, latrinas ou fossas sépticas. Na África subsariana, por exemplo, cerca de 65-100% das áreas urbanas são servidas por este tipo de sistemas [1]. É por essa razão que, nos últimos tempos, tem sido cada vez mais frequente a proposta de utilização de leitos de secagem para a desidratação de lamas fecais (DLF), por se tratar, principalmente, de uma solução que se ajusta à realidade desses países em termos técnicos, económicos e socio-ambientais. A DLF em leitos de secagem ocorre, fundamentalmente, através de dois processos, até se alcançar o teor de sólidos desejados: a separação sólido-líquido, através do meio filtrante, por meio da drenagem gravítica da água livre; e a evaporação da água adsorvida, capilar e/ou celular.

No entanto, esse processo é ainda muito pouco abordado na literatura de especialidade, havendo ainda limitações de conhecimento, principalmente no que se refere à modelação do processo de desidratação e à evolução da qualidade microbiológica das lamas fecais durante este processo. Essa abordagem reveste-se de especial importância para países como Moçambique, dado que se crê que esta tecnologia de saneamento de baixo-custo seja aplicada a uma parte significativa das vilas e cidades do País, como componente importante de um saneamento seguro.

A presente comunicação visa divulgar o estudo do desempenho sanitário dos leitos de secagem, aferindo-se o decaimento do teor das bactérias de *E. coli*, durante o processo de DLF.

METODOLOGIA

O estudo experimental está a ser conduzido na instalação-piloto de desidratação de lamas, na cidade Tete, Moçambique (abreviadamente designada por IPDL-Tete). Conforme se apresenta na Figura 1, a IPDL-Tete apresenta três unidades de leitos de secagem de lamas (designados por LS01, LS02 e LS03), constituídos de plástico, cada uma com 1 m³ de volume e 1 m² de área. Cada leito de secagem dispõe de um meio filtrante de 40 cm de espessura, composto por areia e brita e um dreno no fundo para a coleta da massa líquida drenada. A seleção do material que compõe o meio filtrante, incluindo a espessura e granulometria adotados, baseou-se nas especificações sugeridas pela bibliografia de especialidade (e.g. Strande et al. [1]) e correspondem aos valores médios aproximados.

¹ CERIS - Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Av. Rovisco Pais, Lisboa, Portugal. moiambo03@gmail.com

² CERIS - Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Av. Rovisco Pais, Lisboa, Portugal.

³ CERIS - Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Av. Rovisco Pais, Lisboa, Portugal.

⁴ CERIS - Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Av. Rovisco Pais, Lisboa, Portugal.



Figura 1. Instalação-piloto de tratamento de lamas na cidade de Tete, Moçambique

As lamas fecais que estão a ser utilizadas na IPDL-Tete tem origem em latrinas, fossas sépticas individuais (FS) e em balneários públicos (BP), sendo recolhidas por um camião limpa fossas do concelho municipal da cidade de Tete. O material removido corresponde à totalidade do volume contido na infraestrutura, ou seja, à lama sedimentada mas também ao volume de águas residuais acumulada.

A monitorização dos ensaios inclui a medição, em campo e periódica, de parâmetros como a temperatura, teor de água das lamas, radiação solar, E.coli (um organismo indicador da contaminação fecal), SST e CBO₅. Para aferir o teor do microrganismo indicador de contaminação, optou-se pela utilização inovadora de Kits, adaptados à realidade local no que se refere à escassez de laboratórios especializados.

RESULTADOS E CONCLUSÕES

No artigo serão divulgados os efeitos que a aplicação de diferentes cargas volumétricas, de lamas fecais com diferentes origens, têm sobre o decaimento do teor de microrganismos de E. coli.

Os resultados, até então obtidos, enquadram-se dentro dos normalmente referidos na literatura de especialidade. O estudo sanitário (decaimento dos microrganismos indicadores de contaminação) será também fundamental para avaliar a possibilidade de agregar uma mais valia ao tratamento de lamas fecais em Moçambique, nomeadamente na reutilização de lamas desidratadas para a produção de alimentos (agricultura) e correção de solos, com níveis de segurança compatíveis.

REFERÊNCIAS

- [1] L, Strande et al., Faecal Sludge Management - Systems Approach for Implementation and Operation. London: IWA Publishing, 2014.

TRATAMENTO DE ÁGUAS CINZENTAS ATRAVÉS DE PAREDES VERDES

Patricia Pissarra¹, Joana Piseiro², Lia Fernandes³, Sílvia Monteiro⁴, Ricardo Santos⁵, Alice Caruso⁶, Elisa Costamagna⁷, Silvia Fiore⁸, Francesca Demichelis⁹, Fulvio Boano¹⁰, Ana Galvão¹¹

INTRODUÇÃO

Assegurar a disponibilidade de água nas grandes cidades tem vindo a ser um desafio cada vez maior nas grandes cidades, onde a população está em constante crescimento. Esta problemática, juntamente com os incentivos da Comissão Europeia sobre desenvolvimento de soluções naturais para o tratamento de água [1], dão lugar às paredes verdes adaptadas como solução de tratamento de águas cinzentas. Esta solução apresenta não só uma nova fonte de água recuperada em áreas urbanas como também incentiva a expansão de infraestruturas verdes nas cidades.

Grande parte das soluções existentes para o tratamento de águas cinzentas baseiam-se em métodos físico-químicos e biológicos, no entanto, a possibilidade de adaptar de paredes verdes para tratamento de águas cinzentas tem vindo a aumentar. Alguns exemplos de sucesso incluem uma parede verde implementada na fachada de um escritório em Pune, Índia [2] e num hotel em Girona, Espanha [3].

De forma a conhecer melhor os processos envolvidos nestas soluções de tratamento foi feito um estudo com a finalidade de analisar a capacidade de tratamento de uma parede verde adaptada.

METODOLOGIA

Para a realização deste estudo foi usada uma parede verde modular disponível no mercado. A parede é composta por um conjunto de 3 módulos, cada um com 3 vasos dispostos na horizontal. De modo a perceber e comparar o papel das plantas no processo de tratamento, adaptou-se a parede original de forma a isolar cada vaso e criar 3 linhas de tratamento na vertical. Duas das quais com vegetação, e uma terceira apenas com enchimento para controlo (linha 2).

A cortiça foi o meio de enchimento escolhido para o estudo, dado a sua abundância na região mediterrânea e facto de apresentar algumas características e podem resultar benéficas para a performance da parede verde, como, a leveza e a elevada porosidade e área superficial. A cortiça foi dividida em 3 granulometrias e disposta nos vasos em camadas, com a mais grosseira no topo e a mais fina no fundo do vaso.

¹ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal. patriciapissarra95@gmail.com

² CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal

³ LAIST, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal

⁴ LAIST, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal

⁵ LAIST, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal

⁶ Politecnico di Torino, DIATI - Department of Environment, Land and Infrastructure Engineering, Torino, Italy

⁷ Politecnico di Torino, DIATI - Department of Environment, Land and Infrastructure Engineering, Torino, Italy

⁸ Politecnico di Torino, DIATI - Department of Environment, Land and Infrastructure Engineering, Torino, Italy

⁹ Politecnico di Torino, DIATI - Department of Environment, Land and Infrastructure Engineering, Torino, Italy

¹⁰ Politecnico di Torino, DIATI - Department of Environment, Land and Infrastructure Engineering, Torino, Italy

¹¹ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Lisboa, Portugal

O sistema foi alimentado com um volume de 14L desde outubro de 2018. A água cinzenta foi recolhida através de um sistema instalado numa casa-de-banho do 3º piso do edifício de civil do Instituto Superior Técnico em Lisboa, Portugal. O caudal foi ajustado em conformidade com um período de alimentação de 8h.

Durante o período experimental foram medidos parâmetros como a temperatura, condutividade, pH, oxigénio dissolvido (OD) e potencial redox (ORP). Foram também analisados sólidos suspensos totais (SST), sólidos suspensos voláteis (SSV), carência química de oxigénio (CQO) e parâmetros microbiológicos.

RESULTADOS

Foram analisados tanto o afluente como o efluente. A variação de temperatura entre a entrada e a saída ronda os 2 a 3 graus Celsius. Os valores médios de oxigénio dissolvido e pH registados no efluente foram de, respetivamente, 7,6 mg O₂/L e 7,7.

A evolução da remoção de sólidos encontra-se representada na Figura 1. As eficiências de remoção para cada linha são 77%, 69% e 71% para SST, e 76%, 70% e 70% para SSV. Os SSV representam, em média, 88,4% dos SST, o que revela uma biodegradabilidade alta do efluente. A remoção de CQO apresenta maiores flutuações quando comparada com os sólidos, com um máximo de 98%, um mínimo de -461% e média de 20%. As análises microbiológicas ainda estão a ser processadas.

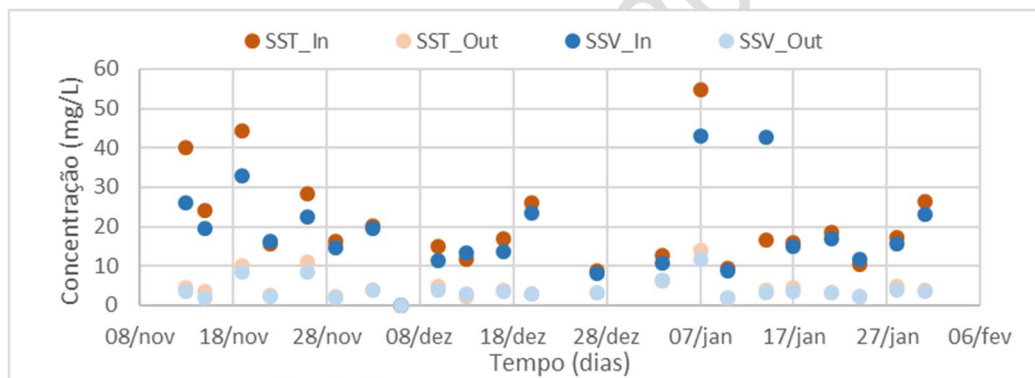


Figura 1. Concentração de remoção de SST e SSV da linha 1.

REFERÊNCIAS

- [1] EU, Towards an EU Research and Innovation policy agenda for Nature-Based Solutions & Re-Naturing Cities. 2015.
- [2] F. Masi et al., “Green walls for greywater treatment and recycling in dense urban areas: A case-study in Pune,” *J. Water, Sanit. Hyg. Dev.*, vol. 6, no. 2, pp. 342–347, 2016.
- [3] H. Gattringer et al., “Novel vertical ecosystem for sustainable water treatment and reuse in tourist resorts,” *Int. J. Sustain. Dev. Plan.*, vol. 11, no. 3, pp. 263–274, 2016.

ESTRATÉGIA DE AVALIAÇÃO DE RISCO DA REUTILIZAÇÃO DE ÁGUA RESIDUAL TRATADA DA FÁBRICA DE ÁGUA DE BEIROLAS PARA REGA DE ESPAÇOS VERDES URBANOS NO PARQUE DAS NAÇÕES

Pedro Póvoa¹, Rita Alves², Susana Santos³, Alexandra Henriques⁴, Rui Mendes⁵

INTRODUÇÃO

As alterações climáticas têm proporcionado em algumas geografias a escassez de recursos hídricos. Por forma a responder a esta nova realidade é necessário pôr em prática estratégias que permitam uma melhor gestão deste recurso, como por exemplo, dar uma nova utilidade à água residual após o seu tratamento nas novas Fábricas de Água. A reutilização de água residual tratada para diversos fins como o industrial e/ou a rega já é uma realidade em muitas regiões e permite fortalecer o carácter resiliente das comunidades, principalmente das mais afetadas pela escassez de água.

Com este trabalho pretende-se realizar a Avaliação de Risco para a reutilização de água residual tratada para rega de espaços verdes urbanos, sendo o caso de estudo a rega de espaços verdes do Parque das Nações com água para reutilização da Fábrica de Água de Beirolos. A matriz de Avaliação de Risco permite avaliar as diversas tipologias de espaços verdes urbanos e dar apoio à decisão quanto a ações corretivas para mitigação de riscos inerentes.

METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DE RISCO

Numa primeira etapa definiu-se a qualidade da água residual tratada a ser fornecida pela Fábrica de Água de Beirolos em conformidade para os fins destinados, como a rega de espaços verdes urbanos públicos com a circulação e permanência de agentes recetores ^[1].

Existe, paralelamente, um trabalho preliminar de campo por parte da Câmara Municipal de Lisboa (CML) para cadastrar e caracterizar tanto os espaços verdes urbanos a regar como a própria rede de rega.

A metodologia para avaliação de risco proposta visa avaliar as diferentes tipologias de espaços verdes urbanos cuja rega será realizada com água residual tratada. É avaliado o

¹ Direção de Gestão de Ativos da Águas do Tejo Atlântico, S.A., p.povoa@adp.pt

² Área de ID&I da Águas do Tejo Atlântico, S.A., rita.alves@adp.pt

³ Área de Fábricas de Água da Águas do Tejo Atlântico, S.A., s.santos@adp.pt

⁴ Câmara Municipal de Lisboa, alexandra.henriques@cm-lisboa.pt

⁵ Lisboa E-Nova, ruimendes@lisboaenova.org

tipo de rega destes espaços, se gota-a-gota ou por aspersão, e quais os riscos associados. São catalogados os diferentes agentes recetores que poderão estar presentes nas imediações e nos próprios espaços verdes, podendo estes ser trabalhadores de manutenção de espaços verdes, outros adultos, idosos e/ou crianças (como grupos de risco). A metodologia contempla a análise dos diversos fatores de exposição dos agentes recetores à água da rega, como por exemplo, se o local é (ou não) vedado ao público, se o horário de rega é noturno, entre outros fatores. São, igualmente, contabilizados os diferentes cenários de possível contacto com a água residual tratada para os diferentes agentes recetores, i.e., contacto com água residual tratada, inalação de aerossóis, ingestão indireta e ingestão direta. Contemplando assim as vias de exposição a agentes patogénicos: inalação, adsorção dérmica e ingestão.

O resultado da Avaliação de Risco fornecida pela matriz dependerá das componentes perigo, vulnerabilidade e dano avaliadas para cada fator anteriormente mencionado (tipologia: de espaço verde urbano, de rega, de agente recetor, de fator de exposição e de cenário). Para a generalidade dos componentes a avaliar utilizou-se escalas numéricas com respetivas correspondências.

Na análise da componente do dano são ainda tidos em conta a probabilidade de falha e a severidade do dano no recetor. Severidade do dano que está intrinsecamente ligada ao tipo de recetor e às consequências para o mesmo, e como tal gerou uma troca de conhecimento entre as entidades envolvidas e especialistas da área da saúde e saúde pública.

Ao nível da fonte de produção de água residual tratada para reutilização, na Fábrica de Água de Beiroas, será reforçada a monitorização da qualidade da água residual tratada usada para reutilização na rega de espaços verdes urbanos no Parque das Nações. Em casos de falhas e/ou incumprimentos na qualidade da água residual tratada fornecida o seu fornecimento poderá ser rapidamente interrompido.

RESULTADOS

Os resultados da aplicação desta matriz permitirão avaliar as diferentes tipologias de espaços verdes urbanos do Parque das Nações e fornecerão informações de apoio à decisão e elaboração de estratégias de mitigação do risco.

CONCLUSÕES

A matriz de Avaliação de Risco permite avaliar o risco da rega de espaços verdes urbanos, localizar as zonas mais críticas e minorar o risco inerente para os diversos agentes recetores. Devido ao dinamismo urbano a Avaliação de Risco destes espaços verdes urbanos será dinâmica e passível de novas reavaliações ao longo do tempo.

REFERÊNCIAS

[1] Metcalf & Eddy / Aecom. Wastewater Engineering - Treatment and Resource Recovery. 5th Edition. Vol. 1 and 2. McGrawHill. New York. 2014.

TRATAMENTO E REUTILIZAÇÃO DE EFLUENTES DOMÉSTICOS: O CASO DE ESTUDO DO CONCELHO DE MANGUALDE

Maria Antoci¹, Filipa Ferreira², Súznel Nelas³

INTRODUÇÃO

A água é um bem essencial para a manutenção da vida humana, e o desequilíbrio presente entre a procura de água e a sua disponibilidade torna-se cada vez mais preocupante. De forma a assegurar o acesso sustentável à água, em qualidade e em quantidade adequada à manutenção dos meios de vida, aprimoraram-se tecnologias que possibilitam a reutilização de efluentes de água residual tratados como fonte alternativa de abastecimento, para outros fins compatíveis. Nesta vertente, preconiza-se a tecnologia de tratamento de águas residuais por reatores biológicos de membrana (MBR, “Membrane Biological Reactors” na terminologia anglo-saxónica), que assegura a elevada qualidade do efluente final, com remoção da carga orgânica e dos nutrientes.

METODOLOGIA

Em território nacional, o interesse pela reutilização de águas residuais tratadas tem vindo a aumentar nos últimos tempos, devido as recentes secas observadas, à consciencialização de valor da água, bem como as razões de carácter político e institucional, no âmbito de desenvolvimento de soluções sustentáveis. Adicionalmente, num quadro de crescentes exigências legais no que se refere à qualidade da água residual tratada, é cada vez mais justificável, técnica e economicamente a opção pela reutilização dos efluentes tratados.

Conscientes da problemática da água face à situação de escassez vivida no final de 2017 no concelho de Mangualde, salienta-se o interesse da Câmara Municipal de Mangualde, num contexto de escassez de água e numa ótica de resiliência hídrica e de sustentabilidade na exploração dos recursos naturais, em promover uma fonte de água alternativa à atual, baseada na reutilização de efluentes das principais ETAR do concelho, para fins industriais, designadamente para abastecimento de água às indústrias de produção de derivados de madeira locais, que consomem aproximadamente, 1 500 m³ de água bruta por dia. Deste modo, realizou-se o estudo e análise da viabilidade técnica e económica de soluções de reutilização segura, com a salvaguarda da saúde pública, dos efluentes tratados na ETAR de Cubos (a reabilitar) e na ETAR Poente de Mangualde (atualmente em construção). Foi também equacionado, para além da aplicação industrial, a reutilização para fins agrícolas, nomeadamente produção de mirtilos, bem como diferentes soluções, a nível infraestrutural, para a implementação do sistema de distribuição de água reciclada. O estudo inclui ainda a componente de tratamento de afinação, por MB, nas ETAR de Tabosa e Cubos. Na Figura 1 encontra-se a localização geral dos fornecedores e consumidores potencialmente interessados, com a respetiva solução proposta.

¹ CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Av. Rovisco Pais 1, 1049-001 Lisboa. maria.antoci8@gmail.com

² CERIS, Instituto Superior Técnico, Universidade de Lisboa, Av. Rovisco Pais 1, 1049-001 Lisboa. filipamferreira@tecnico.ulisboa

³ Câmara Municipal de Mangualde, Largo Dr. Couto, 3534-004 Mangualde. suzel.nelas@cmmangualde.pt

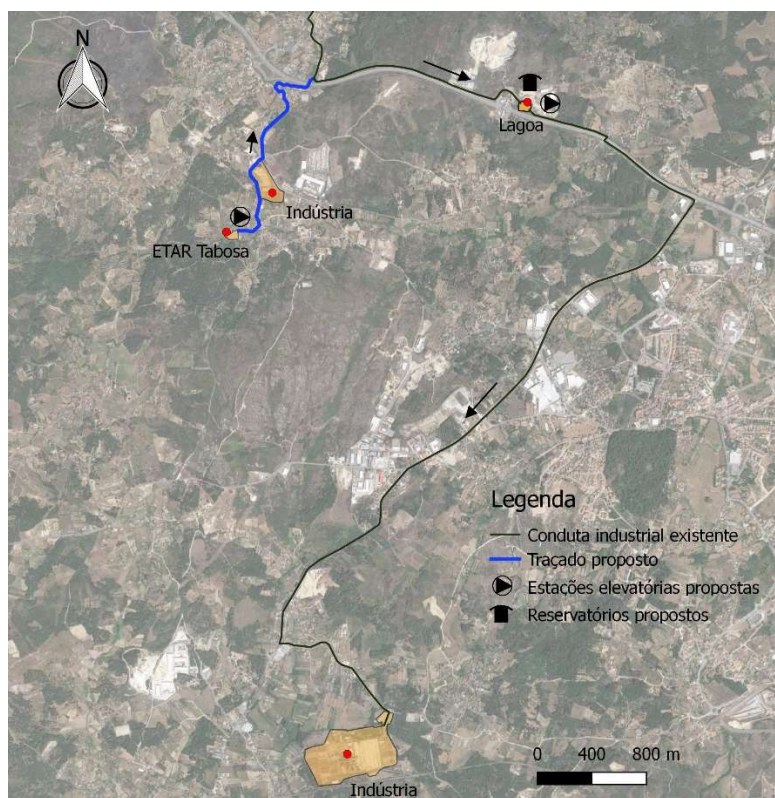


Figura 1. Sistema de adução proposto

RESULTADOS E CONCLUSÕES

A evolução da tecnologia MBR, em particular no que se refere à durabilidade das membranas e da redução dos custos de exploração, torna-a apelativa e competitiva para o tratamento e reutilização das águas residuais. A reutilização de efluentes constitui uma alternativa interessante de abastecimento de água, fiável e constante, que não depende de situações de seca sazonal nem das variações climáticas, com potencial uso em atividades agrícolas e industriais, de higienização urbana ou rega de espaços verdes.

REFERÊNCIAS

- [1] Constituição da República Portuguesa. Decreto-Lei n.º 152/97 – Tratamento de águas residuais urbanas. 1997.
- [2] Monte, H, e Albuquerque, A. Reutilização de águas residuais. Lisboa: Entidade Reguladora dos Serviços de Águas e Resíduos e Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2010.

INFLUENCIA DE LA CARGA ORGÁNICA EN LA PRODUCCIÓN DE BIOMASA EN PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

José G. González V.¹, Adriana Flores Ramírez², Julio C. Orantes A.³, Abril Munro Rojas⁴

RESUMEN

El presente trabajo consistió en determinar la influencia de la Carga Orgánica en la producción de biomasa (lodos biológicos) en una planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR) del tipo lodos activados; la Carga Orgánica (C.O.) y la relación Carbono/Nitrógeno (C/N) fueron las variables de estado estudiadas.

Los lodos biológicos o biomasa, son un inevitable residuo del proceso de tratamiento de las aguas residuales, por eso es importante establecer lineamientos que hagan más eficiente su manejo, al definir los parámetros de C.O. y de relación C/N se pueden establecer criterios de operación que permitan determinar la influencia en el volumen de producción de la biomasa.

Se establecieron diferentes valores para las variables de estado, con ello se crearon diferentes escenarios usando el modelo Activated Sludge Model 1 (ASM1) del International Water Association (IWA) para determinar el impacto de estas variables en la producción de biomasa, el modelo se calibró utilizando datos de caracterización de agua y de producción de lodos de una PTAR real, los escenarios fueron simulados por medio del software GPS-X.

El modelo ASM1 es alimentado con parámetros de calidad del agua, estos parámetros son: Demanda bioquímica de oxígeno (DQO), demanda biológica de oxígeno (DBO), sólidos suspendidos totales (SST), sólidos suspendidos volátiles (SSV), nitrógeno amoniacal total (NAT) y nitrógeno total Kjeldahl (NTK); de estos últimos dos, se puede inferir el valor del nitrógeno de nitratos y nitritos (NO_x-N).

En los reactores de lodos activados, se entiende por C.O. la relación que existe entre el sustrato orgánico y la biomasa; tener una C.O. baja implica tener biomasa con un metabolismo lento, pero sin inhibir su actividad favorece una producción de biomasa mínima, aunque ello implica tiempos de retención celular altos.

Por otro lado, la cantidad requerida de sustrato orgánico para la reducción de los nitratos se suele expresar mediante la teórica relación C/N, que nos indica la cantidad de carbono necesaria para la desnitrificación, y viene definida por la relación entre DQO y NO_x-N.

Los valores más factibles de C.O. y de relación C/N fueron determinados para llegar a una producción menor de biomasa, entendida como lodos biológicos, implementar condiciones de

¹ Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo / Maestría en Ingeniería de los Recursos Hídricos, Morelia Michoacán México. jg.gonzalezvalencia@gmail.com

² Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo / Maestría en Ingeniería de los Recursos Hídricos, Morelia Michoacán México. ing.adriana.flores@gmail.com

³ Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo / Facultad de Ingeniería en Tecnología de la Madera, Morelia Michoacán México. abrilmunro@gmail.com

⁴ Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo / Maestría en Ingeniería de los Recursos Hídricos, Morelia Michoacán México. julio.orantes@gmail.com

operación que reduzcan la producción de lodos son favorables en términos de salud pública y económicos, ya que se logra un costo mínimo en su disposición.

Palabras clave

Carga orgánica, Biomasa, Reactor Biológico

1. INTRODUCCIÓN

El agua no sólo es parte esencial de nuestra propia naturaleza física y la de los demás seres vivos, sino que también contribuye al bienestar general de la sociedad. El agua que procede de fuentes superficiales (ríos y lagos), es objeto día a día de una severa contaminación provocada por las descargas de aguas residuales que son vertidas sin tratamiento y este problema se ha incrementado debido al aumento de la población y de los agentes contaminantes usados por el hombre producto de sus actividades domésticas, industriales y agrícolas. Es necesario, entonces, emplear procesos de tratamiento de aguas residuales que reduzcan la concentración de contaminantes hasta niveles que no causen el deterioro de los ríos, lagos y mares [1].

En México existen diversas problemáticas en el manejo de los lodos biológicos; un problema es el contenido de microorganismos patógenos que estos presentan; otro problema es que parte de los lodos generados son descargados al drenaje o son desechados sin ningún tipo de tratamiento previo en depósitos, presas, terrenos y en el mejor de los casos han sido dispuestos en lagunas y rellenos sanitarios, generando diversas situaciones, por ejemplo, el vertido de lodos en sitios inadecuados genera una contaminación severa [2], lo cual representa un problema de salud pública.

Por otra parte, los procesos biológicos convencionales para el tratamiento de las aguas residuales municipales, enfrentan los problemas del alto consumo de energía y una producción de biomasa excesiva [3], siendo este último, un tópico medular para su manejo, ya que por ello se tienen repercusiones operativas, económicas y de salud pública.

A nivel mundial se están estudiando diversas tecnologías para disminuir la producción de biomasa en exceso generados en los procesos de lodos activados, de acuerdo a estas tecnologías los rendimientos en la reducción son variados y no se pueden comparar directamente ente sí, debido a que las características de sus lodos son diferentes [4], a pesar de ello, los estudios establecen efectividad en la reducción de su producción, por ello es factible llevar a cabo los estudios necesarios para seleccionar e implementar algunas de estas tecnologías en nuestro país y con ello mitigar los problemas que implica el manejo de los lodos biológicos.

A finales de 2016, en México se tenía una cobertura del 58.3%, el registro de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR's) en operación era de 2,536, con capacidad de tratamiento de 180.6 m³/s y un caudal tratado de 123.6 m³/s, de los cuales el 56% se procesan en PTAR's que tienen como proceso principal el de lodos activados [5]. La producción de lodos biológicos en las PTAR's municipales se estima en 640 millones t/año base seca [6].

2. SIMULACIÓN DE PROCESOS DE TRATAMIENTO Y DE PRODUCCIÓN DE BIOMASA

Los lodos son un inevitable residuo de los procesos biológicos de tratamiento de las aguas residuales, por ello es importante establecer lineamientos que hagan más eficiente su manejo, la hipótesis es que estableciendo parámetros adecuados de Carga Orgánica y de relación Carbono/Nitrógeno se pueden establecer criterios de operación que permitan obtener un menor volumen en la producción de lodos.

La biomasa se produce en procesos de tratamientos biológicos que convierten sustratos en biomasa. También se componen de materia particulada que permanece en el agua después de la sedimentación primaria (si esta existiera) y se incorpora en la biomasa. La cantidad producida depende de factores como la eficiencia del tratamiento primario, la relación de SST a DBO (Carga Orgánica), la cantidad de sustrato soluble, la remoción de nutrientes (Nitrógeno y Fósforo) y en general por los criterios de diseño del tratamiento.

En los últimos años, se ha desarrollado un gran número de programas aplicados para la simulación de modelos de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales. Estos modelos y su puesta en práctica han contribuido a la comprensión de los sistemas ambientales y a la comunicación del conocimiento entre científicos [7].

Sin embargo, con el tiempo la implementación de modelos ha mostrado una tendencia a hacerlos cada vez más complejos [8]. Por ello, una interfaz universal que apoye la aplicación de modelos en plantas de tratamiento de aguas residuales debe servir como:

- Ayuda en el diseño de plantas de tratamiento
- Capacitación de operadores de plantas de tratamiento de aguas residuales y en las instituciones educativas
- Asistente en la operación, análisis de datos y estrategias de control
- Apoyo para la Identificación de problemas en las plantas de tratamiento existentes
- Herramienta para el desarrollo y evaluación de modelos matemáticos
- Sistema experimental para determinación de frecuencia de muestreo, ubicación de los sensores, mediciones, etc.

En los procesos biológicos de tratamiento de aguas residuales, los microorganismos conforman el mayor porcentaje de la biomasa, y son los que tienen el rol principal, ya que su objetivo es eliminar la materia orgánica a través de la oxidación, liberando dióxido de carbono (CO₂) en el proceso.

3. MODELOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Los modelos que representan el tratamiento de aguas residuales son formulaciones matemáticas que describen procesos específicos realizados en zonas específicas (tanques), expresados con balances de materia tomando en cuenta la reacción cinética, la hidrodinámica y el transporte de tal materia dentro de ciertos límites predefinidos.

El diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales (PTAR's) tiene la finalidad de remover los contaminantes de las aguas servidas, para ello existen procesos, físicos, químicos y biológicos. En el diseño de PTAR's en México, el proceso de tratamiento más utilizado es el biológico, por el cual serán removidos los contaminantes en el agua, el cual se lleva a cabo en un reactor.

La hidrodinámica y el transporte de materia es muy puntual para cada proceso, ya que depende de su configuración física; en cambio, la reacción cinética (transformación) de la materia, ocasiona cambios químicos que dependen de las condiciones del ambiente local.

Cada proceso del modelo está interrelacionado con los demás procesos por medio de la ley de Lavoisier, la cual se resuelve a través de balances de masa, los cuales se representan con una serie de ecuaciones diferenciales que deben ser resueltas para describir los cambios de estado del sistema por medio de variables de estado que pueden ser estimadas mediante estequiometría directamente al agua residual, por ejemplo, las concentraciones de biomasa, carbono, oxígeno, nitrógeno, etc.

El balance de masas para este modelo resulta en un sistema de ecuaciones, el cual puede ser muy complejo de resolver, por lo que para su resolución se utiliza algún software. El acomodo de estas ecuaciones, de modo que puedan ser comprensibles, se ha realizado de forma matricial, que es una forma estructurada de presentar los elementos del modelo y como se interrelacionan entre ellos.

Los modelos para lodos activados fueron desarrollados por la Asociación Internacional del agua IWA por sus siglas en inglés. Existen varios modelos de la IWA: el ASM1 y ASM3, que son capaces de predecir la degradación de la materia orgánica, la nitrificación y la desnitrificación; por otro lado, el modelo ASM2 y ASM2d incluyen además la remoción biológica de fósforo.

4. METODOLOGÍA

El desarrollo de la investigación consta de las siguientes etapas:

- Caracterización del agua residual por medio de los parámetros de calidad y tasa de lodos de recirculación y desecho de la PTAR.
- Elección, elaboración y validación del modelo que represente la PTAR.
- Simulación para determinar la carga orgánica y su influencia en la sobre la biomasa.

Tabla 1. Caracterización del agua de la PTAR en estudio (PTAR que trata aguas municipales)

Concepto o contaminante en la PTAR	Valor Influyente	Valor Efluente	Unidad
Caudal (Caudal medio)	86.70	86.70	l/s
DQO (Demanda Química de Oxígeno)	984.50	24.20	mg/l
DBO ₅ (Demanda Biológica de Oxígeno)	371.40	5.50	mg/l
SST (Sólidos Suspendidos Totales)	436.80	3.40	mg/l
NTK (Nitrógeno Total Kjeldahl)	66.40	10.60	mg/l
PT (Fósforo Total)	10.60	3.20	mg/l
Producción de lodos (En base húmeda)	10.03		t/d
Volumen del reactor	12160.00		m ³

Los métodos para realizar las etapas anteriormente mencionadas se describen a continuación.

Tabla 2. Caracterización del agua residual por los métodos establecidos en las Normas Mexicanas.

Parámetro	Unidades	Método de prueba
Sólidos Suspendidos Totales (SST)	mg/l	NMX-AA-034-SC FI-2001
Nitrógeno Total Kjeldahl (NTK)	mg/l	NMX-AA-026-SCFI-2001
Fósforo Total (FT)	mg/l	NMX-AA-029-SCFI-2001
Demanda Biológica de Oxígeno (DBO ₅)	mg/l	NMX-AA-028-SCFI-2001
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	mg/l	NMX-AA-030-SCFI-2001

El modelo elaborado y validado fue el ASM1 (Activated Sludge Model 1) que fue desarrollado por la International Water Association (IWA), es un modelo basado en la ecuación de cinética de Monod que predice los procesos de las reacciones biológicas. Este modelo cuenta con 8 procesos de transformación biológica, los cuales interactúan con 13 componentes que están contenidos en el agua residual. El ASM1 es un modelo determinístico, que con una sola expresión matemática

describe fenómenos parciales reales, expresados a través de un balance de masas y describiendo los cambios en las concentraciones del sistema. La cinética de reacción y la estequiometría son los parámetros considerados en la concepción del modelo. La ecuación de balance para el reactor biológico de la PTAR, por medio del modelo ASM1 se puede escribir como sigue:

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \sum_1^8 r\varepsilon + \frac{Q}{V}(\varepsilon_{in} - \varepsilon) \quad \text{Ecuación 1}$$

sendo ε = vector concentración; t = tiempo; $r\varepsilon$ = vector cinético; Q = caudal; V = volumen reactor.

De acuerdo a las características de cada uno de los modelos ofrecidos por los softwares, se seleccionará el modelo más adecuado y se procederá a elaborar el modelo de la planta de tratamiento, alimentando el modelo con los datos y las características particulares de la misma.

El software GPSx es de fácil entendimiento ya que cuenta con una interfaz sencilla que simplifica la inserción de datos y la compresión de resultados. Se seleccionó GPS-X para la simulación por la flexibilidad del programa, ya que permite la implementar cualquier tipo de tratamiento, previo, primario, secundario y terciario para aguas residuales, y utiliza las constantes cinéticas de los modelos ASM1, ASM2d y ASM3 establecidos por la IWA (Asociación Internacional de Agua).

El GPS-X contribuirá a la simulación del funcionamiento de la PTAR existente, cuenta con un sofisticado simulador en pantalla con interruptores y controles que imitan el funcionamiento de cualquier planta. Para ello será necesario especificar las características del influente (DQO, DBO, SST, NTK, etc...) junto con varios coeficientes estequiométricos para describir la relación entre la DBO y DQO [9]. La calibración de los parámetros ayudará a afinar cualquier planta simulada para describir con precisión el desempeño de la planta real.

Se ha seleccionado para este proyecto una PTAR de Morelia, se han obtenido los datos generales para la alimentación del modelo. La PTAR es una planta de lodos activados, biomasa en suspensión, completamente mezclado, continuo y con aireadores de burbuja fina para suministro de oxígeno.

La tasa de producción de lodos promedio es de 1807 toneladas totales en base húmeda en el semestre Octubre – Abril de 2017.

En el modelo fue desarrollado el tren de tratamiento con todos sus componentes, aunque el tratamiento secundario (Reactor – Clarificador) es el que fue tomado en cuenta para el presente estudio.

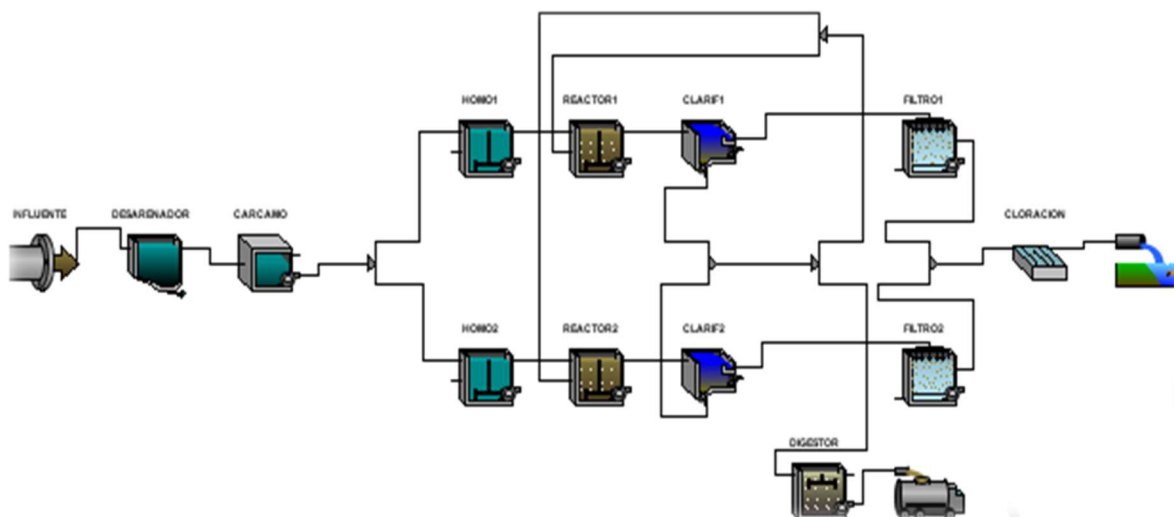


Figura 1. Tren de tratamiento de la PTAR estudiada.

Una vez elaborado el modelo se realizó una simulación alimentada con los datos actuales de la planta de tratamiento, además de que el modelo ASM1 requiere la DQO general, pero también se alimenta del DQO fraccionada, para ello, utilizaremos un padrón de fraccionamiento de la DQO en las aguas residuales municipales establecido por medio del protocolo STOWA, siendo, de la fracción de DQO total: el 13% como DQO soluble inerte (Si), el 23% como DQO soluble fácilmente biodegradable (Ss), el 48% como DQO particulada lentamente biodegradable (Xs) y el 16% como DQO particulada inerte X(i), con un error estándar de ± 1 a 4 puntos porcentuales [10]. Se puso especial énfasis en determinar la C.O. y la relación C.N. lo cual servirá para calcular la tasa de producción de lodos.

En cuanto a la calibración, se pretende que, a través de la comparativa de la tasa de producción de lodos calculada contra la tasa real, y configurando más variables del modelo, deberemos llegar a igualar los valores de la tasa de producción de lodos calculada y la tasa real.

Posteriormente se realizó una simulación con el apoyo de software, en la cual se fueron ajustando los valores de C.O. y la relación C/N hasta llegar a los valores óptimos, los cuales son los que están vinculados con la producción de lodos; en comparación con la tasa real de producción en la planta de tratamiento.

5. RESULTADOS

El modelo fue alimentado y validado con los datos de la PTAR en estudio. Se determinaron las cargas orgánicas para diferentes concentraciones de contaminantes, con lo cual se pudo estimar la producción de biomasa en el reactor biológico en cada caso. La cantidad de sustrato y la tasa de recirculación de biomasa (en el sistema de recirculación y desecho de lodos), fueron los 2 aspectos más relevantes de las condiciones analizadas.

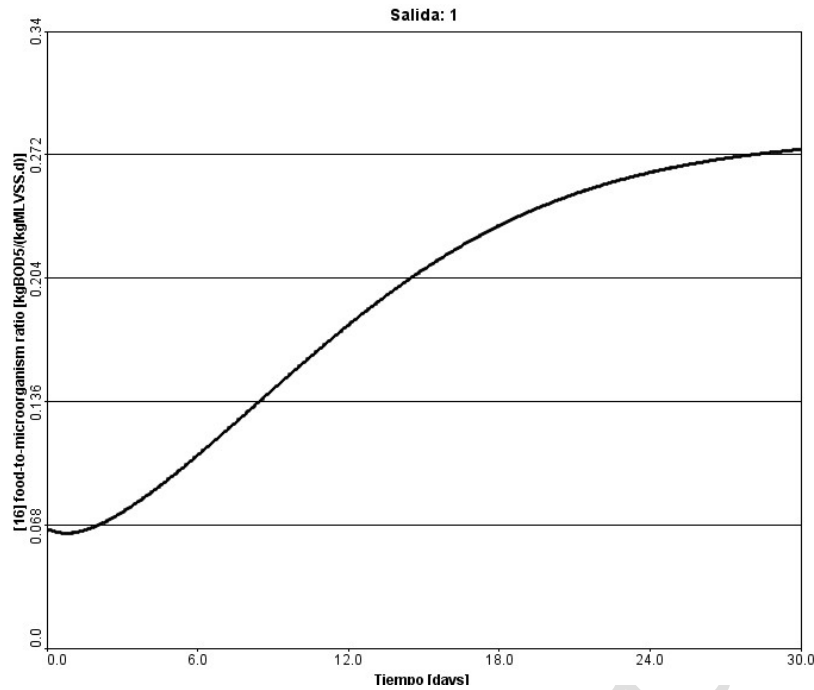


Figura 2. Evolución de la carga Orgánica a 30 días.

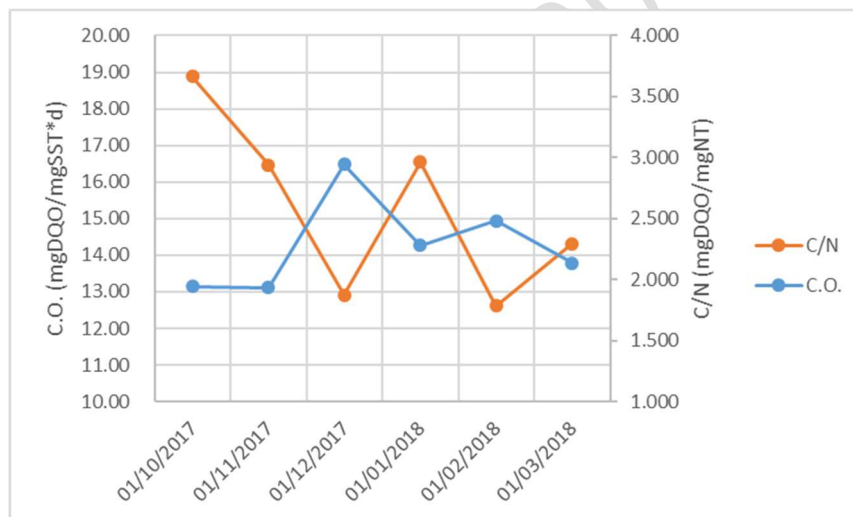


Figura 3. Variación de la C.O. y de C/N en el periodo de estudio.

En este proyecto, a través de la simulación, se consiguió la reducción de la producción de biomasa en condiciones aerobias a través de debilitar el anabolismo y hacer fuerte el catabolismo, lo cual se logró por medio de la alteración de la relación Carbono – Nitrógeno, liberando Nitrógeno gas y además se ajustó la carga orgánica al alterar el equilibrio iónico (Na, K, Ca, Mg), pero sin inhibir los microorganismos, con ello se redujo la producción de biomasa hasta en un 15%.

Tabla 3. Variación de la C.O. y de la relación C/N en el periodo de estudio

FECHA	C.O.	C/N
01/10/2017	1.943	18.89

01/11/2017	1.936	16.47
01/12/2017	2.943	12.92
01/01/2018	2.279	16.54
01/02/2018	2.482	12.62
01/03/2018	2.135	14.32

6. CONCLUSIONES

Se concluyó que las cargas orgánicas bajas, permiten una degradación de la materia orgánica eficiente y además permiten controlar la producción de biomasa.

Las relaciones C/N que obtuvieron mejores remociones variaron de entre 7:1 hasta 14:1. Por su parte, la C.O. tuvo variaciones desde 1.66 hasta 2.00. Se obtuvieron valores de relación carbono nitrógeno y de carga orgánica que permitieron la reducción en la producción de lodos.

Las concentraciones de Carbono son mayores que las de Nitrógeno, por ello, la relación C/N para un sustrato ideal debe ser 10:1, y esta se puede lograr con una degradación mayor del nitrógeno; en términos operativos es posible lograrse a través de mayores tiempos de retención celular.

En cuanto a la C.O. está se puede variar en términos operativos a través aumentar o disminuir la recirculación interna de biomasa (lodos biológicos), lo cual modifica el equilibrio iónico de los micronutrientes (Na, K, Ca, Mg) hasta volver a estabilizar, pero sin llegar a inhibir sus funciones.

REFERENCIAS

- [1] Cervantes-Carrillo, F., Pérez, J. y Gómez, J. (2000). Avances en la Eliminación Biológica de Nitrógeno en las Aguas Residuales. *Revista Latinoamericana de microbiología* 2000 (42): 73-82.
- [2] Castrejón, J. A. Barrios, B. Jiménez, C. Maya, A. Rodríguez, A. y González, (2000). Evaluación de la calidad de lodos residuales de México. FEMISCA. AIDIS. Morelia, Mich. México. Año 1. Tomo 1.pp. 913.
- [3] Jun Gu, Qin Yang, Yu Liu (2018). Mainstream anammox in a novel A-2B process for energy-efficient municipal wastewater treatment with minimized sludge production. *Water Research*, volume 138, ISSN 0043-1354.
- [4] Qilin Wang, Wei Wei, Yanyan Gong, Qiming Yu, Qin Li, JingSun, Zhiguo Yuan. (2017). Technologies for reducing sludge production in wastewater treatment plants: State of the art. *Science of the Total Environment* 587-588, 510-521 Contents.
- [5] Comisión Nacional del Agua (2017). Estadísticas del Agua en México, Edición 2017. D.R.© Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.
- [6] Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (2008). D.R.©. Informe de la Situación del Medio Ambiente en México. Edición 2008. Compendio de Estadísticas Ambientales. México. ISBN 978-968-817-910-9.
- [7] Reichert, P. (2006). A standard interface between simulation programs and systems analysis software. *Water Science & Technology* 53 (1): 267-275.
- [8] Beck, M. B. (1999). Coping with ever larger problems, models, and data bases. *Water Science and Technology* 39 (4):1-11.
- [9] Takács, I., Dudley, J. y Snowling, S. (2007). A closer look at the dangers of uncalibrated simulators. *Water Environment Federation* 21(11): 1476-1486.

- [10] Vázquez-Mejía, g., Ortega-Aguilar, R.E., Esparza-Soto, M. & Fall, C., COD Fractionation of Toluca's Municipal Wastewaters using the STOWA Protocol. Water Technology and Sciences (in Spanish). Vol. IV, No. 2, April-June, 2013, pp. 21-35.

Versão Provisória 2019-07-16

IMPACTO DE LOS POLIHIDROXIALCANOATOS PRODUCIDOS CON UN SUSTRATO RENOVABLE EN EL MEDIO AMBIENTE

Adriana Flores Ramírez¹, José Guadalupe González Valencia², Abril Munro Rojas³,
Julio C. Orantes Ávalos⁴

RESUMEN

Los polihidroxicanoatos (PHA) son producidos por grupos bacterianos; son reservas de carbono y de energía de los microorganismos, se considera que son una excelente opción para reemplazar los plásticos de origen petroquímico ya que sus características son muy similares. La producción de polihidroxicanoatos con un sustrato renovable a través de un cultivo mixto, es una técnica de producción que se debe de investigar a profundidad, ya que la producción dependerá de los grupos bacterianos presentes en los cultivos. En este trabajo, se consideraron algunas etapas para la producción de los polihidroxicanoatos en un cultivo mixto, de esta manera se pueden reducir los costos de producción ya que el sustrato puede llegar a representar hasta un 40% del costo total de la producción de estos, así mismo, al ser un sustrato renovable cuando los biopolíesteres se degradan en el medio ambiente estos regresan a la forma de sustrato y comienza el ciclo de nuevo. Los polihidroxicanoatos son de gran importancia ya que representan una gran opción para reemplazar los plásticos derivados del petróleo, que actualmente se acumulan y se han convertido en un gran foco de contaminación debido a su lenta biodegradabilidad.

Palabras clave

Biopolíesteres, Biodegradación, Renovable

1. INTRODUCCIÓN

Según datos de la Environmental Protection Agency (EPA) de Estados Unidos los plásticos derivados del petróleo han sido utilizados desde la década de los 40's, en el año 2009 solamente en Estados Unidos se generaron 31 millones de toneladas de plástico y en los países desarrollados se utiliza una mayor cantidad de este tipo de material, esta situación ha generado una gran acumulación que se ha convertido en un grave problema de contaminación ambiental. Este problema no ha sido abordado de una forma eficiente, ya que los métodos que se han utilizado para reducir este problema son inútiles por su producción desbordada[1].

¹ Maestría en Ingeniería de los Recursos Hídricos, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. adri_9309@hotmail.com

² Maestría en Ingeniería de los Recursos Hídricos, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. lupillo_gonzalez@hotmail.com

³ Profesor e Investigador de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. abrilmunro@gmail.com

⁴ Profesor e Investigador de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo. julio.orantes@gmail.com

Es de vital importancia la producción de plásticos que sean amigables con el medio ambiente, los polihidroxialcanoatos (PHA) son biopolímeros que se acumulan intracelularmente en algunas especies bacterianas bajo condiciones de estrés esto quiere decir que hay exceso de sustrato carbonáceo y está limitado por un micronutriente como nitrógeno, fósforo, azufre, entre otros[2]. Estos biopolímeros tienen propiedades físicas similares a los plásticos de origen petroquímico, además que son biocompatibles, estos pueden tener diversos usos; estos usos estarán en función de sus características[3]. Una desventaja de estos biopolímeros es su elevado costo de producción, este costo se debe a que han producido en cultivos puros[4], estos costos pueden reducirse utilizando cultivos mixtos con sustratos renovables como: agua residual industrial o doméstica, sin embargo, se encuentran limitados por bajas concentraciones de células bacterianas[2,4]. Los biopolímeros son biodegradables en un tiempo promedio de 3 a 9 meses, el tiempo de degradación esta función de otros factores como la temperatura y condiciones climáticas.

2. METODOLOGÍA

Para la producción de polihidroxialcanoatos utilizando un sustrato renovable se consideran las siguientes etapas:

1. Caracterización del agua residual basados en los parámetros establecidos en la normativa vigente.

Tabla 1. Parámetros utilizados para la caracterización del agua residual.

Parámetro	Unidades
Sólidos Sedimentables	ml/L
Sólidos Suspendidos Totales	mg/L
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/L
Nitrógeno Total	mg/L
Fósforo Total	mg/L
DQO	mg/L

La caracterización del agua residual está basada en las normas oficiales vigentes, para este caso los parámetros utilizados se establecen en la NOM-001-SEMARNAT-1996 la cual establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales. Se debe hacer una buena caracterización del agua residual para poder desarrollar de forma adecuada el modelo de lodos activados seleccionado.

2. Selección, desarrollo y validación de un modelo representativo del reactor de la PTAR.

A través de los años se han realizado varias investigaciones para lograr identificar los microorganismos capaces de producir PHA, con base en esto se han desarrollado procesos y sistemas de cultivos variados, donde se ha estudiado la influencia de diversos parámetros en la síntesis de estos biopolímeros a partir de una gran diversidad de sustratos. De forma general las bacterias que han sido utilizadas para la producción de PHA se pueden clasificar en dos grupos por las condiciones del cultivo. El primer grupo necesita tener la limitación de un nutriente esencial (fósforo, nitrógeno, azufre, etc.), para poder sintetizar los PHA a partir de un exceso de carbono. El segundo grupo de

bacterias no necesita estar limitado de algún nutriente esencial para la síntesis de PHA y pueden acumular los polímeros durante la fase de crecimiento[5].

Los cultivos puros han sido los más utilizados para el estudio de la producción de PHA, sin embargo, en los últimos años se ha comenzado a estudiar los cultivos mixtos (aguas residuales) para la producción de PHA, por el bajo costo del sustrato.

La rentabilidad de una bacteria para producir PHA a una escala industrial depende de factores como son: la estabilidad del organismo, la velocidad de acumulación del polímero, la velocidad de crecimiento, la densidad celular que puede alcanzar, el contenido de polímero, la facilidad de extracción entre otros[6].

Para este trabajo se seleccionó el modelo de lodos activados (ASM3) este modelo está basado en el modelo ASM1, la mayor diferencia entre estos dos modelos es que el ASM3 reconoce la importancia de la acumulación de polímeros en las conversiones de los lodos activados heterotróficos, este modelo supone que el sustrato fácilmente biodegradable se almacena internamente dentro de la célula antes del crecimiento de estas[7]. Este es un modelo determinista, el cual utiliza expresiones matemáticas que describen los fenómenos reales de forma parcial. Este modelo está expresado mediante un balance de masa donde se describe los cambios en las concentraciones durante el proceso de tratamiento.

3. Simulación y análisis de la producción de polihidroxialcanoatos.

Antes de llevar a cabo la simulación se caracterizó cada uno de los elementos del modelo, en el anexo se mencionan los parámetros de caracterización, se debe de dedicar tiempo para la implementación y depuración del modelo para evitar realizar simulaciones innecesarias o que resulte ser erróneo para el caso de estudio, por lo cual el usuario debe de comprender a fondo la estructura del modelo[7], lo que implican las suposiciones y las limitaciones del mismo. Una vez que se han hecho todas las consideraciones correspondientes se llevan a cabo las simulaciones y se analizan los resultados de las mismas.

3. RESULTADOS

Los polihidroxialcanoatos se acumularon intracelularmente durante el periodo de alimentación continua, la fuente de carbono en el cultivo es de suma importancia para la determinación de la composición del polímero, la concentración de nutrientes son un desafío durante el proceso de acumulación, pero para la producción de biomasa con una concentración considerable de PHA se considera que puede llegar a alcanzarse dentro de los flujos de carbono típicamente disponibles en las aguas residuales municipales.

4. CONCLUSIONES

En este trabajo se analizó la posibilidad de producir polihidroxialcanoatos, la producción de estos es a través de microorganismos presentes en los reactores de lodos activados, de esta forma se combatirá la acumulación por el uso indiscriminado, así se reduce la producción de gases de efecto invernadero y se reducirían las muertes de especies marinas por ingestión y atragantamiento de los plásticos, que adicionalmente se ha demostrado pueden acumular compuestos químicos tóxicos que o son muy solubles en agua por lo cual se adhieren y acumulan en los plásticos.

Los polihidroxialcanoatos se forman cuando las células están bajo ciertas condiciones de estrés específicas y una gran cantidad de carbono, con limitación de micronutrientes como el nitrógeno, fósforo, azufre entre otros. La estructura química es compleja y ordenada que no solo se encarga de su formación sino también de su estabilización y degradación.

AGRADECIMIENTOS

Un especial agradecimiento a la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo por permitirnos realizar esta investigación y a la planta de tratamiento de aguas residuales que nos proporcionó los datos para realizar la simulación de la producción de polihidroxicarboxilatos.

ANEXO A

Los parámetros requeridos por el software para la simulación fueron los siguientes:

- ✚ COD Total – gCOO/m³
- ✚ TKN Total (Nitrogeno total Kenhdall) – gN/m³
- ✚ Amoniacio libre y ionizado – gN/m³
- ✚ Oxígeno disuelto – gO₂/m³
- ✚ Nitritos y Nitratos – gN/m³
- ✚ Dinitrógeno – gN/m³
- ✚ Alcalinidad – mol/m³

Versão Provisória 2019-07-16

REFERENCIAS

- [1] Yadira, J., & Riaño, S. (2010). Polihidroxicanoatos (PHAs): Biopolímeros producidos por microorganismos. Una solución frente a la contaminación del medio ambiente. *Teoria y Praxis Investigativa*, 5(2), 79–84.
- [2] Wijeyekoon, S., Carere, C. R., West, M., Nath, S., & Gapes, D. (2018). Mixed culture polyhydroxyalkanoate (PHA) synthesis from nutrient rich wet oxidation liquors. *Water Research*, 140, 1–11. <https://doi.org/10.1016/j.watres.2018.04.017>
- [3] Morgan-Sagastume, F., Hjort, M., Cirne, D., Gérardin, F., Lacroix, S., Gaval, G., ... Werker, A. (2015). Integrated production of polyhydroxyalkanoates (PHAs) with municipal wastewater and sludge treatment at pilot scale. *Bioresource Technology*. <https://doi.org/10.1016/j.biortech.2015.01.046>
- [4] Li, H., Zhang, J., Shen, L., Chen, Z., Zhang, Y., Zhang, C., ... Wang, Y. (2019). Production of polyhydroxyalkanoates by activated sludge : Correlation with extracellular polymeric substances and characteristics of activated sludge. *Chemical Engineering Journal*, 361(422), 219–226. <https://doi.org/10.1016/j.cej.2018.12.066>
- [5] García, Y. G., Carlos, J., Contreras, M., Reynoso, O. G., & Córdova, A. (2013). Síntesis y Biodegradación de Polihidroxicanoatos: Plásticos de Origen Microbiano. *Revista Internacional de Contaminación Ambiental*, 29(1), 77–115.
- [6] Valero-Valdivieso, M., Ortegón, Y., & Uscategui, Y. (2013). Biopolímeros: Avances Y Perspectivas Biopolymers: Progress and Prospects. *SciELO Colombia*, 171–180. Retrieved from <http://www.revistas.unal.edu.co/index.php/dyna/article/viewFile/20642/42269>
- [7] Gernaey, K. V., Van Loosdrecht, M. C. M., Henze, M., Lind, M., & Jørgensen, S. B. (2004). Activated sludge wastewater treatment plant modelling and simulation: State of the art. *Environmental Modelling and Software*, 19(9), 763–783. <https://doi.org/10.1016/j.envsoft.2003.03.005>

ESTUDIO A ESCALA PILOTO PARA LA DETERMINACIÓN DE LA VIDA ÚTIL DE DIFERENTES TIPOS DE CARBÓN ACTIVO GRANULAR EN RELACIÓN A LA CAPACIDAD DE ADSORCIÓN DE GEOSMINA Y 2-METILISOBORNEOL.

J. Pertegaz¹, R. Ribera, C. Torremocha, J. Cotolí, A. Pérez, I. Cañigral, J. Macián.

RESUMEN

El objetivo principal del proyecto es diseñar y poner a punto una planta piloto de Filtración-Adsorción con Carbón Activo Granular (CAG) para la eliminación Geosmina y 2-Metilisoborneol (2-MIB) y determinar qué CAG es el óptimo, teniendo en cuenta aspectos económicos, la capacidad de adsorción y la vida útil de este. Para ello, se realiza una caracterización y selección de los distintos CAG comerciales disponibles, susceptibles de ser estudiados para posterior aplicación en la planta, se lleva a cabo el diseño, montaje y puesta en marcha de una planta piloto para trabajar en continuo mediante la metodología Rapid Small-Scale Column Test (RSSCT) y basándose en la norma ASTM D6586-03 (2014) y finalmente se simularán periodos de contaminación con geosmina y 2-MIB para evaluar la capacidad de absorción de cada tipo de carbón activo.

Palabras clave

Potabilización, Filtración-Adsorción, Carbón Activo Granular, geosmina, 2-metilisoborneol.

1. INTRODUCCIÓN

El agua es una sustancia esencial para la vida, no se contempla la presencia de vida en ausencia de agua. El agua destinada a consumo humano tiene una importancia vital, se calcula que anualmente 842.000 personas mueren a consecuencia de enfermedades producidas por el consumo de agua contaminada con restos fecales y que contienen microorganismos patógenos.

Por tanto, el agua para ser consumida debe ser potable y cumplir con los requisitos de calidad fijados en el Real Decreto 140 /2003 [1] y en la Propuesta de Directiva del Parlamento Europeo y del Consejo relativa a la calidad de las aguas destinadas al consumo humano [2]. Entre sus características debe cumplir que sea incolora, inodora e insípida, así como libre de patógenos susceptibles de provocar enfermedades al consumidor final.

Se ha determinado que ciertas sustancias como geosmina y 2-MIB son compuestos que proporcionan olor y sabor a tierra en el agua, disminuyendo así la calidad organoléptica de la misma. El origen de estas sustancias en el agua superficial es debido al metabolismo y la biodegradación de ciertos tipos de cianobacterias, las cuales se ven favorecidas por la presencia de nutrientes y temperaturas cálidas.

Global Omnium lleva detectando la presencia de estas sustancias desde el año 2012 en el canal Júcar-Turía, que abastece a las Estaciones de Tratamiento de Agua Potable, en adelante ETAP, que producen agua para la ciudad de Valencia.

La eliminación de estas sustancias sápidas en el tratamiento de potabilización se puede llevar a cabo mediante técnicas de oxidación avanzada, biofiltración o adsorción con carbón activo en polvo (CAP) o granular (CAG).

¹ EMIVASA-Global Omnium. Valencia. España. jmacian@aguasdevalencia.es

El Carbón Activo juega un papel fundamental en la retención de estas sustancias que confieren olor y sabor al agua. Su uso está ampliamente implantado en las ETAP en el proceso de filtración actuando como material filtrante y como adsorbente.

Estudios realizados [3] han demostrado que el uso de filtros de CAG en la potabilización del agua confieren capacidad para eliminar partículas en suspensión y adsorber a su vez Geosmina y 2-MIB, obteniendo así un agua libre de sabores y olores.

La elección de un tipo de CAG u otro para instalar en una planta de potabilización es una decisión importante ya que la filtración es un proceso clave en el tratamiento de potabilización del agua que, si no se efectúa de forma óptima, la calidad del agua se ve notoriamente alterada y puede llegar a producirse un incumplimiento de los parámetros regulados en la legislación.

En este estudio se ha llevado a cabo el diseño y puesta en marcha de una planta piloto de filtración para evaluar la capacidad de adsorción de distintos tipos de CAG (bituminosos y de lignito). La evaluación y selección del CAG óptimo se ha realizado teniendo en cuenta la capacidad de adsorción, la granulometría y área superficial, aspectos económicos y de vida útil del carbón.

Este proyecto pone así de manifiesto la información necesaria que permitirá seleccionar elegir qué CAG es el óptimo para la adsorción de sustancias sápidas teniendo en cuenta parámetros de diversa índole siendo de gran interés para la toma de decisiones en las operaciones de las ETAP.

2. MATERIAL Y MÉTODOS

3. CARACTERIZACIÓN Y SELECCIÓN DEL CARBÓN ACTIVO GRANULAR.

Se dispone de un total de diez CAG comerciales, de los cuales se realiza una caracterización y selección para determinar los que se usan en este estudio. Para ello, se tiene en cuenta las características técnicas (diámetro de partícula, densidad, índice de yodo, área superficial, coeficiente uniformidad y materia prima), la disponibilidad comercial de cada uno de ellos y aspectos económicos.

3.1. DISEÑO Y PUESTA EN MARCHA DE UNA PLANTA PILOTO

Para que el diseño y puesta en marcha de la planta piloto reproduzca de forma real el proceso de filtración en lecho de CAG que se realiza en la ETAP “El Realón” se tuvo en cuenta los parámetros reales de los filtros de la planta: superficie de 85 m², altura del lecho de carbón de 0.9 m, caudal medio tratado de 1.59 m³/s y tiempo de contacto de lecho vacío (EBTCLC) de 10 minutos.

Previa a la construcción de la planta, se llevaron a cabo distintas actividades que se detallan a continuación.

3.1.1. ACONDICIONAMIENTO DEL CAG. OPTIMIZACIÓN DEL PROCESO DE MOLIENDA Y TAMIZADO.

Según la norma ASTM-D6586-03 (2014) [4] “Práctica estándar para la predicción de la adsorción de contaminantes en GAC en sistemas acuosos mediante pruebas rápidas en columna de pequeña escala”, hay que reducir el tamaño de partícula de carbón activo granular que se van a ensayar en el prototipo mediante un proceso de molienda y posterior tamizado del carbón.

Para el proceso de molienda se disponen de cuatro molinos, dos metálicos y dos cerámicos. En los molinos metálicos se incorporan 10 y 19 bolas y en los cerámicos 26 bolas de tamaño pequeño y 13 de tamaño grande.

Se pesan entre 100 y 200 gramos de carbón y se introducen en los distintos molinos. El tiempo de molienda oscila entre 10 y 15 minutos para comprobar cuál es el óptimo. Tras el proceso de molienda, el carbón se introduce en una batería de tamices.

En los laboratorios de la ETAP se dispone de dos tamizadoras, una de ellas incorpora 9 tamices (Microcomputer Scanner FT-91) y otra 8 (CISA BA 200w). Para la optimización del proceso se prueban distintas combinaciones de potencia y tiempo.

En ambas tamizadoras el proceso sigue la siguiente distribución de tamaño de malla: 2000 μm , 1000 μm , 800 μm , 600 μm , 400 μm , 125 μm , 100 μm y 25 μm .

3.1.2. PRUEBA HIDRÁULICA. SELECCIÓN DEL TAMAÑO ÓPTIMO DE PARTÍCULA.

El objetivo de esta prueba es determinar el tamaño de partícula al que se reduce el carbón activo para introducir en las columnas de la planta piloto y llevar a cabo los ensayos de forma óptima.

La metodología RSSCT [5] se utiliza para estimar las capacidades operativas de los CAG vírgenes y reactivados. Los resultados obtenidos de la prueba en columnas a pequeña escala se usan para predecir la adsorción del CAG de las sustancias de estudio a mayor escala. Así, teniendo en cuenta la metodología mencionada se establece una disminución del tamaño de partícula del carbón activo.

Para determinar dicho tamaño de partícula óptimo se realiza una prueba hidráulica en laboratorio en la que se tiene en cuenta los datos reales del proceso de filtración de la planta potabilizadora. Para ello, se introduce la masa de carbón necesaria en una columna de vidrio de 28 mm. Se hace pasar por la columna determinado volumen de agua procedente de la salida de los filtros de la ETAP y se determina el caudal de salida teniendo en cuenta el tiempo que tarda el volumen de agua en atravesar el lecho.

La norma ASTM D6586-03 (2014) dicta que el diámetro de la columna de la planta diseñada en el estudio debe ser 50 veces el diámetro de la partícula óptimo. Teniendo en cuenta la normativa, se establece la longitud y diámetro óptimos que deben tener las columnas de la planta piloto para que se lleve a cabo la filtración de forma correcta.

Además, se tendrá en cuenta el tipo de lavado de las columnas y la frecuencia de este, para que el diseño sea el correcto y no rebose el agua ni se pierda el carbón en los retro-lavados.

3.1.3. MONTAJE Y PUESTA EN MARCHA DE LA PLANTA PILOTO

La planta piloto de filtración-adsorción está compuesta por dos tanques, seis columnas en las cuales se introduce los distintos tipos de carbón activo granular, una serie de válvulas, una bomba y un agitador.

Un tanque almacena el agua que se dopa con concentraciones conocidas de Geosmina y 2-MIB; el agua del tanque pasa al segundo tanque de mezcla mediante la acción de una bomba.

El tanque de mezcla está alimentado por dos corrientes de agua, una corriente procedente del tanque dopado y otra procedente de los filtros de CAG de la ETAP. Ambas se homogeneizan mediante un agitador de varilla y forman la disolución que pasará por las seis columnas de la planta piloto.

Para comprobar la eficacia de la planta piloto, es necesario dopar el agua de entrada al sistema con patrones de Geosmina y 2-MIB a concentraciones conocidas. Para ello, se llevan a cabo la preparación y dilución de dos patrones comerciales y se realiza un ensayo con cada patrón en el cual se comprueba que la concentración de salida del tanque es la correcta.

Una vez comprobada la concentración de cada patrón, se establecen los periodos en los que la planta funcionará filtrando agua dopada con las distintas concentraciones de ambas sustancias sápidas. Tras la planificación, la planta se pone en funcionamiento continuo para llevar a cabo el estudio de adsorción.

3.2. DETERMINACIÓN DEL ESTADO DEL CAG Y ADSORCIÓN DE SUSTANCIAS SÁPIDAS

Durante el estudio se tomarán muestras tanto del CAG instalado en cada columna, como de la entrada y salida del agua, para determinar el estado del carbón activo en cada momento, cuando deja de ser

efectivo y la capacidad de retención de sustancias sápidas de cada tipo de CAG instalado en las columnas.

3.2.1. TOMA DE MUESTRAS DE CAG

Como en el caso de cualquier producto industrial, las distintas propiedades del carbón activo se evalúan a través de métodos analíticos que han sido normalizados por diversas asociaciones con el objeto de estandarizar y permitir al usuario la comparación de las especificaciones de diversos carbones.

De este modo, para determinar el estado del CAG a lo largo del estudio, se toma muestra de cada tipo de carbón cada cuatro semanas y se realizan los análisis convenientes que evalúen dos parámetros: índice de yodo y contenido en cenizas.

Previo extracción de muestra de CAG se realiza un lavado de la columna de filtración para evitar que la muestra proceda de la parte superior de la columna que es donde el carbón se satura más rápidamente.

El índice de yodo proporciona información relacionada con el área superficial del carbón activo. El yodo es absorbido de forma muy eficaz en la capa monomolecular del carbón activo y debido a su tamaño puede alojarse hasta en los poros más pequeños en los cuales se lleva a cabo la adsorción. De este modo, la cantidad de yodo adsorbido es proporcional a la cantidad de poros que quedan libres en el carbón activo.

Un carbón activo se considera agotado cuando el parámetro reduce a la mitad el valor inicial. Para llevar a cabo el análisis del índice de yodo se tiene en cuenta la norma ASTM D4607-14 [6].

El contenido en cenizas se define como el residuo que se obtiene tras calcinar una muestra de carbón activo a 650 °C. El porcentaje de cenizas influye en la capacidad de adsorción del CAG, ya que cuanto mayor es el porcentaje en cenizas menor es la cantidad de carbón realmente efectivo.

Para evaluar el contenido en cenizas se usa el método establecido en la norma ASTM D2866-11 [7] que, además, establece que el contenido en cenizas del carbón activo usado en potabilización de agua no debe ser mayor al 15%.

3.2.2. TOMA DE MUESTRAS DE AGUA

Para la determinación de la efectividad del carbón activo en cuanto a retención de sustancias sápidas -Geosmina y 2-MIB-, se toman muestras de agua cada 7 días de ensayo de la entrada a la planta piloto y de la salida de cada columna.

Se toma un litro de agua de cada punto y se conserva refrigerada hasta su análisis mediante cromatografía de gases. Los parámetros analizados son: 2,4,6-Triclorofenol, 2,3,4-Tricloroanisol, 2,3,6-Tricloroanisol, 2,4,5-Triclorofenol, 2,4,6-Tribromoanisol, 2,4,6-Tricloroanisol, 2,4-Diclorofeno, 2-metilisoborneol, Geosmina y Pentaclorofenol.

La metodología usada posee una incertidumbre del 30% y el límite de detección para Geosmina es de 5 ppt y para 2-MIB es de 15 ppt.

4. RESULTADOS

4.1. CARACTERIZACIÓN Y SELECCIÓN DEL CARBÓN ACTIVO GRANULAR.

Los resultados de la caracterización técnica de los 10 tipos de CAG se muestran en la tabla 1.

Tabla 1. Características CAG.

	CAG1	CAG2	CAG3	CAG4	CAG5	CAG6	CAG7	CAG8	CAG9	CAG10
Tamaño malla	10x20	10x20	10x20	10x20	10x20	12x20	10x20	10x20	10x20	10x20
Diámetro partícula (mm)	1.40	1.40	1.40	1.40	1.42	1.30	1.42	1.40	1.40	0.90

Tamaño efectivo (mm)	0.8	-	0.99	1	-	0.9	0.8	-	0.8	0.43
Densidad (g/cm³)	0.42	0.48	0.42	0.45	0.43	0.34	0.43	0.45	0.42	-
Índice de Yodo (mg/gr)	1000	1000	950	1025	950	625	623	1000	1000	1000
Azul de metileno (mg/gr)	250	280	200	210	200	-	190	245	255	200
Cenizas (%)	5	5	10	8	-	7	15	-	13	13
Área Superficial (m²/gr)	1100	-	1000	1150	1000	650	1010	1000	1000	-
Coefficiente uniformidad	1.7	1.4	1.4	1.4	-	1.6	1.7	1.4	-	1.7
Materia prima*	B	B	B	B	B	L	B	B	B	B

*B: bituminoso; L: lignito

Debido a que los análisis y ensayos que se llevarán a cabo a lo largo del estudio son de elevado coste, se han seleccionado 6 CAG teniendo en cuenta las características técnicas, la disponibilidad comercial y los aspectos económicos.

Los CAG seleccionados son: CAG1, CAG2, CAG3, CAG4, CAG5 y CAG6.

Los CAG 1, 8 y 9 poseen las mismas características técnicas, se incluye en el estudio CAG1 debido a que el proveedor ha servido material en diversas ocasiones. Los CAG 6 y 7 poseen valores del índice de yodo diferentes al resto, esto es debido a que el CAG7 es un carbón usado, por tanto, se excluye del ensayo y CAG6 tiene como materia prima el lignito. La empresa no posee información de la capacidad adsorbente y el comportamiento de carbones de lignito, por ello se selecciona para ser ensayado.

Los CAG 3 y 4 son de la misma marca comercial. La diferencia es que CAG4 posee un coste mucho mayor, por tanto, se introducirán ambos para poder obtener información de la relación entre calidad y precio entre dos CAG de la misma marca. CAG2 es el más económico de todos los carbones disponibles, debido a la necesidad de establecer la relación calidad/precio, se incluye también en el ensayo. Finalmente, los CAG 5 y 10 también son de la misma marca comercial; de entre los dos, se decide incluir el CAG 5 debido a que ha sido instalado en algunos filtros de nuestras ETAP y es necesario valorar su eficiencia.

Tras la selección de los 6 CAG se estudia en profundidad la estructura interna de los granos del carbón para comprobar que la porosidad de cada tipo de grano cumple con la rugosidad necesaria para adsorber las sustancias indeseables. Los resultados obtenidos del microscopio electrónico de barrido de emisión de campo (FESEM) se muestran en la figura 1.

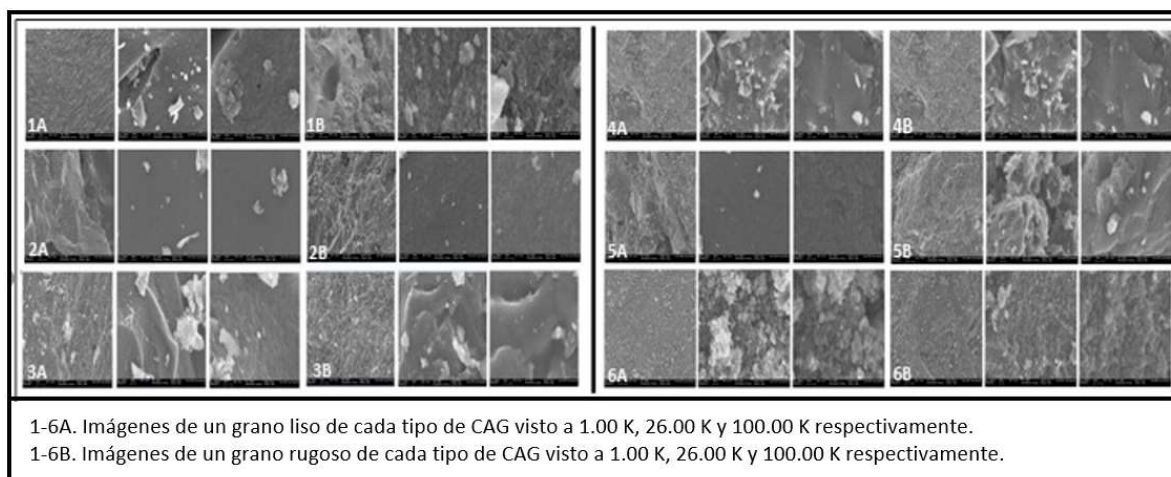


Figura 1. Estructura interna de los granos lisos y rugosos de los 6 tipos distintos de CAG en estudio.

Los 6 tipos de CAG en estudio poseen tanto en los granos lisos como en los rugosos, una estructura uniforme. Ambos tipos de granos de los 6 CAG tienen una óptima distribución de los poros y no se aprecian diferencias significativas, concluyendo así, que los CAG en estudio poseen una porosidad notable.

4.2. DISEÑO Y PUESTA EN MARCHA DE UNA PLANTA PILOTO

4.2.1. ACONDICIONAMIENTO DEL CAG. OPTIMIZACIÓN DEL PROCESO DE MOLIENDA Y TAMIZADO.

El carbón virgen usado para determinar el tamaño óptimo de partícula y para optimizar el proceso es el CAG5 debido a la fácil disponibilidad con respecto al resto. El carbón posee como tamaño origen 1.3 – 1.4 mm.

Para llevar a cabo el proceso se introducen 100 gramos de muestra en un molino metálico de 19 bolas durante 5 minutos, posteriormente durante 7.5 minutos y para finalizar 10 minutos. Tras cada molienda, la masa de carbón obtenida se tamiza durante 5 minutos para separar los diferentes tamaños de partícula obtenidos. El proceso de molienda y tamizado se realiza de igual modo con el molino cerámico de 26 bolas.

Para posterior determinación de tamaño óptimo de partícula al que se tiene que reducir el carbón para introducir en las columnas y llevar a cabo los ensayos, se guardan las fracciones retenidas en los tamices de 125, 250, 400 y 600 μm . El tamaño de partícula, siguiendo la norma ASTM-D6586-03, determina el tiempo de contacto (EBTC) y el tiempo de ensayo a escala piloto, y a partir de estos parámetros se calculan los demás valores necesarios para el diseño: caudal y altura de lecho de carbón.

En Tabla 2 se muestran los distintos valores de los parámetros que se obtienen en función del tamaño de partícula.

Tabla 2. Parámetros de diseño según el tamaño de partícula.

	125 μm	250 μm	400 μm	600 μm
Diámetro de partícula (mm)	0,125	0,250	0,400	0,600
Caudal (mL/min)	429,340	214,670	134,670	89,450
Altura de columna (cm)	5,560	11,120	17,790	26,680
Tiempo de operación (d)	11,640	46,560	119,180	268,160

Usando los resultados obtenidos en los ensayos anteriores, se inicia el estudio de optimización del proceso de molienda y tamizado que se detalla a continuación:

Se introducen 200 gr de carbón en el molino cerámico de 26 bolas, 150 gr en el molino cerámico de 13 bolas. Una vez molidos los 350 gr se tamizan juntos durante 10 minutos, obteniendo 58 gramos de carbón acondicionado a 400 μm en cada ciclo.

Si el carbón es procedente de las fracciones ya molidas de tamaño 600, 800 y 1000 μm , se introducen 150 gr en el molino metálico de 19 bolas y otros 150 en el de 10 bolas, durante un tiempo de 7.5 min y el resultado de la molienda se tamiza junto obteniendo 49 gr de CAG acondicionado en cada ciclo.

La reducción del tamaño de partícula de los CAG restantes del estudio, se realiza mediante el mismo proceso de acondicionamiento.

4.2.2. PRUEBA HIDRÁULICA. SELECCIÓN DEL TAMAÑO ÓPTIMO DE PARTÍCULA.

A partir de los valores calculados en función del tamaño de partícula, se realiza una prueba hidráulica a escala laboratorio con el CAG5. Para ello, se introduce la masa de carbón necesaria para cada altura en una columna de vidrio de laboratorio de 28 mm. Se hace pasar un volumen de agua filtrada de la ETAP a través del lecho de carbón y se determina el caudal de salida, midiendo el tiempo que tarda en atravesar el lecho determinado volumen de agua.

Para tamaños de 125 μm y 250 μm de tamaño de partícula, los caudales calculados son, 429.34 mL/min y 241.67 mL/min respectivamente. Con estas características el agua no es capaz de atravesar el lecho, por lo que si se realiza el montaje en continuo el agua de las columnas rebosarían rápidamente.

Los resultados obtenidos para los tamaños 400 μm y 600 μm son más favorables, los caudales que se introducen en las columnas de lecho de carbón en el laboratorio son viables para el montaje en continuo sin que rebose el agua. Se decide trabajar por tanto con un tamaño de partícula reducido a **400 μm** , debido a que los tiempos de ensayo necesarios, según lo establecido en la norma, son menores que en el caso de 600 μm . Al reducir los tiempos de ensayo se consiguen resultados con mayor rapidez, a la vez de reducir costes del proyecto. Además, en cuanto a la cantidad de reactivo necesario para dopar el agua, la energía usada en el pilotaje y el número de análisis de sustancias sápidas también se minimizan.

4.2.3. MONTAJE Y PUESTA EN MARCHA DE LA PLANTA PILOTO.

Teniendo en cuenta los datos reales del proceso de filtración de la ETAP “El Realón”, los parámetros técnicos de cada CAG y las determinaciones que dicta la norma ASTM-D6586-03 se realizan los cálculos necesarios para el diseño de cada columna de CAG de la planta piloto. Los parámetros de diseño se muestran en la tabla en el anexo A.

Tras poner en funcionamiento una columna piloto de la planta se realizan modificaciones en la altura y diámetro de columna debido a que, tras varias horas en operación en continuo, las columnas y el tanque rebosan. Se establece finalmente una altura de columna de 63 cm y un diámetro de 6.3 cm, que favorecerá el óptimo funcionamiento de la planta.

Para el proceso de llenado inicial de la planta y puesta en marcha se fuerza un flujo de agua entrante mediante un mismo aporte de aire y agua, así se mantiene una cota de lámina de agua determinada por encima del lecho de carbón. Esta cota debe mantenerse constante, regulando el caudal de entrada y salida de la columna. Se decide para un funcionamiento óptimo, que las columnas trabajarán parcialmente inundadas siendo así las condiciones de operación similares a las presentes en la planta potabilizadora, evitando a su vez la formación de caminos preferentes en el lecho de carbón.

Las condiciones de la parte hidráulica de la columna piloto quedan corregidas y se aplican de igual modo al resto de columnas de carbón. Tal y como se muestra en la siguiente figura las columnas se disponen en paralelo, con válvulas de regulación del caudal de entrada y de salida. Además de válvulas para cubicar el caudal de entrada y válvulas reguladoras para mantener la cota de lámina de agua constante.

En la siguiente figura se muestra el diseño de la planta piloto con las distintas columnas de CAG.

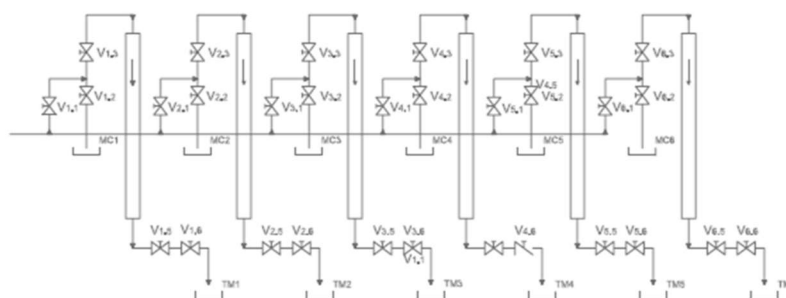


Figura 2. Diseño de la planta piloto con las columnas de CAG.

4.3. DETERMINACIÓN DE ESTADO DEL CAG Y ADSORCIÓN DE SUSTANCIAS SÁPIDAS.

Durante el primer periodo, las columnas han funcionado en continuo durante 78,89 días (1893,36 horas), tras los cuales se ha cerrado el aporte de caudal a todas las columnas excepto a la columna de CAG6. Esta columna ha estado en operación durante 15,57 días más. Durante la primera fase la concentración de Geosmina que filtra la planta piloto es de 25 ppt.

En el segundo periodo, la planta se pone en funcionamiento continuo durante 10,68 (256,56 horas) días con un aporte de 2-MIB de 86 ppt. Al igual que en la primera fase de funcionamiento, la columna con CAG6 sigue en operación durante 1,71 (41,04 horas) días más.

Para finalizar, la planta piloto opera durante 29,80 días filtrando de nuevo Geosmina a 25 ppt y tras este periodo, se queda en funcionamiento la columna de CAG6 durante 4,76 días más.

Finalizadas las tres fases el ensayo concluye, siendo el tiempo total de operación de las cinco primeras columnas de 119,18 días, mientras que para la columna de CAG6 es de 138,22 días, tal y como indican los parámetros de diseño calculados.

4.3.1. ESTADO DEL CAG

En la siguiente tabla se muestran los resultados de los análisis que evalúan el estado del CAG durante el proyecto.

Tabla 3. Resultados de los análisis de parámetros de evaluación del estado del CAG.

Fecha	$S_{BET}/m^2 \cdot g^{-1}$						$V_{DR}/cm^3 \cdot g^{-1}$						$V_{meso}/cm^3 \cdot g^{-1}$					
	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C1	C2	C3	C4	C5	C6
Inicial-CAG virgen	1065	1045	1015	1075	945	655	0,44	0,45	0,42	0,44	0,40	0,27	0,05	0,12	0,10	0,11	0,07	0,26
20-nov-18	980	990	900	970	850	550	0,42	0,43	0,37	0,39	0,36	0,22	0,05	0,07	0,08	0,06	0,07	0,17
14-ene-19	935	990	915	805	790	505	0,39	0,41	0,38	0,34	0,33	0,21	0,06	0,04	0,08	0,07	0,06	0,19

S_{BET} = área superficial determinada a partir de la isoterma de adsorción de nitrógeno; V_{DR} =volumen total de microporos; V_{meso} = volumen de mesoporos

En el caso del carbón de lignito, C6, se observa que, a pesar de tener gran volumen de mesoporos, no ofrece los mejores resultados de adsorción, debido a que su área superficial y volumen de microporo no son elevadas, aunque iguala a los obtenidos en las columnas de carbón bituminoso, C1 y C5.

Por otra parte, se observa que la columna de carbón bituminoso, C1, con un alto valor de área superficial, no presenta rendimientos de adsorción tan elevados como las columnas C2, C3 y C4, debido a su bajo volumen en mesoporos, que dificulta la difusión de la geosmina y 2-MIB hasta su adsorción en los microporos.

Entre los carbones bituminosos, el C5, con menor área superficial, volumen de microporos y volumen en mesoporos, obtiene el menor porcentaje de adsorción de geosmina y 2-MIB.

En las figuras 3 y 4 se representan los resultados de los índices - área superficial y volumen de microporos- para cada una de las columnas durante los muestreos llevados a cabo en el proyecto. Observamos cómo disminuyen ambos valores con respecto al valor inicial a lo largo del tiempo de ensayo. Tomando como referencia las columnas que mayor rendimiento de adsorción obtienen (C2, C3 y C4), se observan diferencias significativas entre ellas. Las columnas C2 y C3, entre los distintos muestreos no se observa disminución en los distintos índices. Sin embargo, para la muestra de carbón C4 se observa una tendencia marcada de disminución del área superficial en mismo periodo de tiempo.

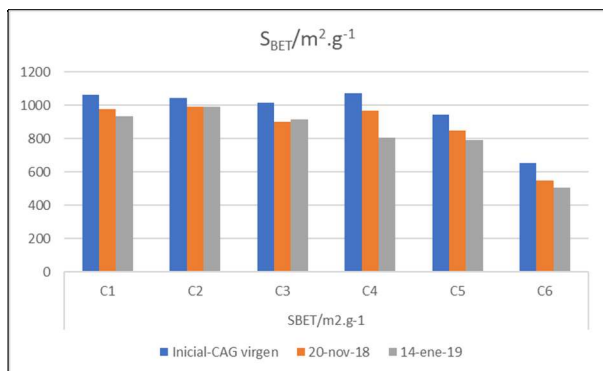


Figura 3. Representación del área superficial de los distintos tipos de CAG en el tiempo.

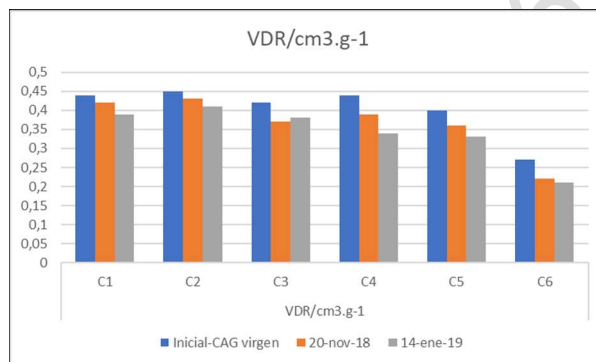


Figura 4. Representación del volumen de los microporos de los distintos tipos de CAG en el tiempo.

4.3.2. ADSORCIÓN SUSTANCIAS SÁPIDAS

En la siguiente tabla se adjuntan los resultados obtenidos durante el estudio, en los que se ha comprobado la eficiencia de los distintos tipos de carbón activo granular frente a diferentes concentraciones de Geosmina y de 2-Metilisoborneol.

Tabla 4. Resultados de los análisis de agua de entrada y salida de agua de cada columna de la planta piloto.

Fecha	Geosmina entrada (ng/L)	2-MIB entrada (ng/l)	Geosmina / 2-MIB salida (ng/L)						Bed volume filtrado	
			C1	C2	C3	C4	C5	C6	C1-C5	C6
20-nov-18	30	0	0	0	0	0	0	0	13.374	12.348
26-nov-18	31	0	0	0	0	0	0	0	23.469	21.670
11-dic-18	25	0	0	0	0	0	0	0	50.805	46.910
03-ene-19	37	0	18	11	13	10	15	11	70.919	65.482
14-ene-19	28	0	13	6	10	10	14	14	85.190	78.659
07-feb-19	32	0	16	10	13	14	16	16	105.682	97.580
08-mar-19	29	0	-	-	-	-	-	12	125.559	117.706
03-may-19	0	52	37	33	30	27	41	40	132.713	124.312
09-may-19	0	108	67	69	57	59	51	62	143.370	134.151
23-may-19	19,9	0	7	4	4	5	6	7	156.473	146.250
30-may-19	19	0	8	6	5	7	8	7	163.452	152.694
07-jun-19	17	0	5	4	3,2	5	6	5	171.744	160.350
14-jun-19	17,4	0	7	3	4	9	7	7	178.692	166.765
21-jun-19	17,5	0	6	5	3	2	4	4	184.650	172.267

C1-C6; Resultados de las distintas columnas de carbón activo granular.
 C1-C5; Columnas de carbón activo granular aglomerado bituminoso. Diferentes especificaciones técnicas.
 C6; Columna de carbón activo granular lignito.
 EBTC; Tiempo de contacto = 10 min.

Los resultados obtenidos que se muestran en la siguiente tabla, manifiestan que las columnas C2, C3 y C4 con carbón de origen bituminoso, obtienen mayores porcentajes de adsorción de geosmina y 2-MIB, situándose en valores de entre 72-75%, mientras que para el resto de columnas (C1, C5 y C6), los porcentajes de retención son menores, situándose entre 65-67%.

Tabla 5. Porcentajes de retención de geosmina y 2-MIB (%) de las distintas columnas ensayadas.

	Porcentajes de retención de geosmina y 2-MIB (%)					
	C1	C2	C3	C4	C5	C6
20-nov-18	100	100	100	100	100	100
26-nov-18	100	100	100	100	100	100
11-dic-18	100	100	100	100	100	100
03-ene-19	51	70	65	73	59	70
14-ene-19	54	79	64	64	50	50
07-feb-19	50	69	59	56	50	50
08-mar-19						59
03-may-19	29	37	42	48	21	23
09-may-19	38	36	47	45	53	42
23-may-19	67	79	80	76	72	65
30-may-19	58	67	74	66	57	62
07-jun-19	74	75	81	71	65	71
14-jun-19	63	85	77	48	62	63
21-jun-19	66	74	83	89	76	75
	65	75	75	72	67	66

5. CONCLUSIONES

Con respecto a la caracterización de la textura porosa de las muestras de CAG realizada al inicio y durante los ensayos, se deduce que las columnas con mayor potencial de adsorción, poseen los valores más elevados de área superficial junto con mayor volumen de mesoporos inicial.

En cuanto a la adsorción de geosmina, se verifica que la mayor eficiencia de eliminación de geosmina la ofrecen las columnas de carbón activo granular bituminoso, con el mismo rendimiento de reducción para los 5 tipos de CAG estudiado. En este aspecto, los resultados obtenidos podrían ser los esperados, dado que, en la primera fase del estudio, los volúmenes de lecho alcanzados son bajos y, en todos los casos, partimos de carbón virgen.

En el caso de las pruebas realizadas con 2-metilisoborneol, se obtiene mayor capacidad de adsorción para la columna número 4, cuyo carbón es de origen bituminoso. Esta columna contiene la muestra de carbono con el área de superficie más grande y el índice de yodo más elevado, lo que indica que para 2-mib, que es más difícil de adsorber debido a su estructura química, estas características fisicoquímicas son significativas.

En este estudio los ensayos se han realizado dopando agua procedente de los filtros reales de la planta potabilizadora con un patrón de geosmina y otro de 2-MIB, por lo que las interferencias de adsorción por presencia de otros compuestos se han minimizado al máximo, alargándose así la vida útil de los carbones ensayados con respecto al tiempo de vida útil real en la planta potabilizadora. Por ello, se continuará el estudio hasta obtener diferencias más significativas, que permitan concluir el tipo de vida útil óptimo del carbón.

REFERENCIAS

- [1] Real Decreto 140/2003, de 7 de febrero, por el que se establecen los criterios sanitarios de la calidad del agua de consumo.
- [2] Proposal for a DIRECTIVE OF THE EUROPEAN PARLIAMENT AND OF THE COUNCIL on the quality of water intended for human consumption (recast). Brussels, 1.2.2018 COM (2017) 753 final 2017/0332 (COD).
- [3] Hung, Y.T., Lo, H.H., Wang, L.K., Tarićska, J.R., Li, K.H. Granular activated carbon adsorption, en *Physicochemical Treatment Process, Handbook of Environmental Engineering*, vol 3 (eds L.K. Wang, Y.T. Hung y N. Shammas), Humana Press Inc., Totowa, New Jersey, USA pp. 573-633. 2005.
- [4] Norma ASTM D6583-03 (2014). Standard practice for the prediction of contaminant adsorption on GAC in aqueous systems using rapid small-scale column tests.
- [5] Moumita Poddar, A.N. Brijesh Nair, Amit B Mahindrakar. A Review on the Use of Rapid Small-Scale Column Test (RSSCT) on Predicting Adsorption of Various Contaminants. *IOSR Journal of Environmental Science, Toxicology and Food Technology (IOSR-JESTFT)* e-ISSN: 2319-2402, p- ISSN: 2319-2399. Volume 3, Issue 1 (Jan. - Feb. 2013), PP 77-85
- [6] Norma ASTM D4607-14 (2014). Standard Test Method for Determination of Iodine Number of Activated Carbon.
- [7] Norma ASTM D2866-11 (2018). Standard Test Method for Total Ash Content of Activated Carbon.

ANEXO A

	Carbón 1		Carbón 2		Carbón 3		Carbón 4		Carbón
	ESCALA COMPLETA	RSSCT	ESCALA COMPLETA	RSSCT	ESCALA COMPLETA	RSSCT	ESCALA COMPLETA	RSSCT	ESCALA COMPLETA
Diámetro columna	1040,31	6,30	1040,31	6,30	1040,31	6,30	1040,31	6,30	1040,31
Densidad aparente	0,42	0,47	0,51	0,51	0,42	0,42	0,45	0,45	0,43
EBTC	10,00	0,82	10,00	0,82	10,00	0,82	10,00	0,82	10,00
Velocidad superficial	3,74	13,07	3,74	13,07	3,74	13,07	3,74	13,07	3,74
Caudal	5291,66	0,679	5291,66	0,679	5291,66	0,679	5291,66	0,679	5291,66
Diámetro de partícula	1,40	0,40	1,40	0,40	1,40	0,40	1,40	0,40	1,40
Altura de columna	90,00	17,79	90,00	17,79	90,00	17,79	90,00	17,79	90,00
Masa adsorbente	34425,00	0,260	34425,00	0,282	34425,00	0,233	34425,00	0,249	34425,00
Tiempo de operación	1460,00	119,18	1460,00	119,18	1460,00	119,18	1460,00	119,18	1460,00
Área transversal	850000,00	31,17	850000,00	31,17	850000,00	31,17	850000,00	31,17	850000,00
Volumen de carbón	76500	0,55	76500	0,55	76500	0,55	76500	0,55	76500
Volumen de agua	11125200,00	116,57	11125200,00	116,57	11125200,00	116,57	11125200,00	116,57	11125200,00

FOTODEGRADACION DE CONTAMINANTES DE AGUAS RESIDUALES CON CATALIZADORES DE TiO₂ ACTIVADOS CON LUZ VISIBLE Y LUZ UV

M. Villicaña-Méndez¹, L.V. Piña-Morales², M. G. Garnica-Romo³

RESUMEN

Las reacciones fotocatalíticas del TiO₂ se llevan a cabo bajo condiciones ambientales, la fotoactividad es limitada por el ancho de la banda de fotoactivación del catalizador (3.2eV), la rápida velocidad de recombinación de los portadores de carga. La energía radiante del espectro de luz UV es necesaria para activar a los fotocatalizadores, como alternativa es utilizar la irradiación de luz visible del sol. En el presente trabajo se obtuvieron fotocatalizadores por sol-gel asistido con microondas impurificados con Fe y Ni en concentraciones 0.1-0.25% se utilizó la fotodegradación de colorantes de la industria textil: azul ácido 9 y Rodamina B en 20 mg/L (o 20 ppm). La mejor degradación se dio para TiO₂ (0.10% Fe) (0.25% Ni) sin calcinación en un tiempo de 90 min llegando hasta un 62% de degradación con Luz Visible y con lámpara de Luz UV hasta un 40%. La introducción de estos iones: Fe³⁺ y Ni²⁺ en la red de TiO₂ y los niveles de impureza que se generan en su red intrínseca de band gap dan como resultado el tratar aguas residuales provenientes de las descargas de la industria textil, bajo condiciones de activación con la luz solar.

PALABRAS CLAVE

Fotodegradación, rodamina B, band gap.

1. INTRODUCCIÓN

El dióxido de titanio (TiO₂) material usado e investigado, debido a sus propiedades eléctricas y ópticas, buena estabilidad química, resistencia a la foto-corrosión y gran poder oxidante. [1,2]. Considerado un semiconductor ideal para fotocatalisis [3]. Para ampliar la fotorespuesta de los catalizadores hacia la luz visible se han desarrollado soluciones tales como: fotocatalizadores compuestos con NTC, teñidos sensibilizadores, depósito de metales nobles o iones metálicos, impurificación con metales de transición (Cu, Co, Ni, Cr, Mn, Mo, Nb, V, Fe, Ru, Au, Ag, Pt) y elementos no metálicos (N, S, C, B, P, I, F) [4].

Los portadores de carga atrapados en esas trampas pueden sobrevivir tiempos suficientemente largos como para reaccionar con el agua u otras sustancias adsorbidas en la superficie del semiconductor [5]. Por otra parte el color en las aguas residuales es el indicador más evidente de

¹ Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Posgrado de Ingeniería Química. vimadinmx@yahoo.com.mx

² Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Posgrado de Ingeniería Química. vimadinmx@yahoo.com.mx

³ Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Facultad de Ingeniería Civil. gromar05@hotmail.com

la contaminación de residuos orgánicos en agua. Desventaja de los métodos tradicionales de purificación de aguas residuales es el hecho de que no son destructivas [6].

Teniendo una necesidad en el desarrollo de innovaciones tecnológicas para el tratamiento de estas aguas coloreadas [7]. Los colorantes azoicos son uno de los materiales importantes en la industria textil y de papel, mientras que 10-15% del colorante se pierde durante el proceso de morir y liberarse como efluente los compuestos colorantes liberados incrementa la contaminación ambiental, y generan productos peligrosos la salud los seres humanos [8].

Siendo alternativa de tratamiento la Fotocatálisis a través del TiO_2 impurificado con metales de transición y activados con luz UV y luz Visible, que degraden las complejas moléculas de los colorantes azoicos: Azul ácido 9 y Rodamina B.

El agua en la tierra es uno de los recursos naturales más abundantes, pero solo aproximadamente el 1% de ese recurso está disponible para consumo humano [9]. Se estima que más de 1.1 billones las personas carecen de suministro de agua potable adecuada [10], debido al creciente costo del agua potable, el crecimiento de las poblaciones y la variedad de preocupaciones climáticas y ambientales. El mayor desafío en la cadena de suministro de agua es la contaminación continua de agua dulce or una variedad de contaminantes orgánicos e inorgánicos.

El tratamiento de aguas residuales y beber el agua puede reducir estas preocupaciones [11]; sin embargo, los métodos tradicionales de tratamiento no son lo suficientemente eficientes para completamente eliminar los contaminantes emergentes y cumplir con el agua estricta de estándares de calidad. Además, las tecnologías existentes de tratamientos de aguas residuales tienen varios inconvenientes tales como alta energía requisito, eliminación incompleta de contaminantes y generación de tóxicos lodo.

El tratamiento biológico de aguas residuales se aplica ampliamente, pero estos son generalmente lento, limitado debido a la presencia de contaminantes no biodegradables, y en algún momento causa toxicidad a los microorganismos debido a algunos contaminantes tóxicos. El proceso físico como la filtración pueden eliminar los contaminantes mediante la transformación de una fase a otra pero produciendo un lodo altamente concentrado, que es tóxico y difícil para deshacerse.

En el contexto anterior, hay un requisito para tecnologías eficientes y potentes para el tratamiento de aguas municipales y residuales industriales [11]. Esto puede ser logrado mediante el desarrollo de métodos completamente nuevos o mejorar los métodos existentes. Entre las diversas tecnologías emergentes, el avance en nanotecnología ha demostrado un potencial increíble para la remediación de aguas residuales y varios otros problemas ambientales [12,1,13].

Las industrias textiles consumen dos tercios de los 10, 000 tipos distintos de colorantes y pigmentos producidos anualmente. Aunque la fijación del colorante depende de la clase del tinte, tipo de tejido y otros parámetros de teñido, casi el 10% del colorante utilizado se descarga en los efluentes como resultado de este proceso.

El tratamiento convencional de aguas residuales como neutralización de ácidos y alcalinos licores floculación y oxidación química resultan 70-80% de la decoloración, mientras que todavía mantiene la carga de carbono orgánico en el efluente [14]. Siendo alternativa de tratamiento la Fotocatálisis a través del TiO_2 impurificado con metales de transición y activados con luz UV y luz Visible, figura 1 y que degraden las complejas moléculas de los colorantes azoicos, figuras 2 y 3.

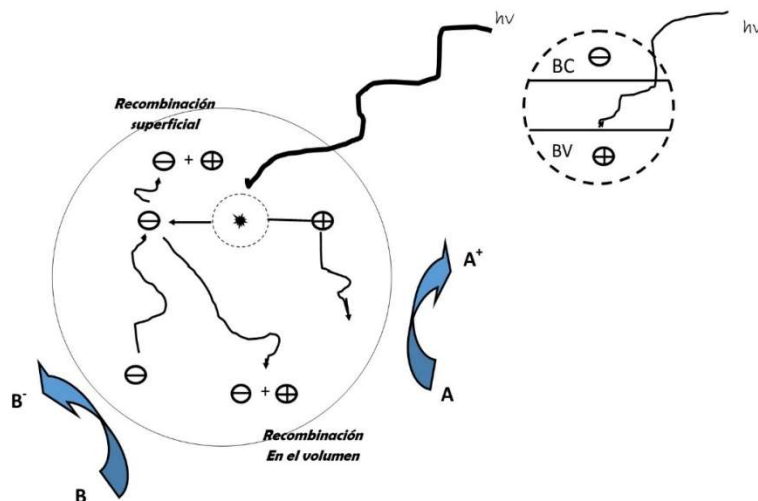


Figura 1.- Proceso que ocurre en la interfaz semiconductor-electrolito bajo iluminación.

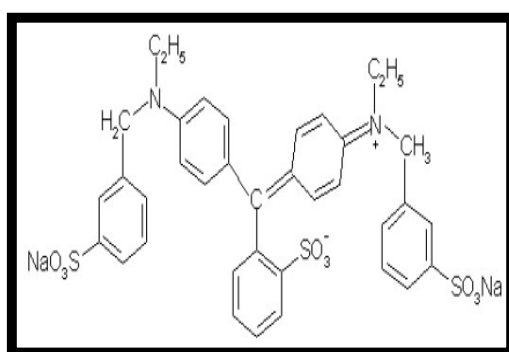


Figura 2.- Estructura molecular del colorante Azul Ácido 9.

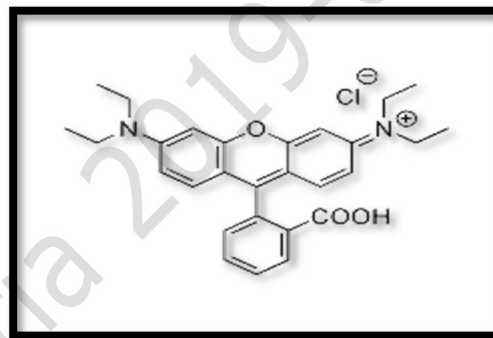


Figura 3.- Estructura molecular de La Rodamina B,

2. METODOLOGÍA

El método sol-gel es un método de síntesis que permite la obtención de óxidos metálicos en forma de polvos, películas delgadas o como un material denso, cuyo objetivo es alcanzar un sólido de alta pureza de alta homogeneidad a escala molecular. Además, tiene cuatro etapas generales: 1. Preparación de una disolución coloidal de los precursores, 2. Gelificación de la disolución, 3. Secado del gel (xerogel), 4. Calcinación del xerogel para obtener el material cerámico.

La síntesis asistida por microondas consiste en adicionar los materiales precursores en un reactor, el cual es ingresado a una fuente de energía o calor, esta energía aumenta la temperatura y presión del sistema interno, modificando estas condiciones a subcríticas en el interior, lo cual favorece los procesos de reacción, que pueden ser homogéneos o heterogéneos. Esta síntesis es una alternativa para proporcionar energía térmica a una reacción con ventajas como: ahorro de tiempo y energía, generación de menos subproductos, optimización de rendimientos, obtención de productos en un menor número de pasos.

Su forma de calentamiento utiliza la propiedad de algunas moléculas de transformar la energía electromagnética en calor, muchas moléculas son dipolos eléctricos, lo que significa que tiene una carga positiva parcial en un extremo y una carga negativa parcial en el otro, y por tanto giran

en un intento por alinearse con el campo eléctrico alterno de las microondas. Al rotar, las moléculas chocan con otras y las ponen en movimiento dispersando así la energía. Esta energía, cuando se dispersa como vibración molecular en sólidos y líquidos (como energía potencial y como energía cinética de los átomos), lo hace en forma de calor, en la figura 4 se muestra el movimiento de las moléculas polares por calentamiento vía microondas. [15, 16].

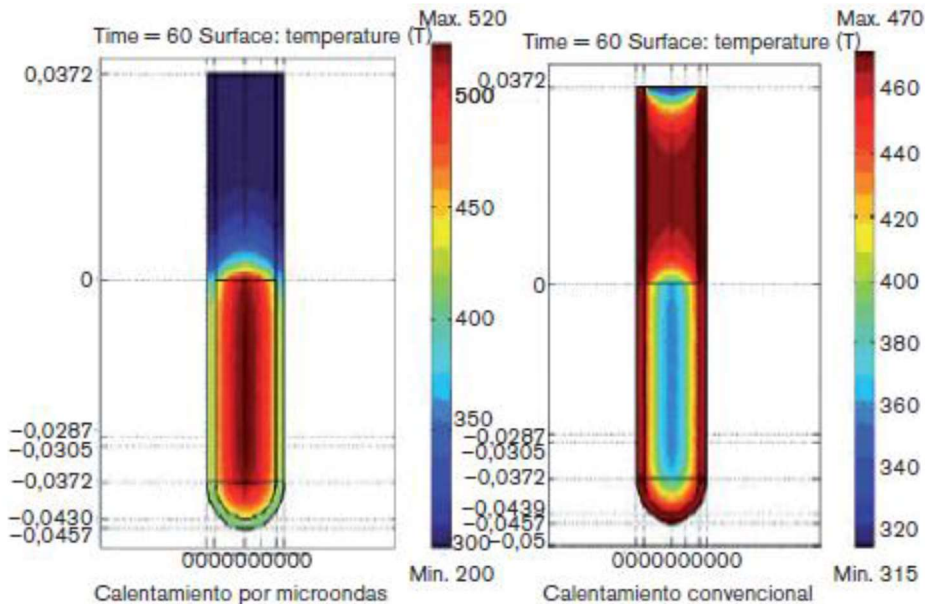


Figura 3.- Calentamiento por microondas y calentamiento convencional

Se utilizaron los siguientes reactivos y equipos para la síntesis de los fotocatalizadores de TiO_2 dopados con Níquel-Hierro: Alcohol etílico. Butoxido de titanio. Agua desionizada. Nitrato de Níquel Hexahidratado $[\text{Ni}(\text{NO}_3)_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}]$. Nitrato férrico $[\text{Fe}(\text{NO}_3)_3 \cdot 9\text{H}_2\text{O}]$. Micro-ondas: Synthos 3000. Reactor Fotocatalítico. Las moléculas modelo: Azul Acido 9 y Rodamina B. Las concentraciones utilizadas de los colorantes son de 20 mg/L (o 20 ppm).

3. RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Partiendo del fotocatalizador puro, figura 4 (a) y (b) con luz visible, 62% para (TiO_2 -0.25% Ni) sin calcinación en un tiempo de 90 min de degradación sin tratamiento térmico y en b) 100 min un 85%, para TiO_2 puro, figura 4 (c) Fotodegradaciones del TiO_2 -0.10%Fe-0.25%Ni calcinado a distintas temperaturas con luz visible y la figura 4 (d) con lámpara de luz Uv.

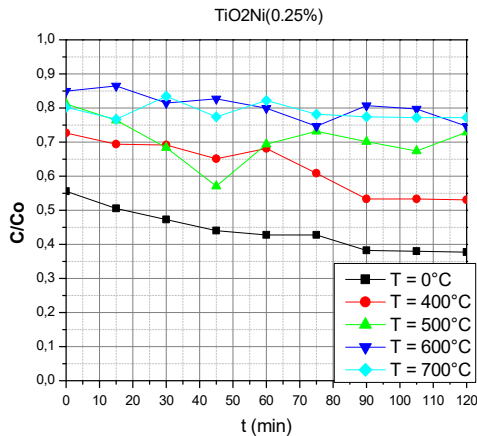


Figura 4.a) Fotodegradaciones del TiO₂ - 0.25%Ni a distintas temperaturas con Lámpara de Luz Visible

Figura 4.b) Fotodegradaciones del TiO₂ puro a distintas temperaturas con luz visible

Figura 4.c) Fotodegradaciones del TiO₂ Fe 0.10-0.25%Ni Fe0.10-0.25%Ni distintas temperaturas con Lámpara de Luz Visible

Figura 4.d) Fotodegradaciones del TiO₂ Fe-010-0.25Ni distintas temperaturas Con Luz Uv

La absorción extendida dentro de la región de luz visible para los fotocatalizadores de TiO₂ dopados se explica en términos de la excitación de los electrones de los iones del agente dopante y después éstos se dirigen hacia la banda de conducción del TiO₂, siendo un metal que transfiere carga a la banda de conducción del fotocatalizador. Las impurezas que entran en la red cristalina del semiconductor forman nuevos niveles de energía entre la banda de valencia y la banda de conducción o dentro del “band gap” del TiO₂.

Particularmente, en la absorción mejorada en la región de luz visible de los polvos de TiO₂ dopados con níquel y hierro se consideran que está involucrada la excitación de los electrones del orbital 3d de este ion que dopan al catalizador para luego moverse hacia la banda de conducción, de acuerdo a su respectivo nivel de energía.[17, 18]

No debe elegirse un ion que sea más electropositivo que el titanio ya que el espectro se movería hacia longitudes de onda más cortas (incrementa el valor de la energía del “band gap”),

comparadas con el espectro del material puro. La banda de valencia del polvo de TiO_2 se estabilizaría más con el ion de la impureza. En el catalizador puro la excitación ocurre desde la banda de valencia (principalmente formada por los orbitales 2p de los aniones de óxido) hacia la banda de conducción (principalmente formada por los orbitales 3d de los cationes de Ti^{4+}).[19]

El color en los semiconductores impurificados es indicador que están absorbiendo luz visible.[20, 18] Además, Uhm et al.[21] indicaron que el brillo del color afecta los umbrales de absorción de luz del espectro UV-Vis y que es muy probable que el fotocatalizador de TiO_2 , blanco originalmente, cambie a amarillo debido al desplazamiento en la absorción de la luz hacia la zona de luz visible por causa de la adición de níquel.

Se distinguió una coloración en los óxidos semiconductores impurificados sintetizados que se volvía más fuerte conforme aumentaba la cantidad de la impureza metálica en éstos, con la cual se asumió que se tendría una mayor absorción de luz visible en estos materiales pero no obstante, no se observó tal cuestión en el TiO_2 dopado que se sintetizó y ello confirmó que los niveles de la impurificación en los polvos producidos eran muy pequeños para ver una absorción de luz visible considerable.

El resultado del fotocatalizador de TiO_2 0.25-Ni se atribuyó en, primera instancia, a la adsorción conseguida y en segundo lugar, pero más importantemente, al dopaje debido al porcentaje de degradación obtenido del 62%, que es mucho mayor a la de los demás muestras sintetizadas.

Los estudios de FTIR dopados con algún metal de transición, se hicieron en el infrarojo medio, región que va de 4000 a 400 cm^{-1} . Figuras 5 y 6.

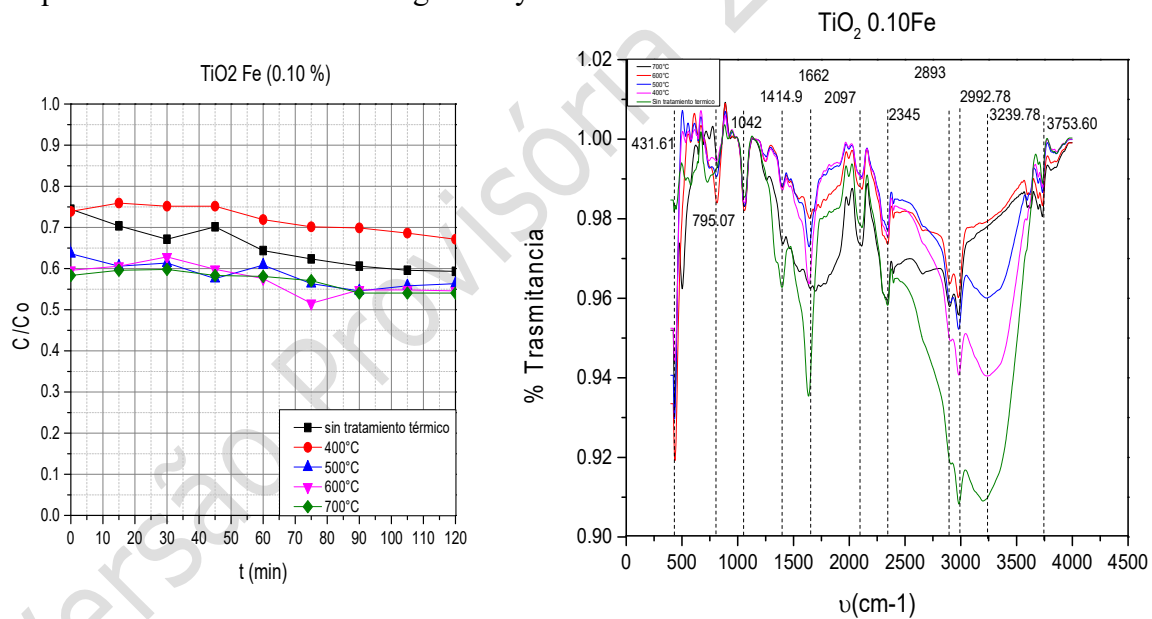


Figura 5.- Fotodegradaciones del TiO_2 - 0.10%Fe a distintas temperaturas con lámpara Luz Visible (Rodamina B). Patrones de FTIR con Maxima degradación 45% con 2.2 Ev de Bandgap.

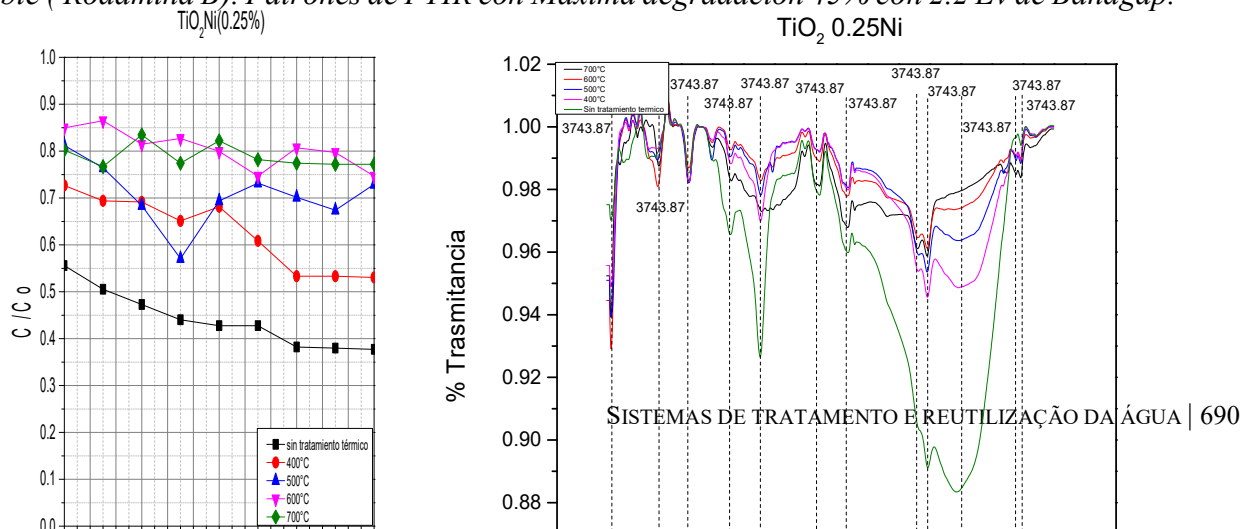


Figura 6.- Fotodegradaciones del TiO₂- 0.25%Ni a distintas temperaturas con lámpara Luz Visible,(Rodamina B). Patrones de FTIR con 62% de degradación y 2.65 Ev de Bandgap.

La Espectroscopía de Infrarrojo con transformada de Fourier (FTIR) muestra, las bandas principales se observan en 3726, 2318, 2318, 1645, 1159 y 576 cm⁻¹. Los picos en 3730.39, 3226.11, y 3195.86 cm⁻¹ junto con 1632.60, 1634.37 y 1638.70 cm⁻¹ están asignados a las vibraciones de flexión de moléculas de agua adsorbidas y vibraciones de estiramiento los grupos O – H.

La presencia de las bandas hidroxilo se deben a sustancias químicas y físicas del agua adsorbida en la superficie de las nano partículas. La banda a 2987.81, 2974.18 y cm⁻¹ se asigna al estiramiento C – H vibración. La banda débil a 2396.75 y 2345 cm⁻¹ se atribuye a dióxido de carbono atmosférico. La banda a 1159 cm⁻¹ es debido a la vibración Ti – O – Ti. La banda surge alrededor de 576 cm⁻¹ debido a las vibraciones de estiramiento de grupos Ti – O y Ti – O – Ti. La banda en * 576 cm⁻¹ es desplazado hacia el número de onda más bajo particularmente en el caso de Ni. Puede estar asociado con desorden (vacantes de oxígeno y diferencia de tamaño) creando por los dopantes. Lo cual genera una mayor actividad fotocatalítica sobre todo sin tratamiento térmico, ya que estas bandas están con mayor intensidad, y a medida que aumenta la temperatura de calcinación estas bandas disminuyen y también el efecto fotocatalítico.

Las muestras de TiO₂ dopadas con metal indican que hay más número de vibraciones de Ti – O – Ti [22].

Las bandas de números de onda inferiores requieren menor energía de vibración debido al desorden. El dopaje de los cationes de estado de valencia inferior crean vacantes de oxígeno en el sistema para mantener la neutralidad del sistema. Además, las bandas se desplazan hacia un número de onda más bajo. También se asocian con la fuerza de unión que se convierte en débil después del dopaje.

CONCLUSION

Se obtuvieron fotocatalizadores de TiO₂ dopados con Ni y Fe que son activados en la banda de Luz Visible, para la mineralización de las aguas residuales provenientes de la industria Textil.

Se observó que las muestras de fotocatalizadores de TiO₂ -Fe-Ni calcinadas en el rango de 400-700°C, presentan fotodegradación del colorante azul ácido 9 y Rodamina B en una concentración de 20 mg/L (o 20 ppm), la mejor degradación se dio TiO₂ (0.10% Fe) (0.25% Ni) sin calcinación, con luz visible es 62% y luz UV 40%; esta muestras presenta un band gap de 2.28 eV.

La máxima degradación de TiO₂-Fe con luz visible de 40 % con la Rodamina B teniendo una banda gap de 2.2 eV. El TiO₂-Ni alcanzo un 62% degradación con luz Visible teniendo un band gap de 2.65 eV.

La presencia del Fe disminuyo en más de una unidad el Bandgap de estos Fotocatalizadores. Encontrando que las bandas de FTIR muestran solo los modos vibracionales del Ti – O- Ti y grupos O-H presentes tienen una mayor intensidad sin tratamiento térmico y mayor efecto fotocatalítico y que a medida que aumenta la temperatura van disminuyendo su intensidad y también el efecto fotocatalítico.

REFERENCIAS

- [1] Sadegh, H., Shahryari-Ghoshekandi, R., Kazemi, M. “Study in synthesis and characterization of carbon nanotubes decorated by magnetic iron oxide nanoparticles”. *Int. Nano Lett.* 4, 2014.
- [2] C. J. Escudero Santiago,” Caracterización de un reactor tubular para la degradación fotocatalítica de herbicidas”. Univ. Del Mar.
- [3] J. Winkler, “Titanium Dioxide”, Vincentz Network, Hannover, Germany, 2003.
- [4] M.N. Chong B. Jin, C.W.K. Chow, C. Saint. *Water research* 44 (2010) 2997-3027.
- [5] Zare, K., Najafi, F., Sadegh, H., “Studies of ab initio and Monte Carlo simulation on interaction of fluorouracil anticancer drug with carbon nanotube”. *J. Nanostruct. Chem.* 3, 2013.
- [6] Hatice Atacag Erkurt. *The handbook of environmental chemistry*, volume 9, Springer, 2010.
- [7] R. Vinu., S.U. Akki., G. Madras. *Journal of Hazardous Materials* 176 (2010), 765-773.
- [8] Ochoa Y., Ortégón Y., Rodríguez J. “Síntesis del TiO₂, fase anatasa, por el método sol-gel: estudio del efecto de la presencia de AcacH en el Sistema”. *Rev. Fac. Ing. Univ. Antioquia.* No. 52 pp. 29-40, 2010.
- [9] Grey, D., Garrick, D., Blackmore, D., Kelman, J., Muller, M., Sadoff, C.” Water security in one blue planet: twenty-first century policy challenges for science”. *Philos. Trans. Roy. Soc. London A: Math., Phys. Eng. Sci.* 371, 20120406. 2013.
- [10] WHO (World Health Organization), 2015. Drinking-water: Fact sheet No. 391, <http://www.who.int/mediacentre/factsheets/fs391/en/>
- [11] Ferroudj, N., Nzimoto, J., Davidson, A., Talbot, D., Briot, E., Dupuis, V., Abramson, S. “Maghemite nanoparticles and maghemite/silica nanocomposite microspheres as magnetic Fenton catalysts for the removal of water pollutants”. *App. Catal. B: Environ.* 136, 2013.
- [12] Zare, K., Najafi, F., Sadegh, H. “Studies of ab initio and Monte Carlo simulation on interaction of fluorouracil anticancer drug with carbon nanotube”. *J. Nanostruct. Chem.* 3, 2013.
- [13] Gupta, V.K., Agarwal, S., Saleh, T.A. “Synthesis and characterization of alumina-coated carbon nanotubes and their application for lead removal”. *J. Hazard. Mater.* 185, 2014.
- [14] J. Grzechulska., A. W. Morawski *Applied Catalysis B: Environmental* 36. 45-51(2002)
- [15] F.O.Roble, J.C.T. Rojo., M. S. Bas. “Tratamiento de aguas para la eliminación de microorganismos y agentes contaminante”.
- [16] U. Caudillo-Flores, “Estudio comparativo de la síntesis de TiO₂, por los métodos sol-gel convencional y sol-gel catalizado por microondas”, Tesis de Licenciatura en Ingeniería Química, UMSNH, 2011.

- [17] Rang, Y. Hee, S. Whoe Kim, W., Jae Kim, S. “The characterization of magnetic and photocatalytic properties of nanocrystalline Ni-doped TiO₂ powder synthesized by mechanical alloying”. *Journal of magnetism and magnetic materials*, 304, e781-e783. 2006.
- [18] Villa, K. Black, A. Domènech, X. “Nitrogen doped TiO₂ for hydrogen production under visible light irradiation”. *José Peral, Solar energy*, 86, 558-566. 2012.
- [19] Fallah Shojaie, A. Loghmani, M. “La³⁺ and Zr⁴⁺ co-doped anatase nano TiO₂ by sol-microwave method”. *Chemical engineering journal*, 157, 263-269. 2010.
- [20] Liaoa D.L., Wub G.S. “Zeta potential of shape-controlled TiO₂ nanoparticles with surfactants, *Colloids and Surfaces A*” *Physicochem. Eng. Aspects* 348. 270–275 (2009).
- [21] Kim, T. Rodríguez-González, V. Gyawali, Soo-Wohn, L. “Synthesis of solar light responsive Fe, N co-doped TiO₂ photocatalyst by sonochemical method”. *Catalysis today*, 2012.
- [22] Tripathi AK, Singh MK, Mathpal MC, Mishra SK. ” Agarwal A Study of structural transformation in TiO₂ nanoparticles and its optical properties”. *J Alloy Compd* 549:114–120 (2013).

Versão Provisória 2019-07-16

Versão Provisória 2019-07-16

Capítulo 13 |

Uso eficiente da água e recuperação de recursos.
Uso eficiente del agua y recuperación de recursos

MATRIZ DA ÁGUA COMO FERRAMENTA PARA A GESTÃO EFICIENTE DA ÁGUA - APLICAÇÃO AO MUNICÍPIO DE CASCAIS

Joana Carneiro¹, Laura Monteiro², Gonçalo Saint-Maurice³, Dídida Covas⁴

INTRODUÇÃO

Dos objetivos do desenvolvimento sustentável (ODS), fazem parte o acesso universal e equitativo a água potável e a sistemas de saneamento básico, assim como o aumento substancial da eficiência no uso da água em todos os setores, até 2030 [1]. Em Portugal a acessibilidade física e económica das populações aos serviços de abastecimento e de drenagem é em geral boa [2], contudo o uso eficiente da água é ainda uma meta por alcançar.

A disponibilidade de água em quantidade e qualidade nas torneiras dos consumidores leva a que a água não seja vista como um recurso finito, promovendo o seu consumo, por vezes excessivo. A melhoria da eficiência do uso da água requer, portanto, que sejam conhecidos os usos e quantificados os consumos de água, para que sejam identificadas medidas eficazes.

A Matriz da Água é um documento que contém a identificação dos principais intervenientes no ciclo da água, bem como a quantificação dos principais fluxos de água, permitindo fazer um diagnóstico inicial da eficiência no uso da água e definir um conjunto de medidas com vista à melhoria da eficiência e ao cumprimento dos objetivos do desenvolvimento sustentável. Este método de compilação e interpretação de dados já foi implementado em alguns municípios de Portugal, como Lisboa, Sintra, e mais recentemente Cascais.

METODOLOGIA

A metodologia adotada para a elaboração da Matriz da Água do município consistiu em (i) identificação dos intervenientes no ciclo da água no município e das suas principais atividades e responsabilidades no âmbito da gestão da água, (ii) caracterização geodemográfica da zona em estudo e identificação dos principais fluxos de água no concelho, incluindo as componentes natural e humana do ciclo da água (iii) recolha e tratamento de dados provenientes dos diversos intervenientes e quantificação das principais entradas e saídas de água do município nos últimos cinco anos e (iv) análise dos resultados e identificação de medidas de melhoria da eficiência no uso da água.

¹ Instituto Superior Técnico, Av. Rovisco Pais 1049-001 Lisboa, Portugal. joana.carneiro@tecnico.ulisboa.pt

² Instituto Superior Técnico, Av. Rovisco Pais 1049-001 Lisboa, Portugal.

³ Câmara Municipal de Cascais, Praça 5 de Outubro 1, 2750-320 Cascais, Portugal

⁴ Instituto Superior Técnico, Av. Rovisco Pais 1049-001 Lisboa, Portugal.

CASO DE ESTUDO: MUNICÍPIO DE CASCAIS

A Matriz da Água de Cascais permitiu identificar que mais de 80% da água consumida no município é proveniente do sistema em alta da EPAL, o que torna o abastecimento à população de Cascais muito dependente do bom funcionamento do sistema a montante. Não havendo capacidade dos recursos hídricos locais para aumentar a produção de água para consumo humano, a reutilização de águas para outros fins permitiria reduzir parcialmente a dependência de Cascais da entidade externa. A Matriz permitiu também identificar os maiores consumidores não domésticos de água, nomeadamente campos de golfe, prisões, centros comerciais, estabelecimentos hoteleiros e unidades de saúde. O consumo doméstico médio no concelho é de 145 l/hab/dia, o que é bastante superior à média nacional (124 l/hab/dia, [2]). Contudo este valor não é uniforme por todo o concelho atingindo os 199 l/hab/dia na freguesia de Cascais e Estoril, devido a uma forte componente do uso exterior da água, nomeadamente para rega de jardins e enchimento de piscinas. A Câmara Municipal de Cascais é também um grande consumidor, gastando mais de 60% da água que consome em rega de espaços verdes. O município dispõe de uma Fábrica da Água, na Guia, que trata cerca de 57 Mm³/ano, recebendo também águas residuais dos municípios vizinhos. Esta unidade tem capacidade para produzir cerca de 9000 m³/dia de água residual tratada (ART) com potencial de reutilização.

Algumas das medidas de melhoria da eficiência no uso da água adequadas para o município de Cascais são:

- (i) Sensibilização de toda a população para o uso eficiente da água, em particular dos habitantes mais jovens, com vista à diminuição do consumo doméstico.
- (ii) Aumento da utilização de águas residuais tratadas na Fábrica da Água da Guia. Além da já existente utilização destas águas para lavagem de ruas, outras aplicações como a rega de espaços verdes – um dos usos que mais água exige do sistema de abastecimento – podem ser consideradas.

CONCLUSÃO

Num contexto de escassez de água, de alterações climáticas e de implementação dos objetivos do desenvolvimento sustentável, é urgente aumentar a eficiência no uso da água. A quantificação e caracterização dos principais fluxos de água é o primeiro passo para a identificação de medidas de melhoria adequadas a cada município. A Matriz da Água permite fazer o diagnóstico da eficiência no uso da água e identificar oportunidades de melhoria.

REFERÊNCIAS

- [1] ONU, Transforming our World: The 2030 Agenda for Sustainable Development, 2015.
- [2] ERSAR, Relatório Anual dos Serviços de Águas e Resíduos em Portugal, Volume I - Caracterização do setor de águas e resíduos, 2017.

ANÁLISE DA EFICIÊNCIA DE MEDIDAS DE CONSERVAÇÃO DE ÁGUA EM INFRAESTRUTURA SANITÁRIA ABORDADA SOB O ENFOQUE SISTÊMICO

Karoline Richter¹, Daniel Costa dos Santos², Aloísio Leoni Schmid³

RESUMO

Os desafios da gestão das águas urbanas e infraestrutura sanitária são cada vez mais frequentes nas cidades brasileiras, seja pela superpopulação ou pela ausência de investimentos no setor. O intenso processo de urbanização a partir da década de 50 corroborou para o estabelecimento de faixas periféricas, as quais ao longo dos anos, foram deixadas à margem de serviços básicos, como o abastecimento de água, o esgotamento sanitário e a drenagem urbana. Diante desta realidade, em 2007, foi promulgada a lei nº 11.445 [1], estabelecendo as diretrizes nacionais de saneamento básico no país. No entanto, 72,1 milhões de brasileiros permanecem sem acesso a infraestrutura sanitária [2]. Desta forma, alternativas com abordagem integrada de gestão de águas urbanas são interessantes para a realidade de países como o Brasil, especialmente para comunidades que não possuem ou têm acesso limitado a infraestrutura sanitária. Nesse sentido, o objetivo deste estudo é demonstrar o efeito do enfoque sistêmico e sua intrínseca interdependência, sobre medidas de uso eficiente da água nos sistemas em questão, a fim de promover a conservação da água no espaço urbano. Para efetivar tal demonstração foi utilizada uma ferramenta matemática elaborada a partir da estrutura conceitual do *Urban Water Use (UWU) Model* [3].

Palavras-Chave

Infraestrutura Sanitária, Enfoque Sistêmico, *UWU Model*.

1. INTRODUÇÃO

De acordo com o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE [4], a população atual no Brasil atingiu 207,8 milhões, sendo 84% classificada como urbana, ou seja, representando cerca de 2,83% da população mundial.

A urbanização no país teve início na década de 50, através do elevado crescimento populacional, bem como, processo de êxodo rural - movimento esse que permitiu a migração da população do campo para os principais centros de atividade industrial e econômica do país - em busca de uma melhor qualidade de vida.

¹ Universidade Federal do Paraná/Departamento de Hidráulica e Saneamento. Caixa Postal 19011 – Bairro Jardim das Américas – CEP: 81530-000 – Curitiba – Paraná – Brasil. karoline.richter@ufpr.br

² Universidade Federal do Paraná/Departamento de Hidráulica e Saneamento. Caixa Postal 19011 – Bairro Jardim das Américas – CEP: 81530-000 – Curitiba – Paraná – Brasil.

³ Universidade Federal do Paraná/Departamento de Hidráulica e Saneamento. Caixa Postal 19011 – Bairro Jardim das Américas – CEP: 81530-000 – Curitiba – Paraná – Brasil.

À medida em que o desenvolvimento industrial encontrava-se em relativo crescimento, em contrapartida, as cidades brasileiras que não estavam preparadas em termos de macro infraestrutura para receberem essas elevadas taxas migratórias, tiveram por consequência, o estabelecimento de uma faixa periférica, não podendo evitar o surgimento de favelas e ocupações urbanas desordenadas, fenômeno esse denominado como "urbanização sem cidade" [5].

Ao longo dos anos, as faixas periféricas das cidades brasileiras foram deixadas à margem de serviços básicos, como abastecimento de água, saneamento e drenagem.

No contexto da drenagem, segundo a Agência Nacional de Águas – ANA [6], entre os anos de 2013 e 2016, cerca de 47,5% dos municípios brasileiros declararam situação de emergência ou calamidade pública devido às inundações e 7,7 milhões de pessoas já foram afetadas, uma média de 1,9 milhão por ano.

Em 2007, foi promulgada a lei nº 11.445 [1], estabelecendo as diretrizes nacionais de saneamento básico no país. No entanto, nos últimos 20 anos, o acesso ao saneamento básico (domicílio ligado à rede geral de esgoto ou fossa séptica, servido de água proveniente da rede geral de abastecimento e com destino do lixo coletado pelos serviços de limpeza) aumentou apenas 15%, um total de 65,30%. Isso significa que 72,1 milhões de brasileiros ainda se encontram fora do sistema de saneamento [2].

Com relação a disponibilidade de recursos hídricos no Brasil, os desafios da gestão permanecem, pois apesar de deter 12% das reservas de água doce do planeta, estas encontram-se desproporcionalmente distribuídas. A maior parte da água concentra-se na região norte do país, onde a maior capital Manaus possui uma densidade populacional de 183,7 hab/km²; por outro lado, a parte minoritária da água encontra-se nas regiões Sul e Sudeste, sendo que a capital do país, São Paulo, possui uma densidade populacional de 7.904,32 hab/km² [7].

Dessa forma, alternativas como abordagem integrada de gestão de águas urbanas são interessantes para as cidades brasileiras, especialmente, para comunidades que não possuem ou têm acesso limitado a sistemas de infraestrutura sanitária.

Portanto, o objetivo deste estudo é demonstrar que, com o apoio do *UWU Model*, se partes da infraestrutura sanitária são projetadas em conjunto na teoria de sistemas e gestão integrada de recursos hídricos, incluindo a realidade do uso da água em residências, o design resultante pode ser mais sustentável sob condições ambientais, sociais e econômicas, mitigando assim problemas de infraestrutura sanitária relacionados principalmente à saúde pública.

2. METODOLOGIA

O MODELO UWU

O *Urban Water Use Model* (UWU) [3] é uma ferramenta de planejamento estratégico, que seleciona grupos de medidas para sistemas de infraestrutura urbana considerando sistemas de abastecimento de água (SAA), sistemas de esgotamento sanitário (SES), sistemas de drenagem urbana (SDU) e domicílios que atuarão em interdependência com os sistemas e o meio ambiente, a fim de promover a conservação das águas urbanas.

Encontra-se distribuído em oito principais etapas: (i) a entrada de dados atuais, (ii) a construção da visão, (iii) a construção de cenários, (iv) a definição da melhor estratégia, (v) a seleção, equacionamento e estruturação das medidas, (vi) as equações de simulação dos indicadores,

vinculando aos cenários, medidas e a visão, (vii) os resultados e (viii) a avaliação integrada, conforme figura 1.

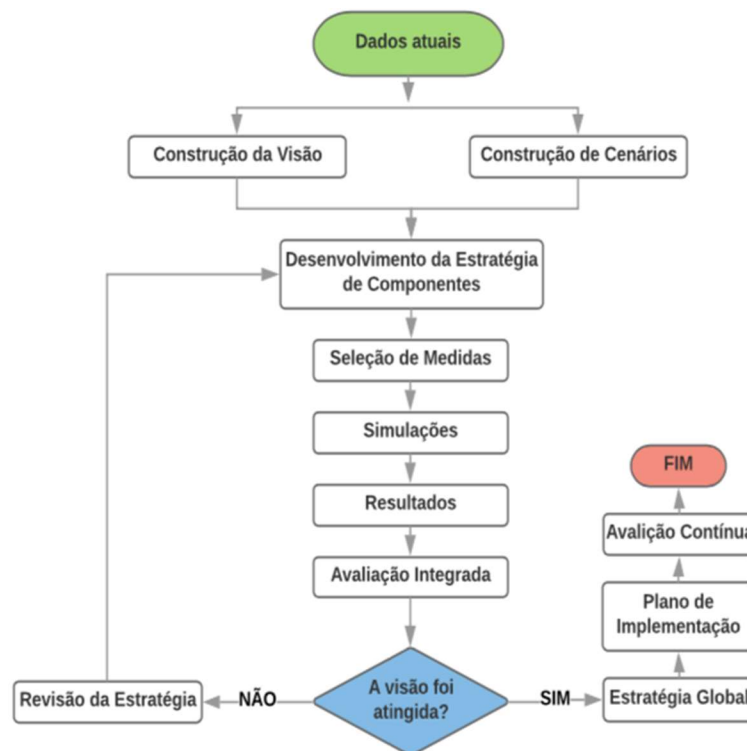


Figura 1 – Estrutura Geral do Modelo de Uso Urbano da Água (UWU)

A etapa de construção da visão é composta por indicadores que representam o desejo da comunidade para o futuro em termos de qualidade de vida e ambiente sustentável. Portanto, para a construção da visão, é necessário escolher indicadores que devem estar relacionados ao que é desejado pela comunidade para aquela área no futuro. Após a seleção dos indicadores, é necessário quantificá-los em valores específicos esperados para cada cenário, bem como, definir valores de peso para cada indicador. Os cenários fazem parte do planejamento estratégico e representam as mudanças não controláveis no futuro. Com base nessa definição, os cenários são construídos considerando os fatores externos, que são variáveis que o tomador de decisão não possui controle algum.

Para este estudo, os indicadores admitidos foram (i) Cobertura do Sistema de Abastecimento de Água, (ii) Cobertura do Sistema de Esgotamento Sanitário; (iii) Vazão de Escoamento Superficial (iv) Demanda Bioquímica de Oxigênio, (v) Nitrogênio Total, (vi) Fósforo Total, (vii) Sólidos Suspensos Totais e (viii) Coliformes Totais, conforme apresentado no quadro 1 com os respectivos pesos.

Quadro 1 – Indicadores e seus respectivos pesos

Indicadores	Peso (W)
Cobertura do Sistema de Abastecimento de Água (%)	10%
Cobertura do Sistema de Esgotamento Sanitário (%)	10%
Vazão Máxima de Escoamento Superficial (m ³ /s)	10%
Demanda Bioquímica de Oxigênio (kg/dia)	7%
Nitrogênio Total (kg/dia)	7%
Fósforo Total (kg/dia)	7%
Sólidos Suspensos Totais (kg/dia)	7%
Coliformes Totais (dia-1)	7%

Para a construção de cenários, foram definidos como fatores externos, o crescimento populacional, a temperatura média anual, a performance econômica e a intensidade pluviométrica. Desta forma, foram construídos 4 cenários, conforme quadro 2.

Quadro 2 – Construção de Cenários

Fatores Externos	Cenários				
	Atual	SC1	SC2	SC3	SC4
Crescimento Populacional (λ)	λ_0	λ_1	λ_2	λ_1	λ_2
Temperatura (T)	T_0	T_1	T_2	T_1	T_2
Performance Econômica (EP)	EP_0	EP_1	EP_1	EP_2	EP_2
Intensidade Pluviométrica (i)	i_0	i_1	i_1	i_2	i_2

*índices 0: valor atual; 1: valor mínimo; 2: valor máximo.

No que diz respeito aos grupos de medidas, a estrutura foi baseada em estratégias que envolveram os sistemas de abastecimento de água, esgotamento sanitário e drenagem urbana. Com base nessas estratégias, compuseram-se os seguintes grupos de medidas conforme demonstrado no quadro 3.

Quadro 3 – Grupo de Medidas

Identificação	Medidas	Informação Adicional
Grupo de Medidas 0 (GM0) Valores Atuais	(M0): Sem medidas	Considera que nenhuma intervenção será adotada para a área de estudo, corresponde a um grupo de controle de medidas e para o estabelecimento do valor da visão.
Grupo de Medidas 1 (GM1) Sem Interdependência	(M1): Redução do consumo de água per capita (M2): Redução do índice de perdas na rede (M3): Reuso da água (M4): Tanques de detenção (M5): Pavimentos permeáveis	No GM1 todas as estratégias são calculadas separadamente, isto é, sem interdependência.
Grupo de Medidas 2 (GM2) Com Interdependência	(M1): Redução do consumo de água per capita (M2): Redução do índice de perdas na rede (M3): Reuso da água (M4): Tanques de detenção (M5): Pavimentos permeáveis	Todas as estratégias anteriores do Grupo de Medidas 1, mas calculadas em conjunto, interligadas, com interdependência.

Em consideração ao GM0, o grupo sem medidas de intervenção, cuja maior importância é entender os cenários futuros sem que medida alguma de mitigação seja tomada, além de servir de valor de base para comparação com outros grupos. Por outro lado, GM1 e GM2 consideraram medidas sem e com interdependência, respectivamente.

É importante observar que, nessa abordagem, a interdependência é considerada a interação entre as partes de um sistema, cujos resultados podem ser diferentes de uma simples soma ou subtração. Assim, a importância da interdependência neste estudo é avaliar a ação conjunta entre as medidas aplicadas em uma comunidade que refletem sobre um desempenho de indicadores. Por exemplo, economizar água de diferentes maneiras, como reduzir o consumo de água per capita, reutilizar a água cinza, implica na redução do consumo de água potável nos edifícios e, conseqüentemente, no aumento da cobertura do sistema de abastecimento de água. Já, as conseqüências indiretas são a redução do fluxo de esgoto, aumentando, assim, a cobertura do sistema de esgotamento sanitário, mas em contrapartida podendo comprometer o fluxo ótimo da vazão de esgoto.

Considerando essas abordagens, para a próxima etapa as simulações foram trabalhadas de acordo com as equações apresentadas no quadro 4. Assim, para cada cenário, os indicadores são estimados para todos os grupos de medidas.

Quadro 4 – Equações conforme cenários

Grupo de Medidas	Indicadores	Cenários
		SCi
GMk (k=0,1,2)	Cobertura do Sistema de Abastecimento de Água (%)	$C_{WSSI} = \frac{C_{WSSO} * Q_{WSSO}}{Q_{WSSI}}$
	Cobertura do Sistema de Esgotamento Sanitário (%)	$C_{Si} = \frac{C_{SSO} * Q_{SSO}}{Q_{SSi}}$
	Vazão Máxima de Escoamento Superficial (m ³ /s)	$Q_i = C_i * i_i * A$
	Demanda Bioquímica de Oxigênio (kg/dia)	$L_{i,BOD} = Q_{SSri} * L_{BOD} * A$
	Nitrogênio Total (kg/dia)	$L_{i,N} = Q_{SSri} * L_N * A$
	Fósforo Total (kg/dia)	$L_{i,P} = Q_{SSri} * L_P * A$
	Sólidos Suspensos Totais (kg/dia)	$L_{i,TSS} = Q_{SSri} * L_{TSS} * A$
Coliformes Totais (dia-1)	$L_{i,TC} = Q_{SSri} * L_{TC} * A$	

C_{WSSI} é cobertura do sistema de abastecimento de água no cenário i (%); Q_{SSi} é a vazão do sistema de esgotamento sanitário no cenário i (l/dia);
 C_{WSSO} é atual cobertura do sistema de abastecimento de água (%); C_i é o coeficiente da vazão de escoamento superficial no cenário i;
 Q_{WSSO} é a atual vazão do sistema de abastecimento de água (l/dia); i_i é a intensidade de chuva no cenário i (mm/ano);
 Q_{WSSI} é a vazão do sistema de abastecimento de água no cenário i (l/dia); A é a área (m²);
 C_{SSi} é a cobertura do sistema de esgotamento sanitário no cenário i (%); $L_{i,BOD,N,P,TSS,TC}$ é a carga poluente no cenário i (kg/dia);
 C_{SSO} é a atual cobertura do sistema de esgotamento sanitário (%); Q_{SSri} é a vazão do sistema de esgotamento sanitário ou a vazão média de escoamento superficial do sistema de drenagem urbana no cenário i;
 Q_{SSO} é a atual vazão do sistema de esgotamento sanitário (l/dia); $L_{BOD,N,P,TSS,TC}$ é o poluente do sistema de esgotamento sanitário ou do sistema de drenagem urbana (mg/l).

Após estas simulações, a performance de cada grupo de medidas é avaliada através do Índice de Efetividade (IE), que é o valor obtido pela soma do peso dado aos indicadores multiplicado pelo número de cenários que atingiram a visão. A formulação do índice é apresentada na Equação 1.

$$EI_k = \sum_{i=1}^n N_{ij} \times W_i \quad (1)$$

sendo

EI_k é o Índice de Efetividade k do Grupo de Medidas k (GM_k);

k é o número do Grupo de Medidas;

n é o número de indicadores;

N_{ij} é o número do cenário j aonde o indicador i atingiu a visão;

W_i é o peso do indicador i.

Desse modo, quanto maior o número de cenários em que um indicador atingiu seu valor de referência (visão) e quanto maior o peso desse indicador, mais efetivo é o conjunto de medidas. Portanto, para medir o IE foi construído um cronograma em que os valores de efetividade podem variar entre 0,0 a 5,0 (o valor máximo varia de acordo com o número de cenários adotados), sendo: 0,0-1,00 (Ruim); 1,01-2,00 (Insuficiente); 2,01-3,00 (Razoável); 3,01-4,00 (Bom); 4,01-5,00 (Excelente).

Neste contexto, é importante notar que a avaliação integrada é um valor diferente do desempenho do indicador, que são diferentes em cada grupo de medidas e em cada cenário. É possível alterar as medidas a qualquer momento e gerar novos valores, o processo está sempre em uma constante e integrada avaliação.

3. ÁREA DE ESTUDO

Com o intuito de avaliar a efetividade dos grupos de medidas em uma projeção real, foi desenvolvido um estudo de caso no bairro Pilarzinho em Curitiba/PR, cuja área é de 710 ha, densidade populacional de 40,09 habitantes/ha com 28.480 habitantes [8]. A projeção da população futura foi estimada através do modelo geométrico com taxa de crescimento anual de 2% e 4%, para os próximos 15 anos (para 2034), conforme cenários. A intensidade anual de chuva na região é de 1483,4 mm/ano [9], que foi admitida para o desenvolvimento desta simulação. Cobertura de sistema de abastecimento de água e esgotamento sanitário igual a 100% e 69,70%, respectivamente [10]. O ganho per capita mensal equivalente a R\$ 3.506,25 (IBGE, 2010). O coeficiente de permeabilidade do solo equivalente a 10^{-5} cm/s [11].



Figura 2 – Área de estudo

O conjunto de dados para a área de estudo é apresentado no Quadro 5.

Quadro 5 – Conjunto de dados para a Área de Estudo. FONTE: [10], [12], [13], [14]

Sistema	Descrição	Valores
Sistema de Abastecimento de Água	Per capita (l/hab.dia)	130,39
	Índice de perdas da rede (%)	34,8
Sistema de Esgotamento Sanitário	Coefficiente de retorno	0,85
	DBO (mg/l)	232
	Nitrogênio Total (mg/l)	41,5
	Fósforo Total (mg/l)	4,86
	Sólidos Suspensos Totais (mg/l)	172

	Coliformes Totais (NMP/100ml)	10 ⁹
Sistema de Drenagem	DBO (mg/l)	13
	Nitrogênio Total (mg/l)	2,4
	Fósforo Total (mg/l)	0,42
	Sólidos Suspensos Totais (mg/l)	141
	Coliformes Totais (NMP/100ml)	50000

4. RESULTADOS

Os resultados das simulações do GM0 são apresentados no Quadro 6 e dos GM1 e GM2 no Quadro 7.

Quadro 6 – Resultados dos indicadores de acordo com o GM0 nos cenários

Grupos de Medidas	Indicadores	Cenários					Visão
		Atual	SC1	SC2	SC3	SC4	
GM0 Valores Atuais	Cobertura do SAA (%)	100,00	104,90	68,58	60,99	39,98	100
	Cobertura do SES (%)	69,70	73,12	47,80	42,51	27,87	100
	DBO (kg/dia)	366,15	349,05	533,94	600,31	915,85	366,15
	Nitrogênio Total (kg/dia)	65,50	62,44	95,51	107,38	163,83	65,50
	Fósforo Total (kg/dia)	7,67	7,31	11,19	12,58	19,19	7,67
	Sólidos Suspensos Totais (kg/dia)	271,46	258,78	395,85	445,05	678,99	271,46
	Coliformes Totais (dia-1)	1,58E+1 6	1,50E+1 6	2,30E+1 6	2,59E+1 6	3,95E+1 6	1,58E+1 6
	Vazão Máxima de Escoamento Superficial (m ³ /s)	31,67	38,49	47,42	42,97	52,95	31,67
	DBO (kg/dia)	24,00	29,22	44,91	37,10	57,03	24,00
	Nitrogênio Total (kg/dia)	4,43	5,39	8,29	6,85	10,53	4,43
	Fósforo Total (kg/dia)	0,78	0,94	1,45	1,20	1,84	0,78
	Sólidos Suspensos Totais (kg/dia)	260,33	316,90	487,10	402,39	618,51	260,33
	Coliformes Totais (dia-1)	9,23E+1 1	1,12E+1 2	1,73E+1 2	1,43E+1 2	2,19E+1 2	9,23E+1 1

Quadro 7 – Resultados dos indicadores de acordo com o GM1 e o GM2 nos cenários atual, SC1, SC2, SC3 e SC4

Grupos de Medidas	Indicadores	Cenários					Visão
		Atual	SC1	SC2	SC3	SC4	
GM1	Cobertura do SAA (%)	157,04	164,73	107,69	95,78	62,78	100
	Cobertura do SES (%)	77,74	81,55	53,31	47,42	31,08	100
	DBO (kg/dia)	366,15	349,05	533,94	600,31	915,85	366,15
	Nitrogênio Total (kg/dia)	65,50	62,44	95,51	107,38	163,83	65,50
	Fósforo Total (kg/dia)	7,67	7,31	11,19	12,58	19,19	7,67
	Sólidos Suspensos Totais (kg/dia)	271,46	258,78	395,85	445,05	678,99	271,46
	Coliformes Totais (dia-1)	1,58E+1 6	1,50E+1 6	2,30E+1 6	2,59E+1 6	3,95E+1 6	1,58E+1 6

	Vazão Máxima de Escoamento Superficial (m ³ /s)	4,73	10,31	22,71	10,31	22,71	31,67
	DBO (kg/dia)	16,80	20,45	31,44	25,97	39,92	24,00
	Nitrogênio Total (kg/dia)	1,77	2,16	3,32	2,74	4,21	4,43
	Fósforo Total (kg/dia)	0,27	0,33	0,51	0,42	0,64	0,78
	Sólidos Suspensos Totais (kg/dia)	123,66	150,53	231,37	191,14	293,79	260,33
	Coliformes Totais (dia-1)	9,23E+1 1	1,12E+1 2	1,73E+1 2	1,43E+1 2	2,19E+1 2	9,23E+1 1
Grupos de Medidas	Indicadores	Cenários					Visão
		Atual	SC1	SC2	SC3	SC4	
GM2	Cobertura do SAA (%)	180,36	189,20	123,69	110,01	72,11	100
	Cobertura do SES (%)	97,18	101,94	66,64	59,27	38,85	100
	DBO (kg/dia)	292,92	279,24	427,15	480,25	732,68	366,15
	Nitrogênio Total (kg/dia)	52,40	49,95	76,41	85,91	131,06	65,50
	Fósforo Total (kg/dia)	6,14	5,85	8,95	10,06	15,35	7,67
	Sólidos Suspensos Totais (kg/dia)	217,17	207,02	316,68	356,04	543,20	271,46
	Coliformes Totais (dia-1)	1,26E+1 6	1,20E+1 6	1,84E+1 6	2,07E+1 6	3,16E+1 6	1,58E+1 6
	Vazão Máxima de Escoamento Superficial (m ³ /s)	4,73	10,31	22,71	10,31	22,71	31,67
	DBO (kg/dia)	12,76	16,60	25,55	19,35	29,81	24,00
	Nitrogênio Total (kg/dia)	1,35	1,75	2,69	2,04	3,15	4,43
	Fósforo Total (kg/dia)	0,21	0,27	0,41	0,31	0,48	0,78
	Sólidos Suspensos Totais (kg/dia)	93,93	122,18	188,02	142,39	219,42	260,33
	Coliformes Totais (dia-1)	7,01E+1 1	9,12E+1 1	1,40E+1 2	1,06E+1 2	1,64E+1 2	9,23E+1 1

Como pode ser visto nos quadros 6 e 7, nos três Grupos de Medidas analisados isoladamente, o desempenho dos indicadores na formulação dos cenários (atual, SC1, SC2, SC3 e SC4) diminui à medida que as condições dos fatores externos se tornam extremas.

Como um exemplo de redução de desempenho: o valor da Cobertura do Sistema de Abastecimento de Água e Cobertura do Sistema de Esgotamento Sanitário diminui gradativamente nos cenários atual, SC1, SC2, SC3 e SC4 respectivamente, o que significa uma diminuição de pessoas recebendo os serviços de água e esgoto em suas casas.

A redução de desempenho de indicador também acontece com a vazão máxima de escoamento superficial, entretanto de maneira inversa, ou seja, com o aumento do valor do indicador, o que significa que quanto maior a vazão de escoamento superficial, maior a probabilidade de inundação na área.

O mesmo ocorre em relação aos demais indicadores: os valores de Demanda Biológica de Oxigênio, Nitrogênio Total, Fósforo Total, Sólidos Suspensos Totais e Coliformes Totais estão aumentando, bem como as cargas poluentes presentes nos corpos d'água.

Conforme demonstrado no GM0, o desempenho dos indicadores é pior em comparação com os demais Grupos de Medidas.

Assim, se os atuais sistemas analisados não sofrerem qualquer melhoria, a fim de proporcionar à população serviços adequados de abastecimento de água, esgotamento sanitário e drenagem urbana, os serviços em cenários futuros ficarão comprometidos. Nesse sentido, verifica-se a importância dos Grupos de Medidas, pois enquanto estes estiverem sendo implementados, ocorrerão melhorias de desempenho nos indicadores para cenários futuros. Os três principais indicadores de desempenho são demonstrados na figura 3.

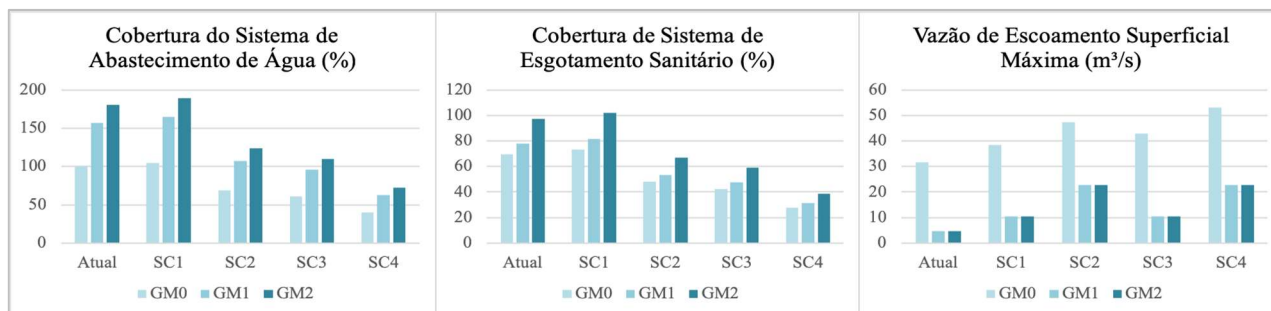


Figura 3 – Indicadores dos GM0, GM1, GM2 nos cenários atual, SC1, SC2, SC3 e SC4

Com relação às coberturas, algumas ultrapassam o limite de 100%, ou seja, demonstrando que uma maior população poderia ser suprida com a mesma vazão existente do cenário atual.

De acordo com o primeiro e o segundo gráficos, a cobertura do sistema de abastecimento de água e a cobertura do sistema de esgotamento sanitário, respectivamente, é possível notar um crescimento linear em ambos os casos. Em cada cenário, conforme as medidas vão sendo implementadas (GM1 e GM2), todos os valores possuem um melhor desempenho do que o GM0 (o grupo sem medidas). Além disso, quando comparados o GM2 (medidas com interdependência), verifica-se um incremento relativamente maior. Esse é um resultado muito representativo, pois significa que medidas simples que atuam com interdependência podem ajudar todo o sistema a funcionar melhor e produzir resultados mais eficientes, sem qualquer intervenção na infraestrutura existente em questão.

Importante mencionar que a implementação dos Grupos de Medidas em cada cenário ajuda a mitigar o processo de deterioração dos sistemas e não têm o objetivo de solucionar toda a temática dos sistemas de saneamento no Brasil que vem ocorrendo há anos. Existem sistemas mais complexos envolvidos nesses processos, como políticas públicas, prioridades governamentais e processos gerais de gestão, as quais não estão computadas nesse estudo.

O índice de efetividade é utilizado para hierarquizar os resultados e facilitar a compreensão dos resultados. Para o GM0 (sem qualquer medida), a classificação obtida foi IE=1,35, ou seja, “insuficiente” demonstrando que o sistema tradicional de prestação de serviços não é sustentável a longo prazo; enquanto que para GM1, IE=2,69, ou seja, “razoável”, verificando que a aplicação de algumas medidas sem interdependência já apresenta resultados de melhoria. No entanto, o grupo de medidas que mais alcançou a visão foi o GM2, cujo IE=3,10 foi classificado “bom”, demonstrando que medidas integradas com interdependência são mais efetivas através de resultados significativos.

Com os resultados das simulações foi observado quantitativamente que o GM1, o qual recebeu medidas como unidades individuais, sem interdependência, resultou numa performance de indicadores baixa, e conseqüentemente em um IE baixo, devendo adotar intervenções in loco na infraestrutura sanitária para atender aos cenários futuros.

Em contrapartida, o GM2, cujas medidas foram concebidas com interdependência, obteve melhor IE e melhor performance de indicadores, atendendo às demandas de cenários futuros sem necessidade

de intervenções in loco da infraestrutura sanitária, somente através da redução das escalas de demandas de atendimento pelo próprio sistema interdependente e racional, além de garantir sistemas de qualidade de distribuição, com melhorias nas questões ambientais dos centros urbanos. No entanto, o desafio futuro ainda é identificar quais são as medidas mais adequadas e com maior nível de eficácia que devem ser aplicadas para cada área de estudo específica.

5. CONCLUSÕES

Com os resultados da simulação, é possível concluir que dentre os grupos de medidas abordadas (GM0, GM1 e GM2) o que obteve melhor desempenho no índice de efetividade foi o terceiro grupo de medidas (GM2), ou seja, o grupo de conservação da água, com todas as medidas agindo em conjunto e com interdependência entre os sistemas e o ambiente.

Foi observado quantitativamente que os sistemas, quando projetados como unidades individuais, possuem altas escalas de demandas de serviços, e devem adotar intervenções in loco na infraestrutura para atender aos cenários futuros.

Por outro lado, quando projetados em conjunto, atendem às demandas de cenários futuros, sem necessidade de intervenções in loco em infraestrutura, ou seja, reduzindo as escalas de demandas de atendimento pelo próprio sistema interdependente e racional. Além de garantir sistemas de qualidade de distribuição, sem afetar o conforto dos usuários, melhorando também as questões ambientais dos centros urbanos, devido a tentativa de promover a interdependência entre os sistemas e o meio ambiente.

No entanto, após demonstrar a eficiência das medidas que atuam em interdependência com o meio ambiente quantitativamente, o desafio futuro é identificar quais as medidas mais adequadas que devem ser aplicadas para uma área de estudo específica. Afinal, o objetivo da ferramenta é listar o melhor grupo de medidas para livre escolha do gestor.

REFERÊNCIAS

- [1] BRASIL. Lei nº 11,445, de 05 de janeiro de 2007. Brasília, 2007.
- [2] ABES – Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental. Situação do Saneamento Básico no Brasil. São Paulo, Brasil, 2015.
- [3] SANTOS, D. C. dos, VAN DER STEEN, P. Understanding the IUWM principles: based on Role Play approach. Delft, Netherlands, 2012.
- [4] IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. População atual do Brasil. Rio de Janeiro, 2017.
- [5] LEME, M. C. S. Urbanismo no Brasil – 1895-1965. Studio Nobel, FAUUSP; FUPAM. São Paulo, 1999.
- [6] ANA – Agência Nacional de Águas. Relatório Conjuntura dos Recursos Hídricos no Brasil: Informe 2017. Brasília, 2017.
- [7] WEF – World Economic Forum. 2016. Global Agenda Council on Risk & Resilience: Resilience Insights. Geneva. 24p.
- [8] IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Censo Demográfico 2010. Rio de Janeiro. 175 p.
- [9] INMET – Instituto Nacional de Meteorologia. BDMEP – Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa. 2018. Disponível em: <http://www.inmet.gov.br/projetos/rede/pesquisa/>

- [10] SANEPAR - Companhia de Saneamento do Estado do Paraná. Indicadores operacionais. Curitiba, 2016.
- [11] GIUSTI, D. A. Contribuição a geologia ambiental no município de Curitiba – PR. 115 p. Dissertação - Universidade de São Paulo, 1989.
- [12] ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9649: 1986 Projeto de redes de esgoto. Rio de Janeiro.
- [13] Von SPERLING, M. CHERNICHARO, C.A.L. Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions. IWA Publishing. 1460p. ISBN: 1843390027; 1843391074. London, 2005.
- [14] BROMBACH, H.; WEISS, G.; FUCHS, S. A new database on urban runoff pollution: comparison of separate and combined sewer systems. Water Science and Technology, v. 51, n. 2, p. 119–28, jan. 2005.

Versão Provisória 2019-07-18

SOLUÇÃO PORTÁVEL PARA A REGENERAÇÃO ELECTROQUÍMICA DO CARVÃO ATIVADO

M.H. Ferreira¹, M. Collaço², R. Coelho³

RESUMO

O uso do carvão ativado (CA) para remoção de poluentes na água e correntes gasosas é um processo de tratamento muito utilizado em todo o mundo sendo expectável que o consumo deste produto continue a aumentar significativamente nos próximos anos, tornando um desafio a gestão dos resíduos de CA usado. Atualmente, as práticas de gestão mais utilizadas são a deposição em aterro ou a regeneração térmica, que envolve elevados custos associados à logística e energia assim como elevadas emissões de dióxido de carbono com os consequentes impactes ambientais significativos. No contexto do programa europeu Horizonte 2020, o projeto PORTABLECRAC propõe desenvolver uma solução inovadora que permita a regeneração *in situ* por via eletroquímica do CAG usado, o que permitirá uma redução dos consumos energéticos e da emissão de gases com efeito de estufa. Este processo de regeneração foi testado à escala laboratorial utilizando dois carvões usados com origem distintas (tratamento de água e unidade de recuperação de COV) tendo-se obtido percentagens de regeneração da ordem dos 90%. Está em curso o desenvolvimento de protótipos que permitam o tratamento de diferentes quantidades de CAG usado e, portanto, adequando-se a diferentes tipologias de indústrias.

Palavras-Chave

Carvão Ativado, Regeneração Eletroquímica, Ambiente, Economia Circular

1. INTRODUÇÃO

O carvão ativado (CA) é por vezes denominado o “*material do futuro*” devido ao seu excelente desempenho em inúmeros processos que requerem a remoção de impurezas presentes em meio líquido ou gasoso.

O mercado do CA a nível global é dominado pelos países da Ásia – Pacífico com particular relevância da China e Japão seguido pelos Estados Unidos da América. Em 2017, o mercado global do CA atingiu um valor superior a 3,6 biliões de euros, estimando-se que em 2026 se aproxime dos 12 biliões de euros [1].

Este crescimento previsível do consumo a nível mundial deste produto decorre no essencial do aumento da industrialização em muitos países em desenvolvimento, que conduzirá ao aumento da classe média e do seu poder de compra, o que se traduzirá numa maior preocupação com a segurança e qualidade da água utilizada e disponibilizada à população e onde o CA terá um papel fundamental na purificação da água.

¹ AgriPro Ambiente, Departamento de Tecnologias Ambientais, Rua Castilho n° 65 – 3D, 1250-068 Lisboa.
helena.ferreira@agriproambiente.pt

² AgriPro Ambiente, Departamento de Tecnologias Ambientais, Rua Castilho n° 65 – 3D, 1250-068 Lisboa.

³ AgriPro Ambiente, Departamento de Tecnologias Ambientais, Rua Castilho n° 65 – 3D, 1250-068 Lisboa.

Adicionalmente, o incremento da legislação relativa à proteção e recuperação ambiental nomeadamente no que diz respeito à valorização da reutilização da água em muitos processos produtivos assim como a redução da concentração de químicos permitida na água tratada e descarregada no meio hídrico natural, além da limitação da quantidade de produtos tóxicos (nomeadamente mercúrio) que as instalações industriais podem emitir para a atmosfera, e em que o CA tem demonstrado ser um método efetivo de tratamento, contribuem também para o previsto aumento do consumo de CA à escala global.

Em Portugal, o mercado do CA registou um aumento desde 2014 apresentando em 2017 um valor superior a 2,5 milhões de Euros, a que correspondeu uma importação próxima das 1200 toneladas (Figura 1) cuja origem maioritária é de países europeus (75%) seguida dos países da Ásia-Pacífico com 23% e em particular da China. É expectável que nos próximos anos se registre um aumento do consumo do CA decorrente do aumento das preocupações ambientais e do padrão de qualidade de vida da população.

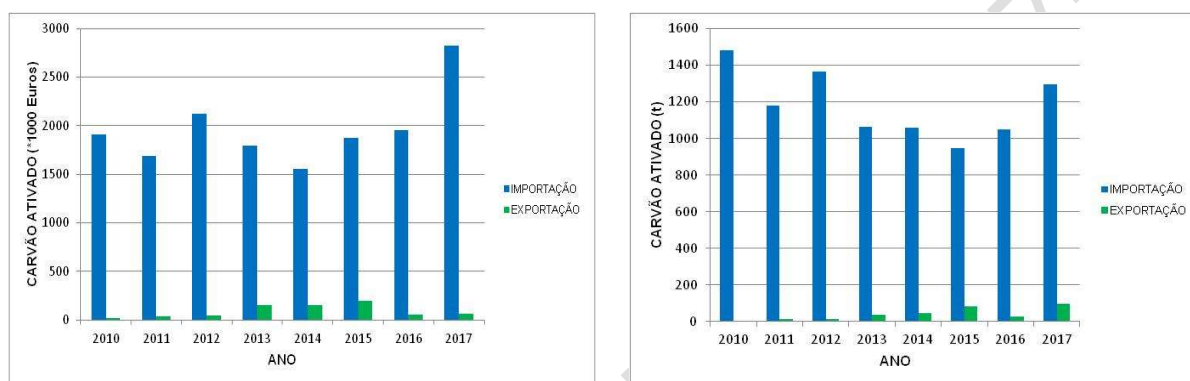


Figura 1. Mercado do carvão ativado em Portugal, em quantidade e valor [2]

O CA em Portugal, tal como à escala global, é usado em diversos setores de atividade (Figura 2) destacando-se o tratamento de água e águas residuais (com cerca de 45%) onde é utilizado na remoção de substâncias orgânicas e corantes assim como de substâncias traço sendo geralmente aplicado para afinação da qualidade do tratamento no seguimento de um tratamento físico-químico e biológico. Apresenta ainda uma utilização significativa nas indústrias químicas e farmacêuticas (17%) e no setor da indústria alimentar e bebidas (8%).

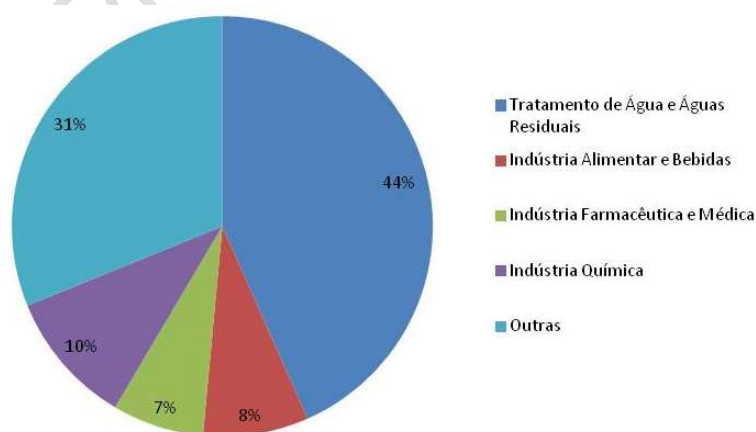


Figura 2. Consumo de carvão ativado em Portugal por sector de atividade [2]

O CA após saturação dá origem a um resíduo, que pode ser classificado como perigoso ou não perigoso, dependendo do processo que lhe deu origem. A quantidade de resíduos de CA produzida em Portugal (Figura 3) registou um aumento entre 2010 e 2016, ano em que foram atingidas as 140 toneladas, das quais estima-se que 20% a 30% corresponda a carvão na forma granular. Os resíduos

de CA foram maioritariamente classificados como não perigosos e foram conduzidos a aterro para deposição.

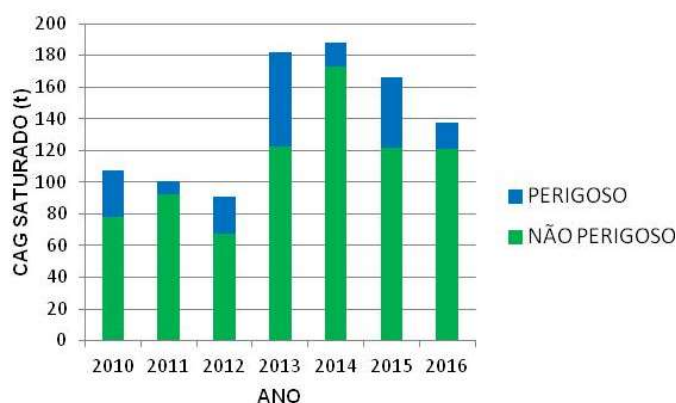


Figura 3. Produção de resíduos de carvão ativado em Portugal [2]

Atualmente, as principais práticas de gestão utilizadas a nível mundial compreendem a estabilização do resíduo e sua deposição em aterro ou a regeneração térmica, que têm elevados custos associados à logística e energia assim como elevadas emissões de dióxido de carbono [3], com os consequentes impactos ambientais.

Os aspetos anteriormente referidos conduzirão no futuro a uma maior utilização de CA e consequentemente a uma maior produção de resíduos deste produto, o que torna pertinente cada vez mais a sua regeneração nomeadamente do carvão na forma granulada.

2. CONCEITO

O projeto PORTABLECRAC tem por objetivo desenvolver uma tecnologia amiga do ambiente e economicamente viável para regenerar o CAG usado através do desenvolvimento de um protótipo portátil que permita a regeneração do carvão nas instalações do Cliente evitando assim a necessidade de transporte do CAG usado para regeneração no exterior ou simples deposição em aterro.

De fato durante a utilização do CAG, a sua porosidade torna-se progressivamente saturada e os poros inativos o que exige a sua substituição por CAG virgem, a menos que seja efetuada a regeneração o que permitirá a reutilização deste produto. A regeneração ideal do CAG envolve a dessorção dos poluentes concentrados nos poros sem qualquer modificação das propriedades iniciais do material.

Várias técnicas para a regeneração do CAG usado têm sido estudadas mas a maioria é demasiado cara ou apresenta uma reduzida eficiência. O método de regeneração mais utilizado é a regeneração térmica, que embora apresente uma elevada eficiência tem também algumas desvantagens tais como a necessidade da operação de regeneração ser realizada *ex-situ*, isto é o CAG usado é transportado para uma instalação de regeneração onde é regenerado numa fornalha a elevada temperatura e depois é de novo transportado para a instalação de origem. Todo este processo tem custos de transporte, logísticos e ambientais significativos além de perdas de material da ordem dos 10 a 15%.

O método por regeneração electroquímica apresenta-se como uma alternativa que apresenta algumas vantagens nomeadamente pode ser efetuada *in-situ* à temperatura e pressão ambiente, com baixos consumos de energia e exigindo um período de regeneração reduzido. A maior desvantagem em termos ambientais corresponde à produção de solução eletrolítica, que necessita de ser tratada antes de poder ser descarregada na rede de esgoto ou no meio natural.

No contexto do programa europeu Horizonte 2020, o projeto PORTABLECRAC que integra 7 organizações europeias, propõe desenvolver uma solução inovadora que permita a regeneração *in-situ* por via eletroquímica do CAG usado, o que permitirá uma redução dos consumos energéticos e

da emissão de gases com efeito de estufa, além de apresentar-se como uma solução sustentável que reduzirá a quantidade de resíduos de CAG assim como favorecerá o desenvolvimento de uma economia circular.

Os protótipos a desenvolver utilizarão uma tecnologia que se baseia na regeneração eletroquímica do CAG usado sendo para tal aplicada uma diferença de potencial entre dois elétrodos num compartimento com o CAG a regenerar e a solução eletrolítica. Como resultado o equilíbrio entre as substâncias adsorvidas no CAG e a porosidade é alterada induzindo a libertação dessas substâncias e a recuperação parcial das propriedades do CAG.

Na Figura 4 apresenta-se de uma forma esquemática o conceito subjacente ao projeto com identificação das vantagens face às principais alternativas utilizadas atualmente: deposição em aterro com substituição por CAG virgem ou regeneração térmica.



Figura4. Conceito do projeto PORTABLECRAC

3. ENSAIOS LABORATORIAIS

3.1 MATERIAIS

Nos ensaios laboratoriais desenvolvidos pela Universidade de Alicante para regeneração eletroquímica de amostras de CAG usado foram utilizados dois tipos de carvão: o primeiro denominado WTP foi fornecido por uma estação de tratamento de águas (Espanha) e o segundo carvão designado VRU foi recolhido numa unidade de recuperação de vapores (Portugal).

O CAG usado proveniente da estação de tratamento de águas foi utilizado durante 3 anos com o objetivo de retenção de odores e compostos orgânicos. O CAG proveniente da unidade de recuperação de vapores foi utilizado durante 7 anos com a finalidade de diminuir a emissão de compostos orgânicos voláteis durante as operações de carga de camiões com gasolina e gasóleo.

Foi utilizada uma solução eletrólítica de ácido sulfúrico com concentrações de 0,05 e 0,5 M preparadas por dissolução do reagente laboratorial com água desionizada.

3.2 REGENERAÇÃO ELECTROQUÍMICA

Nos ensaios laboratoriais, a regeneração electroquímica das amostras de CAG usado foi realizada num reactor electroquímico tipo filtro prensa (Figura 5), o qual é composto por dois compartimentos em PVC e conectados através de uma membrana catiónica (*Ionac MC-3470, LANXESS Sybron Chemicals Inc.*). O reator dispõe de elétrodos com uma área de 20 cm². No reator foram utilizados um ânodo de titânio e platina (Pt/Ti) e um cátodo em aço inox separados por uma membrana.

A regeneração eletroquímica foi realizada em condições galvanostáticas utilizando uma corrente de intensidade 0,025A cm⁻² durante 3 e 5h para 6 g de amostra de CAG usada colocada no compartimento anódico ou catódico do reactor electroquímico (regeneração anódica ou regeneração catódica, respetivamente). A corrente eléctrica foi alimentada ao sistema por uma fonte de alimentação (*Stelltrenntrafo, Phywe*) e foi utilizado um volume de 200 mL de solução eletrólítica.

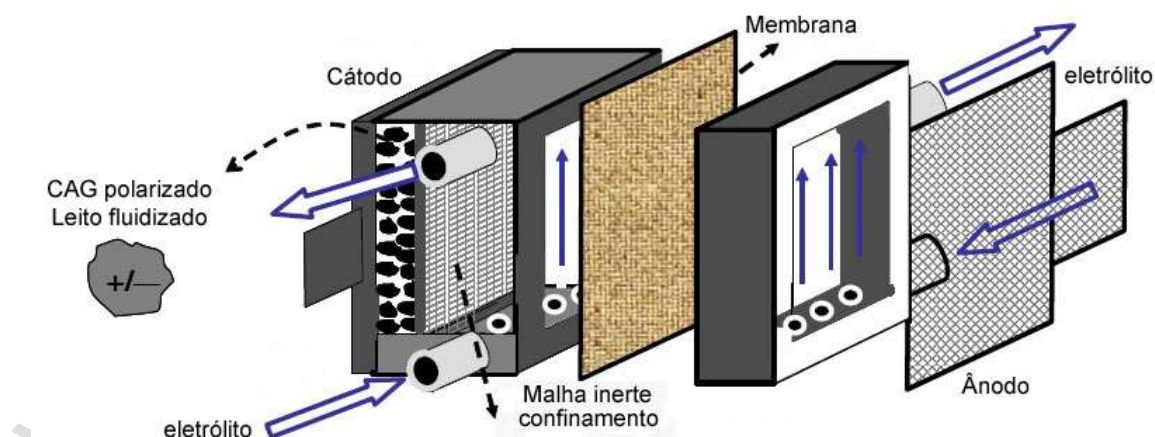


Figura 5. Esquema do reator electroquímico tipo filtro prensa [5]

No Quadro 1 apresenta-se uma síntese das características do reator tipo filtro prensa utilizado nos ensaios de regeneração eletroquímica.

Quadro 1. Características do reator tipo filtro prensa utilizado nos ensaios de regeneração eletroquímica

Parâmetro	Valor	Unidades
Ânodo	Pt/Ti	---
Cátodo	Aço inox	---
Eletrólito	H ₂ SO ₄	---
Concentração do Eletrólito	0,05 e 0,5	M
Volume de Eletrólito	200	mL
Corrente	0,025	A cm ⁻²
Tempo de Regeneração	3 e 5	h

3.3 ANÁLISE DO CARVÃO ATIVADO GRANULADO REGENERADO

Após regeneração o CAG foi removido do reator eletroquímico e lavado em 10 mL de água desionizada para remoção da solução eletrolítica remanescente.

Posteriormente, as amostras de carvão foram secas num forno a uma temperatura de 70°C e a porosidade textural foi determinada através de adsorção física de azoto gasoso a -196°C utilizando um sistema automático de adsorção (*Autosorb-6, Quantachrome Corporation*) seguido de um processo de desgasificação durante 8 horas (a 150°C) em condições de vácuo.

A eficiência da regeneração foi calculada utilizando a equação BET, que se baseia na adsorção do azoto a -196°C para a determinação da área superficial específica aparente do CAG após regeneração em relação à do CAG virgem.

$$\% RE = \frac{S \text{ CAG regenerado}}{S \text{ CAG virgem}} \times 100$$

em que % RE – Eficiência da regeneração em percentagem; S CAG regenerado – Área superficial específica do CAG após regeneração; S CAG virgem – Área superficial específica do CAG virgem.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

No Quadro 2 apresenta-se a eficiência de regeneração das diferentes amostras de CAG testadas assim como as condições em que ocorreram os ensaios de regeneração.

Quadro 2. Resultados da regeneração das amostras do carvão ativado granulado usado

Amostra de Carvão	Eletrólito	Tempo de Regeneração	Condições de Regeneração	S (m ² g ⁻¹)	% RE
WTP Virgem	---	---	---	880	---
WTP Usado	---	---	---	760	---
WTP Regenerado	0,05 M H ₂ SO ₄	5 h	Anódica	790	89,8
WTP Regenerado	0,05 M H ₂ SO ₄	5 h	Catódica	820	93,2
VRU Virgem	---	---	---	1500	---
VRU Usado	---	---	---	700	---
VRU Regenerado	0,5 M H ₂ SO ₄	3 h	Catódica	1315	87,7

Os ensaios realizados com a amostra de CAG denominada WTP permite analisar o efeito da polaridade do elétrico (consoante o tratamento é anódico ou catódico) na eficiência da regeneração

eletroquímica em meio ácido. Face aos resultados obtidos constata-se que a eficiência de regeneração é superior na regeneração catódica, mantendo as restantes variáveis constantes.

Esta conclusão está de acordo com os resultados reportados por outros autores [6-10] que observaram que a eficiência de regeneração no caso da regeneração catódica é de um modo geral superior à atingida através de uma regeneração anódica.

O efeito da polaridade do eléctrodo no processo de regeneração pode ser explicado tendo em conta o sinal da polarização do CAG e a carga do material adsorvido. Quando a regeneração ocorre no cátodo, o CAG é sujeito a um potencial negativo que estabelece uma carga negativa no carvão logo as espécies adsorvidas são mais facilmente desadsorvidas do CAG e removidas por forças repulsivas, o que se traduz num aumento da eficiência de regeneração.

Pelo contrário, na regeneração anódica, o potencial positivo produz interações electroestáticas de atração entre o CAG polarizado positivamente e as espécies adsorvidas e mantém uma concentração mais elevada de espécies desprotonizadas numa camada em torno do ânodo e das partículas de CAG. Quando isto acontece, a desorção é dificultada e a regeneração eletroquímica é inferior [5].

Quanto ao efeito do tempo de regeneração na eficiência alcançada, estudos anteriores concluíram que é durante as primeiras 3 horas que se regista um aumento significativo da eficiência de regeneração, período a partir do qual se atinge um valor constante que não sofre aumentos ao longo do tempo [5].

Comparando os resultados obtidos das duas amostras de CAG usado estudadas (amostras WTP e VRU) em termos da eficiência de regeneração (Figura 5) verificou-se que a regeneração em ambas as situações foi elevada atingindo valores de cerca de 90%. Observou-se ainda uma eficiência de regeneração ligeiramente superior no caso da amostra WTP (93,2%) face à amostra VRU (87,7%), o que pode ser explicado não só pela diferença de porosidade inicial do CAG virgem assim como pela diferença de poluentes presentes em cada um dos CAG usados e o seu grau de contaminação.

De fato verifica-se que a amostra VRU apresenta uma saturação muito elevada, dado que a porosidade do CAG usado era apenas de $700 \text{ m}^2 \text{ g}^{-1}$ sendo a mesma propriedade no CAG virgem da ordem dos $1500 \text{ m}^2 \text{ g}^{-1}$. No caso da amostra WTP, a diferença entre a porosidade do CAG usado ($760 \text{ m}^2 \text{ g}^{-1}$) e a do CAG virgem ($880 \text{ m}^2 \text{ g}^{-1}$) era menor.

Uma maior saturação implica uma maior concentração de moléculas poluentes nos poros do carvão, as quais durante o processo de regeneração sofrem um processo oxidativo. A quantidade e natureza dos produtos de oxidação são determinantes na eficiência de regeneração, uma vez que uma maior quantidade de produtos oxidados poderá bloquear os poros diminuindo a regeneração.

5. CONCLUSÕES

À escala mundial é expectável que o consumo de CA registre um incremento significativo nas próximas décadas decorrente do desenvolvimento industrial nos países emergentes, da legislação ambiental mais restritiva nos países desenvolvidos e da consciencialização da população mundial para a necessidade da resolução dos problemas ambientais nomeadamente ao nível da qualidade da água e ar.

Todos estes aspetos implicarão necessariamente um maior consumo de CAG dadas as suas propriedades únicas no tratamento de efluentes líquidos e gasosos, o que conduzirá a uma maior produção de resíduos de CAG, que importa tanto quanto possível minimizar, não só pelos aspetos ambientais como pelo próprio impacto económico.

No caso português também é expectável um aumento do consumo de CAG associado à necessidade de criação de soluções adequadas para o tratamento da água numa altura em que se verificam situações de seca periódica com implicações claras na degradação da qualidade da água disponível para consumo humano e uso agrícola.

A regeneração eletroquímica dos resíduos de CAG usado apresenta-se assim como uma alternativa aos processos atuais de deposição em aterro ou tratamento térmico, que apresenta vantagens importantes, em especial se for realizada *in-situ* como é objetivo do projeto PORTABLECRAC; pois não envolve o transporte do CAG usado para fora da instalação de origem, o que terá implicações positivas na redução das emissões de gases de efeito de estufa e no consumo energético, visto tratar-se de um processo de regeneração realizado à temperatura e pressão ambiente.

Os resultados dos ensaios laboratoriais desenvolvidos até ao momento com amostras de CAG usado de distintas origens são indicativos de uma eficiência de regeneração elevada e da aplicabilidade do processo a carvões com origens tão distintas como o tratamento de água e a recuperação de vapores de compostos orgânicos de combustíveis.

AGRADECIMENTOS

O projeto PORTABLECRAC recebeu financiamento da União Europeia no âmbito do programa de investigação e inovação Horizonte 2020 ao abrigo do Contrato nº 768905.

Nomenclatura

CA	Carvão ativado
CAG	Carvão ativado granulado
COV	Compostos orgânicos voláteis
PVC	Policloreto de vinilo

REFERÊNCIAS

- [1] Research and Markets, 31 August 2018.
- [2] Instituto Nacional de Estatísticas, Portugal, 2018.
- [3] R. Clark, B. Lykins Jr, “Granular activated carbon: design, operation and cost analysis”, Lewis, 1989.
- [4] Derbyshire F, Jagtoyen M, Andrew R, Rao A, Martín-Gullón I, Grulke E, “Carbon materials in environmental applications”, Chemistry and physics of carbon, vol. 27, New York, Radovic LR, 2001, pp. 1-66.
- [5] R. Berenguer, JP Marco-Lozar, C Quijada, D Cazorla-Amorós, E Morallón, “Electrochemical regeneration and porosity recovery of phenol-saturated granular activated carbon in an alkaline medium”, Carbon; 48:2734-2745, 2010.
- [6] Canizares P, Lobato J, García-Gómez J, Rodrigo MA, “Combined adsorption and electrochemical process for the treatment of acidic aqueous phenol wastes”, J Appl Electrochem; 34(1): 111-7, 2004.
- [7] García-Otón M, Montilla F, Lillo-Ródenas MA, Morallón E, Vázquez, “Electrochemical regeneration of activated carbon saturated with toluene”, J Appl Electrochem; 35(3): 319-25, 2005.
- [8] Narbaitz RM, Cen J., “Electrochemical regeneration of granular activated carbon”, Water; 28(8): 1771-8, 1994.
- [9] Zhang HP, Ye LY, Zhong H, “Regeneration of phenol-saturated activated carbon in an electrochemical reactor”, J Chem Technol Biotechnol; 77(11): 1246-50, 2007.

- [10] García-Otón M, Montilla F, Lillo-Ródenas MA, Morallón E, Vázquez JL, “Electrochemical regeneration of activated carbon saturated with toluene”, J. Appl. Electrochem; 35:319-325, 2005.

Versão Provisória 2019-07-16

IDENTIFICACIÓN DE INDICADORES PARA LA SELECCIÓN MULTICRITERIO DE DISPOSITIVOS Y SISTEMAS DE AHORRO DE AGUA EN EDIFICIOS

López-Patiño, Gonzalo¹, Martínez-Solano, Fco. Javier², Iglesias-Rey, Pedro L.³, Fuertes-Miquel, Vicente S.⁴

RESUMEN

Se presentan una serie de indicadores para la selección multicriterio de sistemas de ahorro de agua en edificios utilizando el método AHP. Estos indicadores son el ahorro de agua, el ahorro de energía, el impacto socio-ambiental del sistema, su diseño, y la viabilidad económica. Todos ellos son calculados a partir de datos cuantificables de la demanda de agua en el edificio, las tarifas de suministro de agua y energía, y las propias características de los sistemas de ahorro. De esta forma se elimina la subjetividad del método AHP a la hora de elaborar la matriz de comparación pareada de alternativas. La metodología y los indicadores se aplican al caso de un edificio de tipo residencial vivienda multifamiliar, el más habitual, y se comprueba que los mejores sistemas de ahorro son aquellos que, teniendo un coste de inversión y mantenimiento reducidos, son capaces de ahorrar tanto agua como energía.

Palabras clave

Selección multicriterio, ahorro de agua, AHP

1. INTRODUCCIÓN

Son muchos los dispositivos y sistemas de ahorro de agua doméstica (en adelante se van a denominar sistemas de hidroeficiencia) que existen. La creciente preocupación por la eficiencia y la sostenibilidad he hecho que la implantación de este tipo de sistemas sea cada vez mayor. Sin embargo, es evidente que no todos los sistemas de ahorro de agua se pueden implantar en un edificio de forma simultánea. Hay algunos de ellos que son mejores que otros, según qué caso.

Se plantea la necesidad de tener que elegir los sistemas de ahorro de agua más adecuados para cada edificio según sus características.

Son varios los aspectos a tener en cuenta para el proceso de selección, más allá del simple ahorro de agua que se puede obtener con la instalación del sistema de hidroeficiencia. Debido a ello, se recurre a una metodología de decisión multicriterio, adoptando el método AHP, pues se ajusta perfectamente a las necesidades.

¹ Dpto. Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València, Camino de Vera s/n. 46022. Valencia (España). glpatin@upv.es

² Dpto. Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València, Camino de Vera s/n. 46022. Valencia (España)

³ Dpto. Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València, Camino de Vera s/n. 46022. Valencia (España)

⁴ Dpto. Ingeniería Hidráulica y Medio Ambiente. Universitat Politècnica de València, Camino de Vera s/n. 46022. Valencia (España)

El objetivo de la ponencia es definir los criterios y una serie de indicadores que permiten aplicar la metodología AHP para la selección de dispositivos y sistemas de ahorro de agua en edificios.

2. METODOLOGÍA

3. SELECCIÓN MULTICRITERIO CUANTITATIVA

A la hora de elegir el dispositivo o sistema de ahorro de agua más adecuado para un determinado edificio, no sólo hay que considerar el potencial de reducción del consumo de agua que se logra con su instalación, sino algunos otros aspectos.

La importancia de cada uno de estos aspectos es relativa y depende del edificio. Se requiere, por tanto, de la utilización de un método de selección multicriterio.

El proceso de selección multicriterio denominado proceso analítico jerárquico, AHP, está basado en la capacidad de las personas para establecer preferencias entre dos elementos comparados entre sí.

Para la aplicación del método se establecen comparaciones a dos niveles: entre los propios criterios de selección, para establecer la importancia de cada uno de ellos para el caso en cuestión; y entre cada uno de los elementos a seleccionar, denominados alternativas, para un determinado criterio de selección.

La comparación de todos los elementos entre sí conforma lo que se denominan matrices de comparación pareada [1], que son la base del procedimiento AHP.

Para la ponderación de los criterios de selección se construye la matriz de comparación pareada de criterios.

Esta matriz tiene una dimensión $N \times N$, siendo 'N' el número de criterios a analizar. La diagonal de dicha matriz toma de valor 1. Por ejemplo, si el número de criterios que se va a utilizar es 5, la matriz de comparación pareada es la que se indica a continuación:

$$W = \begin{pmatrix} w_{11} & w_{12} & w_{13} & w_{14} & w_{15} \\ w_{21} & w_{22} & w_{23} & w_{24} & w_{25} \\ w_{31} & w_{32} & w_{33} & w_{34} & w_{35} \\ w_{41} & w_{42} & w_{43} & w_{44} & w_{45} \\ w_{51} & w_{52} & w_{53} & w_{54} & w_{55} \end{pmatrix} \quad (1)$$

Así, w_{ij} es la preferencia del criterio i sobre el criterio j , con arreglo a la escala fijada en la Tabla 1. Para que la aplicación del método sea correcta, la matriz de comparación pareada debe verificar una serie de propiedades, como son la positividad, la reciprocidad, y la consistencia [2]

Una vez la matriz es consistente, se determina el autovector, o vector propio, de la matriz de comparación pareada.

El vector propio de la matriz de comparación pareada es el vector de prioridades de cada uno de los criterios. Indica el peso que tiene cada uno de los criterios en comparación con los demás.

Tabla 1. Escala de valoración del método AHP

Importancia	Definición	Observaciones
1	Igual de importante	Los dos elementos contribuyen con la misma importancia al objetivo
3	Moderadamente importante	La experiencia y los juicios se decantan ligeramente a favor de uno de los elementos sobre el otro
5	Fuertemente importante	La experiencia y los juicios se decantan fuertemente a favor de uno de los elementos sobre el otro
7	Muy fuerte o demostradamente importante	Un elemento fuertemente favorecido con respecto al otro para lograr el objetivo. Su dominio está demostrado en la práctica
9	Extremadamente importante	La evidencia que favorece un elemento sobre el otro es la máxima posible
Recíprocos	Si el elemento 'i' tiene una valoración distinta de 0 sobre 'j', entonces 'j' toma el valor inverso cuando se compara sobre 'i'	

Para calcularlo, hay que tener en cuenta que el autovector es el que cumple la condición:

$$\det [W-\lambda I]=0 \quad (2)$$

El autovector será una matriz de dimensión Nx1 cuyos valores se corresponden con los pesos, en tanto, por uno, de cada uno de los criterios de selección que se están trabajando.

$$\lambda = \begin{Bmatrix} \lambda_1 \\ \lambda_2 \\ \lambda_{\dots} \\ \lambda_{\dots} \\ \lambda_N \end{Bmatrix} \quad (3)$$

Igualmente, para cada uno de los criterios, hay que ponderar cada una de las alternativas. Para ello se construye una matriz de comparación pareada de dimensiones AxA, donde A es el número de alternativas que se valora. El vector de autovalores de la matriz A, vector A_c, contiene la valoración de cada una de las alternativas A según el criterio "c". En el método original de Saaty [1], un comité de expertos es quien realiza la comparación entre alternativas.

El objetivo del método que se propone es eliminar la dependencia con el comité de expertos a la hora de valorar la bondad de cada alternativa frente a las demás, para un criterio determinado.

Para ello, se han definido una serie de indicadores, cuantificables, que permiten valorar cada alternativa de forma independiente y concreta para cada criterio. De esta forma, cada criterio se convierte en indicador.

La ponderación entre indicadores sigue siendo necesaria elaborar su matriz de comparación pareada, pero ahí interviene, sobretodo, el promotor del edificio en cuestión, que es quien define su nivel de calidad.

Trabajando de esta forma, hay que montar una única matriz de valoración de alternativas, con los resultados de la valoración obtenida calculando cada uno de los indicadores.

$$A = \begin{Bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} & a_{15} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & a_{24} & a_{25} \\ & & \vdots & & \\ & & \vdots & & \\ a_{n1} & a_{n2} & a_{n3} & a_{n4} & a_{n5} \end{Bmatrix} \quad (4)$$

Así, a_{11} es la valoración de la alternativa 1 calculada aplicando el indicador 1, que se corresponde con el criterio 1. Igualmente, a_{12} es la valoración de la alternativa 1 según el indicador/criterio 2, y así sucesivamente. 'n' es el número de alternativas, que no tiene por qué coincidir con el de criterios.

La matriz de valoración de alternativas tiene una dimensión $n \times N$, donde 'n' es el número de alternativas, y 'N' es el número de indicadores/criterios.

La valoración global de las alternativas es el producto de la matriz de valoración de alternativas por el autovector de la matriz de comparación pareada de los criterios:

$$\begin{bmatrix} V_1 \\ V_2 \\ \vdots \\ V_n \end{bmatrix} = [A][\lambda] \quad (5)$$

4. CRITERIOS E INDICADORES DE SELECCIÓN

Los criterios que se utilizan para la selección de dispositivos y sistemas de ahorro de agua, que luego se convertirán en indicadores, son [4][5]:

- ahorro de agua
- ahorro de energía,
- impacto socio-ambiental
- diseño, y
- rentabilidad económica.

El criterio de **ahorro de agua** está asociado al valor del ahorro de agua (WS) obtenido. El ahorro de agua es la cantidad de agua que se deja de consumir desde la red general de distribución como consecuencia de la instalación del dispositivo o sistema de ahorro. Aparentemente es el criterio más relacionado con la implantación de una medida de ahorro de agua, pero no siempre es el mejor, como se comprobará.

Sólo tiene en cuenta la cantidad de agua no demandada desde la red, y no la reducción del importe que el abonado paga por el suministro del agua de consumo humano, que se valora en otro criterio. La reducción del consumo de agua es un objetivo que va asociado a la falta de disponibilidad del recurso, independientemente de lo que se pague por consumirlo.

El ahorro de agua se calcula como

$$WS_i (\text{m}^3 / \text{pers} \cdot \text{año}) = WD_i (\text{m}^3 / \text{pers} \cdot \text{año}) - WSD_i (\text{m}^3 / \text{pers} \cdot \text{año}) \quad (6)$$

Generalmente, cuanto mayor es la demanda de agua de una instalación, también lo es el ahorro. Como quiera que lo que se busca es determinar cuál es el sistema de hidroeconomía más adecuado, será necesario relativizar el ahorro, normalizando su valor. De esta forma se define el **indicador de ahorro de agua** (WSR_i) como la cantidad de agua ahorrada con un determinado dispositivo dividido por la demanda total de agua consumida en la instalación.

$$WSR_i = 10 \frac{WS_i}{DWD_T} \quad (7)$$

El criterio de **ahorro de energía** tiene en cuenta la cantidad de ésta que se deja de consumir como consecuencia de la instalación del sistema de hidroeficiencia. Al igual que antes, no tiene en cuenta la reducción de la tarifa que se paga asociada al consumo de energía.

Asociado al criterio de ahorro de energía, existen dos indicadores: el indicador de ahorro de energía de calentamiento de agua consumida por un determinado aparato, y el indicador de ahorro de energía por bombeo consumida por el mismo aparato.

Para el primero, hay que considerar el ahorro de energía por calentamiento de agua consumida ($ES_{T,i}$), que es la cantidad de calor que se le entregaría al agua caliente que se ha ahorrado ($DHWS_i$) con la instalación del sistema de hidroeficiencia “i”.

$$ES_{T,i}(\text{kWh/persona/año}) = \rho \cdot DHWS_i (\text{m}^3/\text{persona/año}) \cdot C_p \cdot (T_u - T_{AF}) \quad (8)$$

Para relativizar el valor del ahorro de energía, se define el **indicador de ahorro de energía por calentamiento** ($ESR_{T,i}$) como la relación que existe entre el ahorro de energía obtenido al implantar el sistema de hidroeficiencia en el aparato “i”, y la energía total consumida en calentamiento de agua sanitaria en todo el edificio antes de implantar ningún sistema de hidroeficiencia

$$ESR_{T,i} = 5 \frac{ES_{T,i}}{E_T} \quad (9)$$

Para determinar el **indicador de ahorro de energía por bombeo** ($ESR_{B,i}$) hay que tener en cuenta el ahorro de energía por bombeo ($ES_{B,i}$), que es la energía eléctrica que se deja de consumir en el edificio debida a la reducción en el volumen de agua que ya no tienen que impulsar los grupos de sobreelevación del propio edificio.

Esta se calcula como:

$$ES_{B,i}(\text{kWh/persona/año}) = \frac{9,81 \cdot WS_i (\text{m}^3/\text{persona/año}) \cdot H_B (\text{m})}{3600 \cdot \eta} \quad (10)$$

Se plantean varias alternativas puesto que no siempre el ahorro de agua supone un ahorro de energía por bombeo. Cuando el sistema de hidroeficiencia instalado no requiere de alimentación energética exterior, el ahorro de energía existe como tal. Si este sistema de hidroeficiencia está instalado en una planta elevada que es alimentada desde grupo de bombeo entonces se computa el ahorro de agua. Si por el contrario está instalado en una planta alimentada con presión de red, no computa en el ahorro de energía por bombeo.

Pero, además, el sistema de hidroeficiencia puede consumir energía eléctrica, en lugar de ahorrarla. Tal es el caso de los sistemas de reutilización de aguas usadas o de aprovechamiento de agua de lluvia, que requieren de energía para poner el agua a disposición del usuario en los puntos de consumo. En tal caso, el ahorro de energía eléctrica por bombeo es negativo.

Con todo, el indicador de ahorro de energía por bombeo vale:

$$ESR_{B,i} = 5 \frac{ES_{B,i}}{E_B} \quad (11)$$

La suma de los indicadores de ahorro de energía por calentamiento y por bombeo proporcionan el valor del **indicador de ahorro de energía** (ESR_i)

$$ESR_i = ESR_{T,i} + ESR_{B,i} \quad (12)$$

El criterio de **impacto socio-ambiental** tiene en cuenta todas las mejoras en el entorno social y medio ambiental en el que se ubica el edificio donde se instala un determinado sistema de hidroeficiencia.

Estas mejoras van desde una mayor disponibilidad de recursos para el mantenimiento de la fauna y la flora, hasta la reducción del impacto ambiental de las infraestructuras necesarias para el abastecimiento de agua a los municipios, la reducción de las dotaciones presupuestarias para la construcción de dichas infraestructuras, o la mayor oferta de empleo que generan las nuevas tecnologías asociadas a la fabricación de los sistemas de hidroeficiencia.

El indicador asociado al criterio, el **indicador de impacto socio-ambiental** se cuantifica en base a la apreciación que se tiene sobre una serie de afecciones que la instalación del sistema de hidroeficiencia produce sobre el entorno más inmediato al emplazamiento donde ha sido instalado el sistema.

Se cuantifican, mediante un índice de impacto ($IM_{j,i}$), valorado entre 0 y 10, cada uno de los siguientes aspectos [5]:

- Reducción del consumo de recursos naturales
- Generación nuevos recursos naturales
- Reducción del consumo energético de la captación y distribución de agua potable de abastecimiento
- Reducción del consumo energético de la distribución y tratamiento de agua residual
- Reducción de nuevas infraestructuras de distribución de agua potable
- Reducción de nuevas infraestructuras de saneamiento y depuración
- Reducción de las emisiones de CO₂ y de gases de efecto invernadero a la atmósfera.
- Reutilización de recursos naturales
- Fomento de la adopción de hábitos y actitudes sostenibles en los usuarios
- Mejora del confort de los usuarios
- Favorecimiento del desarrollo tecnológico y la innovación
- Favorecimiento de la creación de empleo
- Fabricación del producto con elementos no contaminantes

El indicador de impacto ambiental de un sistema de hidroeficiencia determinado resulta ser la suma del valor de cada uno de los índices de impacto dividido por el número de índices que le son de aplicación.

$$IMAR_{,i} = \frac{1}{n^{\circ} IM_{j,i}} \sum IM_{j,i} \quad (13)$$

Con el criterio de **diseño** se tienen en cuenta todos los aspectos que tienen que ver con interacción del usuario con el sistema de hidroeficiencia. No hay que olvidar que éstos sistemas pueden ser utilizados por personas sin conocimientos técnicos, o que habrá edificios en los que su componente estética sea una seña de identidad, por ejemplo en los hoteles, y el sistema de hidroeficiencia deba estar adaptado a ello.

Son aspectos de diseño que hay que tener en cuenta los siguientes [4]:

- Formato adecuado.
- Esencialidad y uso de los materiales apropiados
- Versatilidad

- Usabilidad
- Durabilidad
- Facilidad de instalación
- Operatividad
- Carácter diferenciador e innovador
- Corrección estética
- Ergonomía
- Distinción ecológica
- Homologación

El criterio de diseño se valora mediante el **indicador de diseño** (DISR_i). Este se calcula sumando la valoración, entre 0 y 10, que de cada uno de los aspectos anteriores se realiza mediante un índice de diseño (DIS_{j,i}) y dividiendo por el número de los aspectos de diseño que le son de aplicación.

$$DISR_i = \frac{1}{n^{\circ} DIS_{j,i}} \sum DIS_{j,i} \quad (14)$$

Finalmente, el criterio de **viabilidad económica** tiene en cuenta el posible beneficio económico que puede, o no, llevar consigo la instalación de un determinado sistema de hidroeficiencia.

El beneficio económico es la diferencia entre los ingresos obtenidos y los costes asociados a la instalación de un determinado sistema de hidroeficiencia.

Se considera como ingreso, por un lado, lo que el usuario ya no paga por la tarifa de suministro de agua y energía debido a la reducción en el consumo de agua. También, se considera como ingreso las subvenciones aportadas en campañas de promoción para la implantación de medidas de ahorro de agua. Por último, se considera un ingreso atípico el valor de venta de un determinado equipo al final de su periodo de funcionamiento [6].

En el lado de los costes están los derivados de la propia inversión que se realiza en la instalación del sistema, los costes de operación, y los de mantenimiento del mismo.

Para valorar la viabilidad económica se va a utilizar como **indicador de viabilidad económico** (PBR_i) el periodo de retorno de la inversión normalizado [7][5] con respecto a la vida útil del sistema.

$$PBR_i = 10 - 10 \cdot \frac{CIV_i}{[(IEA_i + IAT_i) - (COM_{MT,i} + COM_{OP_i})]} \cdot VU_i \quad (15)$$

5. RESULTADOS

La metodología indicada se va a aplicar al proceso de selección de los sistemas de ahorro de agua para un edificio de tipo residencial vivienda multifamiliar con 20 viviendas en total distribuidas en dos viviendas por planta para un total de 10 plantas, situado en la ciudad de Murcia (España).

Cada una de las viviendas cuenta con dos baños completos y una cocina. Cada baño dispone de un lavabo, un inodoro, una ducha/bañera, y un bidet. La cocina dispone de un fregadero, así como de lavadora y lavavajillas de clasificación A++.

Para el proceso de selección de sistemas de ahorro se ha realizado una preselección de los siguientes:

- Aireador-perlizador de lavabo de 5 l/min, con coste 9 €/ud, y 15 años de vida útil.

- Aireador-perlizador de fregadero de 9 l/min, coste de 9 €/ud, y 15 años de vida útil.
- Reductor de caudal de ducha de 8 l/min, coste de 12 €/ud, y 15 años de vida útil.
- Alcachofa de ducha de 9,5 l/min, coste de 20 €/ud, y 15 años de vida útil
- Grifo de descarga de inodoro de doble pulsador, coste de 20 €/ud, y 15 años de vida útil.
- Sistema de reutilización de aguas grises de tipo biológico, con membranas de ultrafiltración MBR, aireador, filtro biológico, y desinfección posterior con rayos ultravioleta, de 300 l/día de capacidad, de 6000 € de coste, para una vida útil de 30 años.
- Sistema de aprovechamiento de aguas pluviales con un volumen de almacenamiento de 6000 litros, con un coste de 3800 €, y vida útil de 30 años.

Se considera una demanda por vivienda de 143 l/habitante/día repartida como se indica en la Tabla 2 entre cada uno de los aparatos [5]

Tabla 2. Demanda tipo en vivienda unifamiliar

Aparato	Demanda AF (l/habitante/día)	Demanda ACS (l/habitante/día)
Inodoro	39,6	
Lavabo	2,0	18
Ducha	7,0	63
Lavadora	6,8	0
Lavavajillas	2,9	0
Fregadero	0,4	3

Para los cálculos se ha considerado una tarifa de suministro del ciclo integral del agua de 2,13 €/m³ consumido, así como una tarifa media de energía eléctrica de 49,8 €/Mwh, y una tarifa media de energía para calentamiento de 51,9 €/Mwh.

Para este edificio de tipo multifamiliar, la matriz de comparación pareada de los criterios de selección es la indicada en la Tabla 3.

Tabla 3. Matriz de comparación pareada de criterios de selección

	Ahorro agua	Ahorro energía	Rentabilidad inversión	Diseño	Impacto socio-ambiental	Vector propio
<i>Ahorro agua</i>	1,00	1,00	0,33	7,00	5,00	0,210
<i>Ahorro energía</i>	1,00	1,00	0,33	7,00	5,00	0,210
<i>Impacto socio-ambiental</i>	0,20	0,20	0,11	3,00	1,00	0,056
<i>Diseño</i>	0,14	0,14	0,11	1,00	0,33	0,032
<i>Rentabilidad inversión</i>	3,00	3,00	1,00	9,00	9,00	0,492

Aplicando los indicadores definidos a cada uno de los sistemas de hidroeficiencia, se obtiene una matriz en la que cada columna representa la valoración de todas las alternativas para un determinado criterio. La composición de todas las columnas forma la matriz normalizada de valoración de alternativas que se indica en la Tabla 4.

Tabla 4. Matriz normalizada de valoración de alternativas

Indicador	Ahorro agua	Ahorro energía	Impacto Socio Ambiental	Diseño	Rendimiento económico
Sistema de hidroeficiencia	WSR	ESR	IMAR	DISR	PBR
Aireador 5 l/min	0,04	0,29	5,33	2,85	4,70
Fregadero 7 l/min	0,05	1,80	5,33	2,85	8,47
Reductor ducha 8 l/min	0,90	1,85	5,33	2,85	9,79
Teleducha 9,5 l/min	0,15	0,32	6,33	3,46	7,80
Inodoro doble descarga	0,92	1,65	5,33	4,23	9,34
Reutilización aguas grises	2,77	-5,00	2,50	8,09	5,99
Aprovechamiento de aguas pluviales	0,05	-5,00	2,50	8,09	0,00

Finalmente, el producto de la matriz de valoración de alternativas por el vector propio de la matriz de comparación pareada de criterios, se obtiene la valoración global de cada alternativa, que se puede observar en la Tabla 5.

Tabla 5. Valoración global de los sistemas de hidroeficiencia

Sistema hidroeficiencia	Valoración global
Aireador 5 l/min	2,66
Fregadero 7 l/min	4,79
Reductor ducha 8 l/min	5,61
Teleducha 9,5 l/min	4,24
Inodoro doble descarga	5,44
Reutilización aguas usadas (MBR)	2,95
Aprovechamiento aguas pluviales	-0,5

El sistema mejor valorado de cuantos se proponían es el reductor de caudal de ducha de 8 l/min., que se impone ligeramente al grifo de descarga de inodoro de doble pulsador.

Hay dos razones básicamente por las que el reductor de caudal de ducha se impone: es un equipo de un coste de inversión y mantenimiento reducido, y al ahorrar tanto agua fría como agua caliente sanitaria consigue un ahorro de energía adicional, que el grifo de doble descarga de inodoro no consigue.

6. CONCLUSIONES

Para el proceso de selección de los dispositivos y sistemas de ahorro de agua doméstico hay que tener en cuenta criterios adicionales, más allá de considerar simplemente la reducción en la demanda de agua.

La metodología de selección de los sistemas de hidroeficiencia debe ser multicriterio y lo suficientemente robusta como para que los resultados sean fiables. Para ello el método AHP se manifiesta como suficientemente bueno para ello.

Como criterios de selección de sistemas de ahorro se consideran los siguientes: ahorro de agua, ahorro de energía, impacto socio-ambiental, diseño, y viabilidad económica.

Se ha aplicado la metodología AHP, y los indicadores definidos, al caso de la selección de los dispositivos de ahorro de agua más adecuados para un edificio de tipo residencial vivienda situado en una ciudad de clima mediterráneo.

Los dispositivos preseleccionados para su análisis son los siguientes: aireador de lavabo de 5 l/min, aireador de fregadero de 7 l/min, reductor de caudal de ducha de 8 l/min, teleducha de 9,5 l/min, grifo de inodoro de doble descarga, sistema de reutilización de aguas usadas (MBR), y sistema de aprovechamiento de aguas pluviales.

El sistema de ahorro de agua más eficiente resulta ser el reductor de caudal de ducha, seguido por el grifo de descarga de cisterna de doble pulsador.

Para un edificio de esas características, un sistema de aprovechamiento de aguas pluviales no resulta viable por cuanto su valoración es negativa. El sistema de reutilización de aguas residuales, aun siendo viable, resulta mucho menos interesante que la mayoría de los sistemas valorados

Nomenclatura

W	Matriz de comparación pareada de criterios de selección
λ	Autovector de la matriz de comparación pareada de criterios de selección
I	Matriz identidad
WS _i	Ahorro anual de agua del sistema de hidroeficiencia 'i'
WD _i	Volumen anual de agua potable consumido con un dispositivo convencional en el aparato donde se instala el dispositivo de hidroeficiencia 'i'
WSD _i	Volumen anual de agua potable consumido con el sistema de hidroeficiencia 'i'
WSR _i	Ratio de ahorro de agua del sistema de hidroeficiencia 'i'
DWD _T	Demanda anual de agua potable consumida en el conjunto del edificio
EST _i	Ahorro de energía anual por calentamiento del agua no consumida
DHWS _i	Ahorro anual de agua caliente obtenido con el sistema de hidroeficiencia 'i'
C _p	Calor específico del agua
T _u	Temperatura del agua caliente en condiciones de consumo
T _{AF}	Temperatura del agua de red
ESR _{T,i}	Indicador de ahorro de agua caliente del sistema 'i'
ET	Energía anual por calentamiento consumida antes de la instalación del sistema de hidroeficiencia 'i'
H _b	Altura de bombeo del grupo de presión del edificio
η	Rendimiento medio del grupo de bombeo
ESB _i	Ahorro de energía anual por bombeo del sistema de hidroeficiencia 'i'
ESR _{B,i}	Indicador de ahorro de energía por bombeo
ESR _i	Indicador de ahorro de energía total
IM _{j,i}	Índice de impacto socio-ambiental 'j' aplicado al sistema de hidroeficiencia 'i'
IMAR _i	Indicador de impacto socio-ambiental del sistema de hidroeficiencia 'i'
DIS _{j,i}	Índice de diseño 'j' aplicado para el sistema de hidroeficiencia 'i'
DISR _i	Indicador de diseño del sistema de hidroeficiencia 'i'
CIV _i	Coste de inversión anualizado del sistema de hidroeficiencia
IEAi	Ingresos económicos anuales ordinarios debidos a la reducción del consumo
IAT _i	Ingresos económicos anuales atípicos
COM _{MTi}	Costes anuales de mantenimiento
COM _{OPI}	Costes anuales de operación
VU _i	Vida útil del sistema de hidroeficiencia 'i'

REFERENCIAS

- [1] T. Saaty, "The Analytic Hierarchy Process, Planning, Priority Setting, Resource Allocation". New York: McGraw-Hill, 1980.
- [2] T. Saaty. Fundamentals of decision making and priority theory with the analytic hierarchy process. Pittsburgh: RWS Publications, 2013.
- [3] J. Aznar, F. Guijarro. Nuevos métodos de valoración Modelos multicriterio. Valencia: Editorial UPV, 2012
- [4] G. López-Patiño *et al.* Guía de sistemas de ahorro de agua, Valencia: Fundación Instituto Valenciano de Edificación, 2012.
- [5] G. López-Patiño. "Análisis y caracterización de las instalaciones interiores de suministro de agua desde el punto de vista del ahorro" Tesis. UPV, 2016. DOI:10.4995/Thesis/10251/61476.
- [6] W.G. Sullivan, *et al.* Ingeniería económica de DeGarmo. Méjico: Pearson Education. 2004.
- [7] H.M. Weingartner, "Some New Views on the Payback Period and Capital Budgeting Decisions". Management Science, Vol. 15, No. 12, 1969, pp. 594-607.

Versão Provisória 2019-07-16



Versão Provisória 2019-07-16





ENTIDADES PATROCINADORAS |



ENTIDADES PROMOTORAS |



ISBN



9 789729 899461