



ISSN 2007-2422

Tecnología y Ciencias $\bar{e}$ Agua

• Índice de revistas mexicanas de investigación científica y tecnológica del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (Conacyt)

Incluida en Thomson Reuters Science Citation Index® (ISI) • Expanded Thomson Reuters Research Alert® (ISI) • EBSCO • ProQuest • Elsevier • Redalyc



Foto: Rubén Huerto.

Consejo Editorial

Dr. Adrian Pedrozo Acuña

Director general del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

Editor en Jefe

Dr. Álvaro Alberto Aldama Rodríguez
Consultor Independiente, México

Editor en Agua y Energía

Dr. Rodolfo Alvarado Montero
Deltas, Holanda

Editora en Calidad del Agua

Dra. Julia Elena Prince Flores
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México

Editor en Ciencias Hidroagrícolas

Dr. Jaime Garatza Payán
Instituto Tecnológico de Sonora, México

Editora en Ciencias Políticas y Sociales

Dra. María Luisa Torregrosa y Armentia
FLACSO, México

Editor en Gestión del Agua

Editor en Hidráulica

Dr. Patricio Catalán
Universidad Técnica Federico Santamaría, Chile

Editor en Hidrología

Dr. Agustín Breña Naranjo
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México

Editor en Innovación Científica y Tecnológica

Dr. Salvador Peña Haro
Photrack AG, Suiza

Secretario Técnico

Mtro. Alberto Rojas Rueda
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, México

Coordinación editorial y cuidado de edición

Lic. Helena Rivas López
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

Seguimiento del proceso de arbitraje: Elizabeth Peña Montiel, Josefía Figueroa Miranda y Luis Aviles Rios • **Marcación XML:** Luisa Guadalupe Ramírez Martínez •

• **Dr. Adrián Pedrozo Acuña**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Alcides Juan León Méndez**, Centro de Investigaciones Hidráulicas, Cuba • **Dr. Aldo Iván Ramírez Orozco**, Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey, México • **Dr. Alejandro López Alvarado**, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Chile • **Dra. Alma Chávez Mejía**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Andrei S. Jouravlev**, Comisión Económica para América Latina y el Caribe, Chile • **Dr. Andrés Rodríguez**, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina • **Dra. Anne Margrethe Hansen Hansen**, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua • **Dr. Ariosto Aguilar Chávez**, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua • **Dr. Armando Guevara Gil**, Pontificia Universidad Católica, Perú • **Dr. Arturo Marcano**, Asociación Internacional de Ingeniería e Investigaciones Hidráulicas, Venezuela • **Dra. Aziza Akhmouch**, Organisation for economic Cooperation and Development, Francia • **Dr. Carlos Chairez Araiza**, Consultor, México • **Dr. Carlos Cruickshank Villanueva**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Carlos Díaz Delgado**, Universidad Autónoma del Estado de México • **Dr. Carlos E. Puente**, University of California, Estados Unidos • **Dr. Cleverson Vítório Andreoli**, Centro Universitario Unifae, Brasil • **Dr. Daene C. McKinney**, University of Texas at Austin, Estados Unidos • **Dr. Daniel Murillo Licea**, Centro de Investigaciones y Estudios Superiores en Antropología Social, México • **Dr. Eduardo A. Varas Castellón**, Pontificia Universidad Católica, Chile • **Dr. Emmanuel Galindo Escamilla**, Universidad Autónoma del Estado de Hidalgo, México • **Dr. Enrique Cabrera Marcet**, Universidad Politécnica de Valencia, España • **Dr. Enrique Playán Jubillar**, Consejo Superior de Investigaciones Científicas, España • **Dr. Eric Rendón Schneir**, Universidad Nacional Agraria La Molina, Perú • **Dr. Erick R. Bandala**, Desert Research Institute, Reno, Estados Unidos • **Dr. Ernesto José González Rivas**, Universidad Central de Venezuela • **Dr. Federico Estrada**, Centro de Estudios y Experimentación de obras públicas, España • **Dr. Gerardo Buena**, Centre de Reserche Industrielle Québec, Canadá • **Dra. Gabriela Eleonora Moeller Chávez**, Universidad Politécnica del Estado de Morelos, México • **Dr. Gueorguiev Tzatchkov Velitchko**, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua • **Ing. Héctor Garduño Velasco**, consultor, México • **M.I. Horacio Rubio Gutiérrez**, Comisión Nacional del Agua, México • **Dr. Ismael Aguilar Barajas**, Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey, México • **Dr. Ismael Mariño Tapia**, Instituto Politécnico Nacional, México • **Dr. Ismael Piedra Cueva**, Universidad de la República, Uruguay • **Dr. Iván Obando Camino**, Universidad de Talca, Chile • **Dr. Jaime Iván Ordóñez Ordóñez**, Universidad Nacional, Bogotá, Colombia • **Dr. Joaquín Rodríguez Chaparro**, Ministerio de Medio Ambiente, Medio Rural y Marino, España • **Dr. José Ángel Raynal Villaseñor**, Universidad de las Américas, Puebla, México • **Dr. José D. Salas**, University of Colorado, Estados Unidos • **Dr. José Joel Carrillo Rivera**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. José Luis Pimentel Equihua**, Colegio de Postgraduados, México • **José María Gómez Espín**, Universidad de Murcia, España • **M.C. Juan Andrés Martínez Álvarez**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Juan B. Valdes**, The University of Arizona, Estados Unidos • **Dr. Juan Pedro Martín Vide**, Universidad Politécnica de Cataluña, España • **Dr. Julio Kuroiwa Zevallos**, Universidad Nacional de Ingeniería, Perú • **Dr. Karim Acuña Askar**, Universidad Autónoma de Nuevo León, México • **Dra. Luciana Coutinho**, Universidad de Do Minho, Portugal • **Dr. Luis F. León Vizcaíno**, Waterloo, University, Canadá • **Dr. Luis Teixeira**, Instituto de Mecánica de Fluidos e Ingeniería Ambiental, Uruguay • **Dra. Luisa Paré Ouellet**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Manuel Contijoch Escontria**, consultor • **Dr. Marcos von Sperling**, Universidad Federal de MinasGerais, Brasil • **Dra. María Claudia Campos Pinilla**, Pontificia Universidad Javeriana, Colombia • **Dra. María Luisa Torregrosa Armentia**, Facultad Latinoamericana de Ciencias Sociales, México • **Dra. María Rafaela De Saldanha Matos**, Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil, Portugal • **Dra. María Teresa Oré**, Pontificia Universidad Católica del Perú • **Dra. María Victoria Vélez Otálvaro**, Universidad Nacional de Colombia • **M.I. Mercedes Esperanza Ramírez Camperos**, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua • **Dr. Michel M. Rosengaus Moshinsky**, consultor, México • **Dr. Miguel A. Medina**, Duke University, Estados Unidos • **Dr. Moisés Berezowsky Verduzco**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Omar A. Miranda**, Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria, Argentina • **Dr. Oscar L. Palacios Vélez**, Colegio de postgraduados • **Dra. Natalia Uribe Pando**, Water Lex, Suiza • **Dr. Óscar F. Ibáñez Hernández**, Universidad Autónoma de Ciudad Juárez • **Dr. Paulo Salles Alfonso de Almeida**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Rafael Val Segura**, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua • **Dr. Rafael Pardo Gómez**, Instituto Superior Politécnico • **Dr. Ramón Domínguez Mora**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Ramón Fuentes Aguilar**, Instituto de Innovación en Minería y Metalurgia, Chile • **Dr. Ramón Ma. Gutiérrez Serret**, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, España • **Ing. Raquel Duque**, Asociación Internacional de Ingeniería e Investigaciones Hidráulicas, Colombia • **Dr. Raúl Antonio Lopardo**, Instituto Nacional del Agua, Argentina • **Dr. Rodolfo Silva Casarín**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Serge Léonard Tamari Wagner**, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua • **Dr. Simón González Martínez**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Tomás Martínez Saldaña**, Colegio de Postgraduados, México • **Dr. Víctor Hugo Alcocer Yamanaka**, Comisión Nacional del Agua • **Dra. Ximena Vargas Mesa**, Universidad de Chile

© **TECNOLOGÍA Y CIENCIAS DEL AGUA**, vol. 10, núm. 6, noviembre-diciembre de 2019, es una publicación bimestral, editada y distribuida por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Paseo Cuauhnáhuac núm. 8532, Progreso, Jiutepec, Morelos, C.P. 62550, México, teléfono: +(52) (777) 3293670 o 3293600, extensiones 474 y 342, fax: + (52) (777) 3293670. Reserva de Derechos al Uso Exclusivo No. 04-2011-091215154300-102, ISSN, 2007-2422, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derechos de Autor. Número de Certificado de Licitud de Título y Contenido 16200.

La responsabilidad del contenido de los artículos corresponde exclusivamente a los autores y no necesariamente refleja la postura del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. Derechos reservados. Se permite la reproducción total o parcial, siempre y cuando se mencione esta fuente y se envíe a esta redacción un ejemplar de la publicación.

Tecnología y ciencias del agua constituye la continuidad de las revistas *Irrigación en México* (1930-1946); *Ingeniería hidráulica en México* (1947-1971); *Recursos hidráulicos* (1972-1978); *Ingeniería hidráulica en México*, segunda época (1985-2009), y *Tecnología y Ciencias del Agua*, Antes *Ingeniería Hidráulica en México* (2010-2011).

 Contenido**Artículos**

Ajuste de curvas IDF a partir de tormentas de corta duración

Martín Alfonso Gutiérrez-López

Raisa Barragán-Regalado

Correlación canónica entre volúmenes de almacenamiento en presas e intensidades de precipitación durante huracanes

Juan Pablo Molina-Aguilar

Martín Alfonso Gutiérrez-López

Ivonne Monserrat Cruz Paz

Análisis de frecuencias no estacionario mediante regresión lineal y distribuciones LN3₁, LP3₁ y GVE₁

Daniel Francisco Campos-Aranda

Calidad de agua de la quebrada Mamarramos. Santuario de Flora y Fauna Iguaque, Colombia

Alexandra Cerón-Vivas

Yolanda Gamarra

Maryory Villamizar

Ricardo Restrepo

Reynaldo Arenas

Optimización geométrica de un lente sumergido para focalizar la energía del oleaje

Santiago Gajá

Edgar Mendoza

Rodolfo Silva Casarín

Tránsito de avenidas en vasos: ¿hidrológico o hidráulico?

Juan Antonio Hernández-Andrade

Sergio Ignacio Martínez-Martínez

 Contents**Articles**

Intensity-Duration-Frequency curves on short duration storms

1

Martín Alfonso Gutiérrez-López

Raisa Barragán-Regalado

Canonical correlation between storage volumes in dams and precipitation intensities during hurricanes

25

Juan Pablo Molina-Aguilar

Martín Alfonso Gutiérrez-López

Ivonne Monserrat Cruz Paz

Non-stationary frequency analysis by linear regression and LN3₁, LP3₁ y GVE₁ distributions

57

Daniel Francisco Campos-Aranda

Water quality of Mamarramos stream. The Sanctuary of Fauna and Flora Iguaque, Colombia

90

Alexandra Cerón-Vivas

Yolanda Gamarra

Maryory Villamizar

Ricardo Restrepo

Reynaldo Arenas

Geometric optimization of a submerged lens for wave energy focusing

117

Santiago Gajá

Edgar Mendoza

Rodolfo Silva Casarín

Flood routing on a reservoir: Hydrologic or hydraulic?

147

Juan Antonio Hernández-Andrade

Sergio Ignacio Martínez-Martínez

Metodología para estimar la relación de consumo y captación de agua lluvia en un edificio en la Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco, México
Johan Oswaldo Solórzano-Villarreal
Jersain Gómez-Núñez
Caudex Vitelio Peñaranda-Osorio

Methodology to estimate the relationship of water consumption and rainwater harvesting system in a building located at the Universidad Autónoma Metropolitana, Azcapotzalco, Mexico
Johan Oswaldo Solórzano-Villarreal
Jersain Gómez-Núñez
Caudex Vitelio Peñaranda-Osorio

178

Graph theory based single and multiple source water distribution network partitioning
Velitchko G. Tzatchkov
Victor H. Alcocer-Yamanaka

Sectorización basada en la teoría de los grafos de redes de distribución de agua potable con una y con múltiples fuentes
Velitchko G. Tzatchkov
Victor H. Alcocer-Yamanaka

197

Notas

Notes

Contraste del método M5 generalizado para estimar predicciones extremas y *PMP* en 24 horas, en el estado de Zacatecas, México
Daniel Francisco Campos-Aranda

Contrast of the Generalized M5 Method to estimate extreme predictions and *PMP* in 24 hours, in the state of Zacatecas, Mexico
Daniel Francisco Campos-Aranda

222

Sistema de información para la gestión del riesgo por sequía en Camagüey, Cuba
Nélida Varela-Ledesma
Pedro L. Romero-Suárez

Information system for the management of drought risk in Camagüey, Cuba
Nélida Varela-Ledesma
Pedro L. Romero-Suárez

243

Electric power production in a microbial fuel cell using *Escherichia coli* and *Pseudomonas aeruginosa*, synthetic wastewater as substrate, carbon cloth and graphite as electrodes, and methylene blue as mediator. Laboratory scale
Adriana Páez,
Andrea Lache-Muñoz
Sergio Medina
Julieta Zapata

Producción de energía eléctrica en una celda de combustible microbiana usando *Escherichia coli* y *Pseudomonas aeruginosa*, agua residual sintética como sustrato, tela de carbón y grafito como electrodos y azul de metileno como mediador. Escala laboratorio
Laboratory scale
Adriana Páez,
Andrea Lache-Muñoz
Sergio Medina
Julieta Zapata

261

Discusión

Discusión a la nota técnica “Índices de cambio climático en la cuenca del Río Grande, Chiapas, México” de José Alonso Figueroa-Gallegos, 8(6), noviembre-diciembre 2017, 137-143

Martín D. Mundo Molina

Discussion

Discussion to the technical note “Climate change indices in the Río Grande basin, Chiapas, Mexico” by José Alonso Figueroa-Gallegos, 8 (6), November-December 2017, 137-143

Martín D. Mundo Molina

DOI: 10.24850/j-tyca-2019-06-01

Artículos

Ajuste de curvas IDF a partir de tormentas de corta duración

Intensity-Duration-Frequency curves on short duration storms

Alfonso Gutiérrez-López¹

Raisa Barragán-Regalado²

¹Universidad Autónoma de Querétaro, México, alfonso.gutierrez@uaq.mx,
ORCID: 0000-0003-2770-8642

²Universidad Autónoma de Querétaro, México, ORCID: 0000-0001-8765-5875

Autor para correspondencia: Alfonso Gutiérrez-López,
alfonso.gutierrez@uaq.mx

Resumen

Las curvas intensidad-duración-frecuencia (IDF) se utilizan en hidrología para caracterizar la intensidad de la lluvia en función de su duración y su periodo de retorno. Estas curvas son de gran importancia en la planificación de recursos hídricos, así como para el diseño de obras hidráulicas. La ecuación empírica propuesta por Sherman en 1931 sigue siendo utilizada en la actualidad. Los parámetros de esta ecuación se estiman por métodos de mínimos cuadrados o de optimización. Sin embargo, los valores obtenidos para parametrizar esta ecuación carecen de sentido físico. Empleando datos de 523 tormentas monitoreadas a cada minuto se obtienen sus curvas IDF. Los resultados muestran que el parámetro que ajusta el factor de escala de la fórmula de Sherman es función de la duración típica de las tormentas que se analizan. Se concluye que el factor de escala debe obtenerse de relaciones físicas y no de métodos analíticos. Se recomienda que se revisen las curvas

IDF, calculadas tradicionalmente, y se comparen las duraciones típicas de tormenta con el factor de escala de la fórmula de Sherman.

Palabras clave: intensidad-duración-periodo de retorno, curvas IDF, Sherman, duración de tormenta, lluvia, hietograma.

Abstract

The curves intensity-duration-frequency (IDF) are used in hydrology to characterize the intensity of rainfall according to its duration and its return period. These curves are of great importance in the planning of water resources, as well as for the design of hydraulic works. The empirical equation proposed by Sherman in 1931, is still used today. The parameters of this equation are estimated by least squares or optimization methods. However, the values obtained to parameterize this equation do not have a physical sense. Using data from 523 monitored storms every minute, IDF curves are obtained. The results show that the parameter that adjusts the scale factor of the Sherman formula is a function of the typical duration storms. It is concluded that the scale factor must be obtained from physical relationships and not from analytical methods. It is recommended that traditionally calculated IDF curves be reviewed and typical storm durations compared with the scale factor of Sherman's formula.

Keywords: Intensity of rainfall-storm duration-return period, curves (IDF), Sherman, rainfall, hietogram.

Recibido: 16/09/2018

Aceptado: 09/02/2019

Introducción

La primera fórmula matemática para ajustar intensidades máximas observadas en función de la duración acumulada de una tormenta fue

propuesta en 1904 por Talbot, un profesor de la Universidad de Illinois, EUA. Después, durante el decenio de 1930, se presentaron otras formulaciones, donde las intensidades se asociaron con la frecuencia de las precipitaciones anuales, a lo cual se conoce como Ley de Montana (Chocat, 1997). Así nacieron las primeras relaciones para describir de forma conjunta la intensidad, duración y probabilidad de ocurrencia de una tormenta, que se conocen como curvas intensidad-duración-frecuencia (IDF), y su objetivo es caracterizar la intensidad de la lluvia en función de su duración y periodo de retorno (Burn, 2014). En la actualidad, estas curvas son de gran importancia en la planificación de recursos hídricos, al igual que para el diseño de diversas obras hidráulicas (Asikoglu & Benzedden, 2012).

Debido a las presentes condiciones de cambio climático, el uso de curvas IDF para describir eventos extremos es fundamental en el diseño y manejo de proyectos de recursos hídricos (Adamowski & Bougadis, 2003).

Después de que Sherman (1931) y Bernard (1932) fueran los primeros en parametrizar esta triple relación, muchas fórmulas, índices, gráficos y mapas de la relación IDF se desarrollaron para explicar la intensidad de precipitación en función de su duración y asociada ambas a su probabilidad de ocurrencia (Seong, 2014).

Por su parte, Hershfield (1962) propuso una exhaustiva cartografía de dicha relación a lo largo de todo el territorio de EUA. Posteriormente, Bell (1969) y Chen (1983) estudiaron la relación entre las láminas de precipitación registradas en 1 hora y 24 horas ($R = R_1^T / R_{24}^T$); siempre con el objeto de construir relaciones experimentales de curvas IDF. En estas curvas, la intensidad juega un papel muy importante respecto a su relación con el periodo de retorno. Es necesario en todo caso realizar un análisis de frecuencias para conocer el aumento en el volumen de escurrimiento y, por consiguiente, en el caudal asociado con la respuesta de la cuenca en el proceso lluvia-escurrimiento (Pizarro, Valdés, Abarza, & Garcia-Chevesich, 2015).

En Latinoamérica, al igual que en muchos países, la construcción de curvas IDF es una práctica frecuente. En Argentina, Puricelli (2018) realizó una revisión de los parámetros de las curvas IDF para la región de la Pampa para duraciones de 30, 60 y 120 minutos. Pizarro *et al.* (2013) construyeron curvas IDF para la región metropolitana de Chile, para duraciones de 1, 2, 4, 6, 8, 12 y 24 horas. También en Chile, Pizarro *et al.* (2007) obtuvieron las curvas IDF para las regiones de Valparaíso y O'Higgins. En la región del Bío-Bío y de Araucanía se determinó que las intensidades máximas aumentan a

medida que se avanza latitudinalmente de norte a sur, algo fundamental según la geografía de Chile (Pizarro *et al.*, 2012). En Uruguay, Silveira *et al.* (2014) actualizaron las curvas IDF para el departamento de Montevideo.

En México, Campos y Gómez (1990) fueron los primeros en estudiar la relación $R = R_1^T / R_{24}^T$, donde se encontró que a mayor elevación sobre el nivel del mar el valor de R es más grande y viceversa. Pereyra-Díaz, Pérez-Sesma y Gómez-Romero (2004) realizaron un análisis comparativo de las fórmulas propuestas por Sherman (1931), Bernard (1932), Chow, Maidment y Mays (1994), y Koutsoyiannis, Kozonis y Manetas (1998) para construir curvas IDF y mostraron las ecuaciones para las estaciones climatológicas más importantes del Golfo de México.

En diferentes regiones del mundo también se tiene mucho cuidado en analizar la naturaleza de un registro de precipitaciones, sus periodos de medición, la cantidad de lluvia que se registra en cada intervalo de tiempo y su relación final con la precipitación total en 24 horas (Hanel & Máca, 2014).

En Canadá, Cunderlik y Ouarda (2007) son precursores en la construcción de curvas IDF para sitios donde los registros son escasos o nulos (*at ungaged sites*). Esta transferencia de información hidrológica de un sitio a otro se lleva a cabo empleando técnicas de regionalización hidrológica (Liew, Raghavan & Liong, 2013). Es importante mencionar que estas técnicas toman en cuenta características fisiográficas de cuencas y la mayor cantidad de registros históricos de precipitación, ya que Burn y Taleghani (2013) demostraron que las curvas IDF son sensibles a la cantidad de datos históricos que se utilizan.

También la duración de cada tormenta en estudio es un elemento clave en la interpretación de las relaciones intensidad-duración y periodo de retorno (Svensson, Clarke, & Jones, 2007).

Para tener una idea de la clasificación de tormentas respecto a su duración suele emplearse una clasificación propuesta y utilizada en la provincia de Ontario, Canadá. Se consideran tormentas de corta duración a aquellas de cinco minutos a una hora, y las tormentas de larga duración de 1 a 24 horas (Bougadis & Adamowski, 2006). Estudios recientes demuestran que la significancia estadística de las curvas IDF se logra analizando duraciones de tormenta para 10, 15 y 30 minutos, así como para tormentas de 1 y 24 horas de duración (Soulis, Sarhadi, Tinel, & Suthar, 2016).

De esta forma, se pueden plantear tres preguntas, cuyas respuestas deben ser analizadas e incluidas en los próximos estudios hidrológicos: 1. ¿Cómo

caracterizar los eventos de lluvia en términos de intensidad y duración del evento?; 2. ¿Estas características de los eventos de lluvia son adecuadas en la simulación del proceso lluvia-escurrimiento?; 3. ¿Existen características de la lluvia que pudieran ser relevantes para entender otros procesos del ciclo hidrológico? (como por ejemplo la duración de sequías hidrológicas o la erosión de suelo; Dunkerley, 2008b).

Respecto a la segunda pregunta, un análisis de registros históricos de pluviómetros con resolución de un minuto demostró que pueden identificarse claramente variaciones en las características de tormentas que se presentan en distintas zonas climáticas (Jones & Sims, 1978), por lo que las simulaciones de procesos hidrológicos deben realizarse con datos climatológicos medidos en el menor intervalo de tiempo posible.

Respecto a la tercera pregunta, el tamaño de la gota y su energía cinética son elementos que deben ser agregados a la lista de parámetros que requieren reproducirse de manera realista en los estudios hidrológicos (Dunkerley, 2008a).

El presente trabajo pretende dar nuevos elementos para responder a la primera pregunta.

En la actualidad, poca atención se pone al significado de los parámetros asociados con la duración de tormentas en las curvas IDF. Lejos de dar una interpretación física de los parámetros obtenidos, los investigadores se limitan a "ajustar" parámetros sin mayor significado. Como se comentó, la medición a cada minuto es recomendada y debe promoverse, pues existen evidencias de tormentas donde se registraron intensidades de 68 mm/h en un minuto en cuencas continentales a latitudes medias y hasta 238 mm/h para condiciones subtropicales marítimas (Dunkerley, 2008a). De lo anterior, es claro que debe estudiarse la duración de una tormenta de corta duración, menores de cinco minutos.

El presente artículo tiene como objetivo ajustar curvas IDF, utilizando registros de tormentas en donde se incluyan tormentas monitoreadas a cada minuto, debido a que se tienen disponibles este tipo de registros. El propósito es conocer si existe algún significado físico del parámetro C y su eventual relación con los estadísticos de la muestra de datos históricos. Se deberá probar que la duración típica de una tormenta en un cierto sitio debe ser utilizada en la ecuación propuesta por Sherman (1931).

Materiales y métodos

A partir de la parametrización propuesta por Sherman (1931), se adopta en todo el mundo la representación matemática y gráfica del cálculo de curvas intensidad (i)-duración (d)-frecuencia (T). Esta formulación es una ecuación racional del tipo:

$$i_d^T = f(x) = \frac{P(T)}{Q(d)} ; P(T), Q(d) \in \mathbb{R}[\text{tiempo}] \quad (1)$$

En esta expresión, tanto el numerador como el denominador son función del tiempo. El numerador $P(T)$ es función de un número promedio de años (T) e indica el cuantil para la frecuencia acumulada $(1 - 1/T)$ de una función de distribución de probabilidad de una variable aleatoria $Y = \{I_j(d_j + C)^n ; j = 1, \dots\}$, la cual puede ser expresada como $P(T) = F_Y^{-1}\left(1 - \frac{1}{T}\right)$, donde $F^{-1}(\cdot)$ define el inverso de una función de distribución de probabilidad (Seong, 2014). Para el denominador, que también es función del tiempo, se admite que puede expresarse como un polinomio que permite factorización puede escribirse:

$$Q(d) = (d - C_1)^{n_1} (d - C_2)^{n_2} \dots (d^2 + d + \dots + C_i)^{n_i} \dots$$

A este término se le llama factor de escala o de duración. Sustituido como denominador en la ecuación (1) se puede escribir como:

$$i_d^T = \frac{k T^m}{(d^\theta + C)^n} \quad (2)$$

Donde:

i = intensidad de la precipitación, en mm/h

T = periodo de retorno, en años

d = duración de tormenta, en minutos

k, m, n, C y θ = parámetros de ajuste a estimar.

Una propiedad muy importante de esta expresión es que el factor de escala que caracteriza la duración puede ser formulado independientemente de la distribución de precipitaciones máximas anuales, definida por $F^{-1}(\cdot)$ (Asikoglu & Benzedden, 2012).

La ecuación (2) es ampliamente utilizada y varios autores han propuesto diferentes valores de los parámetros k, m, n, C y θ . En todos los casos, dichos parámetros son estimados por procedimientos numéricos, analíticos, numérico lineal, no lineal, estadísticos y de optimización. Valores óptimos de θ pueden ser calculados mediante un procedimiento de prueba y error (Koutsoyiannis *et al.*, 1998; Lopcu, 2007). Sin embargo, en ningún caso se tiene evidencia de que cualquiera de estos parámetros tenga significado físico. Es decir, no se ha demostrado que los parámetros de la ecuación (2) estén relacionados con alguna característica fisiográfica o climatológica del entorno. La Tabla 1 muestra los valores propuestos por diversos autores en la parametrización de la ecuación (2), siendo la de Sherman y Bernard las más utilizadas.

Tabla 1. Valores de los coeficientes de la ecuación (2) según diferentes autores.

Autor	k	m	n	θ	C
Ley de Montana (Chocat, 1997) ²			0		
Sherman (1931) ²				1	
Bernard (1932) ²		0	1	1	0
Linsley, Kohler y Paulhus (1949) ¹		0	1	1	
Wenzel (1982) ²		0	1		
Chow <i>et al.</i> (1994) ²			1	1	
Koutsoyiannis <i>et al.</i> (1998) ³				1	
Seong (2014) ²		1	(n · m)	1	

¹ Para duraciones (d) entre 5 y 20 minutos, y mayores de 60 minutos; también conocida como de Talbot.

² También conocida como fórmula de Kimijima.

³ Con $T^m = m - \text{Ln}[-\text{Ln}(1 - 1/T)]$

La ecuación (2) es empleada como una formulación empírica para construir curvas IDF que tienden a converger paralelamente a medida que aumenta la duración (d) (ver Figura 1, recuadro B). Es decir, entre mayor duración (d), las curvas IDF tendrán un aspecto de paralelas y serán matemáticamente convergentes. La ecuación (2) es un modelo bivalente, ya que es una función del periodo de retorno (T) y de la duración (d); ambos en el dominio del tiempo. Para duraciones pequeñas, las curvas IDF son asintóticas al eje de las ordenadas (ver Figura 1, recuadro A), su crecimiento exponencial está condicionado justamente por el factor de escala $(d^\theta + C)^n$.

Seong (2014) demostró que el factor de escala $(d^\theta + C)^n$ determina las propiedades estadísticas de la muestra de datos con la que se construyen las curvas IDF. Propiedades como la mediana, la dispersión o la asimetría se reflejan en el factor de escala. Tal afirmación adquiere una importancia crucial, pues si se observa la ecuación (1), ambos términos son función del tiempo. A su vez, la intensidad de la lluvia es función de un intervalo de tiempo y por lo tanto el parámetro C aditivo a la duración de la tormenta (en el parámetro de forma) tendría que tener unidades de tiempo. De esta forma, se acepta que los estadísticos de la muestra de datos pueden influir en las diferencias en la dispersión de intensidades $\{I_j\}$ al trazar las curvas IDF. Ciertamente, en este proceso, el valor del parámetro C depende de varias condiciones estadísticas, como el sesgo o los valores atípicos de la muestra (Seong, 2014).

Lo que sí es cierto es que el parámetro C tiene unidades de tiempo y que es función de los estadísticos de la muestra. Sin embargo, la literatura científica publicada hasta el momento no ha especificado cuál duración ni cuál estadístico están relacionados con el valor de C . Como ya se comentó, la investigación en esta área se ha limitado a la estimación de los parámetros k , m , n , C y θ empleando la técnica de mínimos cuadrados o de optimización. Incluso en la actualidad, en latitudes y condiciones tan variadas, esta práctica se lleva a cabo ajustando los parámetros del factor de duración a partir de la muestra de datos (Sane *et al.*, 2018).

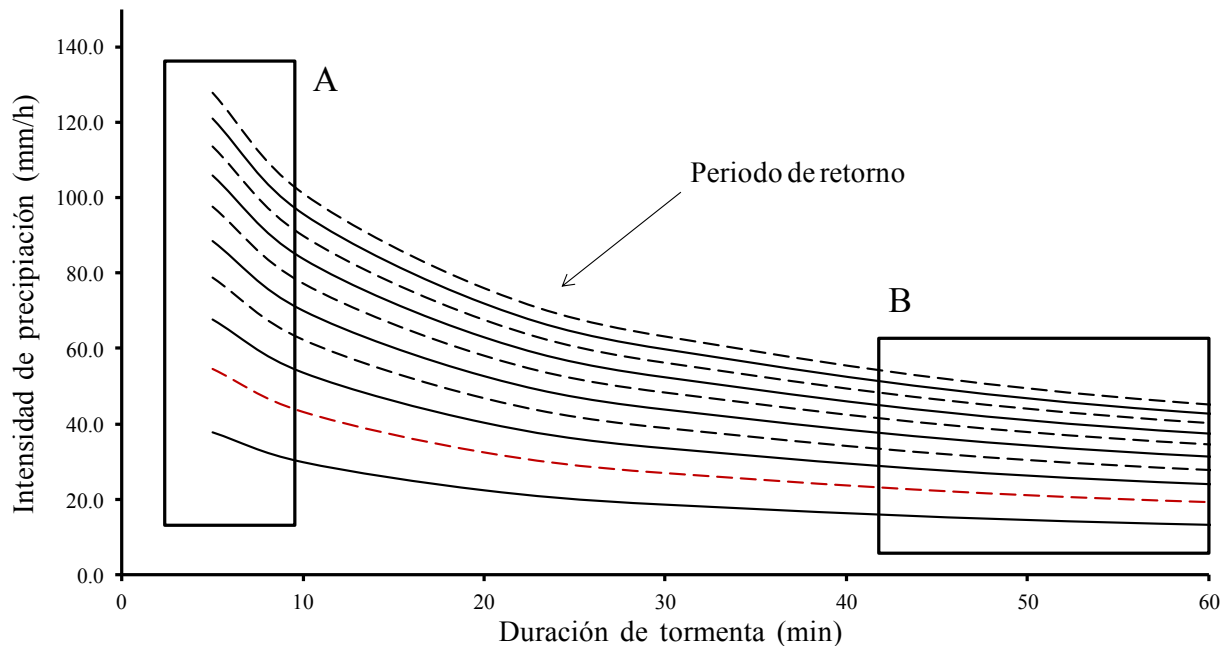


Figura 1. Representación tradicional de una curva IDF (ecuación (2)).

En este momento, en México se tiene acceso a datos de precipitación monitoreados a cada minuto en una red de un poco más de 30 estaciones climatológicas en el centro del país (Aguilar, Pastor, Vázquez, & Ibarra, 2018). Dicha base de datos está formada por registros del año 2012 a agosto de 2018 (seis años en promedio); de esta forma, se utilizan los datos de 523 tormentas monitoreadas en dicha red a cada minuto. El propósito es conocer el significado físico del parámetro C y su eventual relación con los estadísticos de la muestra de datos históricos. Este estudio podría estimular el debate, revelar, proporcionar evidencia y contribuir al estudio del parámetro C dentro del factor de duración de la ecuación de Sherman (1931). Estudiar intensidades de tormenta para duraciones cortas no es una idea nueva y si bien no se utilizan para el diseño de obras hidráulica, sí es importante investigar intensidades de hasta 100 mm/h, las cuales se han presentado (y está documentado) para duraciones menores a cinco minutos (Sumner, 1978).

Hay más de 40 estaciones meteorológicas automáticas registrando datos de variables climatológicas, entre ellas, la precipitación. La base de datos de la red de monitoreo de precipitaciones extremas del estado de Querétaro

(RedCIAQ) registra las variables cada minuto (Gil, Ramírez, Muñoz, & González, 2018). Con esta información se integran series anuales para duraciones cortas de tormenta. Para este estudio se documentan las tormentas a partir de cinco y hasta los 20 minutos de duración. La Tabla 2 muestra un resumen de las duraciones y número de tormentas de algunas estaciones de la RedCIAQ. Para ejemplificar el procedimiento propuesto se utiliza la información de la estación Centro Histórico (id. CH-03). Con esta información se procede a calcular las intensidades de precipitación para cada duración y con ayuda de una tabla de frecuencias se asignan los periodos de retorno experimentales de cada serie de datos y se grafican. El detalle de este procedimiento se puede consultar en Aparicio (1989).

Tabla 2. Número de tormentas (ST_i) para algunas estaciones del sistema de monitoreo de precipitaciones extremas de Querétaro.

Est.	Duración de tormenta (D_i) (minutos)														TST
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	18	20	
C-01	9	5	1	5	8	4	2	3	0	1	3	4	1	2	48
B-02	7	14	2	3	4	10	7	5	6	4	3	1	4	3	73
CH-03	14	11	7	6	6	2	3	6	4	2	4	2	2	0	69
CC-04	10	1	0	6	3	5	0	3	1	0	3	0	1	0	33
C-05	7	10	7	8	7	6	2	5	2	0	4	7	3	3	71
ER-06	26	11	0	6	9	7	1	4	1	2	5	2	1	2	77
M-07	13	16	7	6	10	5	6	2	4	2	7	2	2	0	82
RP-08	10	2	7	2	1	3	4	0	2	3	1	1	2	1	39
SJA-09	4	4	4	1	6	3	2	2	2	2	0	1	0	0	31
	100	74	35	43	54	45	27	30	22	16	30	20	16	11	523

A continuación se detallan los cuatro procedimientos que serán desarrollados y comparados en este estudio. Para calcular los valores del coeficiente C , en minutos, de la ecuación (2) se proponen las condiciones siguientes:

- [C-a] valor de C obtenido por el procedimiento numérico tradicional linealizando la ecuación (2), como $\log i = \log k + m \log T - n \log(d^0 + C)$ (Aparicio, 1989). También se pueden aplicar procedimientos de optimización no lineal (Mendoza, Trasviña, & Gutiérrez-López, 2018).

- b) [C-b] valor de $\bar{C}$ ponderado con el número de eventos (ST_i) para cada duración de tormenta analizada (D_i) en minutos, entre el número total de eventos registrados (TST). Se utiliza un arreglo similar al que se presenta en la Tabla 2.
- c) $\bar{C} = \frac{1}{TST} \sum (ST_i \cdot D_i)$ (3)
- d) [C-c] valor de C obtenido por tanteos hasta lograr “visualmente” que las curvas IDF se transformen en líneas rectas; cuando el eje de las duraciones, en es minutos, se representa en escala logarítmica (Koutsoyiannis *et al.*, 1998).
- e) [C-d] valor de $\hat{C}$ obtenido con un significado físico. Resulta al considerar un cambio proporcional de la intensidad respecto a la duración (en logaritmos). Matemáticamente, lo anterior puede expresarse a partir de diferenciales de intensidad y de tiempo, como lo muestra la ecuación (4). Para completar la diferencial se incluye un término constante que puede o no existir en función de los estadísticos de la muestra. Esto puede expresarse de la siguiente manera:

$$\hat{C} f(i, \Delta t) = i \frac{\partial \ln i}{\partial \ln \Delta t} + t \quad (4)$$

Resolviendo la diferencial por la regla de la cadena se tiene:

$$i \frac{\partial \ln i}{\partial \ln \Delta t} = i \frac{\partial \ln i}{\partial i} \frac{\partial i}{\partial \Delta t} \frac{\partial \Delta t}{\partial \ln \Delta t} = i \frac{\partial i}{\partial \Delta t} \frac{1}{i} e^{\ln(\Delta t)} = \frac{\partial i}{\partial \Delta t} e^{\ln(\Delta t)} = \left(\frac{\partial i}{\partial \Delta t} \Delta t \right) + t \quad (5)$$

Esta expresión denota el cambio de C en función de la intensidad. Es decir, el primer término $\left[\frac{\partial i}{\partial \Delta t} \Delta t \right]$ corresponde al cambio de la intensidad en un intervalo de tiempo durante todo el intervalo de tiempo; esto es, la duración ponderada con el número de tormentas ocurridas entre 5 y 20 minutos ($\bar{C}$). Dicho término tiene una forma similar al factor de duración de la fórmula de Sherman (1931). El segundo término (t) es la duración que caracteriza esa intensidad; esto es, la duración típica de una tormenta (D_t); lo anterior se puede escribir como la suma del valor del coeficiente C ponderado más la duración típica de tormenta, en minutos, que se presenta en un sitio:

$$\hat{C} = \bar{C} + D_t \quad (6)$$

Es importante mencionar que existe toda una “polémica” sobre las duraciones de tormenta y tiempos de concentración en cuencas. Existe la “duda” de cuándo inicia y cuándo termina una tormenta. Si se acepta que las precipitaciones caen en “eventos” o “tormentas”, cuyo comienzo y fin están definidos por intervalos sin lluvia, entonces se puede definir un tiempo mínimo entre eventos (MIT), conocido como *minimum inter-event time* (Dunkerley, 2008b). Se ha demostrado que la intensidad de precipitación puede disminuir hasta en un 50% si se toma un MIT cada vez mayor (Dunkerley, 2010). Lo anterior es evidente si se recuerda la fórmula propuesta por Sherman (1931), donde la intensidad de la precipitación es inversamente proporcional a la duración de la tormenta. Para fines de este trabajo, la duración de una tormenta es el intervalo de tiempo en minutos que transcurre desde el inicio hasta el final de una tormenta mientras no se registre un valor nulo de precipitación.

Una vez que se definen las cuatro condiciones para estimar el coeficiente C , se procede a realizar los cálculos respectivos. A continuación se muestran los resultados de las estaciones más emblemáticas de las cuales se tiene información a cada minuto.

Resultados

Empleando los datos históricos de las estaciones climatológicas con datos completos del año 2012 a agosto de 2018 se realizó el cálculo de sus respectivas curvas IDF. En cada estación se seleccionaron sólo tormentas con duraciones de 5 a 20 minutos, cada minuto. A continuación se procedió a realizar el ajuste de curvas IDF para las cuatro condiciones mencionadas. Asimismo, se incluye a manera de condición inicial el cálculo de la ecuación (2), con un valor de $C = 0$ (Figura 2); $C \neq 0$ para las demás condiciones. Los resultados de este procedimiento para la estación CH-03 se muestran en la Figura 3, Figura 4, Figura 5 y Figura 6. Como se puede observar, al tomar

diferentes valores del parámetro C se modifica la posición de las curvas, principalmente en la zona del recuadro A, comentado ya en la Figura 1. La Tabla 3 muestra los resultados de algunas estaciones, así como los valores de la duración típica de las tormentas, el número de tormentas analizadas para cada estación y los valores del coeficiente C calculado para las condiciones mencionadas. También se muestra la intensidad típica (i) en cada estación; es decir, la intensidad más frecuente del total de tormentas.

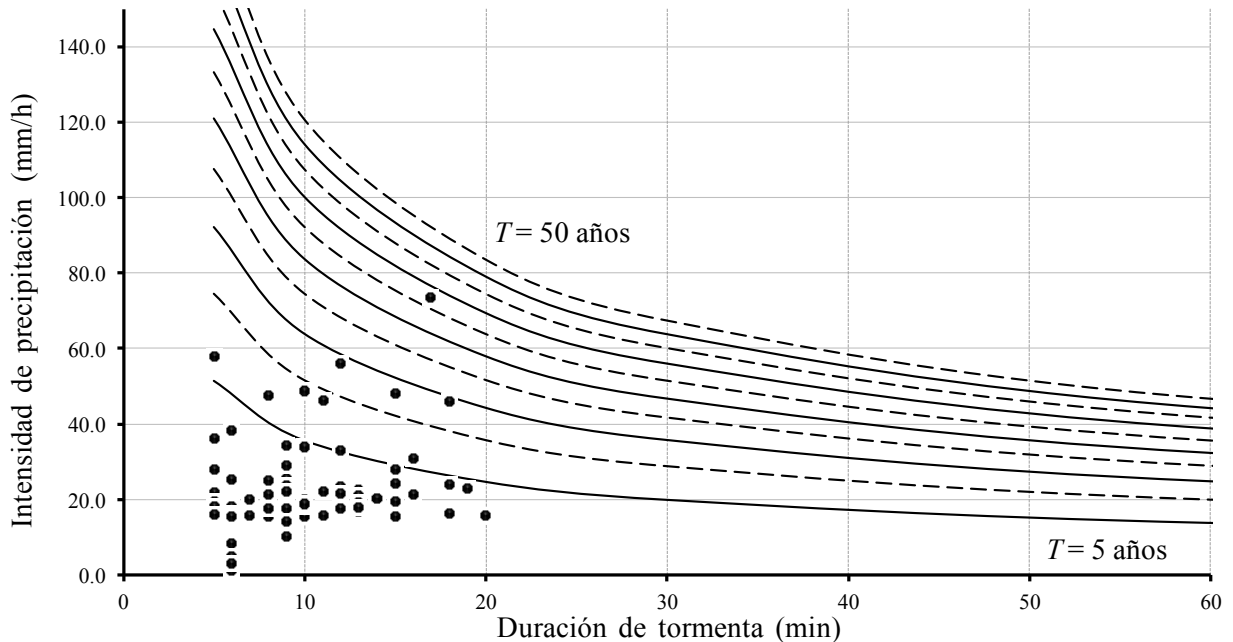


Figura 2. Curvas IDF ajustadas por regresión para la estación CH-03, tomando un valor de $C = 0$.

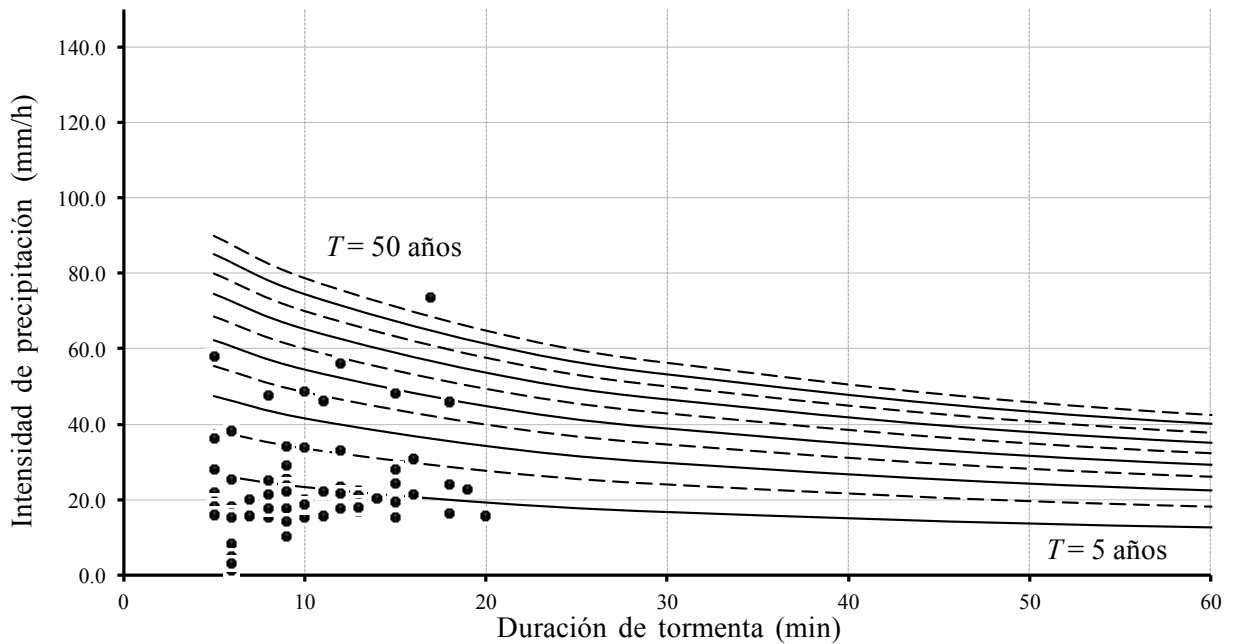


Figura 3. Curvas IDF ajustadas por regresión para la estación CH-03, condición [C-a] ($C = 12.50$).

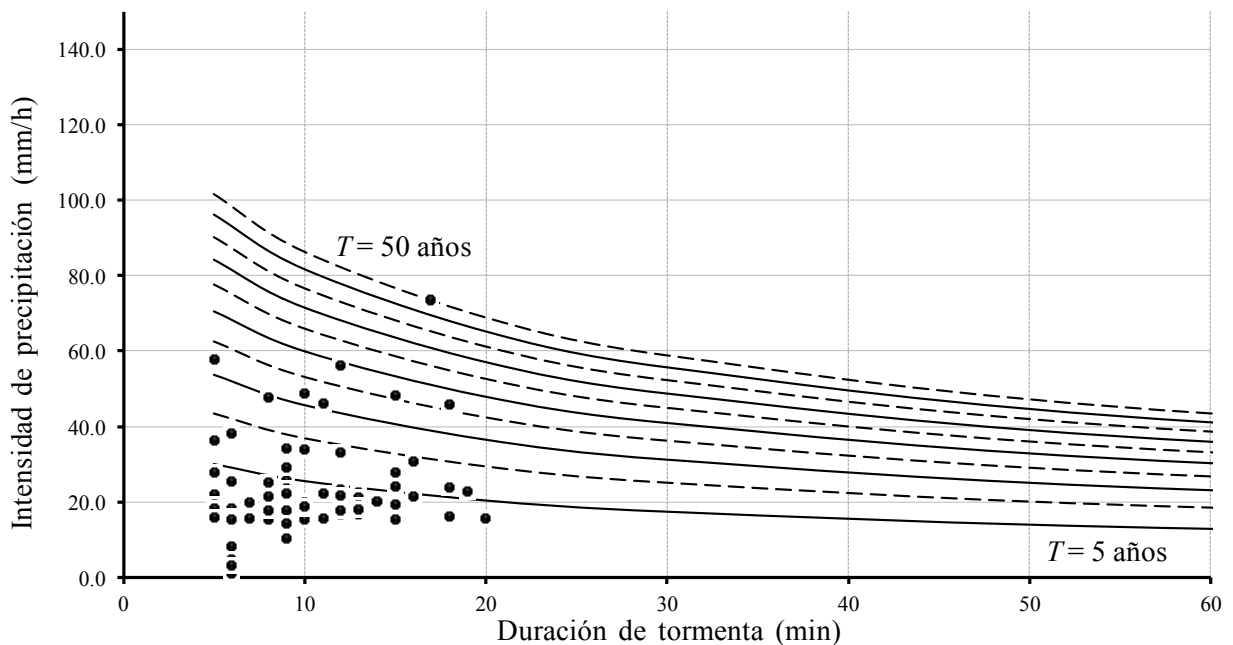


Figura 4. Curvas IDF ajustadas por regresión para la estación CH-03 condición [C-b] ($C = 8.88$).

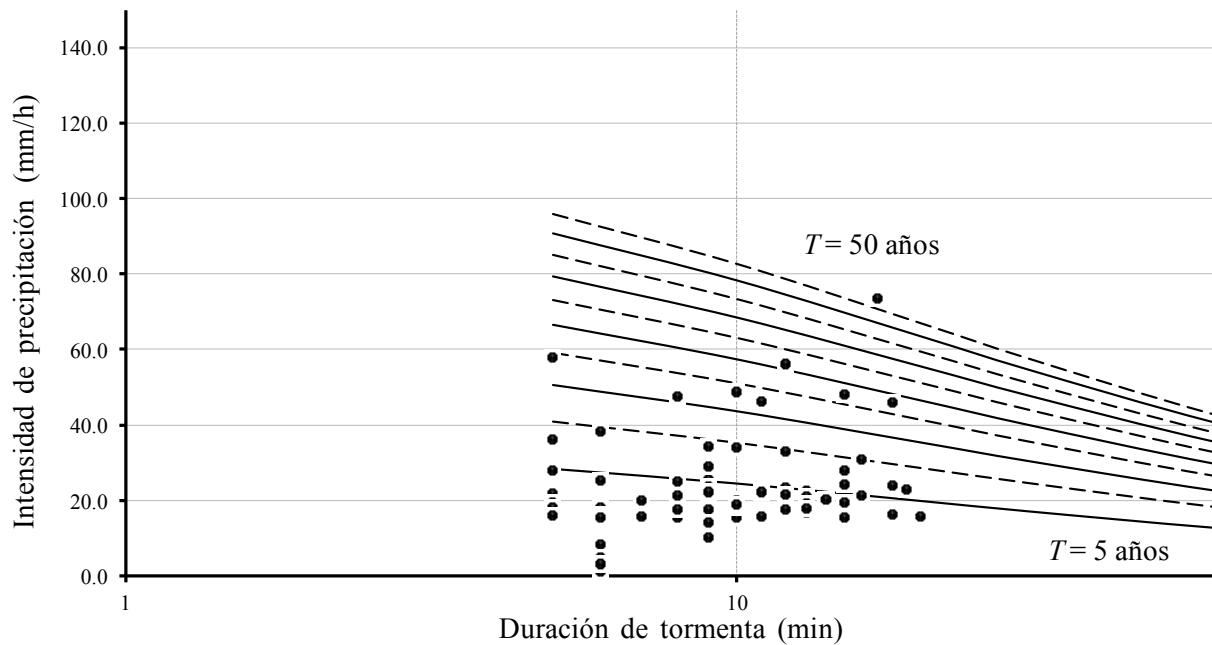


Figura 5. Curvas IDF ajustadas por regresión para la estación CH-03 condición [C-c] ($C = 10.5$).

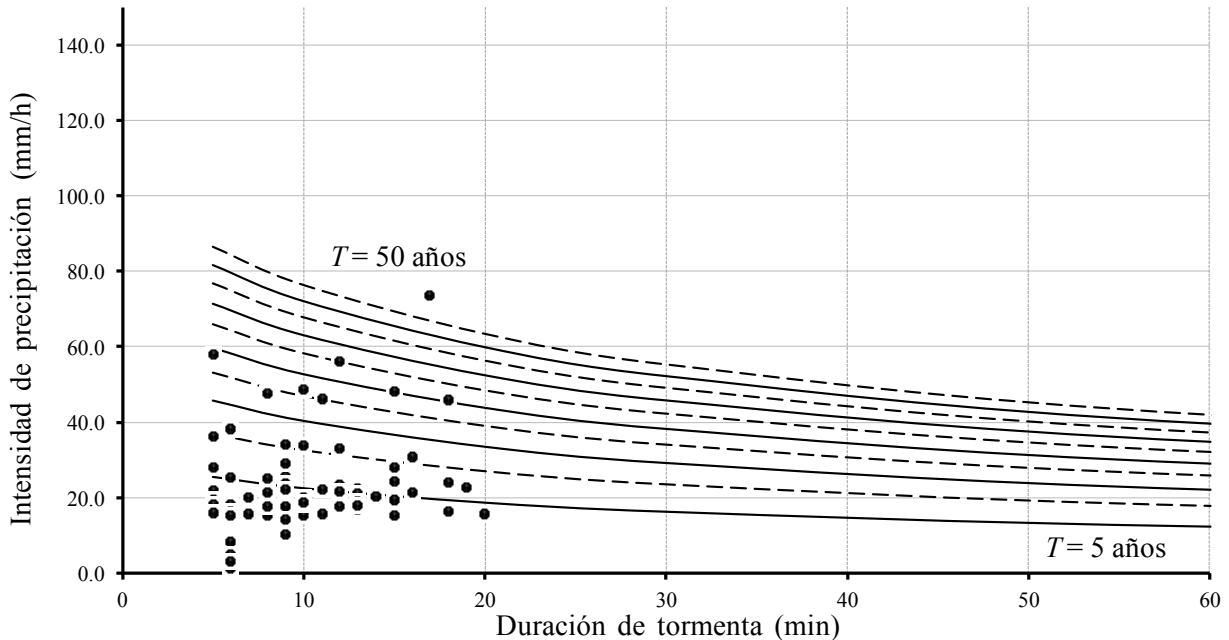


Figura 6. Curvas IDF ajustadas por regresión para la estación CH-03 condición [C-d] ($C = 13.88$).

El valor de C obtenido por el procedimiento [C-a] resultó $C = 12.5$ para la estación CH-03. La Figura 3 muestra las curvas IDF con este procedimiento.

El valor de C obtenido por la ponderación propuesta en [C-b] resulta $C = 8.88$ (Figura 4). Empleando los valores que se muestran en la Tabla 2, a continuación se detalla este cálculo:

$$\bar{C} = \frac{1}{69} [(14 \cdot 5) + (11 \cdot 6) + \dots + (2 \cdot 18) + (0 \cdot 20)] = 8.88 \text{ minutos}$$

Para la condición [C-c], el valor de C se obtuvo por tanteos hasta lograr una línea recta en las curvas IDF, con una escala logarítmica en el eje de las duraciones. Este resultado se muestra en la Figura 5.

Para el cálculo del valor de $\hat{C}$ bajo el esquema propuesto [C-d], es necesario tomar el resultado de la condición [C-b] y sumar la duración típica de una tormenta (D_t) registrada históricamente. Para el caso de la estación CH-3, se tiene según la ecuación (3): $8.88 + 5 = 13.88$ minutos.

Tabla 3. Identificación de estaciones y valores del coeficiente C para las condiciones de análisis propuestas.

Est.	TST(D_t)	i (mm/h)	C-a (min)	C-b (min)	C-c (min)	C-d (min)
C-01	48(5)	18.0	13.55	9.85	10.0	14.85
B-02	73(6)	15.0	21.02	11.00	16.0	17.00
CH-03	69(5)	15.6	12.50	8.88	10.5	13.88
CC-04	33(5)	15.0	12.00	11.18	12.5	16.18
C-05	71(6)	15.0	13.03	10.98	8.0	16.98
ER-06	77(5)	15.6	12.07	7.70	13.0	12.70
M-07	82(6)	18.0	18.01	11.09	17.5	17.09
RP-08	39(5)	15.6	15.42	11.07	12.5	16.07
SJA-09	31(9)	15.0	13.51	11.29	12.5	20.29

Discusión

Se encontró que para las duraciones cortas (5-20 minutos), la parte inicial de las curvas IDT se vuelve más sensible ante un valor de C dado. La intensidad de la lluvia muestra una disminución exponencial, con una duración de tormenta cada vez mayor. Es evidente que para una misma condición de duración y periodo de retorno, la Figura 2, Figura 3, Figura 4, Figura 5 y Figura 6 arrojarían valores diferentes de intensidad. Entonces debe existir un valor único de C para parametrizar las curvas de forma correcta.

Como ya se mencionó en la revisión de la literatura científica reflejada en la metodología, el parámetro C tiene unidades de tiempo y es un valor asociado con los estadísticos de las tormentas analizadas. Entonces, el valor correcto

de C debe ser el de alguno de los casos analizados [C-a], [C-b], [C-c] o [C-d], pero ¿Cuál de ellos? Los valores propuestos para dar un valor a C resultan similares cuando se observan las columnas [C-a], [C-b] y [C-c] prácticamente iguales, por ejemplo, para la estación CC-04. Ello indica que el valor de C que normalmente se ajusta con una regresión múltiple es un valor muy cercano al que se obtiene al ponderar con las duraciones y el número de tormentas. Esta combinación de resultados proporciona apoyo a la premisa que dice que C es un valor que logra una línea recta cuando se toman los logaritmos de las duraciones; entonces, C resulta de una modificación de la intensidad directamente proporcional al cambio de la intensidad respecto a la duración (en logaritmos).

Los valores así obtenidos para las demás estaciones se muestran en la columna [C-d] de la Tabla 3. Para verificar tales resultados, el valor de C así calculado será el correcto sólo si una fracción adicional C a la duración de tormenta mantendrá la cantidad total de precipitación (H_p). Lo anterior puede expresarse como $H_p = \int_0^C i \, dt$. Derivando esta expresión respecto a C se tiene:

$$\frac{\partial H_p}{\partial C} = i(C) \quad (7)$$

Si la cantidad total de precipitación se mantiene igual a la que se registra en las curvas IDF, entonces $H_p = C i$. Derivando esta expresión respecto a C e igualando con (7) se tiene que:

$$\frac{\partial H_p}{\partial C} = i + \left(C \frac{\partial i}{\partial C} \right) \quad (8)$$

Se comprueba que el valor correcto de C modifica la intensidad de precipitación durante la duración (d) de la fórmula de Sherman (1931) C , adicional a la duración de la tormenta.

Por último, como ejemplo, la Tabla 4 muestra los valores de las intensidades de precipitación (mm/h) calculados para diferentes periodos de retorno, estimados en la estación CH-03 para una duración de 10 minutos y diversos valores propuestos del parámetro C . Como se puede observar, la formulación propuesta para calcular C es acorde con los valores que tradicionalmente se

usan para ajustar las curvas IDF; pero en este caso, si se toma la condición [C-d], puede decirse que el valor de C tiene un significado físico de acuerdo con la duración y ocurrencia de las tormentas.

Tabla 4. Intensidades de precipitación (mm/h) para diferentes periodos de retorno estimados en la estación CH-03 para una duración de 10 minutos y diferentes valores propuestos del parámetro C .

T (años)	$C = 0$	$(C-a) = 12.5$	$(C-b) = 8.88$	$(C-c) = 10.5$	$(C-d) = 13.88$
20	74.4	48.4	53.1	50.9	46.9
10	51.6	33.5	36.8	35.2	32.5
5	35.7	23.2	25.5	24.4	22.5

Conclusiones

Los resultados de este trabajo tienen implicaciones importantes en el desarrollo futuro de las curvas IDF. Primero, C es independiente del periodo de retorno (T). Cuando se utilice la fórmula de Shermann (1931), el valor de C debe ser obtenido como una ponderación entre las duraciones de tormentas (5-20 minutos) y el número de eventos registrados más la duración típica de la tormenta más frecuente en el sitio.

Entre las futuras y posibles preguntas de investigación que pueden formularse a partir de estos resultados es que C no debe calcularse mediante métodos de regresión múltiple ni de optimización. Debe obtenerse a partir de los estadísticos de la muestra histórica de tormentas. Estos resultados ayudan a comprender que existe un significado físico en el valor del parámetro C . Aceptando que C es parte del factor de duración de la fórmula de Shermann (1931), se recomienda que estudios futuros, e incluso curvas IDF ya calculadas en sitios muy específicos, deben ser revisadas, considerando el significado físico del parámetro C .

Los resultados proporcionan soporte concluyente para determinar que el valor de C es una condición física del sitio y de la muestra de datos. C no es una variable aleatoria y debe calcularse a partir de la muestra de datos.

Los presentes hallazgos parecen ser consistentes con los de otras investigaciones, que ya encontraron valores de C muy cercanos a las duraciones y número de tormentas, pero que no habían sido explícitamente mencionados en los resultados. Por ejemplo, Olsson, Berggren, Olofsson y Viklander (2009: 374) mencionan: "la serie de tiempo de precipitaciones que permite la transferencia correcta al modelo es de **30 minutos**" y la duración de la tormenta que inicia todo el estudio es de **35 minutos**, ¿casualidad? Otra evidencia de esta conclusión se encuentra en Cheng, Wei, Cheng y Yeh (2003: 16), donde se dice que "el índice de tormentas asociado a las láminas de precipitación para las tormentas de diseño tienen una duración de **60 minutos**" y la ecuación IDF que se presenta es del tipo Koutsoyiannis *et al.* (1998), donde $C = 55$, ¿otra casualidad? Los mismos Koutsoyiannis *et al.* (1998) mencionan que el parámetro C varía entre 0 y $C_{\max} = 12d_{\min}$; ellos utilizan duraciones de tormentas en horas, su datos varían entre **0.083** h (5 minutos) y **0.167** h (10 minutos). Los resultados de su trabajo presentan dos ecuaciones IDF. Para obtener los parámetros de dichas ecuaciones utilizan el método de momentos-L y una rutina de optimización (Koutsoyiannis *et al.*, 1998: 129). Los coeficientes encontrados de C para las curvas IDF fueron $C = 0.189$ y $C = 0.143$, respectivamente.

Finalmente, respecto a las duraciones de tormenta, definir la duración de una tormenta utilizando el criterio del MIT significa dar un comportamiento arbitrario a un periodo sin lluvia, lo cual puede traer errores graves en la interpretación de las curvas IDF. Por ejemplo, si se toma un MIT = 3 horas, un evento definido como una tormenta podría contener uno o más periodos sin lluvia de casi tres horas de duración. Es claro que este enfoque no es apropiado para estudiar eventos intensos de corta duración, lo cual es cada vez más necesario, sobre todo en cuencas urbanas (Dunkerley, 2010).

Referencias

- Adamowski, K., & Bougadis, J. (2003). Detection of trends in annual extreme rainfall. *Hydrological Processes*, 17(18), 3547-3560. DOI: 10.1002/hyp.1353

- Aguilar, E., Pastor, D., Vázquez, A., & Ibarra, D. (2018). Recolección de datos meteorológicos en tiempo real mediante el uso de funciones asíncronas non-blocking. *Revista NTHE*, (24), 113-117.
- Aparicio, F. (1989). *Fundamentos de hidrología de superficie*. México, DF, México: Editorial Limusa.
- Asikoglu, O., & Benzedden, E. (2012). Simple generalization approach for intensity-duration-frequency relationships. *Hydrological Processes*, 28(3), 1114-1123. DOI: 10.1002/hyp.9634
- Bell, F. (1969). Generalized rainfall-duration-frequency relationships. *ASCE Journal of Hydraulics Division*, 95(HY1), 311-327.
- Bernard, M. (1932). Formulas for rainfall intensities of long durations. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 96, 592-624.
- Bougadis, J., & Adamowski, K. (2006). Scaling model of a rainfall intensity-duration-frequency relationship. *Hydrological Processes*, 20(17), 3747-3757. DOI: 10.1002/hyp.6386
- Burn, D. (2014). A framework for regional estimation of intensity-duration-frequency (IDF) curves. *Hydrological Processes*, 28(14), 4209-4218. DOI: 10.1002/hyp.10231
- Burn, D., & Taleghani, A. (2013). Estimates of changes in design rainfall values for Canada. *Hydrological Processes*, 27(11), 1590-1599. DOI: 10.1002/hyp.9238
- Campos, D., & Gómez, R. (1990). Procedimiento para obtener curvas IDT a partir de registros pluviométricos. *Ingeniería hidráulica en México*, 5(2), 39-52.
- Chen, C. (1983). Rainfall intensity-duration-frequency formulas. *ASCE Journal of Hydraulic Engineering*, 109(12), 1603-1621.
- Cheng, K., Wei, C., Cheng, Y., & Yeh, H. (2003). Effect of spatial variation characteristics on contouring of design storm depth. *Hydrological Processes*, 17(9), 1755-1769. DOI: 10.1002/hyp.1209
- Chocat, B. (1997). *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement*. Collection Eaux Pluviales. Paris, France: Lavoisier.
- Chow, V., Maidment, D., & Mays, L. (1994). *Hidrología aplicada*. Santa Fe de Bogotá, Colombia: McGraw-Hill.

- Cunderlik, J., & Ouarda, T. (2007). Regional flood-rainfall duration-frequency modeling at small ungaged sites. *Journal of Hydrology*, 345(1-2), 61-69. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2007.07.011
- Dunkerley, D. (2008a). Identifying individual rain events from pluviograph records: A review with analysis of data from an Australian dryland site. *Hydrological Processes*, 22(26), 5024-5036. DOI: 10.1002/hyp.7122
- Dunkerley, D. (2008b). Rain event properties in nature and in rainfall simulation experiments: A comparative review with recommendations for increasingly systematic study and reporting. *Hydrological Processes*, 22(22), 4415-4435. DOI: 10.1002/hyp.7045
- Dunkerley, D. (2010). How do the rain rates of sub-event intervals such as the maximum 5 and 15-min rates (I5 or I30) relate to the properties of the enclosing rainfall event? *Hydrological Processes*, 24, 2425-2439. DOI: 10.1002/hyp.7650
- Gil, S., Ramírez, G., Muñoz, M., & González, S. (2018). Implementación de un modelo de datos para el almacenamiento de información climatológica en el estado de Querétaro. *Revista NTHE*, (24), 16-19.
- Hanel, M., & Máca, P. (2014). Spatial variability and interdependence of rain event characteristics in the Czech Republic. *Hydrological Processes*, 28, 2929-2944. DOI: 10.1002/hyp.9845
- Hershfield, D. (1962). Extreme rainfall relationships. *ASCE Journal of Hydraulics Division*, 88(HY6), 73-92.
- Jones, D., & Sims, A. (1978). Climatology of instantaneous rainfall rates. *Journal of Applied Meteorology*, 17, 1135-1140.
- Koutsoyiannis, D., Kozonis, D., & Manetas, A. (1998). A mathematical framework for studying rainfall intensity-duration-frequency relationships. *Journal of Hydrology*, 206(1-2), 118-135. DOI: 10.1016/s0022-1694(98)00097-3
- Liew, S., Raghavan, S., & Liong, S. (2013). How to construct future IDF curves, under changing climate, for sites with scarce rainfall records? *Hydrological Processes*, 28(8), 3276-3287, DOI: 10.1002/hyp.9839
- Linsley, R., Kohler, M., & Paulhus, J. (1949). *Applied hydrology*. New York, USA: McGraw-Hill.

- Lopcu, Y. (2007). *Modeling the intensity-duration-frequency relationships of annual maximum storms*. (MSc Thesis). Dokuz Eylul University, Izmir, Turkey.
- Mendoza, C., Trasviña, J., & Gutiérrez-López, A. (2018). Empleo del algoritmo GRG Nonlinear en el cálculo de intensidades de lluvia. *Revista NTHE*, (24), 11-15.
- Olsson, J., Berggren, K., Olofsson, M., & Viklander, M. (2009). Applying climate model precipitation scenarios for urban hydrological assessment: A case study in Kalmar City, Sweden. *Atmospheric Research*, 92, 364-375. DOI: 10.1016/j.atmosres.2009.01.015
- Pereyra-Díaz, D., Pérez-Sesma, J., & Gómez-Romero, L. (2004). Ecuaciones que estiman las curvas intensidad-duración-periodo de retorno de la lluvia. *GEOS* 24(1), 46-56.
- Pizarro, R., Aravena, D., Macaya, K., Abarza, A., Cornejo, M., Labra, M., Pavez, M., & Román, L. (2007). *Curvas intensidad-duración-frecuencia para la zona centro sur de Chile*. PHI-VI Documento Técnico N° 7. Montevideo, Uruguay: Programa Hidrológico Internacional de UNESCO (PHI) para América Latina y el Caribe.
- Pizarro, R., Valdés, R., García-Chevesich, P., Vallejos, C., Sangüesa, C., Morales, C., Balocchi, F., Abarza, A., & Fuentes, R. (2012). Latitudinal analysis of rainfall intensity and mean annual precipitation in Chile. *Chilean Journal of Agricultural Research*, 72(2), 252-261.
- Pizarro, R., Sangüesa, C., Bro, P., Ingram, B., Vera, M., Vallejos, C., Morales, C., Olivares, C., Balocchi, F., Fuentes, R., Mendoza, R., Abarza, A., & Valdés, R. (2013). *Curvas intensidad-duración-frecuencia para las regiones Metropolitana, Maule y Biobío. Intensidades desde 15 minutos a 24 horas*. PHI-VII Documento Técnico N° 29. Montevideo, Uruguay: Programa Hidrológico Internacional de UNESCO (PHI) para América Latina y el Caribe.
- Pizarro, R., Valdés, R., Abarza, A., & Garcia-Chevesich, P. (2015). A simplified storm index method to extrapolate intensity-duration-frequency (IDF) curves for ungauged stations in central Chile. *Hydrological Processes*, 29(5), 641-652. DOI: 10.1002/hyp.10187
- Puricelli, M. (2018). Rainfall extremes modeling under shortage of data and uncertainty in the Pampean region (Argentina). *Cuadernos de Investigación Geográfica*, 44(2), 719-742. DOI: 10.18172/cig.3371

- Sane, Y., Panthou, G., Bodian, A., Vischel, T., Lebel, T., Dacosta, H., Guillaume, Q., Catherine, W., Ousmane, N., Diongue-Niang, A., & Mariane, D. (2018). Intensity-duration-frequency (IDF) rainfall curves in Senegal. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 18(7), 1849-1866. DOI: 10.5194/nhess-18-1849-2018
- Seong, K. (2014). Deriving a practical form of IDF formula using transformed rainfall intensities. *Hydrological Processes*, 28, 2881-2896. DOI: 10.1002/hyp.9806
- Sherman, C. (1931). Frequency and intensity of excessive rainfall at Boston, Mass. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 95(1), 951-960.
- Silveira, L., Usera, G., Alonso, J., Scavone, M., Chreties, C., Perera, G., & González, M. (2014). Nuevas curvas intensidad-duración-frecuencia de precipitación para el departamento de Montevideo, Uruguay. *Agrociencia Uruguay* 18(1), 113-125.
- Soulis, E., Sarhadi, A., Tinel, M., & Suthar, M. (2016). Extreme precipitation time trends in Ontario, 1960-2010. *Hydrological Processes*, 30(22), 4090-4100. DOI: 10.1002/hyp.10969
- Sumner, G. (1978). The prediction of short-duration storm rainfall intensity maxima. *Journal of Hydrology*, 37(1-2), 91-100. DOI: 10.1016/0022-1694(78)90098-7
- Svensson, C., Clarke, R., & Jones, D. (2007). An experimental comparison of methods for estimating rainfall intensity-duration-frequency relations from fragmentary records. *Journal of Hydrology*, 341(1-2), 79-89. DOI: 10.1016/j.jhydrol.2007.05.002
- Wenzel, H. (1982). Rainfall for urban storm water design. In: *Urban storm water hydrology* (pp. 35-67). Water Resources Monograph 7. Washington DC, USA: American Geophysical Union.

DOI: 10.24850/j-tyca-2019-06-02

Artículos

Correlación canónica entre volúmenes de almacenamiento en presas e intensidades de precipitación durante huracanes

Canonical correlation between storage volumes in dams and precipitation intensities during hurricanes

Juan Pablo Molina-Aguilar¹

Alfonso Gutiérrez-López²

Ivonne Monserrat Cruz Paz³

¹Universidad Autónoma de Querétaro, México,
valnabar@hotmail.com, ORCID 0000-0002-9607-6274

²Universidad Autónoma de Querétaro, México,
alfonso.gutierrez@uaq.mx, ORCID 0000-0003-2770-8642

³Universidad Autónoma de Querétaro, México, redciaq@uaq.mx
ORCID 0000-0002-7165-1287

Autor para correspondencia: Alfonso Gutiérrez-López,
alfonso.gutierrez@uaq.mx

Resumen

La operación y seguridad de presas han sido de gran importancia en México durante muchos años. Las políticas de operación en presas son ampliamente estudiadas en la hidráulica moderna. Los eventos extremos que afectan al país provocan que dichas políticas se revisen año con año. Este trabajo presenta una aplicación de la técnica multivariada de análisis canónico para correlacionar los valores de intensidad de precipitación durante un evento huracanado, calculados con la técnica del hidroestimador, con la variación de los volúmenes dentro de un embalse, sin utilizar características paramétricas de las cuencas de aportación. Se presenta el caso del huracán *Carlotta* (junio 2012), obteniendo la estimación del volumen de los almacenamientos en las presas Ing. Carlos Ramírez Ulloa, Valerio Trujano, Tepuxtepec e Infiernillo. Los resultados muestran una correlación superior a 0.90 en la relación existente de las

intensidades de precipitación huracanada y la evolución de los niveles en presas. Estos resultados permiten considerar al análisis canónico como una alternativa para detallar las políticas de operación de presas en México.

Palabras clave: correlación canónica, variables canónicas, eigenvalor, huracanes, presa, volumen de almacenamiento

Abstract

The operation and the security of dams have been of great importance in Mexico for many years. The policies of operation in dams are widely studied in modern hydraulics. The extreme events that affect our country cause these policies to be reviewed year after year. The present work presents an application of the multivariate technique of Canonical Analysis to correlate the values of intensity of precipitation during a hurricane event, calculated with the technique of the hydrostatimotor, with the variation of the volumes inside a reservoir, without using parametric characteristics of the contribution basins. The case of Hurricane Carlotta (June 2012) is presented, obtaining the estimation of the volume of storage in the dams: Ing, Carlos Ramírez Ulloa, Valerio Trujano, Tepuxtepec, and Infiernillo. The results show a correlation higher than 0.90 in the existing relationship of the hurricane rainfall intensities and the evolution of levels in dams. These results allow us to consider the Canonical Analysis, as an alternative to detail the policies of operation of dams in Mexico.

Keywords: Canonical correlation analysis (CCA), canonical variables, eigenvalue, hurricane season, dam, storage volume

Recibido: 02/08/2018

Aceptado: 26/03/2019

Introducción

El análisis de correlación canónico (*canonical correlation analysis*, CCA), es una técnica utilizada en casi todas las disciplinas

relacionadas con los recursos hídricos. En la actualidad, el CCA se utiliza para describir la relación que existe entre variables climatológicas, fisiográficas y ambientales que intervienen en el proceso lluvia-escurrimiento en el entorno regional de una cuenca (Barnston & Ropelewski, 1992; Roundy, Yuan, Schaake, & Wood, 2015). Este complejo mecanismo de respuesta de una cuenca no es fácil de estudiar. Para conseguir un íntegro conocimiento de los procesos del ciclo hidrológico es frecuente llevar a cabo estudios de regionalización hidrológica, lo que permite cuantificar la correlación y homogeneidad entre las variables mencionadas (Kamali-Nezhad *et al.*, 2010; Archfield, Pugliese, Castellarin, Skoslashien, & Kiang, 2013). El CCA, al igual que otras técnicas multivariadas empleadas en la hidrología, como el análisis de componentes principales (*empirical orthogonal function*, EOF); análisis de correspondencia (*correspondence analysis*, CA), y el análisis factorial de correspondencia (*correspondence factorial analysis*, AFC), permiten conocer no sólo la correlación y homogeneidad sino también la estructura de las variables contenidas en un modelo hidrológico dentro de un espacio invariante (Yu, Chu, & Schroeder, 1997; Shu & Ouarda, 2007). Estas técnicas estadísticas son de gran utilidad en la hidrología moderna y se basan en el cálculo numérico de un conjunto de variables, por ejemplo, caudales y niveles, representadas en un modelo matemático a partir de una combinación lineal de variables independientes, como lámina de lluvia, intensidad de precipitación, temperaturas, etcétera (Steinhorst & Williams, 1985). La ventaja principal de esta formulación es que no hay necesidad de establecer a priori qué combinación de variables independientes se relacionan con los valores de entrada (Sharif, Burn, & Hofbauer, 2013). La mejor combinación lineal de la mejor correlación se encuentra durante el desarrollo de la metodología del CCA. Asimismo, el análisis define, de entre todas las variables que miden el rendimiento del sistema, cuál es la mejor forma de combinarlas linealmente (Fiering, 1982).

Los modelos de lluvia-escurrimiento han sido ampliamente utilizados como herramientas para la predicción de caudales torrenciales en cuencas urbanas y cuencas de gran capacidad de drenaje (Licznar, De Michele, & Adamowski, 2015). Recientemente, la evaluación del impacto ambiental que sufre una cuenca hidrológica, producto de un posible cambio climático, es también estudiado, evaluando las respuestas del proceso lluvia-escurrimiento (Marzban, Sandgathe, & Doyle, 2014). Hoy día, la respuesta de una cuenca a la entrada de precipitación es de gran importancia y se utiliza en la ingeniería para el diseño de obras hidráulicas, como presas, por ejemplo, para el abastecimiento o control de avenidas. Por lo general se sigue un

procedimiento de dos etapas: parametrización del modelo utilizando un conjunto de observaciones meteorológicas históricas y datos de escurrimiento a través de la calibración del modelo; así como la implementación de un modelo calibrado para predicción de la entrada de avenidas en el embalse (Hundecha, Ouarda, & Bárdossy, 2008). En años recientes, en México, este procedimiento de estimar avenidas de ingreso a un almacenamiento ha sido estudiado ampliamente; incluso cálculos con un tránsito inverso en el embalse han servido para verificar eventos de diseño. Derivado de estos estudios se han puesto en marcha algoritmos para determinar la función de respuesta en una cuenca, y con ayuda de la parametrización de modelos lluvia-escurrimientos proponer políticas de operación en grandes presas en el país (Morales-Velázquez, Aparicio, & Valdés, 2014).

En México existen más de 5 000 presas y bordos. Si se concentra el volumen de agua en las 180 presas más grandes del país, se tendría el 80% del almacenamiento total del país y esto equivale a 150 000 hm³ (Conagua, 2016). La Conagua, como autoridad responsable de la administración en materia de aguas nacionales y sus bienes públicos inherentes, ve la necesidad de conservar y, en su caso, mejorar la seguridad de las presas por medio de instrumentos regulatorios tendientes a mitigar los posibles efectos negativos o daños a terceros debidos a una descarga de sus obras de desfogue, o a su falla parcial o total, que pudiera provocar pérdida de vidas humanas o daño a zonas urbanas, infraestructura, y medio ambiente. El artículo 100 de la Ley de Aguas Nacionales establece que la Comisión Nacional del Agua elaborará normas, o realizará las acciones necesarias para evitar que la construcción u operación de una obra hidráulica altere desfavorablemente las condiciones de una corriente, o ponga en peligro la vida de las personas y la seguridad de sus bienes, o la integridad de los ecosistemas (NMX-AA-175-SCFI-2015).

De esta forma, se ha propuesto una serie de tres normas que permite evaluar la seguridad de presas en México; sin embargo, la parte de estudiar los fenómenos extremos que inciden en estas estructuras hidráulicas es poco estudiada. En su primera parte, la norma establece los requisitos que deben cumplir las presas en operación en el territorio nacional para determinar su grado de riesgo o potencial de daños en la zona de posible inundación aguas abajo debido a la operación, falta de mantenimiento o de cuidado de las presas por una descarga, o por falla parcial o total de la presa (NMX-AA-175-SCFI-2015).

En la segunda parte se detallan las inspecciones de seguridad de presas que son indispensables, y se realizan para determinar las

condiciones estructurales u operacionales de una presa o de alguna de sus partes (Ribeiro-Corréa, Cavadias, Clément, & Rousselle, 1995). El tipo de inspección realizado dependerá de su propósito. Esta norma mexicana establece las especificaciones técnicas que deben cumplir las presas en operación en el territorio nacional para determinar el plan de inspección de presas (NMX-AA-175/2-SCFI-2016).

En la tercera parte se formula la necesidad de contar con un Plan de Acción ante Emergencias (PAE) para coordinar las acciones que se deben realizar, a fin de proporcionar una notificación o advertencia para una evacuación en caso de emergencia; evitar o reducir la pérdida de vidas humanas y daños materiales o ambientales en el entorno geográfico de la presa preliminarmente en riesgo alto, o cuya clasificación formal de consecuencias por su potencial de daños sea alta. Esta norma mexicana establece los requisitos que se deben cumplir en la elaboración e implantación de un PAE para una presa; para su aplicación en caso de una descarga extraordinaria; la inadecuada operación de las obras accesorias; la eventual falla de alguno de los componentes de la presa, o la invasión de los cauces, de conformidad con lo establecido en la Ley General de Protección Civil (NMX-AA-175/3-SCFI-2017). Estas normas mexicanas son aplicables a los concesionarios, asignatarios, administradores, y usuarios formales e informales de las presas en operación dentro del territorio nacional y corresponde a éstos observar su cumplimiento.

Con esta normativa, es claro que México trabaja hacia la prevención de desastres y la seguridad de presas. Aldama y Ramírez (1999) definieron la solución probabilística a la estimación de hidrogramas de avenidas de diseño, emplearon un análisis de frecuencias conjunto de gastos y volúmenes, ambos máximos anuales. Desarrollando con ello una solución bivariada (Aldama, Ramírez, Aparicio, Mejía, & Ortega, 2006), para diseñar y revisar vertedores de 16 presas, cuyo periodo de retorno conjunto fuese de 10 000 años. En un estudio complementario, Campos-Aranda (2010) identificó los patrones de comportamiento estadístico en las soluciones bivariadas previamente referidas, desarrollando con ello un análisis crítico de las mismas. Lo anterior llevó a un procedimiento para diseñar o revisar vertedores de presas medianas o pequeñas ante la ausencia de datos hidrométricos del sitio, y contando con datos regionales de gastos máximos anuales. De aquí que en México, al ser tan vulnerable por fenómenos extremos, es necesario detallar estudios de seguridad de presas y la combinación de estudios multivariantes.

En México, 224 ciclones tropicales impactaron en las costas entre 1970 y 2015. En la temporada de huracanes 2015, el de mayor categoría que impactó fue *Patricia* (H4) (Conagua, 2016).

Es importante mencionar que las condiciones y usos de suelo en las cuencas que se tenían en 2015, cuando ocurrió este huracán, no son las mismas que se tienen hoy día, por lo que alguna correlación obtenida con datos actuales y de 2015 podría no ser válida, y por lo tanto un pronóstico de volúmenes dentro de un embalse bajo estas condiciones sería poco confiable.

Lo anterior lleva a plantear una hipótesis, donde la evolución de los volúmenes de almacenamiento en los mismos intervalos de tiempo en los que ocurre una lluvia huracanada podría describir el comportamiento hidrológico instantáneo de la cuenca de aportación. Se dice instantáneo, ya que las imágenes de los huracanes están disponibles en un intervalo de tiempo mínimo de 15 minutos. Asimismo, se acepta que el volumen de agua dentro del embalse de una presa tiene una correlación directa con la intensidad de precipitación y representa la respuesta física de la cuenca. Tal respuesta está condicionada por diversos factores, como cobertura vegetal, tipo y uso de suelo, y las características geomorfológicas del sitio, entre otros. Es decir, la precipitación es el origen del escurrimiento que finalmente ingresa a la presa; por esta razón, se acepta que el cambio de almacenamiento refleja las características fisiográficas, climatológicas y ambientales de la cuenca.

Sin pretender proponer un modelo lluvia-escurrimiento, el objetivo del presente trabajo es correlacionar los valores de intensidad de precipitación durante un evento huracanado (calculados con un hidroestimador), con los volúmenes dentro de un embalse. Esta estimación del volumen de almacenamiento en presas durante la temporada de huracanes, empleando correlación canónica, puede ser una alternativa para revisar políticas de operación de presas en México.

Metodología

Análisis de correlación canónica

El análisis de correlación canónica fue desarrollado como una nueva técnica multivariada, en donde se utilizan los valores y vectores propios (*eigenvectores*) para analizar de modo directo gradientes multiescalas (Sun & Kim, 2016). Se trata de una generalización al coeficiente de correlación de momento de producto de Karl Pearson (Rice, 1972), que establece la proporción de variabilidad compartida midiendo el grado de covarianza entre distintas variables linealmente relacionadas (Pontasch, Smith, & Cairns, 1989; DelSole & Chang, 2003).

Mediante el análisis estadístico lineal de múltiples variables se establece la relación óptima entre dos conjuntos (Friederichs & Hense, 2003): la correlación simultánea de p variables dependientes a razón de q variables independientes. Se lleva a cabo mediante la combinación lineal de ambos conjuntos, estableciendo vectores de peso que maximizan su coeficiente de correlación (Cavadias, Ouarda, Bobée, & Girard, 2001; Ntale, Gan, & Mwale, 2003).

El primer conjunto agrupa las variables independientes $X = (x_1, x_2, \dots, x_p)$; mientras que el segundo conjunto agrupa las variables dependientes $Y = (y_1, y_2, \dots, y_q)$. Ambos se correlacionan a través de las variables compuestas U y W , definidas como variables canónicas (Gabriel, 1972). Dichas variables canónicas son el resultado del producto de la transpuesta de los vectores de pesos $a = (a_1, a_2, \dots, a_p)$ y $b = (b_1, b_2, \dots, b_p)$ por el conjunto de variables dependientes e independientes, respectivamente, lográndose su combinación lineal, y que presentarán su máxima varianza al mostrar ortogonalidad entre ambas.

$$U = (a_1, a_2, \dots, a_p) \begin{pmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_p \end{pmatrix} = a_1 x_1 + a_2 x_2 + \dots + a_p x_p = a^T X \quad (1)$$

$$W = (b_1, b_2, \dots, b_p) \begin{pmatrix} y_1 \\ y_2 \\ \vdots \\ y_p \end{pmatrix} = b_1 y_1 + b_2 y_2 + \dots + b_p y_p = b^T Y \quad (2)$$

Conforme a lo anterior, se define la matriz de varianzas-covarianzas muestrales de tamaño $p \times q$, que corresponde a ambos conjuntos de

variables (Ouarda, Girard, Cavadias, & Bobée, 2001), precisando que $C_{YX} = C_{XY}^T$.

$$V = \begin{pmatrix} C_{XX} & C_{XY} \\ C_{YX} & C_{YY} \end{pmatrix} \quad (3)$$

De tal forma que el coeficiente de correlación entre las variables canónicas se denomina coeficiente de correlación canónica y queda definido como:

$$\text{corr}(U, W) = \frac{\text{cov}(U, W)}{\sqrt{\text{var}(U)}\sqrt{\text{var}(W)}} = \frac{a^T C_{XY} b}{\sqrt{a^T C_{XX} a} \sqrt{b^T C_{YY} b}} \quad (4)$$

En la ecuación (4) se observan dos restricciones de normalización para determinar los vectores de peso que favorecen su maximización (Khalil, Ouarda, & St-Hilaire, 2011).

$$\text{var}(U) = a^T C_{XX} a = 1 \quad (5)$$

$$\text{var}(W) = b^T C_{YY} b = 1 \quad (6)$$

La solución al problema de correlación canónica considerando las restricciones de normalización se reduce a maximizar:

$$\text{corr}(U, W) = a^T C_{XY} b \quad (7)$$

Dicha maximización se realiza empleando la función Lagrangiana de dos parámetros:

$$L(a, b) = a^T C_{XY} b - \tau_1 (a^T C_{XX} a - 1) - \tau_2 (b^T C_{YY} b - 1) \quad (8)$$

El proceso implica la obtención de los gradientes multivariados, partiendo de la ecuación (8) en términos de ambos vectores de pesos de solución:

$$\frac{\partial L(a,b)}{\partial a} = C_{XY}b - 2\tau_1 C_{XX}a = 0 \quad (9)$$

$$\frac{\partial L(a,b)}{\partial b} = C_{XY}^T a - 2\tau_2 C_{YY}b = 0 \quad (10)$$

Ambos gradientes permiten establecer un sistema de ecuaciones que determina los vectores de peso a y b que maximizan la ecuación (7).

$$C_{XY}b = 2\tau_1 C_{XX}a \quad (11)$$

$$C_{XY}^T a = 2\tau_2 C_{YY}b \quad (12)$$

Para la solución se consideran las ecuaciones (5) y (6) para multiplicar, respectivamente, las ecuaciones (11) y (12), utilizando los vectores transpuestos para su simplificación:

$$(C_{XY}b = 2\tau_1 C_{XX}a)a^T = a^T C_{XY}b = 2\tau_1 \quad (13)$$

$$(C_{XY}^T a = 2\tau_2 C_{YY}b)b^T = b^T C_{XY}^T a = 2\tau_2 \quad (14)$$

Desarrollando el segundo miembro de las ecuaciones (13) y (14), se obtiene el escalar que facilita la solución y garantiza las restricciones de normalización:

$$(a^T C_{XY}b)^T = b^T C_{XY}^T a = 1 \quad (15)$$

Ambas ecuaciones son equivalentes, definidas por el eigenvector $\lambda = 2\tau_1 = 2\tau_2$; por lo tanto, se pueden reescribir las ecuaciones (11) y (12) de la forma:

$$C_{XY}b = \lambda C_{XX}a \quad (16)$$

$$C_{XY}^T a = \lambda C_{YY}b \quad (17)$$

Reduciéndose el sistema, al despejar el vector a de la ecuación (16) y sustituyéndolo en la ecuación (17), se tiene:

$$\begin{aligned} C_{XY}^T \left[\frac{1}{\lambda} C_{XX}^{-1} C_{XY} b \right] &= \lambda C_{YY} b \\ C_{YY}^{-1} C_{XY}^T C_{XX}^{-1} C_{XY} b - \lambda^2 b &= 0 \end{aligned} \quad (18)$$

De manera análoga, al despejar el vector b de la ecuación (17) y sustituirlo en la ecuación (16) se obtiene:

$$C_{XX}^{-1} C_{XY} C_{YY}^{-1} C_{XY}^T a - \lambda^2 a = 0 \quad (19)$$

La solución de las ecuaciones (18) y (19) permite obtener los vectores a y b , que representan los eigenvectores que maximizan la correlación de las variables canónicas para el conjunto de variables del problema.

El análisis estadístico temporal y espacial de la información necesaria para llevar a cabo la correlación canónica se hizo conformando y ordenando las series temporales de variables, de tal forma que se generaran dos conjuntos, que correspondieron a las variables canónicas, y obteniéndose los eigenvalores y eigenvectores que permiten maximizar la correlación entre ambas, estableciéndose el grado de relación existente entre ambos grupos de variables.

Huracán *Carlotta*

El huracán *Carlotta* tuvo su inicio formativo la noche del 13 de junio de 2012, a partir de la depresión tropical núm. 3-E, a 560 km de Tapachula, Chiapas, avanzando hacia la costa de Oaxaca, alcanzando categoría II en las cercanías de Puerto Ángel. Al desplazarse hacia el oeste-noroeste incursionó en la región montañosa del estado de Guerrero, degradándose en la mañana del 16 de junio a depresión tropical, con ubicación a 80 km al noreste de Acapulco, iniciando así su proceso de disipación (SMN, 2012).

Para establecer la influencia temporal y espacial del huracán *Carlotta* conforme a la trayectoria descrita en las cercanías de los estados de Guerrero y Michoacán (Figura 1) sobre las presas de almacenamiento en esta zona, se obtuvo la información de los boletines de seguimiento emitidos por la Administración Nacional Oceánica y Atmosférica (Pasch & Zelinsky, 2012). A partir de esta información, se construyeron series temporales de las variables de la posición geográfica que corresponden a la longitud (Long.) y latitud (Lat.); además, se utilizaron las características de magnitud del fenómeno, que corresponden a la presión barométrica (PB) y velocidad de sus vientos (VV) (Tabla 1).



Figura 1. Trayectoria del huracán *Carlotta* del 13 a 16 de junio de 2002 en los estados de Guerrero y Michoacán, México.

Tabla 1. Registro de los boletines de seguimiento del huracán *Carlotta* por parte del Servicio Meteorológico Nacional, en coordinación con el Centro Nacional de Huracanes.

Boletín	Fecha/hora	Lat.	Long.	PB	VV
		°	°	mb	km/h
1	13-06-2012 / 22:00	9.4	-92.4	1005.33	55
2	14-06-2012 / 04:00	10.3	-93.3	1003.67	65
3	14-06-2012 / 07:00	10.6	-93.4	1002.67	70
4	14-06-2012 / 10:00	10.9	-93.6	1001.67	75
5	14-06-2012 / 13:00	11.3	-93.8	1000.67	80

6	14-06-2012 / 16:00	11.8	-94.2	999.67	85
7	14-06-2012 / 16:00	12.1	-94.5	998.17	85
8	14-06-2012 / 22:00	12.5	-94.7	995.67	100
9	15-06-2012 / 01:00	12.8	-95.0	993.83	110
10	15-06-2012 / 04:00	13.2	-95.3	993.33	110
11	15-06-2012 / 07:00	13.5	-95.6	992.17	110
12	15-06-2012 / 10:00	14	-96.0	989.67	130
13	15-06-2012 / 13:00	14.4	-96.2	986.33	135
14	15-06-2012 / 16:00	14.8	-96.3	981.33	165
15	15-06-2012 / 19:00	15.5	-96.6	976.33	165
16	15-06-2012 / 22:00	15.9	-97.2	972.86	150
17	16-06-2012 / 01:00	16.4	-97.9	977.00	130
18	16-06-2012 / 04:00	16.6	-98.4	980.00	120
19	16-06-2012 / 07:00	17.2	-99.3	985.33	75
20	16-06-2012 / 10:00	17.5	-99.5	994.67	55

La variación de los volúmenes en las presas de almacenamiento de la zona de impacto y disipación se hicieron evidentes por la influencia del huracán *Carlotta* (Figura 2, Tabla 2). La revisión del comportamiento histórico en el Sistema de Seguridad de Presas de la Comisión Nacional del Agua permitió la selección de las presas Ing. Carlos Ramírez Ulloa (El Caracol) y Valerio Trujano (Tepecoacuilco) en el estado de Guerrero, así como las presas Infiernillo y Tepuxtepec en Michoacán, para desarrollar el análisis de correlación canónica, utilizando además información proveniente de imágenes satelitales para el pronóstico de intensidad sobre su ubicación geográfica (Zhao, 2015; Rana, Renwick, McGregor, & Singh, 2018).

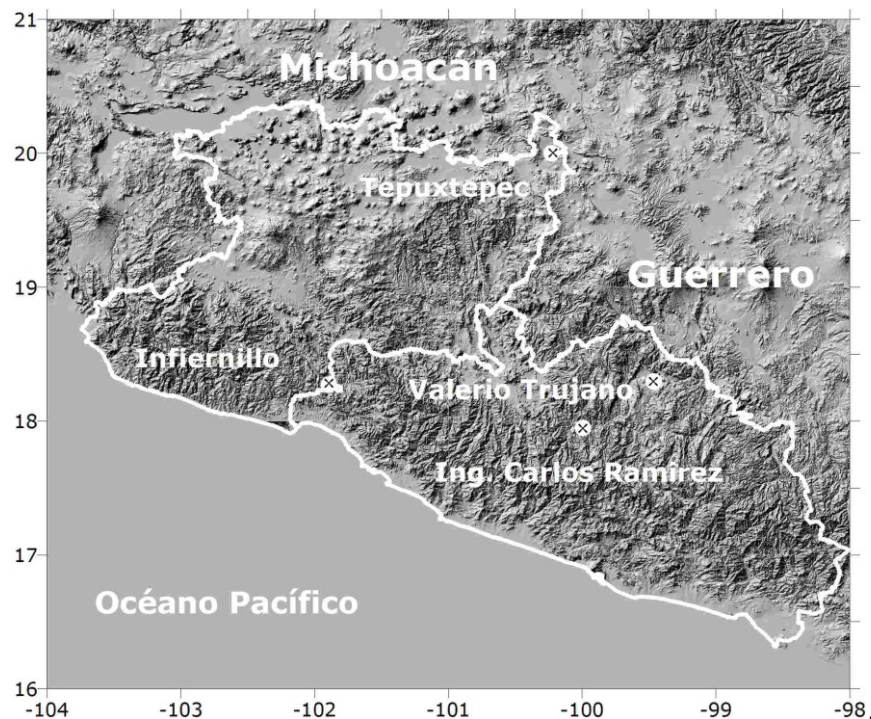


Figura 2. Ubicación geográfica de las presas de estudio en los estados de Guerrero y Michoacán, México.

Tabla 2. Registro de almacenamiento diario registrado durante el huracán *Carlotta* por el Sistema de Seguridad de Presas.

Nombre oficial (nombre común)	Ubicación		Capacidad de almacenamiento diario (hm ³)			
	Long.	Lat.	13	14	15	16
Ing. Carlos Ramírez Ulloa	-99.995	17.948	1012.6	989.6	987.2	969.3
Valerio Trujano	-99.466	18.296	11.91	11.84	11.8	11.77
Tepuxtepec	-100.23	20.000	283.28	283.28	282.84	282.94
Infiernillo	-101.89	18.272	2 817.94	2 817.94	2 827.65	2 872.65

Imágenes satelitales

Se identificó el comportamiento de la evolución geométrica sobre ambos territorios estatales y de manera particular en la posición geográfica de las presas de estudio utilizando imágenes digitales GOES-13, las cuales fueron proporcionadas por el Departamento de Percepción Remota del Servicio Meteorológico Nacional (SMN) de la

Comisión Nacional del Agua (Conagua). Dichas imágenes son captadas en datum WGS84 sin tratamiento, con formato raw y comprimida en BZ2 por su tamaño; la nomenclatura asignada es acorde con la fecha y hora en que fue tomada, asignándole extensión PCX (Meza, Curiel, González, & Álvarez, 2014).

Las imágenes presentan en la referencia geográfica, en su esquina superior izquierda, las coordenadas 36.4768° de latitud y -122.2590° de longitud. En su esquina inferior derecha son 14.1118° de latitud y -79.0817° de longitud, en una resolución de 8 bits, delimitada a 1 280 píxeles para la longitud y 817 píxeles para la latitud. El tamaño de cobertura aproximada es de 2.36 km por lado. Respecto a las características del espectro infrarrojo (canal 4), presenta valores de brillo que van de 0 a 255, igual con su nivel digital (Meza *et al.*, 2014). La Figura 3 muestra la imagen infrarroja satelital de mayor intensidad del huracán *Carlotta*, que corresponde al boletín 9 emitido por la NOAA.

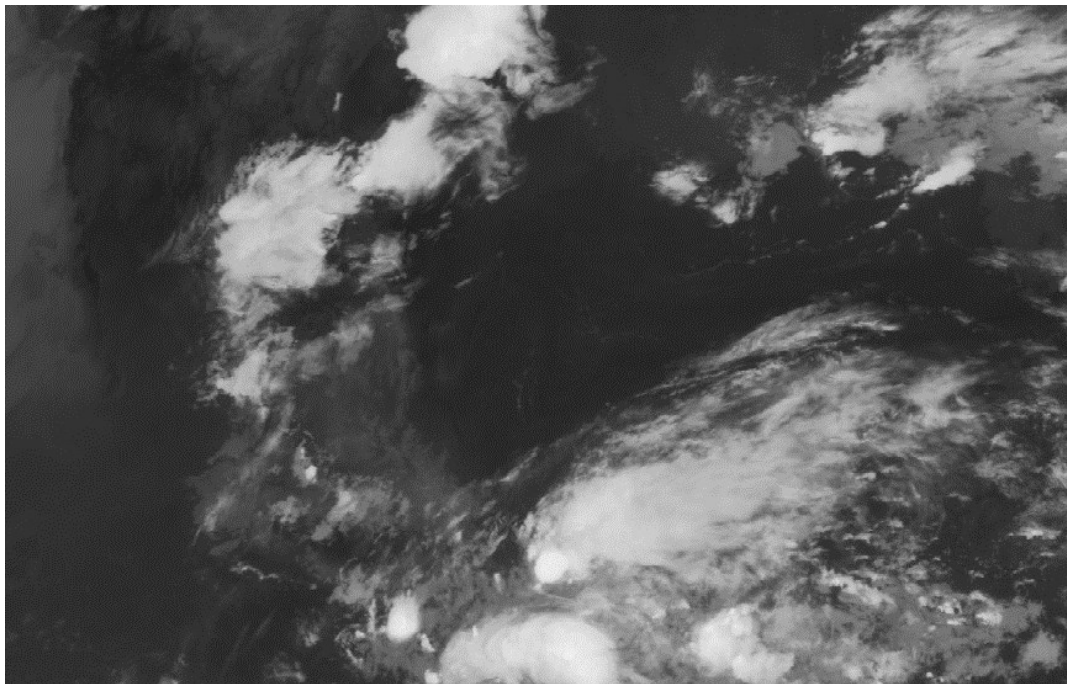


Figura 3. Imagen infrarroja satelital de mayor intensidad del huracán *Carlotta*.

Series temporales de información satelital

La lectura de los valores digitales de los píxeles de posición de las presas respecto de la imagen satelital y la obtención del pronóstico de intensidad de lluvia se llevó a cabo mediante el algoritmo de la técnica hidroestimador. Dicha técnica se desarrolló a partir de observaciones en la zona central de las grandes planicies de EUA de mayo a junio de 1995, a través de la estimación instantánea de lluvia en radares superficiales y las temperaturas del tope de la nube a través de imágenes satelitales, logrando establecerse una regresión estadística de dichas estimaciones (Scofield & Kuligowski, 2003).

$$R = 1.1183 * 10^{11} e^{-0.036382T^{1.2}} \quad (20)$$

En la ecuación (20), la variable R representa la intensidad de lluvia en milímetros por hora; T es la temperatura del tope de las nubes en grados Kelvin $195^0K < T < 260^0K$, que depende del brillo del píxel (B) en la imagen, considerando que si $B > 176$, entonces $T = 418 - B$; caso contrario, si $B \leq 176$, entonces $T = 330 - (B/2)$.

Se aplicó la ecuación (20) para los píxeles de las imágenes de satélite que corresponden a la hora y fecha de emisión de boletines, obteniéndose la serie temporal de la intensidad estimada en la posición geográfica de las presas consignadas (Tabla 2), así como identificar la cantidad de píxeles que conforman las siete zonas de evolución geométrica acorde con la intensidad de lluvia y que están asociadas con los rangos de la escala de niveles digitales (ND) de brillo mostrados en la Tabla 3, propuesto para identificar las zonas del huracán, denominándose (Z0) al centro del huracán y (Z6) la parte externa de la nubosidad (Molina-Aguilar & Gutiérrez-López, 2017). La Figura 4 muestra la imagen satelital que corresponde al boletín de seguimiento número 9, interpretada en escala de intensidades, en la cual se observa la posición geográfica de las presas ubicadas en los estados de Guerrero y Michoacán.

Tabla 3. Escala de nivel digital propuesta para la interpretación de las imágenes satelitales y la identificación de zonas de evolución geométrica durante el huracán *Carlotta*.

Zona geométrica	Z6	Z5	Z4	Z3	Z2	Z1	Z0
Brillo	100-125	126-150	151-175	176-200	201-225	226-235	236-255

(ND)							
Intensidad (mm/h)	0.00- 0.01	0.01- 0.07	0.08- 0.36	0.37- 8.65	8.66- 90.12	90.13- 107.81	> 107.82

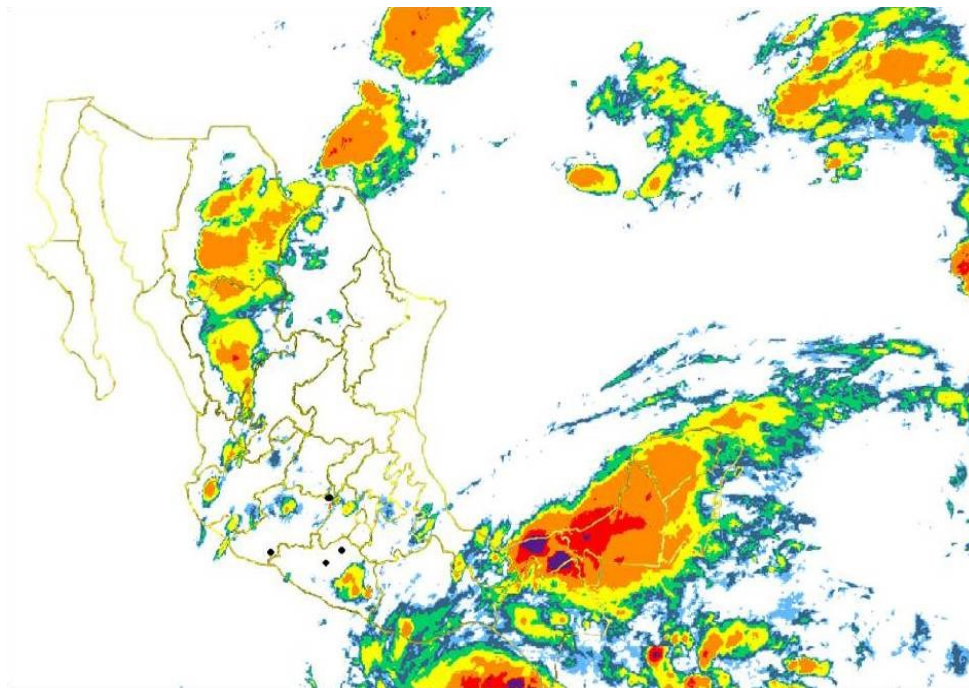


Figura 4. Imagen de satélite interpretada en escala de intensidades para las presas (●) ubicadas en los estados de Guerrero y Michoacán, México.

La identificación y lectura de las zonas de evolución del huracán con base en su extensión nubosa se hace en primera instancia definiendo un umbral para el nivel digital del brillo en 100. A partir de este valor se realiza el pronóstico de intensidad de lluvia medible por los sensores de las estaciones climatológicas convencionales o automáticas en superficie. Para relacionar dicha lectura con un sitio de interés, se efectúa la proyección de las coordenadas geográficas a la proyección Geos, en la cual se encuentra la imagen satelital, de tal manera que se establezca su posición terrestre con el pixel utilizando un *script* en lenguaje *R* conforme a las características del sensor del satélite ambiental geoestacionario operacional (GOES-13), que da cobertura a la república mexicana (Molina-Aguilar, Gutiérrez-López, & Trejo-Alonso, 2018a).

Después, usando una rutina programada en el mismo lenguaje *R*, se transforma la imagen de su formato nativo con extensión *.pcx* a

imagen con formato *.jpg*, el cual se lee como matriz de píxeles, asignándole a cada uno de ellos un color conforme una escala de intensidades de precipitación, y generando un archivo de registro para aquellos píxeles que corresponden con la posición geográfica de estudio. La rutina, llamada *get_info.R*, realiza también el procesamiento estadístico (Molina-Aguilar, Gutiérrez-López, & Trejo-Alonso, 2018b), que define la cantidad de píxeles, así como los parámetros de tendencia central, dispersión y forma para cada rango propuesto (Tabla 3). Con esto se construyen las 13 series temporales de información asociadas con cada estructura hidráulica señaladas en la Tabla 2. Dos de estas series están asociadas con el volumen almacenado e intensidad de lluvia; cuatro caracterizan la trayectoria y magnitud del huracán; siete representan la evolución geométrica asociada con la intensidad de lluvia durante la duración del fenómeno medido en cantidad de píxeles. Se establecieron dos grupos de variables: el primero, considerando Vol y R; mientras que el segundo agrupó las 11 restantes (Long, Lat, PB, VV, Z6, Z5, Z4, Z3, Z2, Z1 y Z0). La Tabla 4 muestra la información recabada para la presa Valerio Trujano, utilizada en la aplicación del análisis de correlación canónica.

Tabla 4. Series temporales empleadas para el análisis de correlación canónica en la presa Valerio Trujano.

Boletín	Vol.	R	Lat	Long	PB	VV	Z6	Z5	Z4	Z3	Z2	Z1	Z0
	Hm ³	mm/h	°	°	mb	km/h	Adimensional						
1	11.86	0.03	9.4	-92.4	1005.33	55	36372	50551	52942	61764	16075	418	1
2	11.84	2.39	10.3	-93.3	1003.67	65	47826	53038	45315	45992	19149	1721	7
3	11.84	0.03	10.6	-93.4	1002.67	70	45185	54810	43988	45935	14860	201	0
4	11.83	9.83	10.9	-93.6	1001.67	75	51452	49139	39521	41453	9425	566	7
5	11.83	0.01	11.3	-93.8	1000.67	80	45874	48817	36713	27730	9138	985	0
6	11.82	0.00	11.8	-94.2	999.67	85	39503	44514	31242	27372	7874	562	36
7	11.82	0.00	12.1	-94.5	998.17	85	36183	47761	37898	39057	22199	801	13
8	11.81	0.00	12.5	-94.7	995.67	100	39364	42100	38888	66248	50501	5258	937
9	11.81	109.58	12.8	-95	993.83	110	45145	55709	55018	70499	50651	6504	1106
10	11.80	0.14	13.2	-95.3	993.33	110	59456	67322	58232	63325	34730	5635	552
11	11.80	4.00	13.5	-95.6	992.17	110	58740	70884	56574	58735	32042	2815	301
12	11.80	1.42	14	-96	989.67	130	51748	69517	59234	43809	34463	5638	262
13	11.79	0.00	14.4	-96.2	986.33	135	56299	63336	45354	37558	31407	6135	365
14	11.79	0.00	14.8	-96.3	981.33	165	42459	51771	44943	45957	37088	3479	324
15	11.78	0.00	15.5	-96.6	976.33	165	41351	54034	44674	64601	44195	6136	1367

Para determinar los vectores de peso se utilizó la información de los primeros 15 boletines (Tabla 1), ubicando el valor de cada variable en la serie de tiempo con la fecha y hora correspondiente (Tabla 4). Para verificar la correlación establecida y definir la estimación se utilizaron los valores registrados en los últimos cinco boletines (Tabla 1), cuyas magnitudes se muestran en la Tabla 5.

Tabla 5. Complemento de las series temporales de la presa Valerio Trujano para realizar la estimación del volumen de almacenamiento.

Boletín	R	Lat	Long	PB	VV	Z6	Z5	Z4	Z3	Z2	Z1	Z0
	mm/h	°	°	mb	km/h	adimensional						
16	0.000	15.9	-97.2	972.86	150	41097	64428	67480	83795	54153	11884	2850
17	35.165	16.4	-97.9	977.00	130	60182	79405	75901	86634	65371	13080	5253
18	0.032	16.6	-98.4	980.00	120	62108	93177	69845	80492	44869	10929	8364
19	0.020	17.2	-99.3	985.33	75	55208	91589	76647	78603	56924	9627	2596
20	0.000	17.5	-99.5	994.67	55	60035	79573	67614	74739	40626	6054	1504

Resultados

Una vez establecida la ubicación geográfica de las presas respecto de los píxeles en la proyección de la imagen satelital, se estimó, para cada una de ellas, la intensidad, empleando la técnica del hidroestimador en la fecha y hora de emisión de los boletines de seguimiento (Figura 5), poniendo atención en la influencia temporal y espacial para la precipitación en cada una de las zonas (Figura 5).

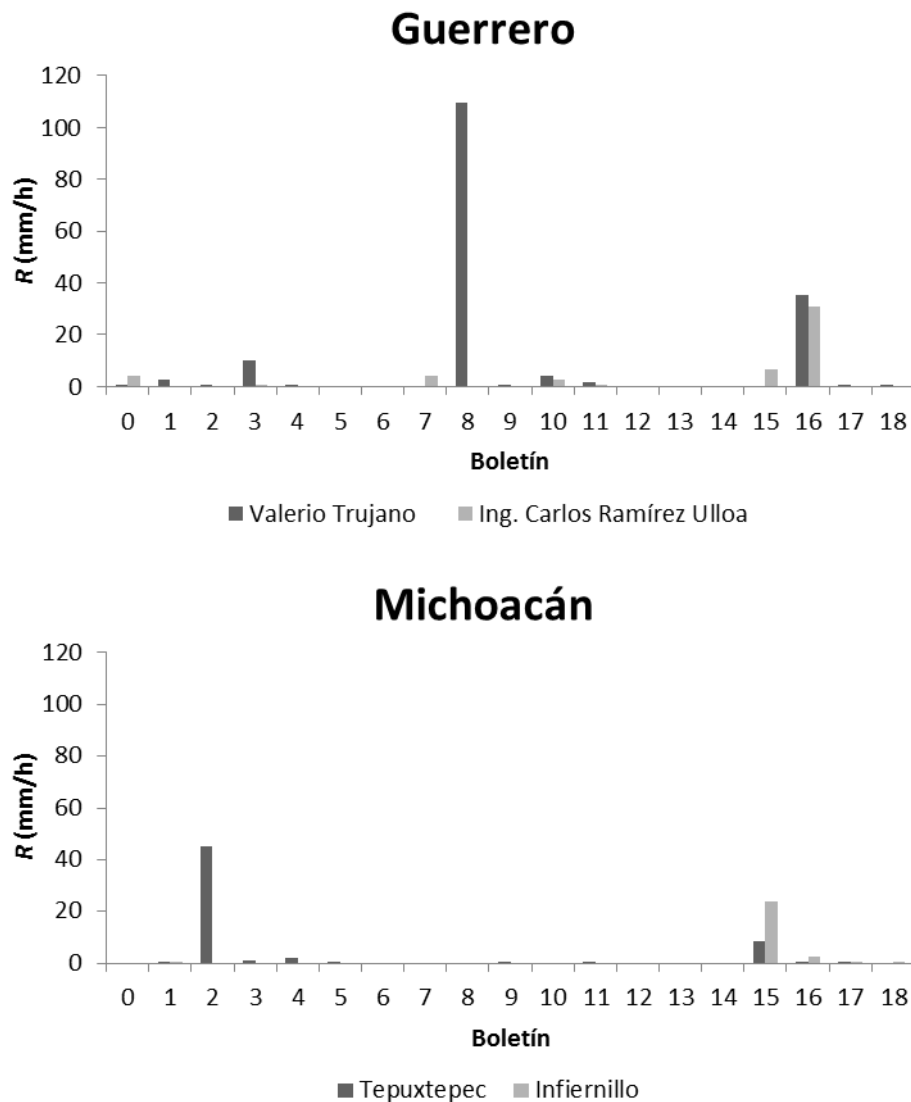


Figura 5. Series temporales de la intensidad de lluvia estimada en el pixel de posición para las presas de estudio al paso del Huracán *Carlotta*.

Utilizando las series temporales de la Tabla 4 se planteó la conformación de las variables canónicas para la presa Valerio Trujano; $U = a_1 Vol + a_2 R$ y $V = b_1 Lat + b_2 Long + b_3 PB + b_4 VV + b_5 Z6 + b_6 Z5 + b_7 Z4 + b_8 Z3 + b_9 Z2 + b_{10} Z1 + b_{11} Z0$, que permitieron definir la magnitud de los eigenvalores $\lambda_1 = 0.999$ y $\lambda_2 = 0.863$, cuyos valores de correlación canónica son $R_1 = 0.9991$ y $R_2 = 0.7455$, respectivamente.

Con el primer eigenvalor se resolvió la correlación, lo cual resultó en los vectores de peso solución $a = (-1.000, -0.004)$ y $b = (0.821, -$

0.407029, 0.404, 0.109, 0.140, -0.087, 0.065, -0.159, 0.190, -0.230, 0.169), con lo que se pudo verificar el grado de correspondencia entre ambas variables canónicas, es decir, la correspondencia de las variables asociadas con el problema planteado.

Una vez que se establece la correlación, se emplea la información de los boletines restantes (Tabla 5) para estimar el volumen de almacenamiento en función de las características de posición e intensidad del huracán, su cobertura nubosa en la región, así como la distancia implícita de la posición de la obra hidráulica respecto del centro del fenómeno meteorológico, tal como se muestra en la Figura 6.

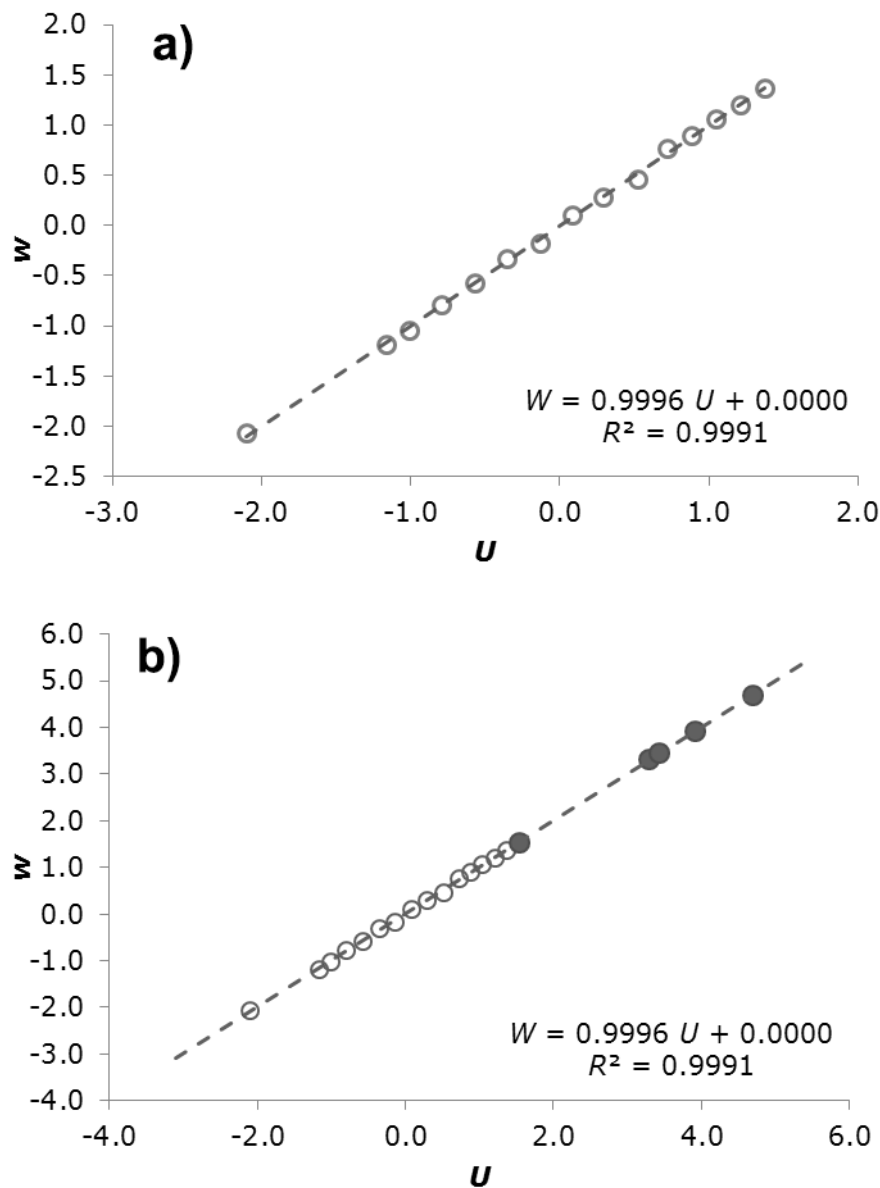


Figura 6. Correlación canónica de valores registrados (°) para la presa Valerio Trujano, (a) y los valores de las variables canónicas para la estimación (●) del volumen de almacenamiento (b).

Para las presas Ing. Carlo Ramírez Ulloa, Infiernillo y Tepuxtepec se utilizaron los eigenvalores $\lambda_1 = 0.996$, $\lambda_1 = 0.999$ y $\lambda_1 = 0.996$, respectivamente, para la determinación de los vectores a y b de solución, que maximizan la correlación de las variables canónicas R^2 ; esto, en cada uno de los casos congruente a las series temporales generadas para las variables descritas, lo cual permitió verificar su respectivo grado de correspondencia y llevar a cabo la estimación del

volumen de almacenamiento con la influencia del huracán *Carlotta*. La representación gráfica muestra el grado de correlación canónica existente en las presas de estudio restante (Figura 7), en función de los pesos que conforman cada una de las variables canónicas respectivas (Tabla 6).

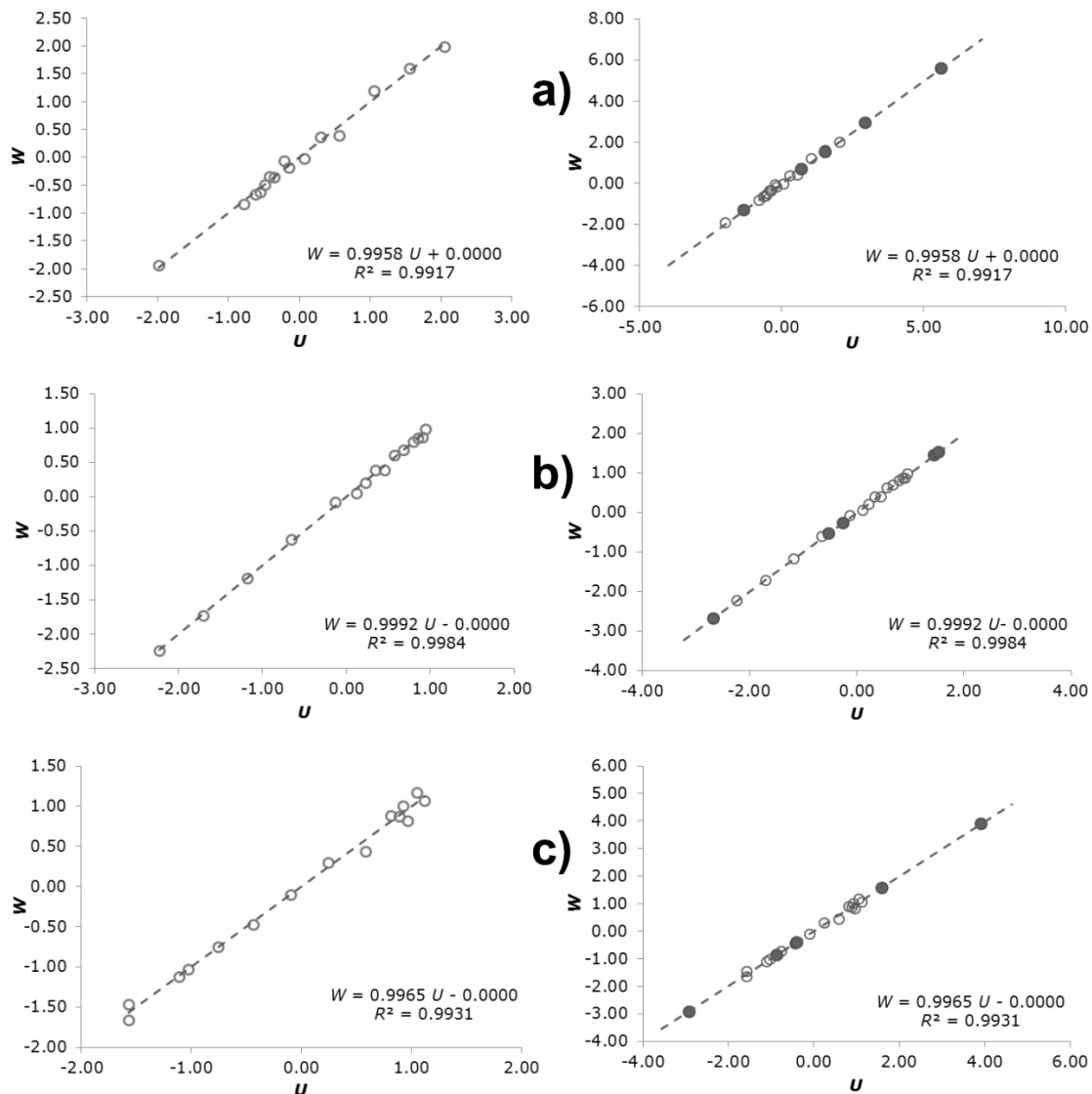


Figura 7. Correlación canónica y valores de las variables canónicas para la estimación del volumen de almacenamiento: (a) presa Ing. Carlos Ramírez Ulloa, (b) presa Infiernillo y (c) Tepuxtepec.

Tabla 6. Variables canónicas para las presas de estudio y el valor de la correlación existente entre las mismas.

Presa	Correlación canónica	Variables canónicas
Valerio Trujano	$R^2 = 0.9991$	$U = - 1.000 \text{ Vol} - 0.004 R$
		$W = 0.821 \text{ Lat} - 0.407 \text{ Long} + 0.404 \text{ PB} + 0.109 \text{ VV} + 0.140 \text{ NZ6} - 0.087 \text{ NZ5} + 0.065 \text{ NZ4} - 0.159 \text{ NZ3} + 0.190 \text{ NZ2} - 0.230 \text{ NZ1} + 0.169 \text{ NZ0}$
Ing. Carlos Ramírez Ulloa	$R^2 = 0.9917$	$U = - 1.051 \text{ Vol} - 0.135 R$
		$W = - 2.157 \text{ Lat} - 1.416 \text{ Long} - 0.917 \text{ PB} + 0.621 \text{ VV} + 0.096 \text{ NZ6} + 0.399 \text{ NZ5} - 0.516 \text{ NZ4} - 0.182 \text{ NZ3} + 0.354 \text{ NZ2} - 0.333 \text{ NZ1} + 0.288 \text{ NZ0}$
Infiernillo	$R^2 = 0.9984$	$U = - 1.006 \text{ Vol} - 0.023 R$
		$W = 1.157 \text{ Lat} + 0.524 \text{ Long} + 1.857 \text{ PB} + 0.201 \text{ VV} + 0.087 \text{ NZ6} - 0.071 \text{ NZ5} + 0.084 \text{ NZ4} - 0.022 \text{ NZ3} + 0.090 \text{ NZ2} - 0.218 \text{ NZ1} + 0.219 \text{ NZ0}$
Tepuxtepex	$R^2 = 0.9931$	$U = - 1.038 \text{ Vol} + 0.110 R$
		$W = 4.973 \text{ Lat} + 2.672 \text{ Long} + 1.874 \text{ PB} + 0.315 \text{ VV} - 0.057 \text{ NZ6} + 0.239 \text{ NZ5} - 0.024 \text{ NZ4} + 0.194 \text{ NZ3} + 0.235 \text{ NZ2} + 0.042 \text{ NZ1} - 0.296 \text{ NZ0}$

Los valores de volumen estimado que será almacenado en el vaso de las presas, utilizando la correlación canónica, se calcularon a partir de las variables canónicas conformadas. Sustituyendo los valores restantes de las series temporales (Tabla 6) y que se concentran para su visualización y análisis (Tabla 7).

Tabla 7. Comparación de los volúmenes registrado y estimado mediante la correlación canónica.

Boletín	Valerio Trujano		Ing. Carlos Ramírez Ulloa		Infiernillo		Tepuxtepex	
	registrado	estimado	registrado	estimado	registrado	estimado	registrado	estimado
16	11.780	11.780	975.267	982.459	2857.650	2259.086	282.907	283.105
17	11.776	11.740	973.029	986.017	2863.275	2766.194	282.919	283.165
18	11.773	11.708	970.792	961.440	2868.900	2812.142	282.932	283.499

19	11.769	11.737	969.517	983.539	2870.977	2826.231	282.940	282.769
20	11.767	11.726	970.168	992.655	2865.958	2810.828	282.940	282.393

Las capacidades de almacenamiento al nivel de aguas máximo de operación son las siguientes: 39.386 hm³ en Valerio Trujano; 1 458.21 hm³ en Ing. Carlos Ramírez Ulloa; 9 340 hm³ en Infiernillo, y 384.32 hm³ en Tepuxtepec. Dichas capacidades serán el referente para verificar la diferencia del volumen estimado utilizando ACC respecto del volumen registrado (ΔVol), expresando en porcentaje ($\%\Delta\text{Vol}$) la precisión en términos de dicha capacidad (Tabla 8).

Tabla 8. Diferencia porcentual del volumen estimado respecto del volumen registrado acorde con la capacidad útil de cada presa.

Boletín	Valerio Trujano		Ing. Carlos Ramírez Ulloa		Infiernillo		Tepuxtepec	
	ΔVol	$\%\Delta\text{Vol}$	ΔVol	$\%\Delta\text{Vol}$	ΔVol	$\%\Delta\text{Vol}$	ΔVol	$\%\Delta\text{Vol}$
16	0.000	0.00%	7.192	0.49%	-598.564	-6.41%	0.198	0.05%
17	-0.036	-0.09%	12.988	0.89%	-97.081	-1.04%	0.246	0.06%
18	-0.065	-0.17%	-9.352	-0.64%	-56.758	-0.61%	0.567	0.15%
19	-0.032	-0.08%	14.022	0.96%	-44.746	-0.48%	-0.171	-0.04%
20	-0.041	-0.10%	22.487	1.54%	-55.130	-0.59%	-0.547	-0.14%

Discusión

El procesamiento de las imágenes de satélite en canal infrarrojo (Figura 3) —una vez georreferenciados los sitios de interés y aplicada la escala para la identificación de las zonas de evolución geométrica en el huracán (Tabla 3)— permite de manera automatizada la lectura simultánea de valores de nivel digital (Figura 4). El *script* en lenguaje *R* desarrollado ofrece la posibilidad de realizar las lecturas en la secuencia de imágenes que dan seguimiento al inicio, evolución y disipación de un fenómeno hidrometeorológico. Con la adecuación de los parámetros de los sensores en los satélites venideros la

metodología mantiene su vigencia, ofreciendo una posibilidad de análisis dinámico y ágil.

Con dichas lecturas y auxiliados de la rutina complementaria, pueden construirse las series temporales de intensidad de lluvia empleando la técnica del hidroestimador. Dicha técnica requiere de la validación a las condiciones específicas de ciertas regiones de la república mexicana, situación que se está trabajando y se presentará en futuros trabajos, disminuyéndose con ello la incertidumbre en el pronóstico realizado.

Como se aprecia en la Tabla 4, a pesar de la presencia del huracán en su etapa inicial desde el 13 de junio por la noche, la cobertura nubosa no ha alcanzado la posición geográfica de la presa Valerio Trujano. Es hasta 48 horas después que la aproximación del fenómeno a costas del estado de Guerrero y el posicionamiento de una región concreta de la cobertura nubosa, con las condiciones de temperatura y humedad, permite estimar precipitación en el sitio de 109.58 mm/h, lo cual muestra la severidad de la intensidad del huracán, disminuyendo después la precipitación hasta ser prácticamente nula. Ello, derivado de la dinámica atmosférica y del hecho de que la fuerza de los vientos desplaza la lluvia a otras regiones continentales de manera casi inmediata. En la Figura 8 se muestra la evolución en el número de píxeles (N) conforme se desarrolla el huracán, como se puede ver para las zonas Z3 y Z2, un gradiente importante de crecimiento hasta alcanzar un máximo relativo en la curva es precisamente el tiempo de máxima intensidad de lluvia estimada, como se consigna en el boletín 9.

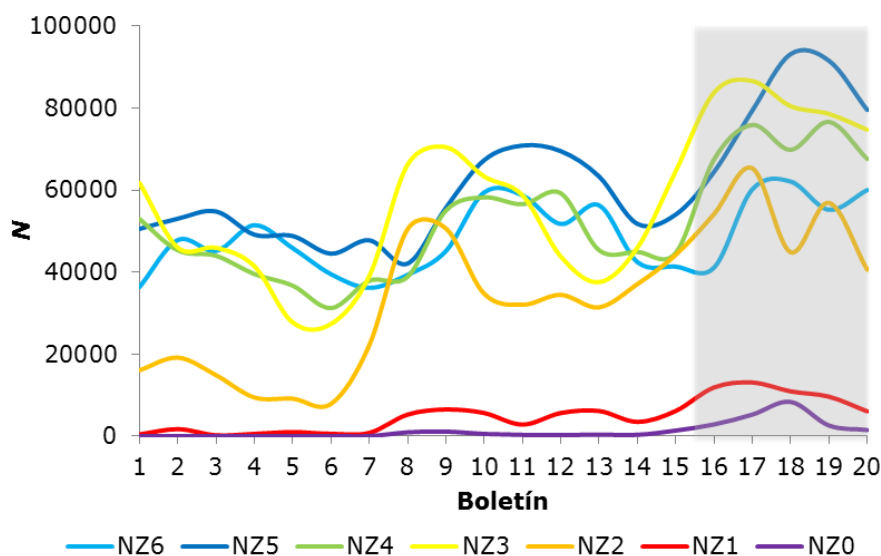


Figura 8. Comportamiento del número de píxeles en las imágenes satelitales con fecha y hora de emisión de los boletines por parte de la NOAA.

La zona izquierda (Figura 8) son los datos utilizados en la determinación de los vectores de pesos para establecer la correlación canónica (Tabla 6), mientras que la zona derecha con fondo gris son los valores empleados para desarrollar la estimación (Tabla 7).

En la Figura 5 se observan las afectaciones producidas en distinto tiempo y con diferencia sustancial en la magnitud. No debe perderse de vista que la lectura sobre el píxel es representativa de una cobertura superficial de 2.36 km por lado, que son unos 5.6 km².

La información analizada hace evidente la influencia de la posición y evolución geométrica de los ciclones tropicales respecto del pronóstico de intensidad de precipitación (en función de la rotación de la nubosidad que acompaña el fenómeno hidrológico). Se observa que las presas ubicadas en latitudes mayores ven reflejado en primera instancia el efecto del huracán respecto de las de menor latitud. De igual manera, es evidente que espacialmente existe una alta variación de la precipitación en función de la latitud y elevación de cada presa.

La consideración de mediciones en variables físicamente registradas como el volumen almacenado, en conjunto con las mediciones obtenidas por teledetección, permite una perspectiva más amplia de la interacción del fenómeno físico. Conforme se mejore la resolución de los equipos y sensores, la precisión en los satélites, las estimaciones, empleando imágenes de satélite, pueden mejorar de manera importante. No obstante, se puede apreciar que los valores producto de la medición satelital en la aplicación de la correlación canónica permite obtener coeficientes de correlación mayores a 0.99 en todos los casos (Tabla 6). Lo anterior permite disminuir la incertidumbre en el error de valores estimados con esta técnica. Además, no se limita la posibilidad de incluir mediciones de variables meteorológicas que se encuentran ubicadas en las inmediaciones o al interior de las cuencas hidrológicas.

En el caso de la presa Valerio Trujano, la máxima diferencia es de 0.065 hm³; para la presa Ing. Carlos Ramírez Ulloa, la máxima diferencia es de 22.487 hm³; en Infiernillo, 598.564 hm³; finalmente, en Tepuxtepec, 0.567 hm³, que respecto a sus respectivas capacidades de almacenamiento al nivel de aguas máximo de operación representan una diferencia de 0.16, 1.54, 6.41 y 0.15%, respectivamente, de dicha capacidad (Tabla 8). En términos

generales se puede apreciar que los resultados de los volúmenes estimados son menores que los volúmenes registrados y que sólo en el caso de la presa Ing. Carlos Ramírez Ulloa se da una tendencia a sobreestimar dichos valores.

Se puede apreciar que en el caso de la presa Infiernillo se da la mayor diferencia en el pronóstico, siendo también que se trata de la mayor cuenca, con 109 443 km², y también la de mayor elevación de cortina (151.50 m) de las cuatro, mientras que las presas con menor diferencia en el pronóstico corresponden también a las de menor capacidad y cortinas de mediana altura.

Es importante mencionar que la correlación canónica establecida se deriva en exclusiva de los datos que coinciden con la fecha y hora de emisión de los boletines de seguimiento al huracán *Carlotta*, cuyo intervalo de tiempo son seis horas. No obstante, el SMN dispone de imágenes con resolución temporal de 15 minutos, lo cual ofrece la oportunidad de un análisis más detallado, siempre y cuando en el sitio de interés puedan obtenerse los volúmenes de almacenamiento con dicha resolución.

La inclusión de valores paramétricos representativos de cada una de las cuencas en las presas de estudio y que son condicionantes de su respuesta hidrológica, como puede ser la geomorfología, tipo y uso de suelo, cobertura vegetal y la red de drenaje por citar algunos, incrementan la confiabilidad de la correlación canónica obtenida con estas nuevas variables. Para mantener dicha confiabilidad es necesario validar los vectores de pesos periódicamente, producto de la variación progresiva de los valores paramétricos, en particular los asociados con los coeficientes de escurrimiento a consecuencia del cambio de uso de suelo, y la disminución o incremento de vegetación.

Conclusiones

La propuesta del análisis de correlación canónica para llevar a cabo la estimación de los volúmenes de almacenamiento en una presa sin utilizar características paramétricas de las cuencas, correlacionado con intensidades de precipitación, arroja buenos resultados. El pronóstico del volumen de almacenamiento afectado por la lluvia huracanada resulta con un bajo porcentaje de diferencia en términos

del almacenamiento al NAMO, lo cual permitiría tomar decisiones oportunas respecto al desfogue controlado para que el vaso tenga la capacidad de regulación.

El análisis canónico como una técnica multivariada se puede implementar como una medida que incrementa la seguridad de la infraestructura ante fenómenos extremos, y sobre todo los eventos anteriores o posteriores; se podría incluir la lluvia antecedente.

Los resultados obtenidos establecen una oportunidad para explorar la inclusión de más variables en el estudio asociadas con la geomorfológica específica de las cuencas en las que se lleva a cabo la transformación lluvia-escurrimiento. También podrían incluirse parámetros estadísticos del comportamiento geométrico del huracán como un fenómeno físico. Si se logra incrementar la precisión en la estimación, sería posible definir o revisar la política de operación de presas durante la temporada de huracanes en el país.

Agradecimientos

Agradecemos a la Coordinación General del Servicio Meteorológico Nacional de la Comisión Nacional del Agua, en particular al personal del área de Percepción Remota por facilitar las imágenes de satélite en infrarrojo de la república mexicana necesarias para llevar a cabo el presente trabajo.

Referencias

- Aldama, A. A., & Ramírez, A. I. (1999). Hidrología de presas: un nuevo enfoque tecnológico. En: *El desarrollo de las presas en México* (pp. 117-127). Avances en Hidráulica 5. Jiutepec, México: Asociación Mexicana de Hidráulica, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Aldama, A. A., Ramírez, A. I., Aparicio, J., Mejía, R., & Ortega, G. E. (2006). *Seguridad hidrológica de las presas en México*. Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Archfield, S., Pugliese, A., Castellarin, A., Skoslashien, J., & Kiang, J. (2013). Topological and canonical kriging for design flood prediction in ungauged catchments: An improvement over a traditional regional regression approach? *Hydrology and Earth System Sciences*, 17(4), 1575-1588. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.5194/hess-17-1575-2013>
- Barnston, A., & Ropelewski, C. (1992). Prediction of ENSO episodes using canonical correlation analysis. *Journal of Climate*, 5(11),

- 1316-1345. Recuperado de [http://dx.doi.org/10.1175/1520-0442\(1992\)005<1316:poeuc>2.0.co;2](http://dx.doi.org/10.1175/1520-0442(1992)005<1316:poeuc>2.0.co;2)
- Campos-Aranda, D. F. (2010). Aproximación empírica a la solución bivariada de avenidas de diseño en embalses sin hidrometría. *Agrociencia*, 44(7), 735-752.
- Cavadias, G., Ouarda, T., Bobée, B., & Girard, C. (2001). A canonical correlation approach to the determination of homogeneous regions for regional flood estimation of ungauged basins. *Hydrological Sciences Journal*, 46(4), 499-512. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1080/02626660109492846>
- Conagua, Comisión Nacional del Agua. (2016). *Estadísticas del agua en México*. Ciudad de México, México: Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. Recuperado de http://201.116.60.25/publicaciones/EAM_2016.pdf
- DelSole, T., & Chang, P. (2003). Predictable component analysis, canonical correlation analysis, and autoregressive models. *Journal of the Atmospheric Sciences*, 60(2), 409-416. Recuperado de [http://dx.doi.org/10.1175/1520-0469\(2003\)060<0409:pcacca>2.0.co;2](http://dx.doi.org/10.1175/1520-0469(2003)060<0409:pcacca>2.0.co;2)
- Fiering, M. (1982). Estimating resilience by canonical analysis. *Water Resources Research*, 18(1), 51-57. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1029/wr018i001p00051>
- Friederichs, P., & Hense, A. (2003). Statistical inference in canonical correlation analyses exemplified by the influence of North Atlantic SST on European Climate. *Journal of Climate*, 16(3), 522-534. Recuperado de [http://dx.doi.org/10.1175/1520-0442\(2003\)016<0522:siicca>2.0.co;2](http://dx.doi.org/10.1175/1520-0442(2003)016<0522:siicca>2.0.co;2)
- Gabriel, K. (1972). Analysis of meteorological data by means of canonical decomposition and biplots. *Journal of Applied Meteorology*, 11(7), 1071-1077. Recuperado de [http://dx.doi.org/10.1175/1520-0450\(1972\)011<1071:aomdbm>2.0.co;2](http://dx.doi.org/10.1175/1520-0450(1972)011<1071:aomdbm>2.0.co;2)
- Hundecha, Y., Ouarda, T., & Bárdossy, A. (2008). Regional estimation of parameters of a rainfall-runoff model at ungauged watersheds using the "spatial" structures of the parameters within a canonical physiographic-climatic space. *Water Resources Research*, 44(1). Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1029/2006wr005439>
- Kamali-Nezhad, M., Ouarda, T., Chokmani, K., Barbet, M., Bruneau, P., & El-Adlouni, S. (2010). Assessment of regional estimation error by canonical residual kriging. *Hydrological Processes*,

- 25(9), 1418-1430. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1002/hyp.7908>
- Khalil, B., Ouarda, T., & St-Hilaire, A. (2011). Estimation of water quality characteristics at ungauged sites using artificial neural networks and canonical correlation analysis. *Journal of Hydrology*, 405(3-4), 277-287. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1016/j.jhydrol.2011.05.024>
- Licznar, P., De Michele, C., & Adamowski, W. (2015). Precipitation variability within an urban monitoring network via microcanonical cascade generators. *Hydrology and Earth System Sciences*, 19(1), 485-506. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.5194/hess-19-485-2015>
- Marzban, C., Sandgathe, S., & Doyle, J. (2014). Model tuning with canonical correlation analysis. *Monthly Weather Review*, 142(5), 2018-2027. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1175/mwr-d-13-00245.1>
- Meza, R., Curiel, H., González, T., & Álvarez, M. (2014). Imágenes satelitales y distribución espacial de la lluvia en el estado de Querétaro. Caso: tormenta del 18 de agosto de 2014. Consejo de Ciencia y Tecnología del Estado de Querétaro, *Revista NTHE*, (14), 21-29. Recuperado de <http://nthe.concyteq.edu.mx/pdf/nthe14.pdf>
- Molina-Aguilar, J. P., & Gutiérrez-López, A. (2017). Huracán Patricia, análisis temporal y espacial de la evolución geométrica. *11º Coloquio de Posgrado de la Facultad de Ingeniería*, Universidad Autónoma de Querétaro, Querétaro, México.
- Molina-Aguilar, J. P., Gutiérrez-López, A., & Trejo-Alonso, J. J. (2018a). Aplicación web para referenciar fenómenos meteorológicos en imágenes satelitales infrarrojas. Consejo de Ciencia y Tecnología del Estado de Querétaro. *Revista NTHE*, (24), 84-90. Recuperado de <http://nthe.concyteq.edu.mx/pdf/nthe24.pdf>
- Molina-Aguilar, J. P., Gutiérrez-López, A., Trejo-Alonso, J. J. (2018b). *Construcción automatizada de series temporales en estadísticos de fenómenos meteorológicos*. Consejo de Ciencia y Tecnología del Estado de Querétaro. *Revista NTHE*, (24), 1-10. Recuperado de <http://nthe.concyteq.edu.mx/pdf/nthe24.pdf>
- Morales-Velázquez, M., Aparicio, J., & Valdés, J. (2014). Pronóstico de avenidas utilizando el filtro de Kalman discreto. *Tecnología y ciencias del agua*, 5(2), 85-110.

- NMX-AA-175/2-SCFI-2016. (2016). Parte 2. Inspecciones de seguridad. En: *Operación segura de presas*. Ciudad de México, México: Secretaría de Economía.
- NMX-AA-175/3-SCFI-2017. (2017). Parte 3. Plan de acción ante emergencias (PAE). En: *Operación segura de presas*. Ciudad de México, México: Secretaría de Economía.
- NMX-AA-175-SCFI-2015. (2015). Parte 1. Análisis de riesgo y clasificación de presas. En: *Operación segura de presas*. Ciudad de México, México: Secretaría de Economía.
- Ntale, H., Gan, T., & Mwale, D. (2003). Prediction of East African seasonal rainfall using simplex canonical correlation analysis. *Journal of Climate*, 16(12), 2105-2112. Recuperado de [http://dx.doi.org/10.1175/1520-0442\(2003\)016<2105:poeasr>2.0.co;2](http://dx.doi.org/10.1175/1520-0442(2003)016<2105:poeasr>2.0.co;2)
- Ouarda, T., Girard, C., Cavadias, G., & Bobée, B. (2001). Regional flood frequency estimation with canonical correlation analysis. *Journal of Hydrology*, 254(1-4), 157-173. Recuperado de [http://dx.doi.org/10.1016/S0022-1694\(01\)00488-7](http://dx.doi.org/10.1016/S0022-1694(01)00488-7)
- Pasch, R., & Zelinsky, D. (2012). *Tropical cyclone report hurricane Carlotta* (EP032012) 14-16 June 2012. National Oceanic and Atmospheric Administration, National Hurricane Center. USA.
- Pontasch, K., Smith, E., & Cairns, J. (1989). Diversity indices, community comparison indices and canonical discriminant analysis: Interpreting the results of multispecies toxicity tests. *Water Research*, 23(10), 1229-1238. Recuperado de [http://dx.doi.org/10.1016/0043-1354\(89\)90185-1](http://dx.doi.org/10.1016/0043-1354(89)90185-1)
- Rana, S., Renwick, J., McGregor, J., & Singh, A. (2018). Seasonal prediction of winter precipitation anomalies over Central Southwest Asia: A canonical correlation analysis approach. *Journal of Climate*, 31(2), 727-741. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1175/jcli-d-17-0131.1>
- Ribeiro-Corrêa, J., Cavadias, G., Clément, B., & Rousselle, J. (1995). Identification of hydrological neighborhoods using canonical correlation analysis. *Journal of Hydrology*, 173(1-4), 71-89. Recuperado de [http://dx.doi.org/10.1016/0022-1694\(95\)02719-6](http://dx.doi.org/10.1016/0022-1694(95)02719-6)
- Rice, R. (1972). Using canonical correlation for hydrological predictions. *Hydrological Sciences Bulletin*, 17(3), 315-321. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1080/02626667209493837>

- Roundy, J., Yuan, X., Schaake, J., & Wood, E. (2015). A Framework for diagnosing seasonal prediction through canonical event analysis. *Monthly Weather Review*, 143(6), 2404-2418. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1175/mwr-d-14-00190.1>
- Scofield, R., & Kuligowski, R. (2003). Status and outlook of operational satellite precipitation algorithms for extreme-precipitation Events. *Weather and Forecasting*, 18(6), 1037-1051. Recuperado de [https://doi.org/10.1175/1520-0434\(2003\)018<1037:SAOOOS>2.0.CO;2](https://doi.org/10.1175/1520-0434(2003)018<1037:SAOOOS>2.0.CO;2)
- SMN, Servicio Meteorológico Nacional. (2012). *Reseña del huracán Carlotta del Océano Pacífico. Temporada 2012 de ciclones tropicales*. México, DF, México: Comisión Nacional del Agua.
- Sharif, M., Burn, D., & Hofbauer, K. (2013). Generation of daily and hourly weather variables for use in climate change vulnerability assessment. *Water Resources Management*, 27(5), 1533-1550. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1007/s11269-012-0253-4>
- Shu, C., & Ouara, T. (2007). Flood frequency analysis at ungauged sites using artificial neural networks in canonical correlation analysis physiographic space. *Water Resources Research*, 43(7). Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1029/2006wr005142>
- Steinhorst, R., & Williams, R. (1985). Discrimination of groundwater sources using cluster analysis, MANOVA, canonical analysis and discriminant analysis. *Water Resources Research*, 21(8), 1149-1156. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1029/wr021i008p01149>
- Sun, M., & Kim, G. (2016). Quantitative monthly precipitation forecasting using cyclostationary empirical orthogonal function and canonical correlation analysis. *Journal of Hydrologic Engineering*, 21(1), 04015045. Recuperado de [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)he.1943-5584.0001244](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)he.1943-5584.0001244)
- Yu, Z., Chu, P., & Schroeder, T. (1997). Predictive skills of seasonal to annual rainfall variations in the US affiliated Pacific Islands: Canonical correlation analysis and multivariate principal component regression approaches. *Journal of Climate*, 10(10), 2586-2599. Recuperado de [http://dx.doi.org/10.1175/1520-0442\(1997\)010<2586:psosta>2.0.co;2](http://dx.doi.org/10.1175/1520-0442(1997)010<2586:psosta>2.0.co;2)
- Zhao, H. (2015). A downscaling technique to simulate changes in western North Pacific tropical cyclone activity between two types of El Niño events. *Theoretical and Applied Climatology*, 123(3-4), 487-501. Recuperado de <http://dx.doi.org/10.1007/s00704-015-1374-5>

DOI: 10.24850/j-tyca-2019-06-03

Artículos

**Análisis de frecuencias no estacionario mediante
regresión lineal y distribuciones LN3₁, LP3₁ y GVE₁
Non-stationary frequency analysis by linear regression
and LN3₁, LP3₁ y GVE₁ distributions**

Daniel Francisco Campos-Aranda¹

¹ Profesor jubilado de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí,
México, campos_aranda@hotmail.com

Autor para correspondencia: Daniel Francisco Campos-Aranda,
campos_aranda@hotmail.com

Resumen

Todas las obras hidráulicas que requiere la sociedad se planean y dimensionan con base en las crecientes de diseño. Su estimación más confiable se realiza a través del *análisis de frecuencias* (AF), que consiste en ajustar una función de distribución de probabilidades (FDP) a los datos disponibles de gastos máximos anuales, para obtener las predicciones buscadas. La FDP Log-Normal de tres parámetros de ajuste (LN3) fue la primera de aplicación extensa en los análisis hidrológicos; las otras dos utilizadas han sido establecidas bajo precepto para los AF de crecientes, la Log-Pearson tipo III (LP3) en EUA y la General de Valores Extremos (GVE) en Inglaterra. Por otra parte, los efectos del cambio climático y las alteraciones físicas de las cuencas por urbanización y deforestación originan en los registros crecientes tendencias ascendentes; en cambio, la construcción de embalses genera tendencias descendentes. Debido a lo anterior, los datos citados son *no estacionarios* y su AF requiere de FDP que vayan cambiando con el tiempo, como *covariable*. Cuando el parámetro de ubicación y la media varían con el tiempo, en la función de cuantiles de la distribución LN3, se obtiene su modelo no estacionario, denominado LN3₁. Si la media y la

varianza cambian con el tiempo, en la función de cuantiles del modelo probabilístico LP3, se desarrolla su versión no estacionaria designada LP3₁. En cambio, cuando los parámetros de ajuste del modelo GVE cambian con el tiempo se obtiene su versión no estacionaria, denominada GVE₁. En este estudio se procesan dos registros con tendencia ascendente: uno de 77 gastos máximos anuales y otro de 58 valores de precipitación máxima diaria anuales. Se analizan los resultados y la selección de predicciones se basa en el menor error estándar de ajuste. Las conclusiones destacan la sencillez del método expuesto en el AF de series de datos hidrológicos extremos con tendencia, a través de los modelos LN3₁, LP3₁ y GVE₁.

Palabras clave: datos hidrológicos no estacionarios, regresión lineal bivariada, momentos condicionales, distribución Log-Normal, distribución Log-Pearson tipo III, distribución General de Valores Extremos, error estándar de ajuste.

Abstract

All hydraulic works required by society are planned and dimensioned based on Floods Design. The most reliable estimation is made through *frequency analysis* (FA), consisting of fitting a probability distribution function (PDF) to the available data of annual maximum flows, in order to obtain the predictions sought. The FDP Log-Normal of three parameters of fit (LN3) was the first one of extensive application in the hydrological analyzes; the other two used have been established under precept for the FA of floods; the Log-Pearson type III (LP3) in U.S.A. and the General of Extreme Values (GVE) in England. The effects of climate change and the physical alterations of the basins, due to urbanization and deforestation, originate ascending tendencies in the flood registers; on the other hand, the construction of reservoirs leads to descending tendencies. Because of the above, the aforementioned data is non-stationary and its FA requires PDF to change over time, as a *covariate*. When the location parameter and the mean vary with time, in the quantile function of the LN3 distribution, its non-stationary model called LN3₁ is obtained. If the mean and the variance change over time, in the quantile function of the probabilistic model LP3, its non-stationary version designated LP3₁ is developed. Instead, when the fit parameters of the GVE model change over time, its non-stationary version called GVE₁ is obtained. In this study, two records with ascending tendencies

are processed, one of 77 annual maximum flows and the other of 58 annual maximum daily precipitation values. The results are analyzed and a selection of predictions is based on the lowest standard error of fit. Conclusions regarding the FA of series of extreme hydrological data with tendency highlight the simplicity of the method exposed, through the LN3₁, LP3₁ and GVE₁ models.

Keywords: Non-stationary hydrological data, bivariate linear regression, conditional moments, Log-Normal distribution, Log-Pearson type III distribution, General Extreme Value distribution, standard error of fit.

Recibido: 30/07/2018

Aceptado: 14/01/2019

Introducción

Generalidades

El diseño hidrológico en las etapas de planeación, construcción, operación y revisión de las obras hidráulicas está basado en las llamadas *crecientes de diseño* (CD), ya sea que se trate de embalses, diques de protección, canalizaciones, puentes y/o estructuras de drenaje urbano. Las CD son gastos máximos del río asociados con bajas probabilidades de excedencia, cuya estimación más confiable se realiza por medio del *análisis de frecuencias de crecientes* (AFC) cuando se dispone de datos hidrométricos de gastos máximos anuales.

El AFC es un procedimiento probabilístico que consta de los cinco pasos siguientes: (1) verificación de la calidad estadística de los datos o muestra disponible; (2) selección de una *función de distribución de*

probabilidades (FDP) o modelo probabilístico del cual es probable que procedan los datos; (3) estimación de los parámetros de ajuste de la FDP; (4) cálculo de las predicciones o valores asociados con cierta probabilidad de no excedencia y que se realiza con base en la FDP probada, y (5) selección de resultados, donde se busca de manera *objetiva* el mejor ajuste logrado con cada FDP y método de estimación de sus parámetros (Kite, 1977; Stedinger, Vogel, & Foufoula-Georgiou, 1993; Rao & Hamed, 2000; Meylan, Favre & Musy, 2012; Salas, Obeysekera & Vogel, 2018).

Cuando no existen datos hidrométricos, la estimación de las CD se aborda a través de los llamados *métodos hidrológicos*, los cuales transforman hietogramas de diseño en los hidrogramas o gasto pico buscados (Majumdar & Kumar, 2012). La estimación de las tormentas de diseño se basa en las curvas intensidad-duración-frecuencia, pero debido a la escasez de registros pluviográficos, por lo general se realiza por medio del análisis probabilístico de los registros pluviométricos de precipitación máxima diaria (PMD). Estos registros por lo común tienen mayor amplitud y mucho mayor cobertura espacial (Teegavarapu, 2012; Johnson & Sharma, 2017).

El AFC es idéntico a los análisis probabilísticos de los registros de PMD y, por ello, el primer paso de ambos procedimientos consiste en verificar que las muestras de datos anuales de gastos máximos o de PMD hayan sido generados por un proceso aleatorio *estacionario*, es decir, que no ha cambiado en el tiempo. Lo anterior significa que el registro por procesar no debe tener componentes determinísticas, como tendencia, persistencia o cambios bruscos en la media.

Desafortunadamente, los efectos de cambio climático global o regional, y las alteraciones físicas que sufren las cuencas de drenaje o el entorno de las estaciones pluviométricas dan origen a registros de crecientes y de PMD que son *no estacionarios* por mostrar tendencias. En general, las tendencias ascendentes en las muestras de crecientes son consecuencia de la urbanización o de la deforestación, y las descendentes de la construcción de embalses de aprovechamiento y/o control. En las series de PMD anual, las tendencias están asociadas comúnmente a los efectos del cambio climático regional (Nguyen, El Outayek, Lim & Nguyen, 2017; Serago & Vogel, 2018; Salas *et al.*, 2018).

Khaliq, Ouarda, Ondo, Gachon y Bobée (2006) describen de manera concisa los diversos enfoques existentes para realizar el procesamiento de registros que no son estacionarios. En cambio, El Adlouni, Ouarda, Zhang, Roy y Bobée (2007) exponen un procedimiento específico basado en el ajuste de la distribución General de Valores Extremos (GVE), mediante la técnica de máxima verosimilitud generalizada y comparan el modelo estacionario (GVE_0) con el no estacionario que acepta dependencia lineal en su parámetro de ubicación (u) con una *covariable* o modelo GVE_1 . Cuando la dependencia es cuadrática o curva se define el modelo GVE_2 , y cuando se tiene dependencia lineal también en el parámetro de escala (a) se establece el modelo GVE_{11} . El Adlouni y Ouarda (2008) presentan la generalización del método de los momentos L al ajuste de las distribuciones GVE_1 y GVE_2 no estacionarias.

Los enfoques anteriores, así como el de Aissaoui-Fqayeh, El Adlouni, Ouarda y St. Hilaire (2009), permiten el uso de una covariable diferente al tiempo, por ejemplo, las asociadas con el comportamiento climático global. Campos-Aranda (2018) expone ejemplos de la aplicación de los modelos GVE_1 y GVE_2 , usando la generalización del método de momentos L , y como covariables el tiempo y el índice de la oscilación del sur (SOI).

Serago y Vogel (2018) sugieren realizar el análisis probabilístico de los registros no estacionarios mediante una regresión bivariada, la cual describe la relación entre los datos (x) y la variable exógena o covariable. Después obtienen la media, varianza y asimetría *condicionales* de x y de $y = \ln(x)$, para aplicarlas a las FDP de tres parámetros de ajuste: Log-Normal (LN3), Log-Pearson tipo III (LP3) y GVE estacionarias, y obtener su respectivos modelos no estacionarios. La distribución Log-Normal fue la primera que alcanzó una aplicación generalizada en los AFC, en la década de 1960. Las funciones LP3 y GVE fueron las primeras cuya aplicación fue establecida bajo precepto en EUA e Inglaterra. El modelo GVE se convirtió en la distribución clásica de los análisis de frecuencias de valores extremos hidrológicos y la función LP3 es el modelo básico de los AFC, por ello su versión no estacionaria ($LP3_1$); ahora, desarrollada por Serago y Vogel (2018), seguramente tendrá gran trascendencia en la estimación de las CD a través de registros con tendencia.

Salas *et al.* (2018) indican que Serenaldi y Kilsby (2015), entre otros autores, han recomendado que la *estacionariedad* permanezca siempre

como una opción por aplicar en los AFC. Lo anterior se justifica por el hecho de que la condición de no estacionario detectada pudiera no ser causada por causas físicas de acciones antrópicas o del cambio climático, sino haber sido originada por componentes de baja frecuencia del sistema océano-atmósfera (López-de-la-Cruz & Francés, 2014; Álvarez-Olguín & Escalante-Sandoval, 2016) o por los efectos de la persistencia (Khaliq *et al.*, 2006).

Objetivo

En este trabajo se describe con detalle el procedimiento operativo de Serago y Vogel (2018) para aplicar las distribuciones estacionarias LN3, LP3 y GVE, y las no estacionarias LN3₁, LP3₁ y GVE₁ a registros de crecientes y de PMD anual que muestran tendencia lineal. Se presentan dos aplicaciones numéricas: la primera a un registro de 77 gastos máximos anuales y la segunda a una serie de PMD anual con 58 datos; ambas exhiben tendencia ascendente. La selección entre las tres FDP se realiza con base en el error estándar de ajuste. La contribución fundamental de este estudio consiste en describir y aplicar la versión *no estacionaria* de la distribución LP3, aplicable a registros con tendencia, con un método bastante simple que corrige su función de cuantiles.

Teoría operativa y datos por procesar

Modelo de regresión lineal

El modelo general de regresión, cuya estructura y propiedades teóricas serán analizadas y aplicadas es (Serago & Vogel, 2018; Salas *et al.*, 2018):

$$y = f(x) = \beta_0 + \beta_1 \cdot w_1 + \beta_2 \cdot w_2 + \dots + \varepsilon \quad (1)$$

en el cual x son los datos de la serie de valores hidrológicos extremos anuales (crecientes, vientos, niveles, precipitaciones, temperaturas, etc.); $f(\cdot)$, una transformación de x para volverla lineal; w_1 y w_2 , las covariables del clima o del uso del terreno; β_1 y β_2 , los coeficientes del modelo, y ε es el error del modelo, el cual se considera independiente, con varianza uniforme y distribución Normal.

Vogel, Yaindl y Walter (2011), así como Prosdocimi, Kjeldsen y Svensson (2014), han encontrado que el modelo anterior, cuando $y = \ln(x)$ y w_1 , se considera el tiempo (t) en años, es útil para analizar crecientes con tendencia en ríos de EUA y del Reino Unido, sin importar si la tendencia era o no significativa. Serago y Vogel (2018) destacan que tal modelo simple no implica ninguna hipótesis respecto a la FDP de la variable y . Además, modifican la regresión lineal para introducir los valores medios (μ) de las variables, y entonces se tiene:

$$y = \mu_y + \beta \cdot (w - \mu_w) + \varepsilon \quad (2)$$

ahora, la variable y está condicionada por la variable explicativa w ; β es el coeficiente de la regresión, y ε es nuevamente el error del modelo con media cero y varianza constante e igual a:

$$\sigma_\varepsilon^2 = (1 - \rho^2) \cdot \sigma_y^2 \quad (3)$$

en donde ρ es el coeficiente de correlación lineal entre y y w . Considerando que no existen valores faltantes en la serie anual de valores hidrológicos extremos y que su tamaño es n , entonces las estimaciones de la ecuación (2) son (Prosdocimi *et al.*, 2014; Serago & Vogel, 2018):

$$\mu_w = \frac{(n+1)}{2} = \bar{w} \quad (4)$$

$$\sigma_w = \left[\frac{n \cdot (n+1)}{12} \right]^{1/2} \quad (5)$$

$$\mu_y = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n} = \bar{y} \quad (6)$$

$$\sigma_y = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (y_i - \mu_y)^2}{(n-1)} \right]^{1/2} \quad (7)$$

$$\rho = \frac{\sum_{i=1}^n (w_i - \mu_w) \cdot (y_i - \mu_y)}{\left[\sum_{i=1}^n (w_i - \mu_w)^2 \cdot \sum_{i=1}^n (y_i - \mu_y)^2 \right]^{1/2}} \quad (8)$$

$$\beta = \rho \frac{\sigma_y}{\sigma_w} \quad (9)$$

Por lo cual:

$$\rho = \frac{\beta \cdot \sigma_w}{\sigma_y} \quad (10)$$

Aplicando las ecuaciones (6) y (7) a los datos originales x , se definen su media ($\bar{x}$) y desviación estándar (σ_x). Su coeficiente de asimetría se calcula con la expresión:

$$\gamma_x = \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot \sigma_x^3} \quad (11)$$

Momentos no condicionales

De acuerdo con Serago y Vogel (2018), cuando se realiza un análisis de frecuencias *estacionario* los momentos de x y de $y = \ln(x)$ no dependen de la variable explicativa w , por ello son momentos *no condicionales* y están definidos por sus medias (μ_x , μ_y), desviaciones estándar (σ_x , σ_y) y coeficientes de asimetría (γ_x , γ_y).

Momentos condicionales de y

Serago y Vogel (2018) usan la ecuación (2) para obtener los momentos condicionales que se emplearán en el análisis de frecuencias *no estacionario*, sin hacer ninguna consideración sobre la FDP de la variable y . La media de la ecuación (2) conduce a la expresión del valor esperado de y condicionado por w , ésta es:

$$\mu_{y|w} = \mu_y + \beta \cdot (w_i - \mu_w) \quad (12)$$

De manera similar, la varianza condicional de y se obtiene usando las ecuaciones (3) y (10), para obtener:

$$\sigma_{y|w}^2 = \sigma_\varepsilon^2 = (1 - \rho^2) \cdot \sigma_y^2 = \sigma_y^2 - \beta^2 \cdot \sigma_w^2 \quad (13)$$

La ecuación anterior demuestra que la varianza condicional de y decrece conforme se incrementa el poder explicativo de la tendencia, tendiendo a cero cuando ρ se aproxima a la unidad. Por el contrario, cuando ρ tiende a cero, la varianza condicional tiende a la original. En general, en los *análisis de frecuencias no estacionarios*, la varianza condicional de y es menor que la varianza no condicional. Serago y Vogel (2018) encuentran que la asimetría condicional de y es:

$$\gamma_{y|w} = \gamma_y - \beta^3 \cdot \gamma_w \quad (14)$$

La expresión anterior indica que la asimetría condicional de y es igual a la asimetría no condicional, cuando la asimetría de la variable explicativa (γ_w) es cero, caso de w igual al tiempo (t).

Momentos condicionales de x

Serago y Vogel (2018) aplican la función exponencial a la ecuación (2) y obtienen la expresión:

$$x_w = \exp(y_w) = \exp[\mu_y + \beta \cdot (w_i - \mu_w) + \varepsilon] \quad (15)$$

en la cual x_w y y_w son los valores condicionados por la variable explicativa w . Notar que no se han establecido hipótesis respecto a las FDP de x_w y de y_w , pero de acuerdo con la ecuación (15) es probable que x_w provenga de una distribución Normal y que y_w lo haga de una función Log-Normal. Lo anterior es válido debido a que la única variable del lado derecho de la ecuación (15) es el error del modelo ε y $\exp(\varepsilon)$, las cuales son aproximadamente Normal y Log-Normal, respectivamente.

Para obtener las expresiones de los momentos condicionales de x se aceptará que x_w se aproxima a una distribución Log-Normal, y entonces se usan las ecuaciones que relacionan la media, varianza y asimetría de x y de $y = \ln(x)$ en la distribución Log-Normal, que son (Serago & Vogel, 2018):

$$\mu_{x|w} = \exp\left(\mu_{y|w} + \frac{\sigma_{y|w}^2}{2}\right) \quad (16)$$

$$\sigma_{x[w]}^2 = \exp(2\mu_{y[w]} + \sigma_{y[w]}^2) \cdot [\exp(\sigma_{y[w]}^2) - 1] \quad (17)$$

$$CV_{x[w]} = \frac{\sigma_{x[w]}}{\mu_{x[w]}} = [\exp(\sigma_{y[w]}^2) - 1]^{1/2} \quad (18)$$

$$\gamma_{x[w]} = 3CV_{x[w]} + CV_{x[w]}^3 \quad (19)$$

Por último, se amplían las ecuaciones (16) a (18) aplicando las expresiones (12) y (13), para obtener:

$$\mu_{x[w]} = \exp\left[\mu_y + \beta \cdot (w_i - \bar{w}) + \frac{\sigma_y^2 \cdot (1 - \rho^2)}{2}\right] \quad (20)$$

$$\sigma_{x[w]}^2 = \exp[2\mu_y + 2\beta(w_i - \bar{w}) + \sigma_y^2(1 - \rho^2)] \cdot \{\exp[\sigma_y^2(1 - \rho^2)] - 1\} \quad (21)$$

$$CV_{x[w]} = \{\exp[\sigma_y^2(1 - \rho^2)] - 1\}^{1/2} \quad (22)$$

Distribución LN3 estacionaria

Si una serie de valores hidrológicos extremos anuales (y) definidos como $y = \ln(x - a)$ sigue una distribución normal con media y desviación estándar igual a μ_y y σ_y , entonces la variable x tiene distribución Log-Normal de tres parámetros de ajuste (LN3), siendo a su límite inferior o parámetro de ubicación. Las *predicciones* asociadas con cierto periodo de retorno (Tr), que es el recíproco de la probabilidad de excedencia, se estiman con las expresiones (Kite, 1977; Rao & Hamed, 2000):

$$X_{Tr} = a + \exp(\mu_y + Z \cdot \sigma_y) \quad (23)$$

en donde:

$$a = \bar{x} - \frac{\sigma_x}{\theta} \quad (24)$$

$$\mu_y = \ln\left(\frac{\sigma_x}{\theta}\right) - \frac{\ln(\theta^2 + 1)}{2} \quad (25)$$

$$\sigma_y = [\ln(\theta^2 + 1)]^{1/2} \quad (26)$$

siendo:

$$\theta = \frac{1 - B^{2/3}}{B^{1/3}} \quad (27)$$

y

$$B = \frac{-\gamma_x + (\gamma_x^2 + 4)^{1/2}}{2} \quad (28)$$

En la expresión anterior, γ_x se calcula con la ecuación (11). Por último, Z en la ecuación (23) es la variable normal estandarizada; se estima con base en el algoritmo siguiente (Zelen & Severo, 1972) para una probabilidad de no excedencia (p):

$$l = [\ln(1/\rho^2)]^{1/2} \quad (29)$$

$$Z = l - \frac{c_0 + c_1 \cdot l + c_2 \cdot l^2}{1 + d_1 \cdot l + d_2 \cdot l^2 + d_3 \cdot l^3} \quad (30)$$

con:

$c_0 = 2.515517$	$c_1 = 0.802853$	$c_2 = 0.010328$
$d_1 = 1.432788$	$d_2 = 0.189269$	$d_3 = 0.001308$

lo anterior cuando $0 < p < 0.50$, hacer $Z = -Z$; en caso de que $0.50 < p < 1.0$ emplear: $p = 1 - p$ en la ecuación (29), sin cambiar Z .

Distribución LN3 no estacionaria

La función de cuantiles de la distribución Log-Normal de tres parámetros de ajuste *no estacionaria* (LN3₁) es similar a la ecuación (23), pero emplea momentos y variables condicionales (Serago & Vogel, 2018):

$$X_{Tr[w]} = a_{x[w]} + \exp(\mu_{x[w]} + Z \cdot \sigma_y) \quad (31)$$

Para cuantificar $a_{x[w]}$ con la ecuación (24) se emplean las ecuaciones (20) y (21), y para evaluar $\mu_{x[w]}$ por medio de la expresión (25) se utiliza la ecuación (21). En la ecuación (31), σ_y está definida con la expresión (26), debido a que únicamente es función de γ_x (recordar la ecuación (14)).

Distribución LP3 estacionaria

Si una serie de valores hidrológicos extremos anuales (y), definidos como $y = \ln(x)$, sigue una distribución Pearson tipo III, también conocida como Gamma de tres parámetros, entonces la variable x tiene distribución Log-Pearson tipo III (LP3). Las predicciones asociadas a un cierto periodo de retorno (Tr), que es el recíproco de la probabilidad de excedencia, se estiman con las expresiones (WRC, 1977; Kite, 1977; Bobée & Ashkar, 1991):

$$y_{Tr} = \bar{y} + K_p \cdot \sigma_y \quad (32)$$

y

$$X_{Tr} = \exp(y_{Tr}) \quad (33)$$

en la ecuación (32), K_p es el llamado *factor de frecuencia*, es una variable estandarizada Pearson tipo III, cuya aproximación se logra con base en la variable normal estandarizada Z (ecuaciones (29) y (30)) y el coeficiente de asimetría corregido (γ_c), con las ecuaciones siguientes (Kite, 1977):

$$K_p = (K_p)_1 + (K_p)_2 \quad (34)$$

siendo:

$$(K_p)_1 = Z + (Z^2 - 1) \left(\frac{\gamma_c}{6} \right) + \frac{1}{3} (Z^3 - 6Z) \left(\frac{\gamma_c}{6} \right)^2$$

$$(K_p)_2 = -(Z^2 - 1) \left(\frac{\gamma_c}{6} \right)^3 + Z \left(\frac{\gamma_c}{6} \right)^4 + \frac{1}{3} \left(\frac{\gamma_c}{6} \right)^5$$

y

$$\gamma_c = \frac{[n \cdot (n-1)]^{1/2}}{(n-2)} \left(1 + \frac{8.5}{n} \right) \frac{\sum_{i=1}^n (\ln x_i - \bar{y})^3}{n \cdot (\sigma_y)^3} \quad (35)$$

Distribución LP3 no estacionaria

La ecuación (33) es en realidad la función de cuantiles de la distribución LP3, cuya versión *no estacionaria* (LP3₁) se obtiene sustituyendo los momentos condicionales de y (ecuaciones (12) y (13)), esto es (Serago & Vogel, 2018):

$$X_{Tr[w]} = \exp(\mu_{y[w]} + K_p \cdot \sigma_{y[w]}) \quad (36)$$

$$X_{Tr[w]} = \exp\left[\bar{y} + \beta \cdot (w_i - \bar{w}) + K_p \cdot (\sigma_y^2 - \beta^2 \cdot \sigma_w^2)^{1/2}\right] \quad (37)$$

Los valores constantes de la expresión anterior, de izquierda a derecha, están definidos en las ecuaciones (6), (9), (4), (34), (7), (9) y (5); estos tres últimos, al cuadrado. Para el cálculo de K_p con la ecuación (34), Serago y Vogel (2018) establecen una expresión diferente a la ecuación (35) para el coeficiente de asimetría y lo definen así:

$$\gamma_c = \left(1 + \frac{6}{n}\right) \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n (\ln x_i - \bar{y})^3}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot (\sigma_y)^3} \quad (38)$$

Distribución GVE estacionaria

La distribución General de Valores Extremos (GVE) incluye tres familias de funciones: la Gumbel, que son rectas en el papel de probabilidad Gumbel-Powell (Chow, 1964); la Fréchet, que son curvas con concavidad hacia arriba y límite inferior, y la Weibull, que tienen concavidad hacia abajo y límite superior. Su función de cuantiles es la siguiente:

$$X_{Tr} = u + \frac{a}{k} \{1 - [-\ln(p)]^k\} \quad (39)$$

en la cual, u , a y k son los parámetros de ubicación, escala y forma y p es la probabilidad de no excedencia. Bhunya, Jain, Ojha y Agarwal (2007) han propuesto expresiones para estimar los parámetros de ajuste de la GVE, con base en la media ($\bar{x}$), desviación estándar (σ_x) y coeficiente de asimetría (γ_x), es decir, con base en los momentos no condicionales; éstas son cuando $-0.70 \leq \gamma_x \leq 1.15$:

$$k = 0.2778 - 0.320 \cdot \gamma_x + 0.0582 \cdot \gamma_x^2 + 0.0087 \cdot \gamma_x^3 \quad (40)$$

y cuando $\gamma_x \geq 1.15$

$$k = -0.31158 \cdot \{1 - \exp[-0.4556 \cdot (\gamma_x - 0.97134)]\} \quad (41)$$

Para $-0.50 \leq k \leq 0.50$ se tiene:

$$a = \sigma_x \cdot (0.7795 + 1.0145 \cdot k - 0.7631 \cdot k^2 - 0.1429 \cdot k^3) \quad (42)$$

cuando $0.010 \leq k \leq 0.50$

$$u = \bar{x} + \sigma_x \cdot (-0.44901 + 0.514075 \cdot k^{1.33199}) \quad (43)$$

y cuando $-0.50 \leq k \leq 0.010$, se aplica la ecuación (44), siguiente:

$$u = \bar{x} + \sigma_x \cdot (-0.4427 + 0.5212 \cdot k + 4.484 \cdot k^2 + 13.749 \cdot k^3 + 19.357 \cdot k^4) \quad (44)$$

Los valores de $\bar{x}$ y σ_x se obtienen con las ecuaciones (6) y (7), usando x en lugar de y . Serago y Vogel (2018) utilizan la ecuación (11) para estimar el coeficiente de asimetría (γ_x).

Distribución GVE no estacionaria

Cuando se aplican las ecuaciones de los momentos condicionales de x , definidos por las ecuaciones (20), (21), (22) y (19), en las ecuaciones (40) a (44), se obtienen los parámetros de ajuste de la distribución GVE *no estacionaria* (GVE_1), denominados $u_{x[w]}$, $a_{x[w]}$ y $k_{x[w]}$, cuya función de cuantiles es (Serago & Vogel, 2018):

$$X_{Tr[w]} = u_{x[w]} + \frac{a_{x[w]}}{k_{x[w]}} \{1 - [-\ln(p)]^{k_{x[w]}}\} \quad (45)$$

Error estándar de ajuste

El error estándar de ajuste (EEA) se ha establecido como un indicador objetivo cuantitativo debido a que evalúa la desviación estándar de las diferencias entre los valores observados y los estimados con la FDP que se prueba; en este estudio, los modelos LN3, LP3, GVE, LN3₁, LP3₁ y GVE₁. Su expresión es la siguiente (Kite, 1977):

$$EEA = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \hat{X}_i)^2}{n - np} \right]^{1/2} \quad (46)$$

en la cual, n y np son el número de datos y de parámetros de ajuste, en este caso tres, para las FDP estacionarias y cuatro para las no estacionarias; X_i son los datos ordenados de menor a mayor, y $\hat{X}_i$ son los valores estimados con la función de cuantiles estacionaria (ecuaciones (23), (33) y (39)) y no estacionaria (ecuaciones (31), (37) y (45)), para una probabilidad de no excedencia estimada con las fórmulas de Blom para los modelos LN3, LN3₁, LP3 y LP3₁, y de

Gringorten para las distribuciones GVE y GVE₁, según sugieren Serago y Vogel (2018):

$$P(X < x) = p = \frac{m-0.375}{n+0.25} \quad (47)$$

$$P(X < x) = p = \frac{m-0.44}{n+0.12} \quad (48)$$

donde m es el número de orden del dato, con 1 para el menor y n para el mayor.

Planteamiento de los análisis probabilísticos

El *EEA* ayuda a seleccionar, entre diversas distribuciones aplicadas a los datos o muestra disponible, la de mejor ajuste. Lógicamente, tales modelos deben ser del mismo tipo, estacionarios o no estacionarios. Entonces, en cada registro por procesar, primero se aplican las distribuciones LN3 y LN3₁, después las LP3 y LP3₁, y por último, las GVE y GVE₁; se analizan sus valores del *EEA* y se adoptan las predicciones buscadas. En este proceso, cuando los *EEA* son similares, se puede adoptar una distribución con base en juicios de seguridad hidrológica, es decir, la que reporta las predicciones más desfavorables o críticas.

Por medio de ecuaciones (31), (37) y (45) se calculan *predicciones* con periodos de retorno (Tr) de 2, 25, 50 y 100 años, a través del periodo de registro, aplicando la variable w_i en el intervalo de 1 a n . La primera predicción es la *mediana*, ya que su probabilidad de no excedencia (F) es de 50% y las tres siguientes se calculan para probabilidades complementarias, para definir su valor superior e inferior (Park, Kang, Lee, & Kim, 2011), es decir, para los valores siguientes: $F = 0.96$ y $F = 0.04$ para el Tr de 25 años; $F = 0.98$ y $F = 0.02$ para el Tr de 50 años, y $F = 0.99$ y $F = 0.01$ para el Tr de 100 años.

Las *predicciones* que emplean la variable w_i igual al tamaño del registro (n) corresponden al final de registro histórico. Las predicciones a futuro son posibles utilizando como magnitud de la variable w_i la suma del tamaño del registro (n) más el lapso en años hacia el futuro. Se realizaron *extrapolaciones* de las predicciones en tres fechas a futuro, a 10, 25 y 50 años de concluido el registro disponible.

Mudersbach y Jensen (2010) establecen que el diseño hidrológico de las obras hidráulicas debe ser confiable o seguro hasta el final de su *vida útil* o fecha futura. Si el registro de crecientes o de *PMD* anual disponible para estimar las CD muestra tendencia ascendente, entonces sus predicciones deben ser estimadas en tal fecha futura para que su dimensionamiento hidrológico esté correcto y no sea inseguro.

En tal contexto, Salas *et al.* (2018) han sugerido acortar los valores de la vida útil a 25 o 50 años, y al mismo tiempo hacer más versátil el diseño y la construcción de las obras hidráulicas, de manera que permitan ampliaciones y/o modificaciones a costos menores para la sociedad.

Registros por procesar

La primera serie de datos hidrológicos extremos corresponde a los gastos máximos anuales del río Neponset en Norwood, Massachusetts, EUA, en el periodo de 1939 a 2015 ($n = 77$). Esta cuenca de drenaje tiene 89.8 km², con un 16% de su extensión de área impermeable, lo cual ha incrementado sus gastos máximos, pero también es un río con embalses pequeños para abastecimientos municipales en industriales (Serago & Vogel, 2018). Los valores aproximados leídos de una figura logarítmica de dichos autores se tienen en la Tabla 1 y en la Figura 1; se observa que tal registro muestra tendencia ascendente ligera.

Tabla 1. Gastos máximos anuales (Q , m³/s) del río Neponset, EUA (Serago & Vogel, 2018).

Núm.	Q	Núm.	Q	Núm.	Q	Núm.	Q
------	-----	------	-----	------	-----	------	-----

1	12.4	21	9.0	41	23.9	61	13.3
2	6.4	22	6.9	42	12.6	62	9.3
3	6.7	23	8.9	43	8.7	63	20.8
4	8.5	24	10.4	44	18.5	64	7.3
5	6.5	25	13.5	45	12.9	65	9.6
6	5.7	26	11.0	46	26.7	66	12.4
7	7.2	27	8.6	47	8.7	67	14.1
8	11.7	28	5.5	48	11.2	68	24.2
9	6.0	29	11.0	49	19.6	69	14.4
10	11.2	30	31.7	50	10.9	70	16.2
11	4.7	31	17.9	51	8.9	71	16.9
12	5.0	32	19.2	52	17.6	72	33.0
13	7.1	33	8.4	53	9.0	73	12.9
14	9.4	34	12.1	54	7.0	74	11.0
15	11.1	35	12.3	55	11.1	75	13.3
16	12.3	36	11.4	56	10.3	76	14.1
17	41.1	37	8.5	57	7.1	77	14.2
18	13.7	38	19.4	58	10.4	-	-
19	7.0	39	11.1	59	21.7	-	-
20	10.8	40	15.0	60	30.7	-	-

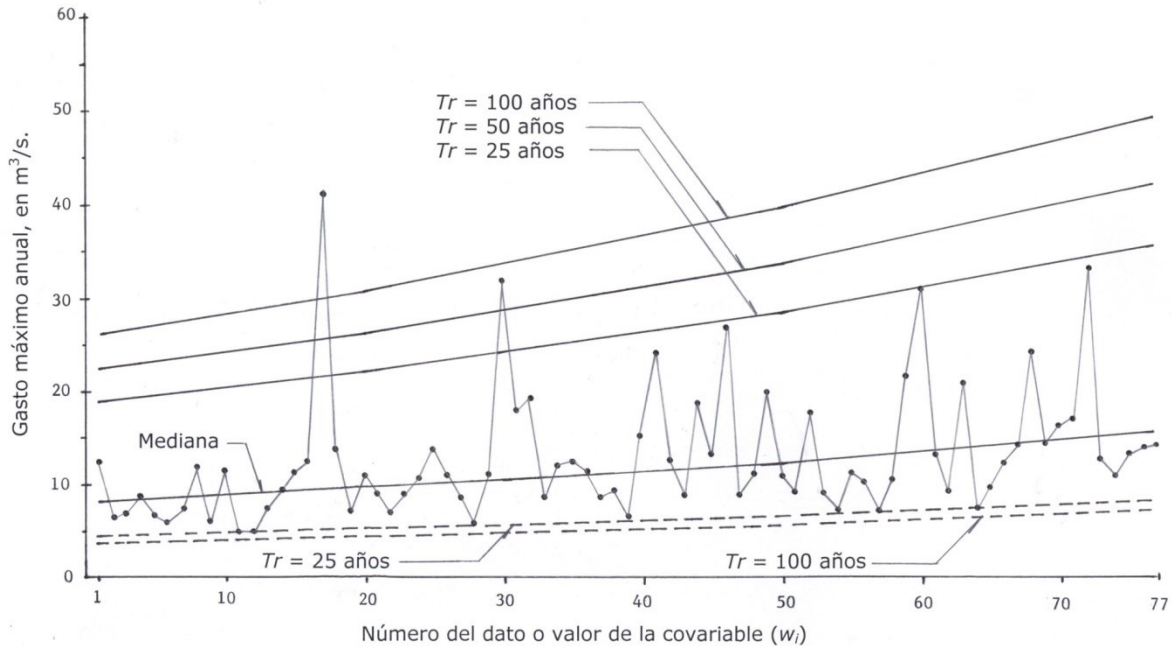


Figura 1. Serie cronológica de datos y curvas de predicciones estimadas con la distribución $LP3_1$ en una estación hidrométrica del río Neponset, EUA.

La segunda serie de datos hidrológicos extremos que fue analizada procede de Campos-Aranda (2016) y corresponde a las precipitaciones máximas diarias (PMD) anuales de la estación climatológica Zacatecas, en la ciudad del mismo nombre en México, con un registro de 58 años en el lapso de 1953 a 2010. La serie tiene tendencia ascendente, como se observa en la Figura 2.

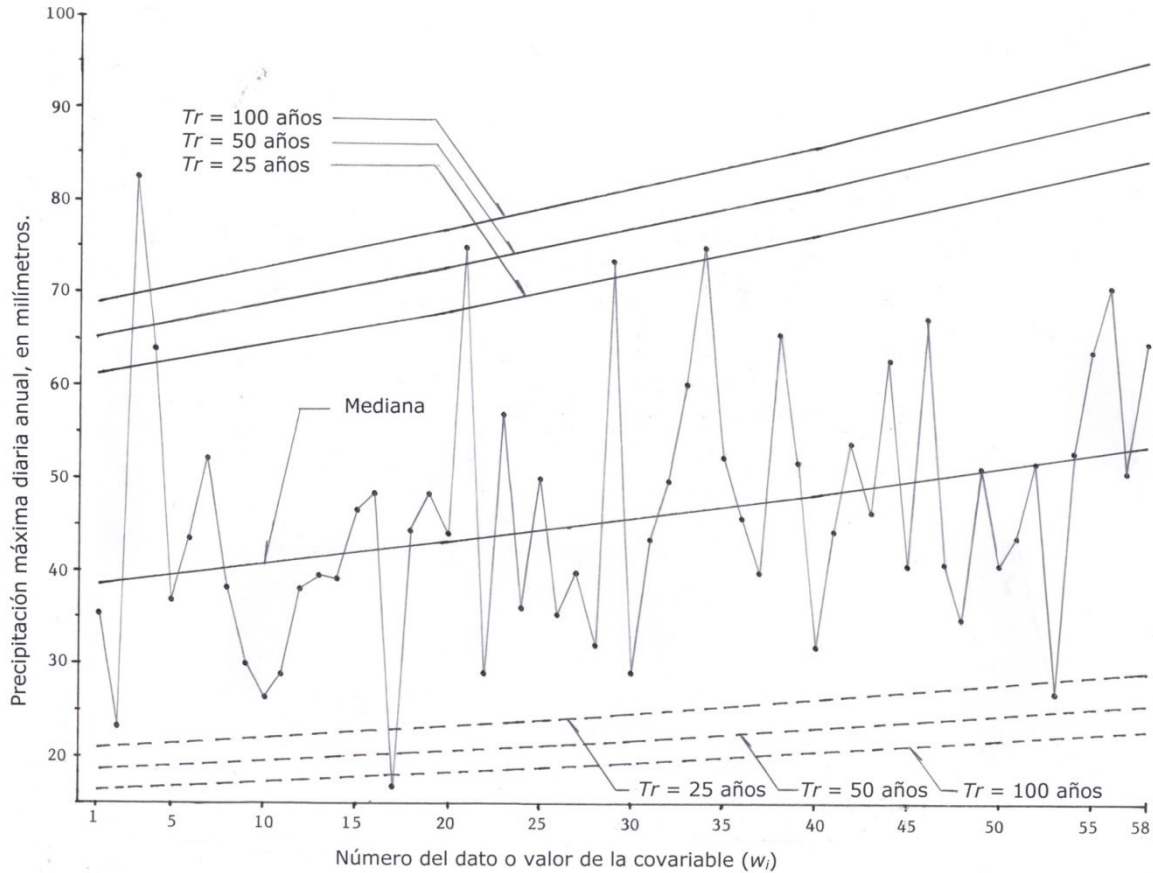


Figura 2. Serie cronológica de la precipitación máxima diaria anual y curvas de predicciones estimadas con la distribución $LP3_1$ en la estación climatológica Zacatecas, México.

Resultados y discusión

Predicciones en el río Neponset

En la Tabla 2 se muestra una selección de las predicciones obtenidas durante el registro histórico con la distribución LN3₁. Los parámetros básicos de este ajuste no estacionario fueron $\rho = 0.414$, $\beta = 0.0085$, $a_x[w = 3.807]$, $u_x[w = 2.4830]$, $\gamma_c = 1.83614$ y $\sigma_y = 0.5182$. En la Tabla 3 se exponen los EEA y las predicciones del modelo LN3 estacionario con $a = 0.5879$ y $\mu_y = 2.3842$ y del no estacionario, lógicamente al final del registro histórico (n) y en los tres escenarios futuros planteados.

Tabla 2. Predicciones (m^3/s) en el registro histórico obtenidas con la distribución LN3₁ en el río Neponset, EUA.

Núm.	Dato	Mediana	Tr = 25 años		Tr = 50 años		Tr = 100 años	
			Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.
1	12.4	8.3	17.6	4.5	20.3	4.2	23.0	3.9
10	11.2	9.0	19.0	4.9	21.9	4.5	24.9	4.2
20	10.8	9.7	20.7	5.3	23.8	4.9	27.0	4.6
30	31.7	10.6	22.5	5.8	25.9	5.3	29.4	5.0
40	15.0	11.5	24.5	6.3	28.2	5.8	32.0	5.4
50	10.9	12.6	26.6	6.9	30.7	6.3	34.9	5.9
60	30.7	13.7	29.0	7.5	33.4	6.9	37.9	6.4
70	16.2	14.9	31.6	8.1	36.3	7.5	41.3	7.0
77	14.2	15.8	33.5	8.6	38.5	7.9	43.8	7.4

Tabla 3. Predicciones (m^3/s) de la distribución LN3 estacionaria y no estacionaria LN3₁ en el río Neponset, EUA.

Distribución aplicada	EEA (m^3/s)	Periodos de retorno en años						
		5	10	25	50	100	500	1 000
LN3	1.00	17.4	21.7	27.5	32.0	36.8	48.8	54.4
LN3 ₁ (n)	4.67	22.3	27.1	33.5	38.5	43.8	57.0	63.2
LN3 ₁ ($n+10$)	4.67	24.3	29.5	36.4	41.9	47.7	62.1	68.8
LN3 ₁ ($n+25$)	4.67	27.6	33.4	41.4	47.6	54.1	70.5	78.1
LN3 ₁ ($n+50$)	4.67	34.1	41.3	51.1	58.8	66.8	87.1	96.5

En la Tabla 4 se muestra una porción de las predicciones obtenidas durante el registro histórico con la distribución $LP3_1$. Los parámetros básicos de este ajuste no estacionario fueron $\bar{y} = 2.4543$ y $\sigma_y = 0.4569$, $\rho = 0.414$, $\beta = 0.0085$ y $\gamma_c = 0.53338$. En la Tabla 5 se muestran los *EEA* y las predicciones del modelo $LP3$ estacionario con $\gamma_c = 0.53878$ y del no estacionario, al final del registro histórico (n), y en las tres fechas futuras analizadas.

Tabla 4. Predicciones (m^3/s) en el registro histórico obtenidas con la distribución $LP3_1$ en el río Neponset, EUA.

Núm.	Dato	Mediana	$Tr = 25$ años		$Tr = 50$ años		$Tr = 100$ años	
			Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.
1	12.4	8.1	18.8	4.4	22.2	4.1	26.1	3.8
10	11.2	8.8	20.2	4.8	24.0	4.4	28.1	4.1
20	10.8	9.6	22.0	5.2	26.1	4.8	30.6	4.4
30	31.7	10.4	24.0	5.6	28.4	5.2	33.3	4.8
40	15.0	11.3	26.1	6.1	30.9	5.6	36.3	5.3
50	10.9	12.3	28.4	6.7	33.6	6.1	39.5	5.7
60	30.7	13.4	30.9	7.3	36.6	6.7	42.9	6.2
70	16.2	14.6	33.6	7.9	39.8	7.3	46.7	6.8
77	14.2	15.5	35.7	8.4	42.3	7.7	49.6	7.2

Tabla 5. Predicciones (m^3/s) de la distribución $LP3$ estacionaria y no estacionaria $LP3_1$ en el río Neponset, EUA.

Distribución aplicada	<i>EEA</i> (m^3/s)	Periodos de retorno en años						
		5	10	25	50	100	500	1 000
$LP3$	0.75	16.8	21.3	28.0	33.8	40.3	58.8	68.6
$LP3_1 (n)$	2.71	22.4	27.8	35.7	42.3	49.6	69.9	80.4
$LP3_1 (n+10)$	2.71	24.4	30.3	38.8	46.0	54.0	76.1	87.5
$LP3_1 (n+25)$	2.71	27.7	34.4	44.1	52.2	61.3	86.4	99.3
$LP3_1 (n+50)$	2.71	34.2	42.5	54.4	64.5	75.7	106.7	122.7

En la Tabla 6 se expone una parte de las predicciones durante el registro histórico, estimadas con la distribución GVE_1 , con $\gamma_x[w = 2.2731]$, y parámetros de ajuste $\mu_x[w = 14.015]$, $a_x[w = 4.742]$ y $k_x[w = -0.139]$. En cambio, en la Tabla 7 se tienen los EEA y las predicciones del modelo GVE estacionario con $\gamma_x = 1.8361$, $u = 9.817$, $a = 4.607$ y $k = -0.101$, así como del no estacionario al final de registro y a futuro en las tres fechas planteadas.

Tabla 6. Predicciones (m^3/s) en el registro histórico obtenidas con la distribución GVE_1 en el río Neponset, EUA.

Núm.	Dato	Mediana	Tr = 25 años		Tr = 50 años		Tr = 100 años	
			Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.
1	12.4	8.3	17.4	4.7	20.3	4.3	23.4	3.9
10	11.2	9.0	18.8	5.1	21.9	4.6	25.3	4.3
20	10.8	9.8	20.5	5.5	23.8	5.0	27.5	4.6
30	31.7	10.6	22.3	6.0	25.9	5.5	30.0	5.0
40	15.0	11.6	24.2	6.5	28.2	5.9	32.6	5.5
50	10.9	12.6	26.4	7.1	30.7	6.5	35.5	6.0
60	30.7	13.7	28.7	7.7	33.4	7.0	38.6	6.5
70	16.2	14.9	31.2	8.4	36.4	7.7	42.0	7.1
77	14.2	15.8	33.1	8.9	38.6	8.1	44.6	7.5

Tabla 7. Predicciones (m^3/s) de la distribución GVE estacionaria y no estacionaria GVE_1 en el río Neponset, EUA.

Distribución aplicada	EEA (m^3/s)	Periodos de retorno en años						
		5	10	25	50	100	500	1 000
GVE	1.01	17.3	21.5	27.2	31.9	36.8	49.7	55.9
$GVE_1 (n)$	4.65	21.9	26.5	33.1	38.6	44.6	60.9	69.1
$GVE_1 (n+10)$	4.65	23.9	28.9	36.0	42.0	48.5	66.3	75.2
$GVE_1 (n+25)$	4.65	27.1	32.8	40.9	47.7	55.1	75.2	85.4
$GVE_1 (n+50)$	4.65	33.5	40.5	50.6	58.9	68.1	92.9	105.5

Con base en los valores del *EEA* mostrados en la Tabla 3, Tabla 5 y Tabla 7, se adoptan las predicciones o resultados de las distribuciones LP3 y LP3₁ contra las de los modelos LN3 y LN3₁, GVE y GVE₁, por conducir a sus magnitudes más bajas, indicando con ello un mejor ajuste a los datos disponibles. Las predicciones de la distribución no estacionaria LP3₁ resultaron ser las más severas o críticas, brindando con ello mayor seguridad en el diseño hidrológico al término de la vida útil de 10, 25 o 50 años.

En la Figura 1 se muestra la serie cronológica de las crecientes de río Neponset, EUA, y sus curvas de predicciones estimadas con la distribución no estacionaria LP3₁.

Predicciones en la estación Zacatecas

En la Tabla 8 se muestra una parte de las predicciones obtenidas durante el registro histórico con la distribución LN3₁. Los parámetros básicos de este ajuste no estacionario fueron $p = 0.298$, $\beta = 0.0057$, $a_x[w = -66.8647]$, $\mu_x[w = 4.7920]$, $\gamma_c = 0.42827$ y $\sigma_\gamma = 0.1411$. En la Tabla 9 se exponen los *EEA* y las predicciones del modelo LN3 estacionario con $a = -54.6459$ y $\mu_\gamma = 4.6091$ y del no estacionario, lógicamente al final del registro histórico (n) y en los tres escenarios futuros planteados.

Tabla 8. Predicciones (mm) en el registro histórico obtenidas con la distribución LN3₁ en la estación Zacatecas, México.

Núm.	Dato	Mediana	Tr = 25 años		Tr = 50 años		Tr = 100 años	
			Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.
1	35.1	38.8	63.3	19.7	68.2	16.9	72.7	14.4
10	26.4	40.9	66.6	20.8	71.7	17.8	76.5	15.2
20	44.0	43.3	70.5	22.0	75.9	18.8	81.0	16.1
30	29.2	45.8	74.6	23.3	80.4	19.9	85.7	17.0
40	32.0	48.5	79.0	24.6	85.1	21.1	90.8	18.0

50	41.0	51.3	83.6	26.1	90.0	22.3	96.1	19.1
58	65.0	53.7	87.5	27.3	94.2	23.3	100.5	19.9

Tabla 9. Predicciones (mm) de la distribución LN3 estacionaria y no estacionaria LN3₁ en la estación Zacatecas, México.

Distribución aplicada:	EEA (mm)	Periodos de retorno en años						
		5	10	25	50	100	500	1 000
LN3	1.52	58.4	65.6	73.9	79.5	84.8	96.0	100.6
LN3 ₁ (n)	8.93	68.9	77.6	87.5	94.2	100.5	114.1	119.6
LN3 ₁ (n+10)	8.93	72.9	82.1	92.6	99.7	106.4	120.7	126.6
LN3 ₁ (n+25)	8.93	79.4	89.4	100.8	108.6	115.9	131.5	137.8
LN3 ₁ (n+50)	8.93	91.5	103.0	116.2	125.1	133.5	151.5	158.8

En la Tabla 10 se expone una porción de las predicciones estimadas durante el registro histórico con la distribución LP3₁. Los parámetros básicos de este ajuste no estacionario fueron: $\bar{y} = 3.7962$, $\sigma_y = 0.3218$, $\rho = 0.298$, $\beta = 0.0057$ y $\gamma_c = -0.50869$. En la Tabla 11 se muestran los EEA y las predicciones del modelo LP3 estacionario con $\gamma_c = -0.51495$ y del no estacionario al final del registro y en las tres fechas futuras analizadas.

Tabla 10. Predicciones (mm) en el registro histórico obtenidas con la distribución LP3₁ en la estación Zacatecas, México.

Núm.	Dato	Mediana	Tr = 25 años		Tr = 50 años		Tr = 100 años	
			Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.
1	35.1	38.9	61.3	21.0	65.3	18.6	69.0	16.6
10	26.4	40.9	64.5	22.2	68.8	19.6	72.6	17.4
20	44.0	43.3	68.2	23.4	72.8	20.7	76.9	18.4
30	29.2	45.8	72.2	24.8	77.0	21.9	81.3	19.5
40	32.0	48.5	76.4	26.3	81.5	23.2	86.1	20.7
50	41.0	51.3	80.9	27.8	86.3	24.6	91.1	21.9
58	65.0	53.7	84.7	29.1	90.3	25.7	95.4	22.9

Tabla 11. Predicciones (mm) de la distribución LP3 estacionaria y no estacionaria LP3₁ en la estación Zacatecas, México.

Distribución aplicada	EEA (mm)	Periodos de retorno en años						
		5	10	25	50	100	500	1 000
LP3	1.51	58.6	65.8	73.6	78.7	83.3	92.6	96.1
LP3 ₁ (n)	4.46	68.1	76.0	84.7	90.3	95.4	105.5	109.3
LP3 ₁ (n+10)	4.46	72.1	80.5	89.6	95.6	100.9	111.7	115.7
LP3 ₁ (n+25)	4.46	78.5	87.6	97.6	104.1	109.9	121.6	126.0
LP3 ₁ (n+50)	4.46	90.4	101.0	112.5	120.0	126.7	140.1	145.2

En la Tabla 12 se muestra una parte de las predicciones durante el registro histórico, estimadas con la distribución GVE₁, con $\gamma_{x|w} = 2.1646$ y parámetros de ajuste $u_x[w = 46.955]$, $a_x[w = 10.950]$ y $k_x[w = -0.131]$. En cambio, en la Tabla 13 se tienen los EEA y las predicciones del modelo GVE estacionario con $\gamma_x = 0.4283$, $u = 40.896$, $a = 13.166$ y $k = 0.152$, así como del no estacionario, término de registro y en las tres fechas futuras planteadas.

Tabla 12. Predicciones (mm) en el registro histórico estimadas con la distribución GVE₁ en la estación Zacatecas, México.

Núm.	Dato	Mediana	Tr = 25 años		Tr = 50 años		Tr = 100 años	
			Sup.	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.	Inf.
1	35.1	36.9	65.4	25.4	74.3	24.1	83.9	23.0
10	26.4	38.9	68.9	26.7	78.2	25.3	88.3	24.2
20	44.0	41.2	72.9	28.3	82.8	26.8	93.5	25.6
30	29.2	43.6	77.1	29.9	87.6	28.4	99.0	27.1
40	32.0	46.1	81.6	31.7	92.7	30.0	104.7	28.7
50	41.0	48.8	86.4	33.5	98.1	31.8	110.9	30.4
58	65.0	51.1	90.4	35.1	102.7	33.3	116.0	31.8

Tabla 13. Predicciones (mm) de la distribución GVE estacionaria y no estacionaria GVE₁ en la estación Zacatecas, México.

Distribución	EEA	Periodos de retorno en años
--------------	-----	-----------------------------

aplicada	(m ³ /s)	5	10	25	50	100	500	1 000
GVE	1.44	58.6	66.0	74.2	79.6	84.5	93.8	97.2
GVE ₁ (n)	9.45	65.1	75.6	90.4	102.7	116.0	151.9	169.8
GVE ₁ (n+10)	9.45	68.9	80.0	95.7	108.7	122.8	160.8	179.7
GVE ₁ (n+25)	9.45	75.0	87.1	104.2	118.4	133.7	175.1	195.7
GVE ₁ (n+50)	9.45	86.5	100.4	120.1	136.4	154.1	201.8	225.5

Con base en los valores del *EEA* expuestos en la Tabla 9, Tabla 11 y Tabla 13, se adoptan las predicciones o resultados de los modelos GVE y LP3₁, por conducir a sus magnitudes más bajas, indicando con ello un mejor ajuste a los datos disponibles. Las predicciones de los tres modelos estacionarios son casi idénticas. La función GVE₁ reporta predicciones más extremas o críticas, pero su *EEA* es mayor del doble del obtenido con la distribución LP3₁, por ello no fueron seleccionadas.

En la Figura 2 se muestra la serie cronológica de la PMD anual de la estación climatológica Zacateas, México, y sus casi rectas de predicciones estimadas con la distribución no estacionaria LP3₁.

Conclusiones

Los análisis frecuencias (AF) de registros de datos hidrológicos extremos anuales que no son homogéneos al presentar *tendencia* serán bastante frecuentes en el futuro inmediato debido a los efectos del cambio climático global o regional, y a los impactos físicos de las alteraciones en las cuencas de drenaje, como son la urbanización y deforestación, así como la construcción de embalses.

Otro aspecto que favorecerá tales AF *no estacionarios* consiste en brindar protección hidrológica al término de la vida útil de una obra hidráulica. Lo anterior obliga a tomar en cuenta la tendencia observada en el registro por procesar, para obtener *predicciones* más confiables en una fecha futura, cuando concluya la *vida útil* de la obra hidráulica que

se dimensiona. Lo anterior es importante cuando el registro muestra tendencia ascendente.

En método descrito, desarrollado por Serago y Vogel (2018), y también expuesto por Salas *et al.* (2018), basado en los *momentos condicionales* de $y = \ln(x)$ y de x , que son los datos disponibles, permite obtener de manera simple las funciones de cuantiles no estacionarias de tres de las distribuciones de probabilidad más utilizadas y de mayor universalidad en los AF de crecientes y otros datos hidrológicos extremos anuales, que son la Log-Normal (LN3), la Log-Pearson tipo III (LP3) y la General de Valores Extremos (GVE).

El método usa como *covariable* el tiempo, con una tendencia lineal, y por ello se ajustan los modelos no estacionarios $LN3_1$, $LP3_1$ y GVE_1 . Las funciones de cuantiles, que permiten obtener sus predicciones buscadas, son sólo levemente más complicadas que sus versiones estacionarias, lo cual vuelve bastante práctico este enfoque para obtener predicciones en registros con tendencia, dentro de ellos, en su final y en fechas futuras. Lo anterior se demostró en las dos aplicaciones numéricas descritas, cuya selección del mejor ajuste logrado se basó en el error estándar de ajuste, técnica de uso generalizado en los análisis frecuencias.

Referencias

- Aissaoui-Fqayeh, I., El Adlouni, S., Ouarda, T. B. M. J., & St. Hilaire, A. (2009). Développement du modèle log-normal non-stationnaire et comparaison avec le modèle GEV non-stationnaire. *Hydrological Science Journal*, 54(6), 141-1156.
- Álvarez-Olguín, G., & Escalante-Sandoval, C. A. (2016). Análisis de frecuencias no estacionario de series de lluvia anual. *Tecnología y ciencias de agua*, 7(1), 71-88.
- Bhunya, P. K., Jain, S. K., Ojha, C. S., & Agarwal, A. (2007). Simple parameter estimation technique for three-parameter generalized extreme value distribution. *Journal of Hydrologic Engineering*, 12(6), 682-689.
- Bobée, B., & Ashkar, F. (1991). *The Gamma Family and derived distributions applied in Hydrology* (Chapter 1, pp. 1-12). Littleton, USA: Water Resources Publications.

- Campos-Aranda D. F. (2016). Modelo probabilístico simple para análisis de frecuencias en registros hidrológicos extremos con tendencia. *Tecnología y ciencias del agua*, 7(3), 171-186.
- Campos-Aranda, D. F. (2018). Ajuste con momentos L de las distribuciones GVE, LOG y PAG no estacionarias en su parámetro de ubicación, aplicado a datos hidrológicos extremos. *Agrociencia*, 52(2), 169-189.
- Chow, V. T. (1964). Statistical and probability analysis of hydrologic data. frequency analysis. In: Chow, V. T. (ed.). *Handbook of applied hydrology* (pp. 8.1-8.42). New York, USA: McGraw-Hill Book Co.
- El Adlouni, S., Ouarda, T. B. M. J., Zhang, X., Roy, R., & Bobée, B. (2007). Generalized maximum likelihood estimators for the nonstationary generalized extreme value model. *Water Resources Research*, 43(W03410), 1-13.
- El Adlouni, S., & Ouarda, T. B. M. J. (2008). Comparaison des méthodes d'estimation des paramètres du modèle GEV non stationnaire. *Revue des Sciences de L'Eau*, 21(1), 35-50.
- Johnson, F., & Sharma, A. (2017). Design rainfall. In: Singh, V. P. (ed.). *Handbook of applied hydrology* (Chapter 125, pp. 125.1-125.13) (2nd ed.). New York, USA: McGraw-Hill Education.
- Khalique, M. N., Ouarda, T. B. M. J., Ondo, J. C., Gachon, P., & Bobée, B. (2006). Frequency analysis of a sequence of dependent and/or non-stationary hydro-meteorological observations: A review. *Journal of Hydrology*, 329(3-4), 534-552.
- Kite, G. W. (1977). *Frequency and risk analyses in hydrology* (Chapter 9, pp. 105-122 and chapter 12, 156-168). Fort Collins, USA: Water Resources Publications.
- López-de-la-Cruz, J., & Francés, F. (2014). La variabilidad climática de baja frecuencia en la modelación no estacionaria de los regímenes de las crecidas en las regiones hidrológicas Sinaloa y Presidio-San Pedro. *Tecnología y ciencias del agua*, 5(4), 79-101.
- Majumdar, P. P., & Kumar, D. N. (2012). *Floods in a changing climate. Hydrologic Modeling*. Cambridge, United Kingdom: International Hydrology Series (UNESCO) and Cambridge University Press.

- Meylan, P., Favre, A. C., & Musy, A. (2012). *Predictive hydrology. A Frequency analysis approach* (Chapter 3, pp. 29-70). Boca Raton, USA: CRC Press.
- Mudersbach, C., & Jensen, J. (2010). Nonstationary extreme value analysis of annual maximum water levels for designing coastal structures on the German North Sea coastline. *Journal of Flood Risk Management*, 3(1), 52-62.
- Nguyen, T. H., El Outayek, S., Lim, S. H., & Nguyen, T. V. T. (2017). A systematic approach to selecting the best probability models for annual maximum rainfalls - A case study using data in Ontario (Canada). *Journal of Hydrology*, 553, 49-58.
- Park, J. S., Kang, H. S. Lee, Y. S., & Kim, M. K. (2011). Changes in the extreme daily rainfall in South Korea. *International Journal of Climatology*, 31(15), 2290-2299.
- Prosdocimi, I., Kjeldsen, T. R., & Svensson, C. (2014). Non-stationarity in annual and seasonal series of peak flow and precipitation in the UK. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 14(5), 1125-1144.
- Rao, A. R., & Hamed, K. H. (2000). *Flood frequency analysis* (Theme 1.8, pp. 12-21). Boca Raton, USA: CRC Press.
- Salas, J. D., Obeysekera, J., & Vogel, R. M. (2018). Techniques for assessing water infrastructure for nonstationary extreme events: A review. *Hydrological Sciences Journal*, 63(3), 325-352.
- Serago, J. M., & Vogel, R. M. (2018). Parsimonious nonstationary flood frequency analysis. *Advances in Water Resources*, 112(February), 1-16.
- Serenaldi, F., & Kilsby, C. G. (2015). Stationarity is undead: Uncertainty dominates the distribution of extremes. *Advances in Water Resources*, 77(March), 17-36.
- Stedinger, J. R., Vogel, R. M., & Foufoula-Georgiou, E. (1993). Frequency analysis of extreme events. In: Maidment, D. R. (ed.). *Handbook of hydrology* (Chapter 18, pp. 1-66). New York, USA: McGraw-Hill Inc.
- Teegavarapu, R. S. V. (2012). Precipitation variability and teleconnections. Chapter 6 (pp. 169-192). In: *Floods in a changing climate. Extreme precipitation*. Cambridge, United Kingdom:

International Hydrology Series (UNESCO) and Cambridge University Press.

- Vogel, R. M., Yaindl, C., & Walter, M. (2011). Nonstationarity: Flood magnification and recurrence reduction factors in the United States. *Journal of the American Water Resources Association*, 47(3), 464-474.
- WRC, Water Resources Council. (1977). Guidelines for determining flood flow frequency (revised edition). In: Bulletin # 17A of the Hydrology Committee. Washington, DC, USA: Water Resources Council.
- Zelen, M., & Severo, N. C. (1972). Probability functions. In: Abramowitz, M., & Stegun, I. A (eds.). *Handbook of mathematical functions* (Chapter 26, pp. 925-995) (9th pr.). New York, USA: Dover Publications.

DOI: 10.24850/j-tyca-2019-06-04

Artículos

Calidad de agua de la quebrada Mamarramos. Santuario de Flora y Fauna Iguaque, Colombia

Water quality of Mamarramos stream. The Sanctuary of Fauna and Flora Iguaque, Colombia

Alexandra Cerón-Vivas¹

Yolanda Gamarra²

Maryory Villamizar³

Ricardo Restrepo⁴

Reinaldo Arenas⁵

¹Facultad de Ingeniería Ambiental, Universidad Pontificia Bolivariana, Bucaramanga, Colombia, alexandra.ceron@upb.edu.co, <https://orcid.org/0000-0002-6234-0639>

²Facultad de Ingeniería Ambiental, Universidad Pontificia Bolivariana, Bucaramanga, Colombia, yolanda.gamarra@upb.edu.co, <https://orcid.org/0000-0002-4099-8499>

³Facultad de Ingeniería Industrial, Universidad Pontificia Bolivariana, Bucaramanga, Colombia, maryory.villamizar@upb.edu.co, <https://orcid.org/0000-0002-8794-8413>

⁴Facultad de Ingeniería Ambiental, Universidad Pontificia Bolivariana, Bucaramanga, Colombia, ricardo.restrepom@upb.edu.co, <https://orcid.org/0000-0002-2059-9845>

⁵Facultad de Ingeniería Industrial, Universidad Pontificia Bolivariana, Bucaramanga, Colombia, reinaldo.arenas@upb.edu.co, <https://orcid.org/0000-0002-9765-3520>

Autor para correspondencia: Alexandra Cerón-Vivas,
alexandra.ceron@upb.edu.co

Resumen

El Santuario de Fauna y Flora de Iguaque (SFFI) es un área protegida por Parques Nacionales Naturales de Colombia (SPNN), perteneciente a la región andina colombiana, que abarca ecosistemas de páramo y bosque andino. El objetivo de este trabajo fue evaluar la calidad del agua de la quebrada Mamarramos, ubicada en el SFFI, y formada por la confluencia de las quebradas Francos y Carrizal, fuente de abastecimiento de las comunidades de la región. Se realizaron tres jornadas de muestreo, en estación seca, en diez puntos de monitoreo. Se calcularon índices biológicos a partir de las especies de macroinvertebrados colectados; índices fisicoquímicos, y el índice de calidad ecológica (ICE) basado en análisis multivariante, relacionando la abundancia de macroinvertebrados y las variables fisicoquímicas. Se colectaron 7 521 individuos, distribuidos en ocho clases, 16 órdenes y 57 familias. *Leptoceridae* (19%), *Calamoceratidae* (11.8%) y *Psephenidae* (10.8%) fueron las familias que presentaron mayor frecuencia. Los resultados confirmaron la buena calidad del agua de las quebradas, la cual no es afectada por los sistemas de tratamiento de aguas residuales *in situ*.

Palabras clave: área protegida, macroinvertebrados, Índice de calidad ecológica, Índices fisicoquímicos.

Abstract

The Sanctuary of Fauna and Flora Iguaque (SFFI) is a protected area by Natural National Parks of Colombia (NNP), belonging to the Colombian Andean Region that includes paramo and Andean forest ecosystems. The aim of this study was to access the water quality of Mamarramos stream, located in SFFI and formed by the confluence of the Francos and Carrizal streams, source of supply of the region communities. Three days of sampling were carried out in dry season, at ten monitoring points. Biological indexes from the species of macroinvertebrates collected, physicochemical indexes and the ecological quality index (EQI) were calculated. A total of 7 521 individuals distributed in eight classes, 16 orders y 57 families were found. *Leptoceridae* (19%), *Calamoceratidae* (11.8%) and *Psephenidae* (10.8%) were the families with the highest frequency. The results confirmed the good water quality of the streams which is not affected by the in situ wastewater treatment systems.

Keywords: Protected area, macroinvertebrates, ecological quality index, physicochemical indexes.

Recibido: 29/11/2017

Aceptado: 20/03/2019

Introducción

Colombia es uno de los países más ricos en diversidad biológica en el mundo. Tal diversidad está representada en 59 áreas naturales protegidas pertenecientes al Sistema de Parques Nacionales Naturales, que representan 142 682 km² de la superficie nacional. El Santuario de Fauna y Flora de Iguaque (SFFI) es un área protegida perteneciente a la región andina colombiana, que abarca ecosistemas de páramo y bosque andino, y es de importancia vital como proveedor de servicios ecosistémicos, como el abastecimiento de agua para el consumo de los municipios de Villa de Leyva, Arcabuco y Chíquiza (Ministerio del Medio Ambiente, 2017a).

El páramo es un ecosistema tropical de montaña, único por los servicios ambientales que presta, dentro de los que se destaca la regulación y conservación del recurso hídrico. Se sitúa entre el límite superior de los bosques alto-andinos y el límite inferior de las zonas nivales, entre los 3 100 y 4 000 msnm. Su temperatura es baja y por lo general muy húmeda debido a las frecuentes lluvias y neblina. En Latinoamérica, sólo Venezuela, Ecuador, Perú y Costa Rica cuentan con páramos tropicales, ubicados, casi todos, salvo los de la Sierra Nevada de Santa Marta y los de Costa Rica, en la cordillera de los Andes (Greenpeace, 2013).

En Colombia, los páramos abarcan 29 061.3 km², equivalentes apenas al 2.5% del territorio continental; sin embargo, representan el 50% de ecosistemas paramunos del mundo (Ministerio del Medio Ambiente, 2017b); además, dan origen a las cuencas hídricas que abastecen gran parte del país, suministrando agua a 70% de la población colombiana

(Vásquez & Buitrago, 2011). Se estima que la producción de agua de alta montaña ($> 2\,744$ msnm) es de $66.5\text{ km}^3/\text{año}$, cantidad que corresponde a un 3% del volumen total anual de precipitación del país (Avellaneda-Torres, Torres, & León-Sicard, 2014). Además, los páramos son centros de endemismo de flora (8%) y fauna, fundamentales para mitigar los efectos del cambio climático debido a la capacidad de su vegetación y suelos para retener diez veces más la cantidad de carbono que un metro cuadrado de bosque seco tropical (Vásquez & Buitrago, 2011).

Un 50% de los páramos en Colombia está vinculado con zonas protegidas (Gómez, Moreno, Andrade, & Rueda, 2016), sin embargo son objeto de procesos de transformación y degradación debido principalmente a prácticas de agricultura intensiva, conversión a sistemas de ganadería extensiva, explotación minera y establecimiento de infraestructura (Cabrera & Ramírez, 2014), generando pérdida del ecosistema nativo del 15.9% (Gómez *et al.*, 2016) y afectando la calidad del recurso hídrico. El SFFI no ha sido ajeno a esta afectación, pues posee infraestructura para la sede administrativa, zona de *camping*, centro de visitantes y restaurante, para el servicio a visitantes que practican ecoturismo.

En los últimos años, las comunidades aledañas al SFFI y los usuarios que se benefician de la captación de agua proveniente de la quebrada Mamarramos presentaron reclamos por el deterioro de la calidad del agua. Para dar respuesta, los administrativos del SFFI implementaron sistemas de tratamiento de agua residual doméstica *in situ* en la sede administrativa, centro de visitantes y área de *camping*, a fin de disminuir el impacto de las aguas residuales sobre la quebrada y asegurar que las bocatomas localizadas aguas abajo cumplan con los parámetros establecidos por la legislación colombiana para uso de agua con fines de potabilización.

Teniendo en cuenta lo anterior, la calidad del recurso hídrico debe ser monitoreada de manera frecuente para la ejecución de acciones preventivas o correctivas. Con el propósito de valorar la calidad del agua se han empleado varias metodologías, entre las que se incluyen la comparación de las variables con la normatividad vigente; indicadores de calidad y contaminación (ICA e ICOS, respectivamente) para transformar los datos de variables fisicoquímicas y microbiológicas del agua, en un valor que califica y cualifica la fuente (Companhia Ambiental

do Estado de São Paulo, 2014; Ramírez, Restrepo, & Viña, 1997); indicadores hidrobiológicos, a partir de la composición de macroinvertebrados en un cuerpo de agua; índice de calidad ecológica (ICE), que permite integrar la información de abundancia de cada familia de macroinvertebrados y las variables fisicoquímicas en un único valor que expresa un gradiente ambiental de calidad de agua (Haase & Nolte, 2008).

El objetivo de este estudio fue evaluar la calidad del agua de la quebrada Mamarramos, a partir de índices hidrobiológicos y fisicoquímicos, así como del Índice de Calidad Ecológica, para determinar el efecto de la actividad antrópica en el Santuario de Fauna y Flora de Iguaque.

Materiales y métodos

Zona de estudio

El estudio se realizó en la quebrada Mamarramos, perteneciente al SFFI, que se forma por la confluencia de las quebradas Francos y Carrizal. Para caracterizar la calidad del agua de la quebrada y el efecto de la actividad antrópica en el SFFI, se identificaron 10 puntos de monitoreo distribuidos en las quebradas Carrizal, Francos y Mamarramos, teniendo en cuenta la ubicación de bocatomas, presencia de sistemas de tratamiento de aguas residuales y características topográficas (Figura 1).

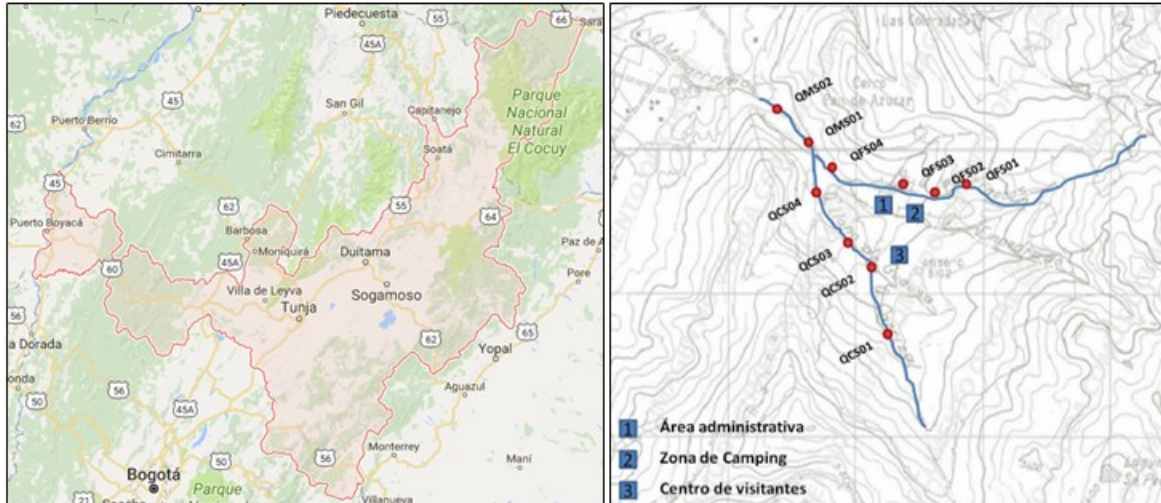


Figura 1. Ubicación de puntos de muestreo.

Se realizaron tres jornadas de muestreo durante la estación seca del año. La descripción de los puntos de muestreo se presenta en la Tabla 1.

Tabla 1. Descripción de los puntos de muestreo. QC: quebrada Carrizal; QF: quebrada Francos; QM: quebrada Mamarramos; S: estación seca; CI: campo de infiltración.

Estación de muestreo	Nombre	Altitud (msnm)	Coordenadas geográficas
QC, antes de bocatoma	QCS01	3037 ±	5° 41' 48.2" N, 73° 27'
QC, después del CI del centro de visitantes	QCS02	2897 ±	5° 42' 11"N, 73° 27'
QC, después del CI del área administrativa	QCS03	2839 ±	5° 42' 26.6 "N, 73° 27'
QC, antes de la confluencia con la QF	QCS04	2827 ±	5° 42' 29.4"N, 73° 27'
QF, antes de bocatoma	QFS01	2860 ±	5° 42' 15.9"N, 73° 27'
QF, antes del CI de la zona de camping	QFS02	2856 ±	5° 42' 33.1"N, 73° 27'
QF, después del CI de la zona de <i>camping</i>	QFS03	2849 ±	5° 42' 25.7"N, 73° 27'
QF, antes de la confluencia con la QC	QFS04	2827 ±	5° 42' 29.4"N, 73° 27'
QM, después de la unión de QF y QC	QMS01	2810 ±	5° 42' 32.6"N, 73° 27'
QM, después de bocatoma	QMS02	2718 ±	5° 42' 42.5", 73° 27'

Macroinvertebrados

La captura de macroinvertebrados se llevó a cabo por recolección manual (Roldán, 2003), en un área de 10 m², mediante la técnica de coriotopos propuesta por Rincón (1996). Cada coriotopo se muestreó en un área aproximada de 1 m² utilizando una red de mano, con ojo de malla de 450 µm y un área de 0.1 m². Los coriotopos seleccionados para cada estación de muestreo fueron los siguientes: musgos y piedras en corriente rápida y lenta, cascada, hojarasca, salpicadura y ribera (Medellín, Ramírez, & Rincón, 2004). Los muestreos se realizaron en horas diurnas, de 9:00 am a 5:00 p.m., teniendo en cuenta el tiempo de mayor actividad de los macroinvertebrados. Los organismos colectados se conservaron en recipientes plásticos sumergidos en solución *transeau* (agua, etanol al 90% y formol al 40%, en proporciones 6:3:1, respectivamente) a un volumen 1:1 de solución y 20 ml de agua destilada (Arcos-Pulido & Gómez, 2006; Corredor & Forero, 2011). Los macroinvertebrados fueron identificados hasta el nivel de familia, utilizando un estereoscopio marca Nikon SMZ 745 T, acompañado de un sistema de iluminación NI-150 Nikon Instrumets Inc. Para la determinación taxonómica de los especímenes se aplicaron claves de diferentes autores y guías de campo (Bouchard, 2004; Clifford, 1991; Domínguez & Fernández, 2009; McCafferty, 1983; Merritt, Cummins, Hunt, Company, & Wallace, 1996; Roldán, 1988, 2003; Springer, Ramírez, & Hanson, 2010).

Se construyó la curva de diversidad acumulada, a partir de los datos acumulados del índice de diversidad de Shannon y la abundancia de organismos capturados, para establecer la representatividad de la muestra (Ramírez, 2006). Para el cálculo de los índices BMWP/Col e ICOBIO, se siguió el procedimiento descrito por Roldán (2003), y Ramírez y Viña (1998), respectivamente.

Parámetros fisicoquímicos

La recolección, preservación, transporte y almacenamiento de muestras se realizó de acuerdo con las recomendaciones de los métodos estándar (APHA, AWWA, & WEF, 2012). Se realizaron análisis *in situ* de turbiedad (TD), con un turbidímetro portátil marca Hach; oxígeno disuelto (OD); conductividad (CD); pH, y temperatura, utilizando un multiparámetro marca Hach. Además se realizaron mediciones de caudal y se colectaron muestras en cada punto para analizar los siguientes parámetros: demanda bioquímica de oxígeno (DBO_5), coliformes totales (CT), coliformes fecales (CF), sólidos totales (ST), sólidos suspendidos totales (SST), sólidos disueltos totales (SDT), nitrógeno total kjendahl (NTK), nitratos (NO_3), fósforo total (PT), fosfatos (PO_4), dureza total (DT), alcalinidad total (AT) y cloruros (Cl^-). Todos los análisis de laboratorio se realizaron con base en los métodos estándar (APHA, AWWA, & WEF, 2012). Teniendo en cuenta temperatura, oxígeno disuelto y altitud, se calculó la concentración de saturación con la ecuación propuesta por Whipple y Whipple, citada por Romero-Rojas (1999), y el porcentaje de saturación de oxígeno en cada punto de monitoreo. El caudal en los puntos QFS01, QFS02, QMS01 y QMS02 se determinó con el método de área-velocidad (Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, 2007), usando un micromolinetes marca Rickly Hidrológica; en los puntos QCS01, QCS02, QCS04 y QFS03 se aforó con el método volumétrico ((Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, 2007).

Con los resultados de los parámetros fisicoquímicos se calcularon los índices de contaminación por mineralización-ICOMI y materia orgánica-ICOMO a partir de la metodología establecida por Ramírez, Restrepo y Viña (Ramírez et al., 1997). El ICOMI es el valor promedio de los índices de cada una de las tres variables que integra (conductividad, dureza y alcalinidad), las cuales se definen en un rango entre 0 y 1. Índices cercanos a cero (0) reflejan muy baja contaminación por mineralización; por el contrario, índices cercanos al máximo valor posible (1) indican un alto grado de contaminación (Jimenez & Velez, 2006). El ICOMO es el valor promedio de cada una de las tres variables que integra (DBO_5 , CT y porcentaje de saturación de oxígeno) (Ramírez et al., 1997).

Asimismo, se calculó el índice de calidad de agua de la Compañía de Tecnología de Saneamiento Ambiental de Brasil (ICA-CETESB), que incluye parámetros fisicoquímicos y microbiológicos relacionados con el nivel de riesgo sanitario presente en el agua (Companhia Ambiental do Estado de São Paulo, 2014). La ecuación (1) representa el ICA-CETESB,

el cual es el producto de la multiplicación de nueve parámetros elevados a un valor atribuido en función de la importancia del parámetro. La sumatoria de todos los puntajes obtenidos de las diferentes características se califican de acuerdo con las categorías consignadas en la Tabla 2.

Tabla 2. Categorización según ICA-CETESB (Companhia Ambiental do Estado de São Paulo, 2014).

Clase	Calidad	Rango
I	Óptima	80-100
II	Buena	52-79
III	Dudosa	37-51
IV	Inadecuada	20-36
V	Pésima	0-19

$$ICA = \prod_{i=1}^n q_i^{w_i} \quad (1)$$

Donde:

ICA = Índice de Calidad de Agua (número entre 0 y 100).

q_i = calidad del parámetro, número entre 0 y 100, obtenido de la respectiva curva media de variación de calidad, en función de su concentración.

w_i = peso correspondiente, un número entre 0 y 1, atribuido en función de su importancia para la conformación global de la calidad.

i = número de parámetros, variando de 1 a 9 ($n = 9$, o sea, número de parámetros que componen el ICA).

Índice de calidad ecológica

Este índice utiliza diferentes técnicas estadísticas multivariantes (Haase & Nolte, 2008) a partir de la siguiente secuencia:

1. Construcción de las matrices de entrada a partir de los valores medios y visualización de la estructura por análisis de componentes principales (*Biplot*). La sumatoria de las abundancias de macroinvertebrados en los 10 puntos de muestreo se clasificó con base en los criterios de bioindicación propuestos por Roldán (2003) y, en paralelo, se construyó la matriz de resultados de los análisis fisicoquímicos obtenidos.
2. Determinación de un gradiente ambiental desde un Análisis de Correlación Canónica (ACC), técnica desarrollada por Hotelling (1936).
3. Reescalamiento de los *samples scores* obtenidos del ACC (Haase & Nolte, 2008).
4. Obtención de los puntajes óptimos y de tolerancias para cada taxón, a partir de un análisis de promedios ponderados (*Weighted Averaging, WA*), desarrollado por Whittaker (1973), utilizando los puntajes escalados.
5. Construcción del ICE, a partir de la ecuación propuesta por Haase y Nolte (2008)).

Finalmente, se agruparon los puntos de muestreo considerando el valor del ICE, utilizando un *cluster* jerárquico aglomerativo. El ICE se calificó de acuerdo con las categorías consignadas en la Tabla 3.

Tabla 3. Categorización de acuerdo con el ICE.

Calidad	ICE
Buena	> 6:1
Regular	5 - 6
Crítica	≤ 4:9

Resultados y discusión

Macroinvertebrados

Se colectaron 7 521 individuos, distribuidos en ocho clases, 16 órdenes y 57 familias (Tabla 4). De las familias identificadas, las que presentaron mayor frecuencia fueron: *Leptoceridae* (19%), *Calamoceratidae* (11.8%), *Psephenidae* (10.8%), *Helicopsychidae* (9.7%) y *Planariidae* (7.7%). Al analizar el material colectado, las familias que presentaron mayor frecuencia representan el 59% del total de los individuos capturados durante las tres jornadas de muestreo. Todas las familias capturadas son representantes de cuerpos lóticos y tienen valoraciones de bioindicación para agua de buena calidad, posiblemente asociados con su ubicación en una zona de reserva, en donde se destacan algunas características propias de sistemas acuáticos de alta montaña: lechos rocosos y nivel de conservación de los bosques riparios (Morelli & Verdi, 2014).

Tabla 4. Familias y abundancias de macroinvertebrados.

Familia	QFS01	QFS0	QFS0	QFS0	QCS0	QCS0	QCS0	QCS0	QMS0	QMS0	Total
<i>Ampullariidae</i>		1			3		22				26
<i>Anomalopsy-chidae</i>	1	2	1							1	5
<i>Baetidae</i>	51	22	1	7	79	8	2	3	7	48	228
<i>Blatariidae</i>	1						2	1			4
<i>Blephariceridae</i>	1				2			1		1	5
<i>Calamoceratida</i>	66	81	66	82	69	76	108	89	101	150	888
<i>Ceratopogonida</i>	2	11	3	1	4	4	2	4	3	3	37
<i>Chironomidae</i>	20	28	14	31	17	32	30	10	39	26	247
<i>Chordodidae</i>							1				1
<i>Chrysomelidae</i>	1				1	6	2	2	1	2	15
<i>Curculionidae</i>					1			1			2
<i>Dixidae</i>		2	2	6		1	10	7	6	18	52
<i>Dolichopodidae</i>										1	1
<i>Dytiscidae</i>					1				2	1	4
<i>Elmidae</i>	3	2	7	3	1	5	2	4	4	10	41
<i>Empididae</i>		1			1	1		1	2	1	7
<i>Entomobrydae (Collembola)</i>		1			3				1		5
<i>Ephydriidae</i>					1						1

<i>Girinidae</i>	2										2
<i>Glossosomatidae</i>	172	42	22	22	40	34	40	19	20	21	432
<i>Helicopsychidae</i>	6	69	79	40	18	58	83	44	244	89	730
<i>Hyaellidae</i>	24	25	7		28	8	8	1	22		123
<i>Hydracnidae</i>				2	1	4	1	2	5	6	21
<i>Hydrobiosidae</i>	15	9	15	12	25	13	20	16	19	6	150
<i>Hydrophilidae</i>	1					2	3	3		1	10
<i>Hydropsychidae</i>	22	10	12	5	5	12	8	22	12	24	132
<i>Hydroptilidae</i>	1									1	2
<i>Isopoda</i>	1	3	1		85	11	28	12	9	1	151
<i>Isotomidae (Collembola)</i>										1	1
<i>Lampiridae</i>							1	2		2	5
<i>Leptoceridae</i>	76	199	275	122	64	86	115	62	157	305	1461
<i>Leptohyphidae</i>	3	2	7	6	1	5	1	7	34	15	81
<i>Leptophlebiae</i>	10	22	7	5	13	9	8	2	9	24	109
<i>Libellulidae</i>										1	1
<i>Muscidae</i>	2										2
<i>Perlidae</i>	6	5	6	7	8	17	7	21	9	75	161
<i>Phyllipotamidae</i>				2		2			1	1	6
<i>Pisauridae</i>	4	4	3		15	7	10	1	2	11	57
<i>Planariidae</i>	48	56	38	28	44	66	86	26	141	46	579
<i>Polidesmidae</i>	2				3		1	1			7
<i>Polycentropodidae</i>		1	1	3			6	2	2	1	16
<i>Psephenidae</i>	68	94	95	88	67	90	138	54	11	107	812
<i>Pseudothelphusidae</i>										1	1
<i>Psychodidae</i>	1										1
<i>Ptilodactylidae</i>	6	18	15	11	20	31	33	13	19	11	177
<i>Puduridae</i>									1		1
<i>Pyrilidae</i>					3						3
<i>Scirtidae</i>	54	18	17	12	40	29	47	27	46	17	307
<i>Simuliidae</i>	21	74	17	8	11	31	10	49	17	46	284
<i>Sphaeriidae</i>	1	7	4	2	1	2		2	1		20
<i>Staphilinidae</i>	1	3	5	1	4	6	8	4	11	6	49
<i>Synlestidae</i>				1				1	1	1	4
<i>Tabanidae</i>							1		2		3
<i>Tipulidae</i>	7	4		2	12	5	4	3	4	1	42

<i>Torridincolidae</i>			1								1
<i>Tubificidae</i>						2				1	3
<i>Xiphocentronidae</i>		1	3							1	5
Total de individuos	700	817	724	509	691	663	848	519	965	1 085	7 521

El valor obtenido en la curva de acumulación de taxones fue de 83% (Gamarra *et al.*, 2017), demostrando que el número de puntos de monitoreo, las técnicas y actividades relacionadas con la captura, y el esfuerzo de muestreo de los macroinvertebrados fueron suficientes para alcanzar alta representatividad (González-Valdivia *et al.*, 2017). Los valores de diversidad de Shannon, presentados en la Figura 2, fueron de 2.7 ± 0.09 , reflejando las condiciones naturales del ecosistema en el momento del muestreo e indicando alta diversidad, con base en lo reportado por Ramírez (2006) para zonas prístinas de alta montaña.

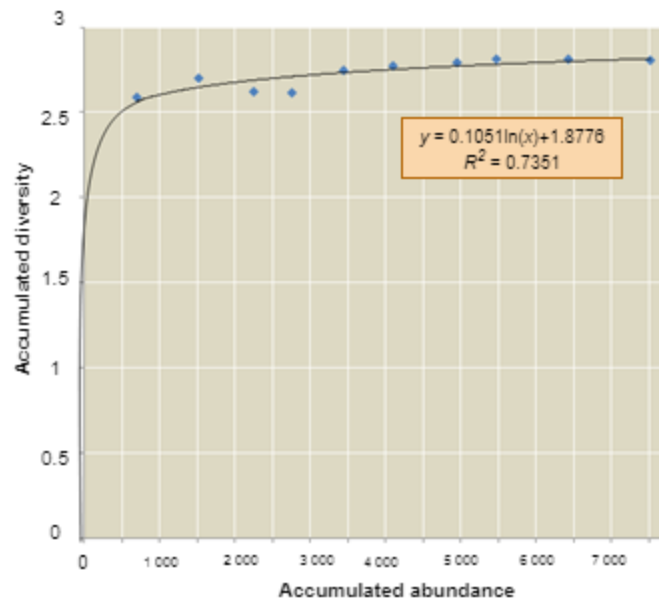


Figura 2. Curva de diversidad acumulada.

En la Tabla 5 se muestra los resultados obtenidos para el BMWP/Col., los cuales fueron superiores a 120 en todos los puntos de muestreo evaluados.

Tabla 5. Índice BMWP/Col.

Muestra	QFS01	QFS02	QFS03	QFS04	QCS01	QCS02	QCS03	QCS04	QMS01	QMS02
1	124	99	119	99	125	153	134	129	158	119
2	151	162	165	135	151	116	145	172	150	168
3	158	149	151	147	135	135	136	152	148	230

De acuerdo con el índice BMWP/Col., la calidad del agua para los puntos QFS02 y QFS04 sobre la quebrada Francos registraron un valor de 99 en el primer muestreo, calificando como aceptable, indicando agua ligeramente contaminada (Roldán, 2003). Este resultado se asocia con la cercanía con el sistema de tratamiento de aguas residuales generadas en la zona de *camping*. Los ocho puntos restantes fueron clasificados como aguas limpias, con valores superiores a 101 (Roldán, 2003). A pesar de la proximidad en los valores obtenidos, la tabla de calificación para el BMWP establece que hasta 100 las aguas se califican como ligeramente contaminadas; valores superiores a 100 estarán en la categoría de aguas limpias a muy limpias (Roldán, 2003). Tal diferencia se asocia con los rangos establecidos por este índice desde sus inicios (Alba-Tercedor, 1996); sin embargo, valores cercanos a dichos límites (99 o 101) se podrán considerar de la misma calidad, para este caso, aguas limpias.

El índice BMWP/Col. en la segunda y tercera jornada de muestreo calificó el agua en los 10 puntos de muestreo como buena, coincidiendo con lo reportado por Luna (2009) y Medellín *et al.* (2004). Al establecer relación entre los datos de los estudios previos y el presente trabajo, se puede demostrar que las condiciones de la quebrada Mamarramos han sido ligeramente afectadas a través del tiempo.

Parámetros fisicoquímicos

Los valores promedio y desviaciones estándar de las características fisicoquímicas medidas en las quebradas se muestran en la Tabla 6. La temperatura del agua fue similar en los muestreos 1 y 2 para cada punto de monitoreo (con excepción del punto 4 sobre la quebrada los Francos). Para el tercer muestreo se presentó un aumento en la temperatura de un 1.5 °C (con excepción del punto 3 sobre la quebrada los Francos, el cual permanece constante para todas las fechas de muestreo). La concentración de OD varió entre 6.6 y 7.7 mg/l en la primera y tercera jornada de muestreo, y en el segundo muestreo osciló entre 7.2 y 8.6 mg/l. El porcentaje de saturación de oxígeno para la quebrada Carrizal, Francos y Mamarramos fue de $97.9 \pm 1.7\%$, $93.9 \pm 3.1\%$ y $97.7 \pm 1.8\%$. La conductividad en las quebradas Carrizal y Mamarramos fue inferior a la registrada en la quebrada Francos en aproximadamente un 50%. Sin embargo, todos los valores obtenidos en las quebradas (de 26.6 a 73.8 $\mu\text{S}/\text{cm}$) corresponden a conductividad baja, propia de agua dulce, indicando ser apta para ciertas especies de peces e invertebrados. El pH en las tres quebradas fue ligeramente ácido o cercano a la neutralidad, y los valores de conductividad fueron bajos, siendo propios de ecosistemas acuáticos de alta montaña, favoreciendo la diversidad de especies (Roldán, 2012).

Tabla 6. Características fisicoquímicas de las quebradas Carrizal, Francos y Mamarramos.

Parámetro	Unidad	QCS01	QCS02	QCS03	QCS04	QFS01	QFS02	QFS03	QFS04	QMS01	QMS02
OD	mg/l	7.8 ± 0.6	7.7 ± 0.4	7.8 ± 0.5	7.3 ± 0.3	7.2 ± 0.3	7.0 ± 0.2	7.0 ± 0.3	6.9 ± 0.3	7.5 ± 0.3	7.4 ± 0.2
Conductividad	$\mu\text{S}/\text{cm}$	34.2 ± 4.2	33.6 ± 4.3	32.5 ± 3.7	27.7 ± 0.9	18.4 ± 1.8	58.2 ± 14.5	55.8 ± 12.2	53.1 ± 9.6	37.7 ± 2.1	36.4 ± 1.9
pH	un.	6.8 ± 0.2	7.0 ± 0.5	7.1 ± 0.4	7.3 ± 0.4	7.2 ± 0.5	7.5 ± 0.3	7.3 ± 0.5	7.3 ± 0.5	6.9 ± 0.1	7.2 ± 0.4
TC		10.4 ± 0.8	11.5 ± 1.2	11.6 ± 0.6	12.8 ± 0.7	11.5 ± 0.8	13.4 ± 0.7	13.8 ± 1.4	13.3 ± 1.3	12.8 ± 0.5	12.7 ± 1.2
Turbiedad	UNT	2.0 ± 2.1	0.6 ± 0.2	1.0 ± 0.7	0.6 ± 0.1	0.7 ± 0.2	1.0 ± 0.3	0.8 ± 0.2	1.4 ± 0.6	0.9 ± 0.4	0.7 ± 0.2
Alcalinidad	mg/l	15.5 ± 8.3	15.7 ± 2.0	7.2 ± 6.9	25.0 ± 9.0	20.7 ± 13.7	23.0 ± 4.4	20.5 ± 10.0	23.7 ± 14.8	12.7 ± 3.4	15.7 ± 4.8

Dureza	mg/l	0.0	0.0	0.0	0.0	5.5 ± 6.7	9.7 ± 11.9	14.3 ± 9.4	2.3 ± 4.0	8.8 ± 6.2	4.2 ± 5.2
ST	mg/l	20.0 ± 10.4	5.3 ± 8.1	30.3 ± 20.3	3.7 ± 19.6	2.7 ± 14.4	8.3 ± 2.3	21.7 ± 2.3	27.7 ± 1.2	24.3 ± 20.2	5.7 ± 9.2
SST	mg/l	0.9 ± 1.3	5.5 ± 27.2	1.8 ± 1.0	2.5 ± 0.8	4.1 ± 5.8	2.6 ± 3.9	1.6 ± 0.6	7.9 ± 9.8	1.3 ± 0.3	1.4 ± 0.7
DBO	mg/l	0.7 ± 0.3	0.4 ± 0.1	0.5 ± 0.3	1.3 ± 1.3	0.4 ± 0.3	0.4 ± 0.2	0.6 ± 0.3	0.6 ± 0.2	0.3 ± 0.3	0.5 ± 0.2
NTK	mg/l	1.1 ± 0.5	1.1 ± 0.5	1.8 ± 0.9	1.1 ± 0.5	1.8 ± 0.9	6.8 ± 8.2	1.8 ± 0.9	1.6 ± 1.1	1.6 ± 1.1	1.1 ± 0.5
Nitratos	mg/l	0.6 ± 0.3	0.6 ± 0.3	0.8 ± 0.1	0.5 ± 0.5	1.3 ± 0.7	1.0 ± 0.4	1.0 ± 0.4	0.8 ± 0.7	0.6 ± 0.5	0.6 ± 0.5
Fósforo	mg/l	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2 ± 0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
Fosfatos	mg/l	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Cloruros	mg/l	0.4 ± 0.6	0.9 ± 0.2	0.8 ± 0.8	0.6 ± 0.5	0.6 ± 0.4	0.5 ± 0.2	0.9 ± 0.7	0.5 ± 0.2	0.6 ± 0.4	0.5 ± 0.2
Caudal	l/s	6.7 ± 2.4	9.4 ± 3.9	*	10.1 ± 3.4	4.2 ± 2.1	4.0 ± 1.3	7.6 ± 2.1	*	13.1 ± 8.0	12.4 ± 10.6

La turbiedad presentó valores inferiores a 2 UNT en todos los puntos de monitoreo, con excepción del punto QCS01 en el segundo muestreo, que arrojó un valor de 4.4 UNT, indicando escasa presencia de sólidos suspendidos en el agua, coincidiendo con los valores obtenidos de este parámetro (< 20 mg/l). La alcalinidad estuvo entre 2 y 40 mg/l de CaCO_3 , en todos los puntos de muestreo. En la quebrada Francos, la dureza estuvo entre 0 y 25 mg/l de CaCO_3 , registrando los valores más elevados de este parámetro; la quebrada Carrizal no presentó dureza (0 mg/l de CaCO_3), y en la quebrada Mamarramos se obtuvieron valores entre 0 y 16 mg/l de CaCO_3 .

La materia orgánica, en términos de DBO (< 1 mg/l), demuestra que la microcuenca tiene buena calidad y se encuentra en un ambiente oligosaprobio (Ramírez *et al.*, 1997). Además, los valores de porcentaje de saturación de oxígeno disuelto en todos los puntos son altos, evidenciando buena calidad del agua (Lynch & Poole., 1979). En cuanto a los nutrientes, el contenido de nitrógeno total kjendahl, nitratos, fósforo total y ortofosfatos fue mínimo, clasificando a la microcuenca como oligotrófica (Ramírez *et al.*, 1997). Los resultados de coliformes totales y fecales mostraron valores inferiores a 1 UFC, indicando escasa contaminación microbiológica en todos los puntos de muestreo. Lo anterior confirma la poca influencia de los sistemas de tratamiento de

aguas residuales sobre los cuerpos de agua, ya que éstas son unas de las principales fuentes de fósforo y nitrógeno y, por tanto, de eutroficación de los ecosistemas acuáticos.

El caudal presentado en el primer, segundo y tercer muestreo para cada una de las quebradas fue el siguiente: Francos, 4.5 ± 1.7 , 7.3 ± 2.5 y 4.0 ± 2.0 l/s; Carrizal, 6.2 ± 1.6 , 12.3 ± 2.7 y 7.7 ± 1.1 l/s; y Mamarramos, 7.8 ± 0.9 , 23.4 ± 1.6 y 7.0 ± 2.8 . El caudal registró valores más altos en el segundo muestreo debido a lluvias aisladas que se presentaron en días anteriores a la toma de muestras.

La Tabla 7 muestra los resultados promedio de los índices obtenidos en cada punto de muestreo durante las tres jornadas.

Tabla 7. Índices de contaminación y de calidad del agua.

Punto de muestreo	ICOMO	ICOMI	ICA-CETESB
QCS01	0.101 ± 0.016	0.021 ± 0.003	93.54 ± 0.88
QCS02	0.100 ± 0.010	0.020 ± 0.003	94.76 ± 0.90
QCS03	0.097 ± 0.012	0.020 ± 0.003	94.32 ± 1.10
QCS04	0.105 ± 0.005	0.016 ± 0.001	94.40 ± 1.55
QFS01	0.114 ± 0.011	0.009 ± 0.001	94.31 ± 0.98
QFS02	0.110 ± 0.006	0.043 ± 0.014	88.74 ± 4.95
QFS03	0.109 ± 0.005	0.040 ± 0.012	94.29 ± 0.65
QFS04	0.117 ± 0.007	0.038 ± 0.009	93.85 ± 1.14
QMS01	0.100 ± 0.007	0.024 ± 0.002	94.51 ± 0.85
QMS02	0.102 ± 0.001	0.023 ± 0.002	95.03 ± 0.06

El ICOMI se calcula a partir de la conductividad, dureza y alcalinidad. Sin embargo, dureza y alcalinidad presentaron valores bajos en todas las quebradas, de modo que el ICOMI sólo fue calculado teniendo en cuenta la conductividad. Este índice presentó valores de 0.02 para todas las fechas de muestreo. En la quebrada Francos (a partir del punto QFS02), el ICOMI estuvo entre 0.2 y 0.4 debido al incremento en la conductividad, alcalinidad y dureza en esta fuente de agua. Los valores obtenidos del ICOMI confirmaron la escasa presencia de sales en el agua, beneficiando la diversidad de especies. El ICOMO se encontró entre 0.08 y 0.11, indicando que el efecto producido por aguas residuales domésticas provenientes de los sistemas de tratamiento del

SFFI es mínimo, por ser quebradas de alta montaña, lo cual favorece la oxigenación de éstas. Tal índice fue influenciado sólo por el oxígeno disuelto, ya que los valores de DBO y coliformes en los puntos de muestreo fueron bajos y, en consecuencia, los I_{DBO} e $I_{\text{coliformes}}$ fueron nulos. Este índice obtuvo resultados muy bajos, por lo que el grado de contaminación por materia orgánica es mínimo.

Los resultados del ICA-CETESB presentados mostraron valores superiores a 80 en todos los puntos de muestreo, clasificando a las tres quebradas como cuerpos de agua con calidad óptima para destinación del recurso como fuente de abastecimiento de sistemas de potabilización para consumo humano. El punto QFS02 mostró el valor más bajo del ICA- CETESB (88.7) debido a que parámetros como alcalinidad, conductividad, dureza y fósforo presentaron valores más altos en comparación con los otros puntos, corroborando lo identificado a través del biplot de las características fisicoquímicas frente a los puntos de muestreo.

Los parámetros fisicoquímicos analizados confirman buena calidad de las tres quebradas en todos los puntos de muestreo, con capacidad de reaeración, oligotróficas y poco grado de mineralización de la microcuenca, coincidiendo con los resultados obtenidos en estudios anteriores (Medellin *et al.*, 2004).

Índice de Calidad Ecológica, ICE

Los 2 507 organismos colectados en promedio por muestreo (7 521 macroinvertebrados colectados en los tres muestreos), se categorizaron en 10 grupos (Roldán, 2003). De acuerdo con lo establecido por Prat y Rieradevall (1992), 65% de los individuos indica condiciones naturales en el río (G08 al G10); 28%, estrés ambiental en el río (G06 y G07), y el 7% restante corresponde a problemas de contaminación en el río (G01 a G05). Estos resultados confirman que la microcuenca Mamarramos conserva las condiciones prístinas, correspondientes a una reserva natural de alta montaña (Tabla 8), pero hay evidencia de una

leve afectación de la quebrada por los datos registrados en los grupos G01 a G05.

Tabla 8. Grupo de individuos por muestreo.

Grupo	Familias	Numero promedio de individuos por muestreo
G02	<i>Chironomidae, Muscidae</i>	83
G03	<i>Ceratopogonidae, Ephydriidae, Hydrophilidae, Tipulidae, Tipulidae/Hexatoma</i>	30
G04	<i>Chrysomelidae, Dolichopodidae, Empididae, Sphariidae, Synlestidae</i>	15
G05	<i>Blataridae, Curculionidae, Entomobrydae (Collembola), Isopoda, Isotomidae (Collembola), Puduridae, Sinlestidae, Tabanidae, Torridincolidae</i>	57
G06	<i>Elmidae, Libellulidae, Pisauridae, Polidesmidie, Staphilinidae</i>	52
G07	<i>Vacupernius, Planariidae, Psychodidae, Scirtidae</i>	646
G08	<i>Helicopsychidae/Helicopsyche, Leptoceridae, Leptoceridae/Atanatolica, Leptoceridae, Pseudothelphusidae, Simuliidae/Simulium</i>	825
G09	<i>Ampullaridae, Dytiscidae, Girinidae, Hydracnidae, Hydrobiosidae, Hydrobiosidae/Atopsyche, Leptophlebiidae/Farrodes, Phylipotamidae, Polycentropodidae/Cyrellus, Polycentropodidae/Polycentropus, Xiphocentronidae</i>	113
G10	<i>Anomalopsychidae, Blephariceridae, Calamoceratidae, Chordodidae, Lampiridae, Perlidae/Anacroneuria, Psephenidae/Psephenops, Ptilodactilidae, Tubificidae</i>	686

La relación entre los puntos de muestreo con los macroinvertebrados y las variables fisicoquímicas se observan en los *biplot*, construidos a partir de las dos primeras componentes, en cada caso, resultado del

análisis de componentes principales (ver Figura 3). El *biplot* para macroinvertebrados muestra relación entre los individuos del G08 con los puntos QMS01, QMS02 y QCS03 debido a que 50% de los individuos asociados con G08 se encontró en estas estaciones; 53% de los individuos del G05 se colectó en el punto QFS01 (ver Figura 3a). El *biplot* para fisicoquímicos muestra la relación entre los valores de dureza con los puntos de muestreo QFS02 y QFS03, confirmando los resultados obtenidos para este parámetro (ver Figura 3b).

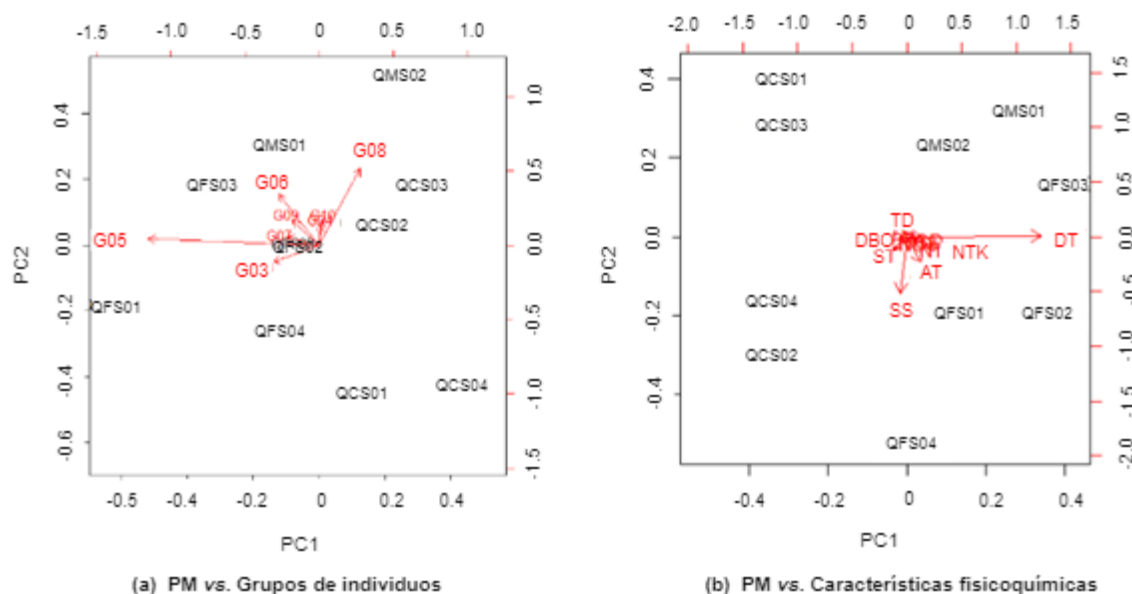


Figura 3. Relación entre puntos de muestreo (PM) vs. parámetros analizados (*Biplot*).

En el análisis de correlación canónica, el primer eje explicó 72.7% de la variación y los cinco restantes entre 1 a 10%. Las variables fisicoquímicas que se relacionaron negativamente con el primer eje debido a los bajos valores en todos los puntos de muestreo fueron AT, DT, SS, NTK y NO_3 . La relación entre las variables fisicoquímicas, los grupos de individuos y puntos de muestreo se observa en la Figura 4. La longitud de la flecha mide la importancia de la variable en la construcción de la componente, destacándose DBO, NO_3 , DT y ST. El punto de muestreo QFS01 está en el extremo contrario a ST, indicando valores bajos en este punto. En contraste, QFS04 está en la misma

dirección de SS, evidenciando valores altos de este parámetro. Los puntos de muestreo QCS01, QFS01, QMS02 y QCS03 se ubican separados de las variables fisicoquímicas, confirmando los menores valores de estas variables (ver Figura 4).

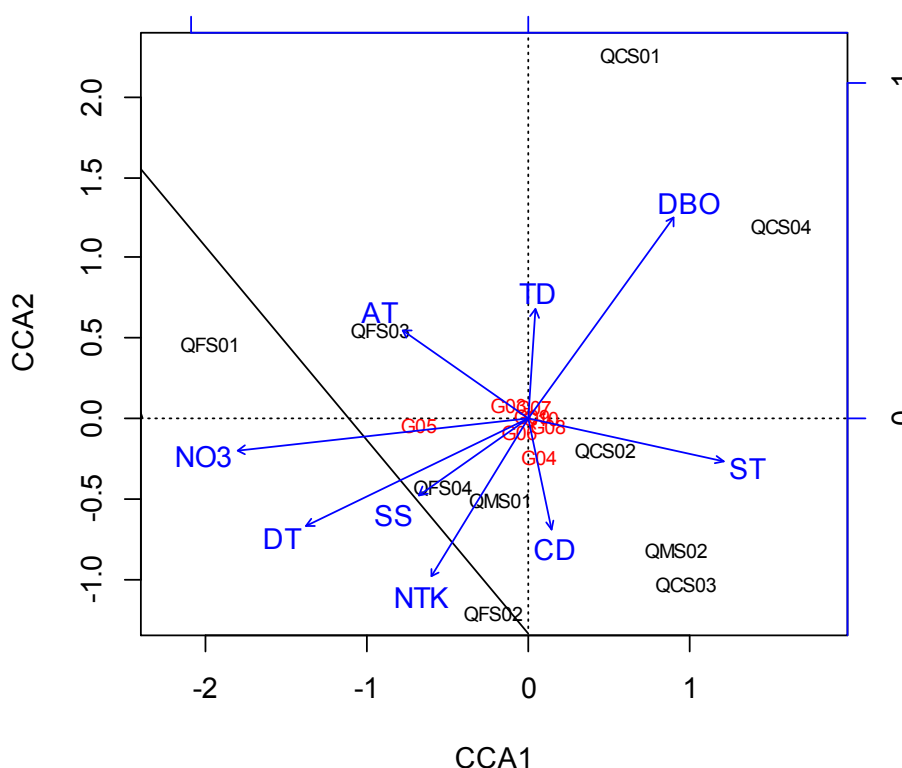


Figura 4. Representación de las variables fisicoquímicas, de especies y los puntos de muestreo.

Los *scores* fueron redimensionados a una escala entre 1 y 10, donde 1 representa agua contaminada y 10 agua limpia. Los puntajes se calcularon a partir de un modelo de promedios ponderados, dando como resultado un coeficiente de determinación de $R^2 = 0.83$. El *optimum* corresponde al puntaje de cada familia en el gradiente de variación ambiental y *tolerance* describe la amplitud ecológica a lo largo del gradiente ambiental, datos necesarios para el cálculo del ICE (Tabla 9).

Tabla 9. Valor óptimo y tolerancia por familia.

Grupo	<i>Optimum</i>	<i>Tolerance</i>
G03	8.077	2.586
G04	6.250	2.324
G05	5.750	3.696
G06	6.143	4.163
G07	6.122	3.495
G08	6.160	3.304
G09	6.760	3.474
G10	6.595	3.454

El índice de calidad ecológico ICE se obtuvo a partir de la relación entre abundancia, *tolerance* y *optimum* propuesta por Haase y Nolte (2008). Los valores del ICE para cada estación en el presente estudio fluctuaron entre 6.35 y 6.43. Todos los valores superiores a 6.1 están asociados con buena calidad ecológica (Tabla 10).

Tabla 10. Resultados ICE para la microcuenca Mamarramos.

	Puntos de muestreo	ICE	Calidad
1	QCS01	6.42	Buena
2	QCS02	6.43	Buena
3	QCS03	6.37	Buena
4	QCS04	6.43	Buena
5	QFS01	6.36	Buena
6	QFS02	6.39	Buena
7	QFS03	6.36	Buena
8	QFS04	6.38	Buena
9	QMS01	6.35	Buena
10	QMS02	6.38	Buena

Después se agruparon los puntos de muestreo considerando el valor del ICE, utilizando un *cluster* jerárquico aglomerativo. Los puntos de muestreo QCS01, QCS02 y QCS04, asociados con la quebrada Carrizal, registraron valores altos del ICE. Por otro lado, los puntos QFS01, QFS03 de la quebrada los Francos y QMS01, asociado con la quebrada

Mamarramos, registraron los valores inferiores. Sin embargo, todos los puntos presentaron valores superiores a 6.1 (buena calidad ecológica).

Finalmente, es evidente que los efluentes de los sistemas de tratamiento de aguas residuales implementados en el SFFI no están generando impacto negativo en la calidad del agua de las quebradas, como se verificó con los resultados obtenidos a través de los índices fisicoquímicos, la presencia de especies de macroinvertebrados sensibles a contaminación y por el índice de calidad ecológica que calificó todos los puntos de muestreo con valores superiores a 6.1.

Conclusiones

El agua de la quebrada Mamarramos, en los puntos de muestreo evaluados, fue valorada como de excelente calidad. El resultado de los parámetros e índices fisicoquímicos está en concordancia con las familias de macroinvertebrados encontrados. El índice BMWP/Col clasificó la zona de estudio como aguas limpias, demostrando que para la estación seca, el cuerpo hídrico tiene las condiciones adecuadas para sostener la biodiversidad. Sin embargo, hay evidencia de una leve afectación de la quebrada por la presencia de macroinvertebrados de los grupos G01 a G05, indicando la necesidad de continuar con el seguimiento a través de los monitoreos en la zona de estudio.

Por último, el índice de calidad ecológica calificó todos los puntos de muestreo con valores altos, confirmando la buena calidad del agua de la quebrada Mamarramos en el periodo evaluado.

Agradecimientos

El trabajo presentado forma parte del proyecto de investigación núm. 055-0615-2400, financiado por la Dirección de Investigación y Transferencia de la Universidad Pontificia Bolivariana (UPB) y la Unidad Administrativa Especial Parques Nacionales Naturales de Colombia-Dirección Territorial Andes Nororientales, desarrollado dentro del

Convenio Marco de Cooperación N001. Se agradece al personal de apoyo del laboratorio de estudios ambientales UPB-BGA y a los estudiantes de la Facultad de Ingeniería Ambiental de la UPB-BGA.

Referencias

- Alba-Tercedor, J. (1996). Macroinvertebrados acuáticos y calidad de las aguas de los ríos. *IV Simposio del Agua en Andalucía (SIAGA)* (Vol. II, pp. 203-213). Almería, España: Departamento de Biología Animal y Ecología, Universidad de Granada.
- APHA, AWWA & WEF. (2012). *Standard methods for the examination of water and wastewater* (22th ed.). Washington, DC, USA: American Water Works Association.
- Arcos-Pulido, M. del P., & Gómez, A. C. P. (2006). Microalgas perifíticas como indicadores del estado de las aguas de un humedal urbano: Jaboque, Bogotá D.C., Colombia. *Nova*, 4(6), 60-79.
- Avellaneda-Torres, L. M., Torres, E., & León-Sicard, T. E. (2014). Agricultura y vida en el páramo: una mirada desde la vereda El Bosque (Parque Nacional Natural de Los Nevados). *Cuadernos de Desarrollo Rural*, 11(73), 105-128. Recuperado de <https://doi.org/10.11144/Javeriana.CDR11-73.avpm>
- Bouchard, R. W. (2004). *Guide to aquatic invertebrates of the Upper Midwest*. Ferrington, L. C. & Karius, M. L. (eds.). Saint Paul, USA: University of Minnesota, Water Resources Research Center.
- Cabrera, M., & Ramírez, W. (eds.). (2014). *Restauración ecológica de los páramos de Colombia*. Bogotá, Colombia: Investigación de Recursos Biológicos Alexander von Humboldt.
- Companhia Ambiental do Estado de São Paulo. (2014). *Qualidade das águas superficiais no estado de São Paulo*. São Paulo, Brasil: Companhia Ambiental do Estado de São Paulo.
- Clifford, H. F. (1991). *Aquatic invertebrates of Alberta: An illustrated guide*. Edmonton, Canada: University of Alberta Press.
- Corredor, L. S. V., & Forero, A. M. (2011). Biodeterioro de la fuente de lavapatas, parque arqueológico de San Agustín-Huila. Colombia. *Ge-Conservación*, 2011(2), 65-80.

- Domínguez, E., & Fernández, H. R. (2009). *Macroinvertebrados bentónicos sudamericanos. Sistemática y biología*. Tucumán, Argentina: Fundación Miguel Lillo.
- Gamarra, Y., Restrepo, R., Cerón-Vivas, A., Villamizarr, M., Vega, C. I., & Avila, A. (2017). Aplicación del protocolo CERA-S para determinar la calidad ecológica de la microcuenca Mamarramos (cuenca Cane-Iguaque), Santuario de Fauna y Flora Iguaque (Boyacá), Colombia. *Biota Colombiana*, 18(2), 11-29.
- Gómez, M. F., Moreno, L. A., Andrade, G. I., & Rueda, C. (eds.). (2016). *Biodiversidad 2015. Estado y tendencias de la biodiversidad continental de Colombia*. Bogotá, Colombia: Instituto de Investigación de Recursos Biológicos Alexander von Humboldt. Recuperado de <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- González-Valdivia, N. A., Pozo, C., Ochoa-Gaona, S., Ferugson, B., Cambranis, E., Lara, O., Pérez-Hernández, I., Ponce-Mendoza, A., & Kampichler, C. (2017). Nymphalidae frugívoras (Lepidoptera: Papilionoidea) asociadas a un ecomosaico agropecuario y de bosque tropical lluvioso en un paisaje del sureste de México. *Revista Mexicana de Biodiversidad*, 87(2016), 451-464. Recuperado de https://www.researchgate.net/publication/303509353_Nymphalidae_frugivoras_Lepidoptera_Papilionoidea_asociadas_a_un_ecomosaico_agropecuario_y_de_bosque_tropical_lluvioso_en_un_paisaje_del_sureste_de_Mexico
- Greenpeace. (2013). *Páramos en peligro. El caso de la minería de carbón en Pisba*. Recuperado de <http://greenpeace.co/pdf/paramos/Informe%20P%C3%A1ramos%20en%20peligro.pdf>
- Haase, R., & Nolte, U. (2008). The invertebrate species index (ISI) for streams in southeast. *Ecological Indicators*, 8, 599-613. Recuperado de <https://doi.org/10.1016/j.ecolind.2007.08.005>
- Hotelling, H. (1936). Relations between two sets of variates. *Biometrika*, 28(3-4), 321-377.
- Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales. (2007). *Protocolo para el monitoreo y seguimiento del agua*. Bogotá, Colombia: Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial.

- Jiménez, M. A., & Vélez, M. V. (2006). Análisis comparativo de indicadores de la calidad de agua superficial. *Avances en Recursos Hidráulicos*, (14), 53-70.
- Luna, H. A. (2009). *Estudio preliminar del uso de macroinvertebrados acuáticos como bioindicadores de la calidad del agua en la Quebrada Mamarramos y en un sector del río Cane en el Santuario de Fauna y Flora Iguaque*. Santander, Colombia: Universidad Industrial de Santander.
- Lynch, J. M., & Poole, N. J. (1979). *Microbial ecology: A conceptual approach*. New York, USA: John Wiley & Sons.
- McCafferty, W. P. (1983). *Aquatic entomology: The fishermen's and ecologists' illustrated guide to insects and their relatives*. Boston, USA: McCafferty-Jones, W. P. & Bartlett Publishers.
- Medellín, F., Ramírez, M., & Rincón, M. E. (2004). Trichoptera del Santuario de Iguaque (Boyacá, Colombia) y su relación con la calidad del agua. *Revista Colombiana de Entomología*, 30(2), 197-203.
- Merritt, R. W., Cummins, K. W., Hunt, K., Company, P., & Wallace, J. B. (1996). *An introduction to the aquatic insects of North America* (3rd ed.). Iowa, USA: Kendall/Hunt Publishing Co.
- Ministerio del Medio Ambiente. (2017a). *Sistema de información ambiental de Colombia*. Recuperado de http://181.225.72.78/Portal-SIAC-web/faces/Dashboard/Biodiversidad2/eco_import_ambiental/eco_import_ambiental.xhtml
- Ministerio del Medio Ambiente. (2017b). *Sistema de Parques Nacionales Naturales*. Recuperado de <http://www.parquesnacionales.gov.co/portal/es/sistema-de-parques-nacionales-naturales/>
- Morelli, E., & Verdi, A. (2014). Diversidad de macroinvertebrados acuáticos en cursos de agua dulce con vegetación ribereña nativa de Uruguay. *Revista Mexicana de Biodiversidad*, 85(4), 1160-1170. Recuperado de <https://doi.org/10.7550/rmb.45419>
- Prat, N., & Rieradevall, M. (1992). La degradació del riu besos. *Lauro*, 4, 8-11.

- Ramírez, A. (2006). *Ecología: métodos de muestreo y análisis de poblaciones y comunidades*. Bogotá, Colombia: Pontificia Universidad Javeriana.
- Ramírez, A., Restrepo, R., & Viña, G. (1997). Cuatro índices de contaminación para caracterización de aguas continentales. Formulaciones y aplicación. *CT y F-Ciencia, Tecnología y Futuro*, 1(3), 135-153.
- Ramírez, A., & Viña, G. (1998). *Limnología colombiana: aportes a su conocimiento y estadísticas de análisis*. Bogotá, Colombia: British Petroleum Colombia.
- Rincón, M. E. (1996). Aspectos bioecológicos de los tricópteros de la quebrada Carrizal (Boyacá), Colombia. *Revista Colombiana de Entomología*, 22(1), 53-60.
- Roldán, G. (1988). *Guía para el estudio de los macroinvertebrados acuáticos del departamento de Antioquia*. Bogotá, Colombia: Fondo para la Protección del Medio Ambiente "José Celestino Mutis".
- Roldán, G. (2003). *Bioindicación de la calidad del agua en Colombia: propuesta para el uso del método BMWP Col*. Medellín, Colombia: Universidad de Antioquia.
- Roldán, G. (2016). Los macroinvertebrados como bioindicadores de la calidad del agua: cuatro décadas de desarrollo en Colombia y Latinoamérica. *Revista de la Academia Colombiana de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales*, 40 (155), 254-274.
- Romero-Rojas, J. A. (1999). *Tratamientos de aguas residuales. Teoría y principios de diseño*. Bogotá, Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Springer, M., Ramírez, A., & Hanson, P. (2010). Macroinvertebrados de agua dulce de Costa Rica I. *Revista de Biología Tropical*, 58(supl. 4), 248 pp.
- Vásquez, A., & Buitrago, A. C. (2011). *El gran libro de los páramos I*. Vásquez, A., & Buitrago, A. C. (eds.). Bogotá, Colombia: Instituto de Investigación de Recursos Biológicos Alexander von Humboldt.
- Whittaker, R. H. (1973). *Ordination and classification of communities*. The Hague, Netherlands. Springer Press.

Optimización geométrica de un lente sumergido para focalizar la energía del oleaje

Geometric optimization of a submerged lens for wave energy focusing

Santiago Gajá¹

Edgar Mendoza²

Rodolfo Silva³

¹Instituto de Ingeniería, División Ambiental, AECOM México - DCS Américas, Ciudad de México, México, santiago-gaja@aecom.com

²Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México, emendozab@iingen.unam.mx, ORCID: 0000-0002-1991-4721.

³Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México, rsilvac@iingen.unam.mx, ORCID: 0000-0003-0064-9558.

Autor para correspondencia: Edgar Mendoza, emendozab@iingen.unam.mx

Resumen

En este trabajo se propone el uso de estructuras sumergidas de forma elíptica como una alternativa viable para la focalización del oleaje y con ello disponer de focos de alta energía para su aprovechamiento como fuente de energía renovable. Se empleó un modelo numérico, validado con datos experimentales, para determinar la geometría óptima de la estructura elíptica sumergida en términos de la longitud y dirección del oleaje incidente. Los resultados permiten diseñar lentes elípticos sumergidos como función de las condiciones hidrodinámicas locales para obtener su máximo desempeño, y ofrece métricas de su eficiencia para distintas geometrías en términos de su excentricidad, altura, y profundidad de instalación.

Palabras clave: CELERIS, focalización de energía, lentes sumergidos, energía del oleaje.

Abstract

In this paper, the use of submerged structures of elliptical form are proposed as a viable alternative to focusing of the swell and with it to have high energy sources for its use as a source of renewable energy. A numerical model, validated with experimental data, was used to determine the optimal geometry of the submerged elliptical structure in terms of the length and direction of the incident wave. The results allow the design of the submerged elliptical lenses to function in local hydrodynamic conditions to obtain maximum performance and offer metrics of their efficiency for different geometries in terms of their eccentricity, height, and depth of installation.

Keywords: CELERIS, energy focalization, submerged lenses, wave energy.

Recibido: 15/01/2018

Aceptado: 27/05/2019

Introducción

La eficiencia de los lentes sumergidos para focalizar la energía del oleaje ha sido materia de estudio por matemáticos e ingenieros desde hace más de 30 años; diversas formas geométricas se han investigado, con la finalidad de evaluar su capacidad para amplificar el oleaje en un punto determinado (punto focal), y poder ofrecer una herramienta útil en términos de captación de energía y de protección costera.

Los primeros estudios teóricos y experimentales involucraron un lente de tipo Fresnel para producir un cambio de fase no uniforme en una ola divergente para transformarla en una ola convergente (Mehlum & Stamnes, 1987; Stamnes, Lovhaugen, Spjelkavik, Chiang, & Yue, 1983). Murashige y Kinoshita (1992), desarrollaron un estudio comparativo entre un lente de tipo Fresnel y un lente biconvexo, ambos con un perfil

construido de pequeños cilindros para disminuir los efectos de la reflexión del oleaje. Sus resultados demostraron que los lentes biconvexos tienen mejor desempeño que los lentes de tipo Fresnel y que el utilizar el arreglo de pequeños cilindros como perfil mejora la eficiencia.

Una investigación más reciente y con aportes más significativos al presente proyecto fue el estudio numérico comparativo entre la eficiencia de un lente biconvexo y un lente elíptico, realizado por Griffiths y Porter (2011). En este trabajo se incluyó una región de someramiento alrededor de los lentes para reducir el efecto de la difracción, que contribuye de manera negativa en el proceso de focalización, y se utilizó la teoría de la refracción en cónicas, para obtener un proceso de focalización controlado y predictivo. Ya que esta teoría establece que cualquier haz de luz que incida de forma paralela al eje óptico de un elipsoide con un índice de refracción inverso a la excentricidad ($n = 1/e$), se enfocará en el segundo foco geométrico del elipsoide. Los autores utilizaron la relación entre el número de onda y el índice de refracción para hacer uso de este principio de manera que $n = k_2/k_1 = 1/e$, en donde n es el índice de refracción y $k_2 = 2\pi/L_2$ y $k_1 = 2\pi/L_1$ representan el número de onda por encima del lente elíptico y fuera de éste, respectivamente. L_2 y L_1 representan la longitud de onda obtenida en la profundidad encima del lente (h_2) y fuera del lente (h_1), respectivamente; e representa la excentricidad, la cual se determina a partir de la relación entre el semieje mayor a y semieje menor b de la siguiente manera:

$$e = \sqrt{1 - \frac{b^2}{a^2}} \quad (1)$$

Por lo tanto, para una frecuencia determinada y partiendo de una profundidad h_1 y h_2 conocidas, los autores determinaron la excentricidad necesaria para obtener una convergencia del oleaje en el segundo foco geométrico del lente elíptico. Sus resultados numéricos describieron adecuadamente lo establecido por la teoría de refracción en cónicas y demostraron que los lentes elípticos son más eficientes que los lentes biconvexos. Con base en las conclusiones de los trabajos antes descritos y con la finalidad de establecer una herramienta adecuada para enfocar la energía del oleaje, se tomaron en cuenta estructuras elípticas sumergidas debido a que son más eficientes que los lentes biconvexos y Fresnel, y también, para poder hacer uso de la ley de refracción en cónicas. Sin embargo, quedan preguntas por resolver, pues para un índice de refracción conocido, determinado por el cambio en profundidad entre h_1 y h_2 existe

una gama innumerable de posibilidades para establecer la excentricidad, ya que tanto el semieje menor b como el semieje mayor a , pueden tomar una infinidad de valores siempre y cuando su proporción sea siempre la misma para mantener la excentricidad constante. Y de manera inversa, a partir de una excentricidad conocida existe una gama innumerable de posibilidades para establecer el índice de refracción n , ya que h_1 y h_2 pueden tomar una infinidad de valores siempre y cuando mantengan constante su proporción para obtener el n deseado. Para resolver tal incertidumbre, en este artículo se presenta la evaluación numérica del desempeño de los lentes elípticos sumergidos para diferentes parámetros geométricos, como la excentricidad y el tamaño de los semiejes, así como para distintos índices de refracción con respecto al oleaje incidente.

Este trabajo se divide de la siguiente forma: se describe la metodología que se utilizó para llevar a cabo la evaluación numérica del lente elíptico, la cual fue realizada por medio de un modelo de oleaje de tipo Boussinesq, que fue validado a partir de pruebas de laboratorio en el Estanque de Oleaje de la Facultad de Ingeniería de la UNAM (EOFI-UNAM). Los resultados acerca de la validación del modelo numérico de Boussinesq, así como de la evaluación numérica del desempeño del lente elíptico en función de sus parámetros geométricos y el oleaje incidente, se muestran en otra sección. Por último, se describen las conclusiones más relevantes de la presente investigación.

Materiales y métodos

Modelo numérico

Para llevar a cabo la evaluación numérica del desempeño de los lentes elípticos se implementó un modelo de oleaje denominado CELERIS (Tavakkol & Lynett, 2017), el cual resuelve las ecuaciones extendidas de Boussinesq (Madsen & Sorensen, 1992). Este tipo de ecuaciones son capaces de resolver los procesos físicos de refracción, difracción, reflexión, someramiento e interacciones no lineales que sufre el oleaje, ya sea en

aguas poco profundas o con la interacción con estructuras, por lo que son adecuadas para resolver proceso hidrodinámicos costeros (Nwogu, 1993; Kirby, 2003; Briganti, Musumeci, Bellotti, Brocchini & Foti, 2004), o para resolver la interacción del oleaje con estructuras flotantes o sumergidas (Prinos, Avgeris, & Karambas, 2005; Fuhrman, 2005, Bingham, & Madsen, 2005; Soares & Mohapatra, 2015), así como en procesos de focalización de oleaje (Tavakkol & Lynett, 2017). Este modelo ha sido validado para distintos casos estándares de referencia, como el *run-up* del oleaje en pendientes y en islas cónicas, y en la focalización del oleaje con geometrías circulares (Tavakkol & Lynett, 2017). El presente trabajo contribuye a la validación del modelo CELERIS.

Las ecuaciones involucradas son:

$$U_t + F(U)_x + G(U)_y + S(U) = 0 \quad (2)$$

$$U = \begin{bmatrix} h \\ P \\ Q \end{bmatrix}, F(U) = \begin{bmatrix} \frac{P^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \\ \frac{PQ}{h} \end{bmatrix}, G(U) = \begin{bmatrix} \frac{Q^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \\ \frac{PQ}{h} \end{bmatrix}, S(U) = \begin{bmatrix} 0 \\ ghz_x + \psi_1 + f_1 \\ ghz_y + \psi_2 + f_2 \end{bmatrix} \quad (3)$$

Donde U es el vector de variables conservativas, $F(U)$ y $G(U)$ son los vectores del flujo advectivo y $S(U)$ es el término fuente que incluye los términos dispersivos, la fricción y la información de los cambios de fondo. P y Q representan los flujos promediados en la vertical en direcciones x y y , respectivamente. Los subíndices x y y representan diferenciación espacial, y el subíndice t denota diferenciación temporal. La elevación del fondo con respecto al datum vertical está representada por z , y f_1 y f_2 son los términos de fricción de fondo; h es la profundidad total, y g es la aceleración de la gravedad. Los términos que expresan la dispersión son ψ_1 y ψ_2 , y se encuentran definidos por:

$$\psi_1 = -\left(B + \frac{1}{3}\right) d^2(P_{xxt} + Q_{xyt}) - Bgd^3(\eta_{xxx} + \eta_{xyy}) - dd_x\left(\frac{1}{3}P_{xt} + \frac{1}{6}Q_{yt} + 2Bgd\eta_{xx} + Bgd\eta_{yy}\right) - dd_{yy}\left(\frac{1}{6}Q_{xt} + Bgd\eta_{xy}\right) \quad (4)$$

$$\psi_2 = -\left(B + \frac{1}{3}\right) d^2(P_{xyt} + Q_{yyt}) - Bgd^3(\eta_{yyy} + \eta_{xxy}) - dd_x\left(\frac{1}{3}Q_{yt} + \frac{1}{6}P_{xt} + 2Bgd\eta_{yy} + Bgd\eta_{xx}\right) - dd_{yy}\left(\frac{1}{6}P_{yt} + Bgd\eta_{xy}\right) \quad (5)$$

Donde d es la profundidad y $B = 1/15$ es el coeficiente de calibración de la dispersión. La elevación de la superficie libre está descrita por η .

Diseño experimental para validación del modelo CELERIS

Con la finalidad de evaluar la capacidad del modelo para simular el proceso de focalización con lentes elípticos se realizaron experimentos en el EOFI-UNAM (Figura 1), el cual es una estructura rectangular de concreto, con una capacidad máxima de 37.72 m^3 y tiene las siguientes dimensiones: 10.7 m de largo, 4.7 m de ancho y 0.75 m de alto. El oleaje es generado a través de una pala unidireccional de tipo *flap*. Dentro del EOFI-UNAM se instaló el modelo físico de un lente elíptico, con un semieje menor de 0.6 m, un semieje mayor de 1 m y una altura de 0.122 m (Figura 2), y se generó un campo de olas monocromático unidireccional con una frecuencia de 1.61 Hz y una altura de 0.013 m, el cual fue registrado por medio de mediciones de la superficie libre con sensores de nivel de tipo resistivo. Cabe señalar que las dimensiones del lente elíptico fueron determinadas por pruebas numéricas piloto, en donde se fijó el semieje menor al mismo valor de la longitud de onda incidente ($b = L_0$), y se variaron las alturas y el semieje mayor hasta encontrar una focalización significativa del oleaje incidente (cuando $a = 1.7L_0$). Para controlar los efectos de reflexión que provoca la pared opuesta a la pala de generación del estanque se construyó una playa disipativa de grava ($D_{50} = 0.025 \text{ m}$), con una pendiente a una razón de 1:3, con la cual se obtuvo un coeficiente de reflexión menor al 7% para las condiciones de oleaje mencionadas. Este coeficiente de reflexión es aceptable, pues se encuentra por debajo del 10% (Cotter & Chakrabarti, 1994). Cabe señalar que este coeficiente se obtuvo mediante el método de los tres puntos desarrollado por Mansard y Funke (1980), con la modificación al método de mínimos cuadrados propuesto por Baquerizo (1995).



Figura 1. Vista trasera del estanque de oleaje del Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

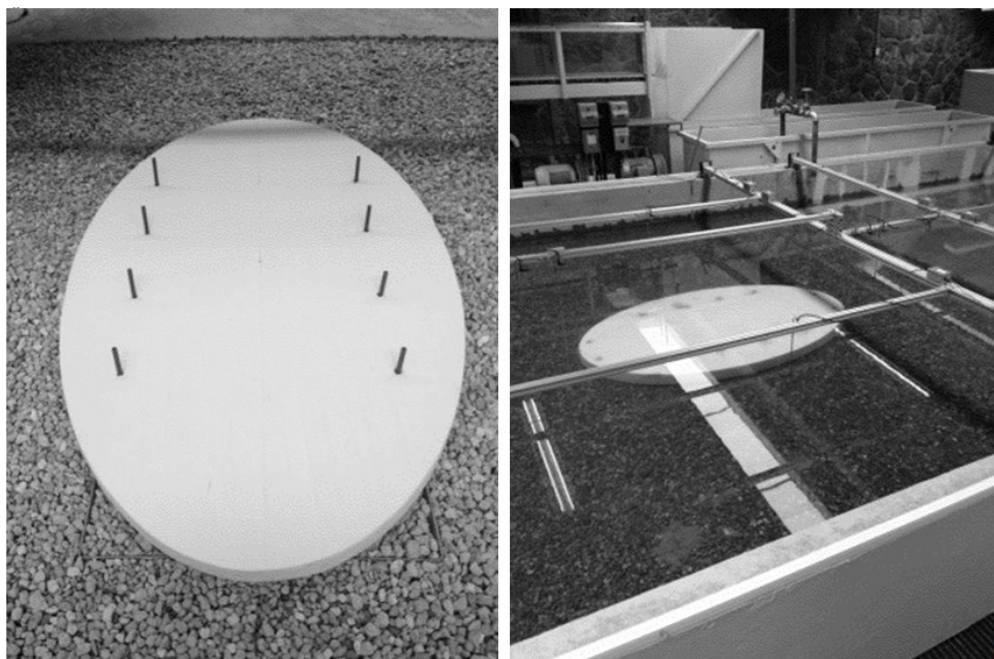


Figura 2. Lente elíptico montado sobre la plataforma y listo para iniciar los experimentos en el EOFI-UNAM.

Para simular la transición de aguas profundas hacia aguas someras se construyó una plataforma horizontal con el mismo material que la playa disipativa, con una altura de 0.13 m sobre el fondo del estanque. El nivel del agua en todos los experimentos fue de 0.35 m.

Para registrar el proceso de focalización se instrumentaron dos transectos (Figura 3): uno sobre el eje óptico (transecto AB) y otro transversal al eje óptico sobre el punto focal (transecto CD).

Para medir el oleaje perturbado a un costado del lente elíptico se instrumentaron tres transectos paralelos al eje óptico a la altura de la elipse (transectos EF, GH e IJ).

Con la finalidad de verificar el funcionamiento del modelo para oleaje oblicuo y debido a que la pala del estanque solamente genera olas unidireccionales, el lente se giró 20° sobre el eje óptico para simular la incidencia oblicua. El panel inferior de la Figura 3 muestra un esquema de la posición del lente elíptico para oleaje oblicuo, así como el arreglo de instrumentos para registrar los cambios en la zona focal debido al cambio de la dirección incidente del oleaje (transectos KL y MN).

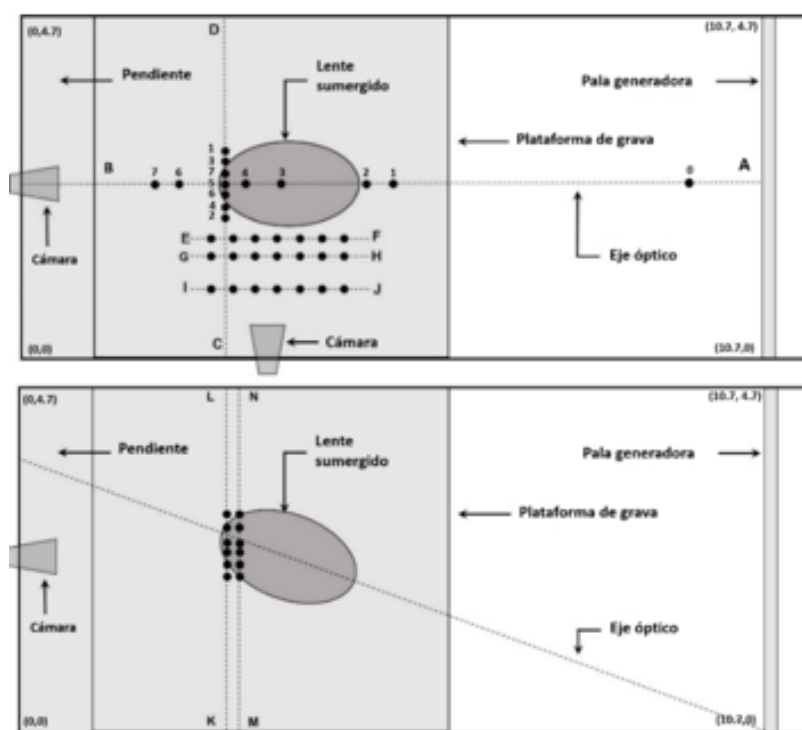


Figura 3. Esquema del arreglo instrumental para incidencia normal del oleaje (superior) e incidencia oblicua (inferior). Los puntos negros representan las posiciones donde fueron ubicados los sensores de nivel y las líneas punteadas representan los transectos. La numeración en el panel superior indica la comparación de las series de tiempo de superficie libre y de espectros.

La frecuencia de muestreo de la superficie libre por medio de los sensores fue de 100 Hz (0.01 s) y la longitud del registro fue de 120 s para cada prueba realizada. La Figura 4 muestra un ejemplo de dos series registradas durante el periodo de medición. A partir de la series de tiempo de la superficie libre se llevó a cabo el análisis temporal por medio de cruces por cero por pasos descendentes, para poder obtener los parámetros estadísticos del oleaje, tales como la altura (H) y el periodo (T). Posteriormente se obtuvo la altura cuadrática media (H_{rms}), definida como:

$$H_{rms} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{m=1}^N H_m^2} \quad (6)$$

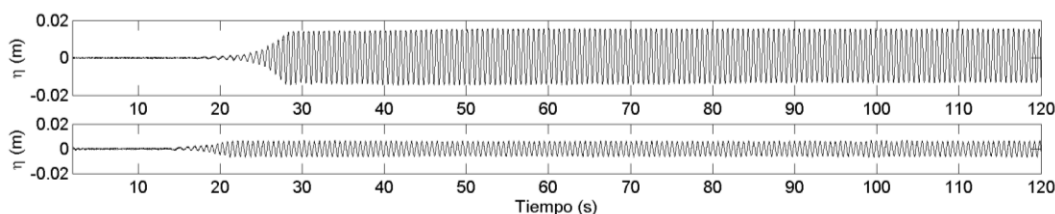


Figura 4. Señal de la superficie libre obtenida para los sensores AB5 (panel superior) y AB0 (panel inferior).

Donde N es el número total de datos y H_m son las alturas individuales de ola contenidas en el registro temporal.

Para poder comparar la cantidad de energía del oleaje incidente, el oleaje focalizado y el oleaje en un punto de control (que corresponde al oleaje en la posición del punto focal pero sin la presencia del lente), se realizaron espectros de energía por medio de la Transformada Rápida de Fourier (TRF), la cual, a partir del registro de la superficie libre en el dominio del tiempo, obtiene la cantidad de energía de dicho registro en función de la frecuencia.

Además del registro de la superficie por los sensores de nivel, se realizó un registro del proceso de focalización por medio de una cámara de alta velocidad. La cámara fue instalada en dos posiciones, para registrar la vista lateral y frontal del proceso de focalización (Figura 5). El registro de video se realizó para una velocidad de 700 cuadros por segundo. La Figura 5 muestra un conjunto de fotogramas obtenidas a partir del video de alta velocidad para el caso de incidencia normal tanto en vista lateral (panel superior) como en vista frontal (panel inferior). Para el caso de vista lateral, el oleaje viaja de derecha a izquierda, alcanzando un máximo en la

zona focal a los 143 ms. En la vista frontal se aprecia la vista transversal del lente y el oleaje se aproxima de atrás hacia adelante, alcanzando el máximo a los 143 ms.

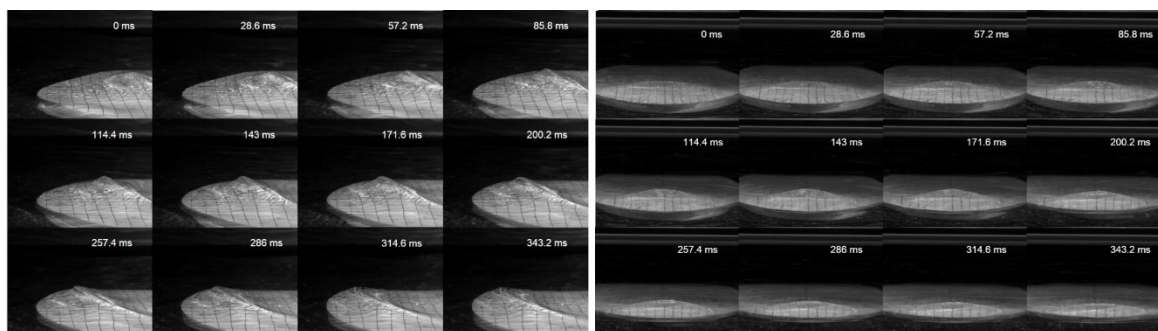


Figura 5. Fotogramas del registro de video de alta velocidad para el proceso de focalización para incidencia normal en vista lateral (panel izquierdo) y vista frontal (panel derecho).

Estanque numérico

Para obtener la superficie libre simulada con el modelo CELERIS, se implementó una réplica numérica del EOFI-UNAM. El dominio numérico fue dividido en 536 celdas y 236 celdas para el largo (10.7 m) y ancho (4.7 m) del estanque, respectivamente, quedando así una malla rectangular con una resolución espacial de 0.02 m (Figura 6). La generación del oleaje en el estanque numérico se simuló por medio de una función periódica de tipo seno, con una amplitud de 0.0066 m, un periodo de 0.62 s y una dirección de 0° (perpendicular al eje óptico del lente elíptico), en la frontera este. Las variables η , P y Q quedan definidas en la frontera como $\eta = a \sin(\omega t - k_x x - k_y y)$; $P = c \cos \theta_\eta$ y $Q = c \sin \theta_\eta$. Donde $c = \omega/k$; $\omega = 2\pi/T$; $k_x = \cos(\theta)k$ y $k_y = \sin(\theta)k$. El número de onda k es definido utilizando la siguiente aproximación a la ecuación de dispersión:

$$k = \frac{\omega^2}{g} \sqrt{\coth\left(\frac{\omega^2 d}{g}\right)} \quad (7)$$

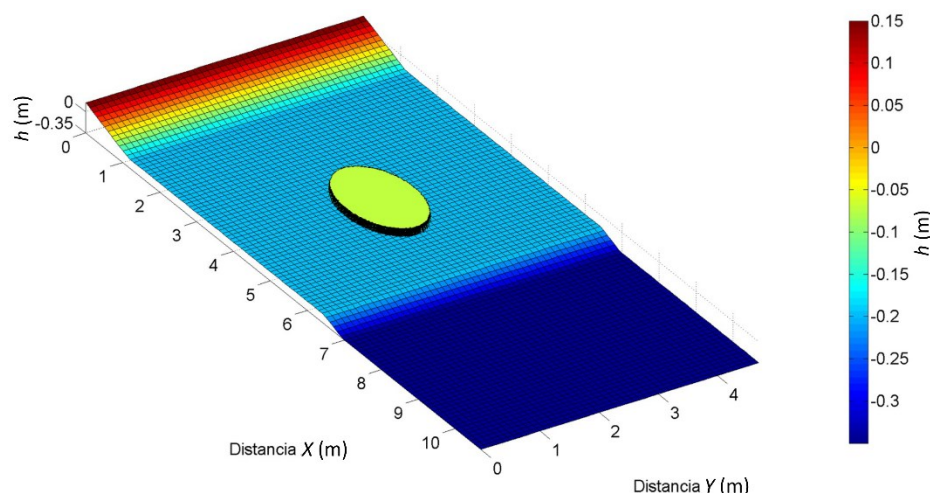


Figura 6. Representación esquemática del estanque numérico utilizado en la simulación del proceso de focalización con el modelo CELERIS. Para poder visualizar la discretización del estanque, cada celda en el esquema representa cinco celdas del estanque numérico utilizado.

Para disipar la energía del oleaje y evitar los efectos de reflexión dentro del estanque numérico, la playa disipativa utilizada en la modelación física fue remplazada por una esponja numérica, la cual actúa como un coeficiente de disipación $\gamma(x, y)$, que multiplica a los valores de η , P y Q :

$$\gamma(x, y) = \frac{1}{2} \left(1 + \cos \left(\pi \frac{L_s - D(x, y)}{L_s} \right) \right) \quad (8)$$

En donde L_s es el espesor de la esponja y $D(x, y)$ es la distancia normal hacia la frontera absorbente.

Las paredes laterales fueron consideradas totalmente reflejantes (al igual que en el EOFI-UNAM), de manera que: $(P, Q) \cdot \mathbf{n} = 0$; $\nabla w \cdot \mathbf{n} = 0$. Donde $\mathbf{n}$ es el vector normal a la pared lateral del estanque numérico. La fricción con el fondo se implementó en el modelo por medio del coeficiente de rugosidad de Manning, el cual se obtuvo utilizando el radio hidráulico R , el tamaño medio de grava (utilizado en el EOFI-UNAM) para el cual 50% de rocas son más pequeñas (D_{50}), y el tamaño medio de grava para el cual 90% de rocas son más pequeñas (D_{90}), por medio de la siguiente relación:

$$n = \frac{d_{90}^{1/6}}{26(1-0.3593x^{0.7})} \quad (9)$$

Para $x = (R/d_{90})(d_{50}/d_{90})$. El radio hidráulico R se obtuvo a partir de la relación del área de la sección transversal del estanque entre el “perímetro mojado”, el cual representa el perímetro de sección transversal del estanque que está en contacto con el agua. A partir de la ecuación (9) se obtuvo un coeficiente de $n = 0.023$.

El paso de tiempo de integración de las ecuaciones de gobierno del modelo fue de 0.001 s, y la adquisición de resultados fue de 100 Hz para homologar la frecuencia de registro de la superficie libre simulada con la obtenida en el EOFI-UNAM. El tiempo de simulación fue de 30 s para todos los experimentos. Con respecto al procesamiento de resultados numéricos, se siguió la misma metodología que para la modelación física. Primero se obtuvieron series temporales de la superficie libre en la misma posición y frecuencia de muestreo que los sensores de nivel utilizados en el EOFI-UNAM (Figura 2) y después se obtuvo la H_{rms} y los espectros de energía.

Resultados y discusión

La comparación de las series temporales de la superficie libre obtenidas con el modelo CELERIS y en el EOFI-UNAM se realizó para un registro de 10 s, considerando como inicio el segundo 20 y el final el segundo 30 (Figura 7, panel izquierdo).

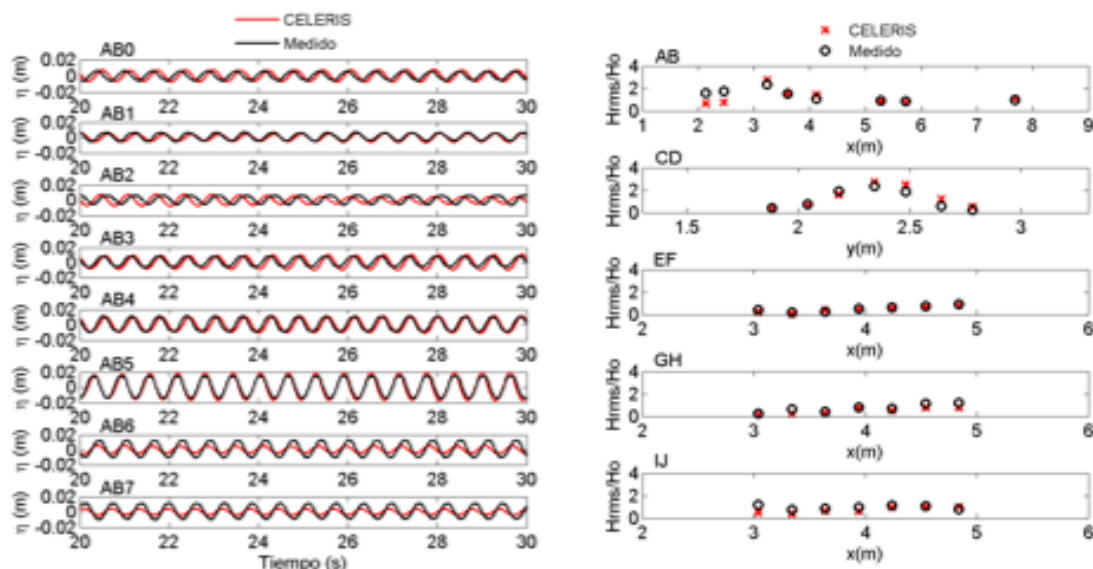


Figura 7. Panel izquierdo: Señales de la superficie libre obtenidas en el EOFI-UNAM (líneas negras) y simuladas con el modelo CELERIS (líneas rojas). Panel derecho: Altura cuadrática media medida en el EOFI-UNAM (círculos negros) y simuladas con el modelo CELERIS (círculos rojos).

Se observó buena correspondencia en las posiciones AB0, AB1, AB2, AB3, AB4 y AB5; sin embargo, para las posiciones posteriores al lente, AB6 y AB7, el modelo sobrestimó los datos medidos en el EOFI-UNAM.

Las posiciones que describen el proceso de focalización sobre el lente son AB3, AB4 y AB5, en donde esta última representa el foco con la mayor amplitud registrada, y las posiciones AB2, AB1 y AB0 corresponden a las posiciones anteriores al lente.

Para fines de la evaluación del desempeño del lente elíptico, la información más relevante que se evaluó durante el proceso de focalización obtuvo buena correspondencia con la información medida en el EOFI-UNAM (AB3, AB4 y AB5).

La altura cuadrática media normalizada (H_{rms}/H_0) simulada sobre el transecto AB, CD, EF, GH e IJ (Figura 7, panel derecho) tuvo buena correspondencia con la H_{rms}/H_0 obtenida en el EOFI-UNAM, a excepción de los puntos posteriores al lente sumergido ubicados en $x = 2.46$ m y $x = 2.14$ m, en donde el modelo subestimó las mediciones.

La estructura transversal de la zona focal (CD) estuvo bien representada por el modelo y la comparación del oleaje en la sección lateral al lente (EF,

GH e IJ) señala que el modelo resolvió de manera adecuada el oleaje perturbado.

La Figura 8 muestra la comparación de H_{rms}/H_0 para el caso de oleaje incidente oblicuo registrado en los transectos KL y MN, los cuales se encuentran posicionados uno detrás de otro a una distancia de 5 cm entre ellos (Figura 2).

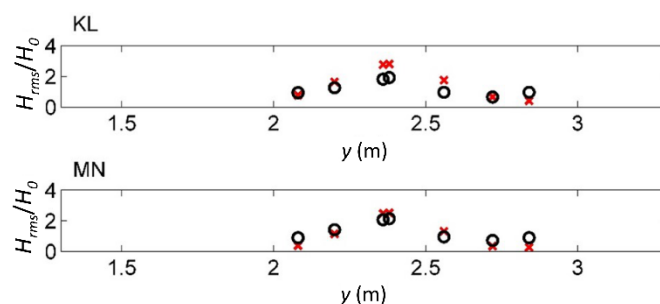


Figura 8. Comparación de la altura cuadrática media en el EOFI- UNAM (círculos negros) y simulada con el modelo CELERIS (cruces rojas) sobre los transectos KL y MN para el caso de incidencia oblicua.

La comparación de la H_{rms}/H_0 , observada en la Figura 8 indica que el modelo CELERIS resuelve de modo adecuado la estructura del foco para el caso de incidencia oblicua. Posteriormente, se obtuvieron los espectros de energía por medio de la TRF correspondientes al transecto AB sobre el eje óptico (Figura 9) y al transecto CD transversal al eje óptico sobre el punto focal (Figura 10). Se puede observar en la Figura 9 que los espectros de energía son similares para las posiciones AB0, AB1, AB2, AB3, AB4 y AB5, donde este último punto representa el punto focal. Sin embargo, para el caso de los puntos AB6 y AB7, la energía obtenida a partir de los datos del modelo CELERIS fue menor que la energía obtenida a partir de los datos registrados en el EOFI-UNAM.

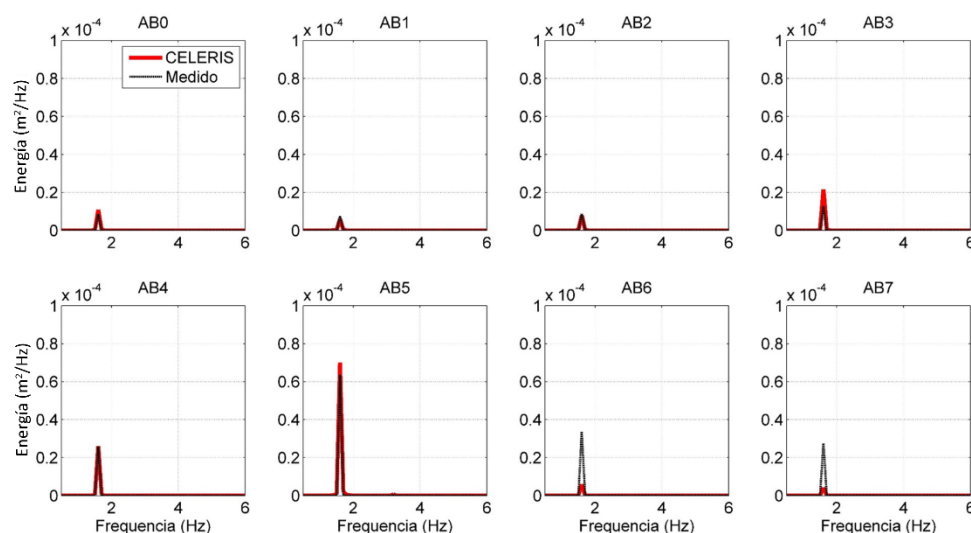


Figura 9. Comparación de los espectros de energía obtenidos por medio de simulaciones con el modelo CELERIS (línea roja) y a partir de los registros en el EOFI-UNAM (línea negra) sobre el transecto AB.

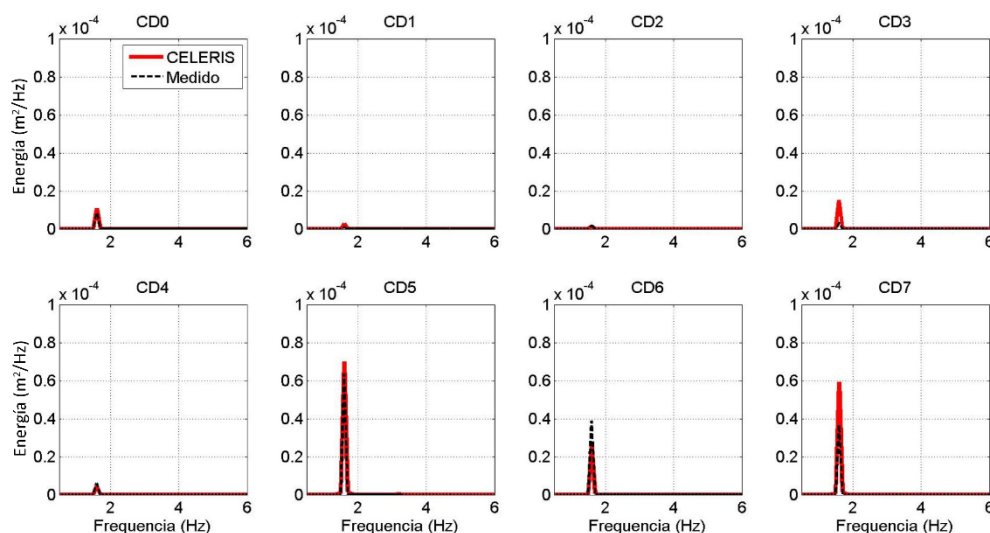


Figura 10. Comparación de los espectros de energía obtenidos por medio de simulaciones con el modelo CELERIS (línea roja) y a partir de los registros en el EOFI-UNAM (línea negra) sobre el transecto CD.

La comparación realizada por medio de la superficie libre, la H_{rms}/H_0 y los espectros de energía indican que el modelo CELERIS resuelve de manera adecuada el proceso de focalización para oleaje monocromático, y con incidencia normal y oblicua. Cabe señalar que a pesar de las

subestimaciones encontradas en AB6 y AB7, el modelo resolvió el proceso de focalización de manera correcta en posiciones estratégicas como el área focal y en la zona anterior al lente elíptico, posiciones a partir de las cuales se realizó la evaluación del desempeño del lente sumergido que se describe más adelante.

Evaluación del desempeño del lente sumergido

Con la finalidad de poder estandarizar las pruebas de desempeño a un parámetro de referencia correspondiente al oleaje incidente, el tirante de agua —determinado por la profundidad entre el lente sumergido y el espejo de agua h_1 —, la profundidad total en la que se encuentra sumergido el lente h_2 —determinada por la profundidad entre el espejo de agua y la plataforma sobre la cual se encuentra posicionado el lente— y la excentricidad del lente e —determinada por el tamaño semieje menor b con respecto al semieje mayor a — fueron relacionados con fracciones de L_0

Para obtener una comparación de la amplificación de la energía, a partir de cada prueba se obtuvo el espectro en el punto focal del oleaje incidente (en la posición $x = 8$ m, $y = 2.35$ m) y en el punto de control. El punto focal se definió como la ubicación donde se encontró la máxima H_{rms} sobre el eje óptico para cada una de las pruebas. Las condiciones de frontera que se usaron para llevar a cabo esta serie de experimentos fueron las mismas que para el caso de validación del modelo numérico, donde se impuso una altura de 0.013 m, un periodo de 0.62 s y una dirección de propagación θ de 0° (con excepción de las pruebas de dirección de aproximación, donde θ fue variable).

Debido a que el oleaje dentro del estanque puede comportarse como un conjunto de ondas cuasi-estacionarias (Dean & Darymple, 1984), es de suma importancia conocer la influencia del oleaje reflejado en el proceso de focalización sobre el lente elíptico, sobre todo si los experimentos son de larga duración (Cotter & Chakrabarti, 1994).

Para conocer la influencia de la energía reflejada por las paredes laterales del estanque numérico, se hicieron dos pruebas con duración de 30 s en un estanque con las paredes laterales alejadas y en el estanque validado para la misma condición de frontera, a fin de determinar una ventana de tiempo

en donde el foco no se vea afectado por la reflexión. La Figura 11 muestra el perfil de H_{rms} sobre el eje óptico correspondiente para un rango de tiempo entre 14 y 19 s (cuando inicia la focalización), y de 25 a 30 s.

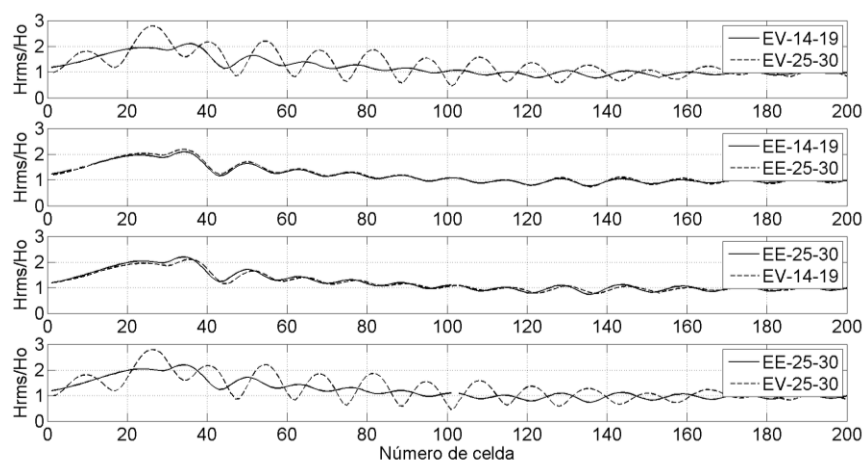


Figura 11. Perfiles de H_{rms} para las pruebas de estanque validado (EV) y estanque extendido (EE).

Se puede observar que para el caso del estanque validado (EV, primer panel) hay diferencias significativas en el perfil de H_{rms} entre 14 y 19 s, y entre 25 y 30 s, a diferencia del estanque extenso (EE, segundo panel), donde los perfiles son iguales para dichos rangos. El perfil de H_{rms} entre el estanque validado y el estanque extenso para 14 y 19 s, y para 25 y 30 s, respectivamente, son similares entre sí (tercer panel), por lo que todas las pruebas de desempeño se evaluaron para el intervalo de 14 a 19 s en el estanque validado.

Pruebas de tirante sobre lente sumergido

El propósito de estas pruebas consistió en evaluar el desempeño del lente elíptico para diferentes relaciones entre h_2 y h_1 , con h_1 constante, para determinar una proporción que permita una máxima focalización de la energía.

La plataforma sobre la cual se montó el lente elíptico se fijó a una altura de 0.15 m sobre el fondo del estanque numérico, por lo que h_1 fue de 0.20 m. La L_0 —con la cual se normalizó el incremento de altura del lente elíptico— fue de 0.583 m (3% menor a la longitud de onda de aguas profundas de 0.6 m). La excentricidad del lente se mantuvo fija al mismo valor que en las pruebas de validación (0.8). Cabe señalar que la profundidad a la que se instaló el lente elíptico correspondió a $1/3 L_0$. La Tabla 1 muestra la lista de las pruebas realizadas denominadas por las siglas TA (tirante de agua). La Figura 12 muestra los espectros de energía obtenidos en el punto focal para cada una de las pruebas, así como para el oleaje incidente y en el punto de control. Se puede observar que la energía del oleaje incidente y en el punto de control es similar, siendo la energía incidente ligeramente más alta, debido a que fue no fue afectada por efectos de fondo.

Tabla 1. Posición del foco generado para distintos tirantes de agua. Se muestra la H_{rms} obtenida, así como el índice de refracción n y la distancia absoluta entre el foco numérico y el geométrico δ . Para el caso de TA1 y TA2 no se generó un foco definido.

Prueba	Factor L_0	Pos. x (m)	H_{rms} (m)	n	δ (m)
TA1	1/3	n/a	0.0119	1.003	n/a
TA2	1/4	n/a	0.0170	1.049	n/a
TA3	1/5	3.38	0.0231	1.104	0.02
TA4	1/6	3.38	0.0283	1.161	0.02
TA5	1/7	3.38	0.0317	1.219	0.02
TA6	1/8	3.38	0.0324	1.276	0.02
TA7	1/9	3.38	0.0306	1.332	0.02
TA8	1/10	3.62	0.0312	1.387	0.22

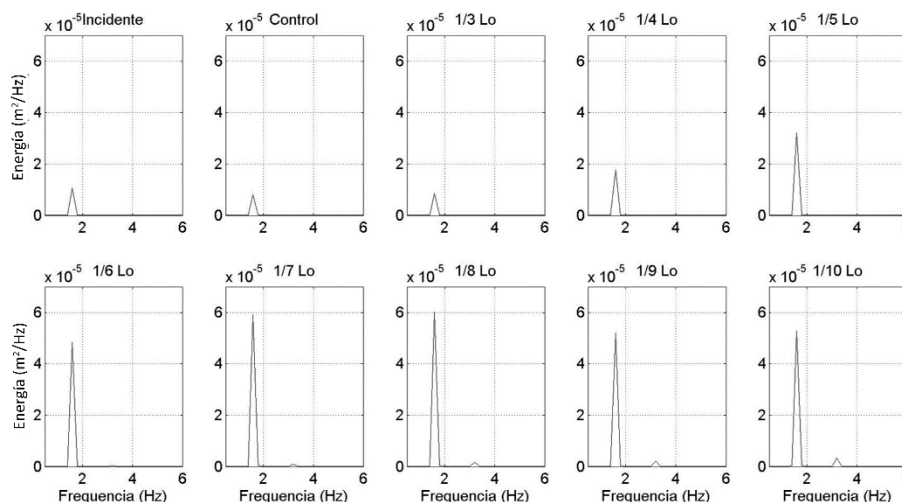


Figura 12. Espectros de energía del oleaje focalizado para diferentes tirantes de agua sobre el lente elíptico. Se muestra el espectro del oleaje incidente y de control al inicio de la figura.

Conforme el tirante de agua sobre el lente elíptico comienza a disminuir, la energía aumenta hasta alcanzar un punto máximo en un tirante de $1/8 L_0$; posteriormente, hacia los tirantes de $1/9 L_0$ y $1/10 L_0$, esta energía comienza a disminuir. Con respecto a la energía incidente y calculada en el punto de control, se puede observar que para el lente elíptico sumergido a las profundidades de $1/7 L_0$ y $1/8 L_0$, la energía focalizada es aproximadamente 6 y 7 veces mayor, respectivamente, siendo $1/8 L_0$ el tirante óptimo. Para los tirantes de $1/5 L_0$, $1/6 L_0$ y $1/10 L_0$, la energía focalizada es poco más del doble que la simulada en el punto de control. Para los casos de $1/3 L_0$ y $1/4 L_0$ no se alcanza a apreciar una amplificación considerable, pues para estos tirantes el oleaje tiene poca interacción con el lente, indicando el primer rango de aplicabilidad de la ley de refracción de cónicas.

Se puede observar en la Tabla 1 que el índice de refracción n para el caso de máxima amplificación en ($1/8$ de L_0) es aproximado al inverso de la excentricidad del lente sumergido ($1/e = 1.25$), lo que coincide con la ley de refracción de cónicas (Griffiths & Porter, 2011).

Pruebas de excentricidad

Tomando como antecedente las pruebas numéricas piloto mencionadas en la metodología, el semieje mayor (a) se mantuvo fijo con un tamaño de $1.7L_0$ y el semieje menor (b) adoptó distintos tamaños en factores de L_0 . Para este caso se tomaron en cuenta ocho excentricidades, las cuales se obtuvieron a partir de multiplicar b por diversos factores de L_0 establecidos entre el rango de $3/2L_0$ hasta $1/4L_0$. La Tabla 2 muestra el conjunto de simulaciones numéricas hechas, denominadas por las siglas EL (excentricidad lente). El índice de refracción n tuvo un valor fijo de 1.276. En la Figura 13 se muestran esquematizadas las excentricidades empleadas para el diseño numérico de cada lente elíptico de cada experimento. La elipse con excentricidad de 0.784 corresponde a la determinada a partir de la ley de refracción de cónicas. Se muestra el foco geométrico de cada uno de los lentes elípticos.

Tabla 2. Posición del foco generado para distintas excentricidades. Se muestra H_{rms} obtenida en dicho foco, así como el índice de refracción n y la distancia absoluta entre el foco numérico y el foco geométrico δ .

Prueba	Factor L_0	e	Pos. x (m)	H_{rms} (m)	δ (m)
EL1	1.500	0.484	3.140	0.0325	0.58
EL2	1.064	0.784	3.380	0.0329	0.02
EL3	1.000	0.811	3.380	0.0322	0.02
EL4	0.875	0.859	3.380	0.0309	0.04
EL5	0.750	0.899	3.380	0.0297	0.08
EL6	0.500	0.956	3.440	0.0295	0.18
EL7	0.375	0.975	3.440	0.0290	0.22
EL8	0.250	0.989	3.700	0.0247	0.43

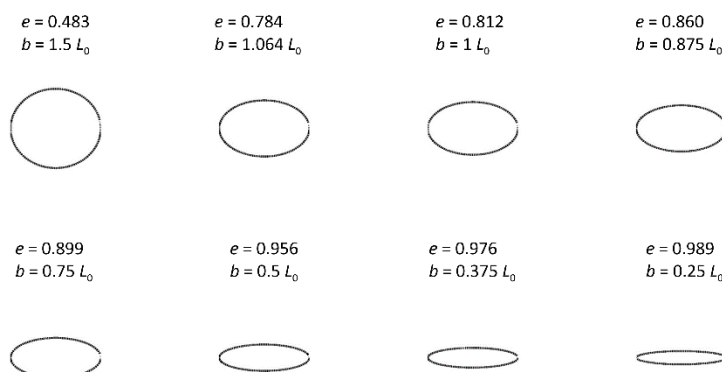


Figura 13. Distintas excentricidades de lente elíptico para las simulaciones numéricas. Se muestra el valor de excentricidad (e) y el factor de L_0 por el que fue multiplicado el semieje menor (b).

En la Figura 14 se observa que los casos EL1, EL2 y EL3 presentan las mayores cantidades de energía concentrada, con valores aproximados a seis veces la energía incidente y cercanos a ocho veces la energía observada en el punto de control, siendo el caso EL2 el de mayor amplificación. A partir de EL4, la energía comienza a disminuir conforme la excentricidad aumenta hasta llegar al caso de EL8.

Es importante señalar que en las pruebas de tirante de agua y de excentricidad, los casos determinados por la ley de refracción de cónicas han sido los que mayor energía han amplificado. Para el caso de tirante de agua sobre el lente elíptico, la relación de k_2/k_1 , determinada por el cambio en la altura del lente, fue aproximada al inverso de la excentricidad del lente en dichas pruebas.

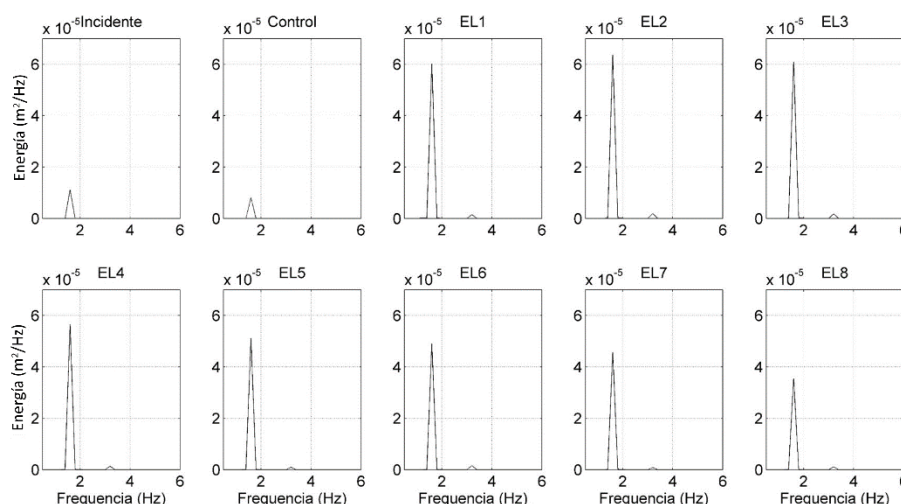


Figura 14. Espectros de energía del oleaje focalizado para diferentes excentricidades. Se muestra el espectro del oleaje incidente y de control al inicio de la figura.

Para el caso de las pruebas de excentricidad, la excentricidad del caso EL2 fue exactamente inversa a k_2/k_1 , y la que mayor amplificación de energía produjo en todas las pruebas (mayor a seis veces la energía incidente y cercano a ocho veces la energía en el punto de control). Dado lo anterior y

con la finalidad de poder optimizar el tamaño del lente, se realizaron pruebas para una excentricidad constante, determinada por la ley de refracción de cónicas, pero disminuyendo proporcionalmente el semieje menor (b) y el semieje mayor (a). Para este caso, b se redujo en factores de la L_0 a partir de $1L_0$ hasta $0.25L_0$ cada $0.25L_0$, y a se obtuvo a partir de la ecuación (1) para una excentricidad constante y el valor correspondiente del semieje menor. En la Figura 15 se muestran esquematizadas los tamaños de los lentes elípticos con excentricidad constante de 0.784 para llevar a cabo dichas pruebas. Se muestra el foco geométrico y el centro de cada uno de los lentes elípticos.

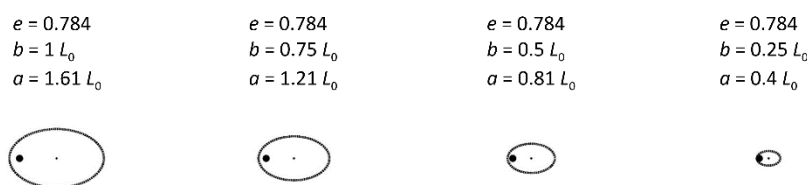


Figura 15. Esquematización de los lentes elípticos utilizados para la optimización de tamaño para una excentricidad constante de 0.784 obtenida a partir de la ley de refracción de cónicas.

La Tabla 3 muestra la posición de cada foco sobre el eje óptico, la H_{rms} obtenida en dicha posición, y la distancia absoluta entre cada foco encontrado y el foco geométrico de la elipse (δ). Cada prueba fue denominada por las siglas EC (excentricidad constante). Cabe señalar que debido a que en estas pruebas se reduce el tamaño del lente, el área superior del lente se agregó en la Tabla 3 para fines comparativos. Se puede observar en la Tabla 3 que δ es similar para los casos EC1 y EC2; sin embargo, para los casos EC3 y EC4, aumentó de forma considerable, indicando que a pesar de mantener la excentricidad constante de 0.784, existe un límite en la reducción del tamaño para que la ley de refracción de cónicas produzca los resultados esperados, donde $b \geq 3/4L_0$.

Tabla 3. Posición del foco generado para los distintos tamaños del lente con excentricidad constante. Se muestra la altura cuadrática media obtenida en el foco, así como el tamaño de los semiejes a y b , el área del lente, y la distancia absoluta entre el foco numérico y el foco geométrico δ .

Prueba	Factor L_0 (b)	$a(m)$	$b(m)$	Área (m^2)	H_{rms} (m)	δ (m)
EC1	1.000	0.940	0.584	1.72	0.0330	0.02

EC2	0.750	0.705	0.438	0.97	0.0329	0.02
EC3	0.500	0.470	0.293	0.43	0.0276	0.08
EC4	0.250	0.235	0.146	0.11	0.0181	0.14

La Figura 16 muestra los espectros de energía obtenidos para cada una de las pruebas mencionadas en la Tabla 3, así como para el oleaje incidente y en el punto de control.

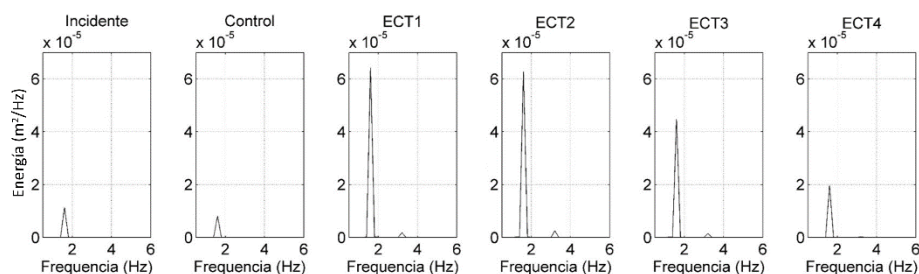


Figura 16. Espectros de energía del oleaje focalizado para diferentes tamaños de lente elíptico para una excentricidad constante de 0.784. Se muestra el espectro del oleaje incidente y de control.

Se puede observar en la Figura 16 que a pesar de la diferencia en tamaño que tienen los lentes elípticos correspondientes a EC1 y EC2, ambos amplifican casi la misma cantidad de energía, indicando que EC2 (con un semieje de $3/4L_0$) con un área de aproximadamente la mitad de la de EC1, amplifica prácticamente la misma cantidad de energía, de manera que el lente determinado por EC2 representa una opción más viable y optimizada que EC1. Cabe señalar que el área focal que produce el lente EC1 y EC2 es muy similar entre sí, a pesar de la diferencia en tamaño del lente elíptico, tal y como se muestra en la Figura 17, donde se observa una comparación de la superficie libre máxima instantánea obtenida para el caso EC1 y EC2. Las líneas punteadas delimitan los mismos contornos de ambos casos, indicando que el tamaño del foco es similar entre ellos. Conforme el lente elíptico comienza a disminuir su tamaño hacia EC3 y EC4, la amplificación de energía comienza a ser cada vez menor; para el caso de EC3 es evidente que el lente es casi transparente para el oleaje incidente.

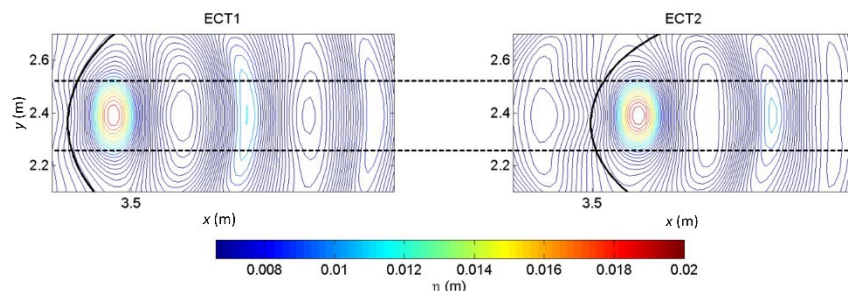


Figura 17. Superficie libre máxima instantánea y comparación del tamaño del área focal producida por el lente del caso EC1 (panel izquierdo) y EC2 (panel derecho).

Pruebas de profundidad total

Con la finalidad de conocer qué tanto se ve afectado el proceso de focalización que produce el lente elíptico con respecto a la profundidad total en la que está sumergido, se realizaron diversas simulaciones numéricas para distintas profundidades. La Tabla 4 muestra la lista de las pruebas realizadas. Cada prueba se denominó por las siglas “PP” (profundidad plataforma). Como se puede observar en la Tabla 4, para el caso PP2, δ aumentó de modo considerable, indicando que a pesar de mantener la excentricidad definida por la ley de refracción de cónicas, existe un límite en la reducción de h_1 para que la ley de refracción de cónicas siga produciendo los resultados esperados, en donde $h_1 \leq 1/3L_0$.

Tabla 4. Posición del foco generado para las pruebas de profundidad. Se muestra la altura cuadrática media obtenida en el foco, el índice de refracción n , la excentricidad e y la distancia absoluta entre el foco numérico y el foco geométrico δ .

Prueba	h_1 (m)	n	e	Posición (m)	H_{rms} (m)	δ (m)
PP1	0.150	1.225	0.816	3.64	0.0284	0.02
PP2	0.100	1.109	0.902	3.50	0.0230	0.08

La Figura 18 muestra los espectros de energía obtenidos para cada una de las pruebas mencionadas en la Tabla 4, así como para el oleaje incidente y en el punto de control.

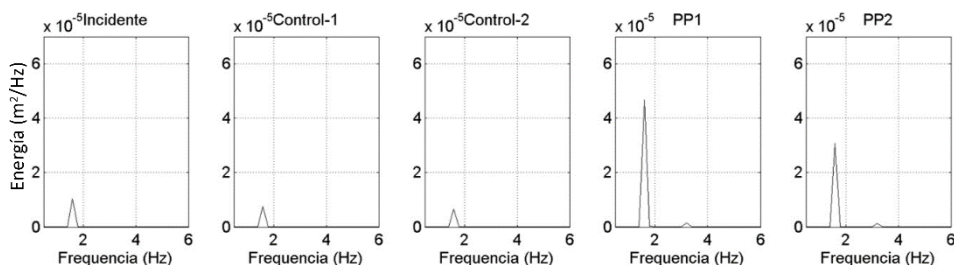


Figura 18. Espectros de energía del oleaje focalizado para diferentes profundidades y para distintas excentricidades obtenidas para cada profundidad. Se muestra el espectro del oleaje incidente y de control-1 y control-2 correspondientes a la prueba PP1 y PP2 respectivamente.

La energía amplificada para el caso de PP1 fue de cuatro veces y seis veces con respecto a la energía incidente y el punto de control, respectivamente. Para el caso de PP2, fue de 4 y 3 veces en relación con la energía concentrada con respecto a la energía incidente y el punto de control, respectivamente, indicando que a pesar de mantener la excentricidad definida por la ley de refracción de cónicas existe un impacto importante al disminuir la profundidad a la que el lente se encuentra sumergido, ya que para profundidades del orden de $1/3L_0$, la energía incidente y en el punto de control fue amplificada unas 6 y 8 veces, respectivamente (caso EC2).

Pruebas de cambio en la dirección del oleaje incidente

Se realizaron tres pruebas correspondientes a ángulos de incidencia con respecto al eje óptico de 10, 20 y 30°. Para simular el cambio en el ángulo de incidencia, el lente elíptico se giró 10, 20 y 30° en sentido horario. Para cada caso, se graficó la superficie libre máxima instantánea y se obtuvieron los espectros de energía correspondientes en el punto de máxima amplificación.

La Tabla 5 muestra los casos evaluados, en donde se especifica el ángulo de incidencia y la posición del máximo en coordenadas x , y . Cada prueba fue denominada por las siglas "LED" (lente elíptico dirección).

Tabla 5. Posición del foco generado para las pruebas de dirección. Se muestra la altura cuadrática media obtenida en el foco en pares coordenados y el ángulo de incidencia del oleaje con respecto al eje óptico.

Prueba	Ángulo	Posición foco (X , Y)
LED1	10°	(3.68, 2.44)
LED2	20°	(3.68, 2.44)
LED3	30°	(3.72, 2.44)

La Figura 19 muestra la posición del foco para cada uno de los casos evaluados; se indica el eje óptico para tener una referencia del cambio de posición.

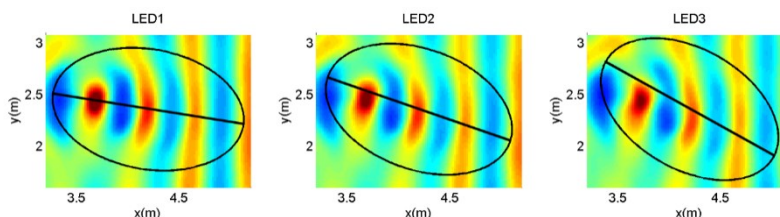


Figura 19. Superficie libre máxima instantánea para el caso de 10° (LED1, panel izquierdo), 20° (LED2, panel intermedio) y 30° (LED3, panel derecho).

La Figura 20 muestra los espectros obtenidos en las posiciones indicadas en la Tabla 5, así como el espectro del oleaje incidente y en el punto de control. Se puede observar en la Figura 19 que conforme aumenta el ángulo de incidencia del oleaje, el foco se desplaza hacia un costado del eje óptico y la cantidad de energía concentrada por el lente disminuye de 6 a 5 veces, y a cuatro veces la energía de ola incidente, y de 7 a 6 veces, y a cinco veces la energía obtenida en el punto de control, para los casos LED1, LED2 y LED3, respectivamente (ver Figura 20). El cambio de la posición del foco con respecto al eje óptico fue registrado por video de alta velocidad en el EOFI-UNAM para el caso de un ángulo de incidencia de 20° (correspondiente al caso LED2); el desplazamiento del área focal coincide con lo que se simuló con el modelo CELERIS (Figura 21).

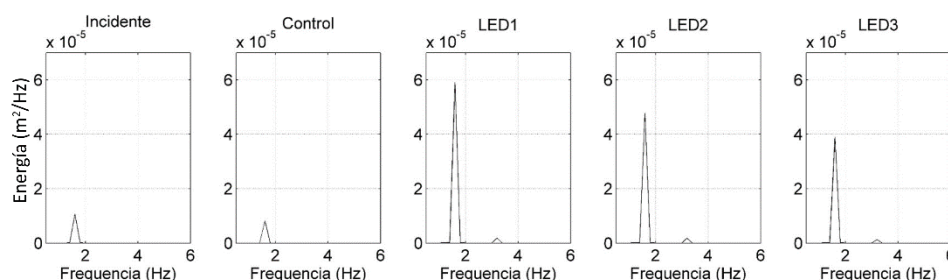


Figura 20. Espectros de energía del oleaje focalizado para diferentes ángulos de incidencia del oleaje (10° LED1, 20° LED2 y 30° LED3). Se muestra el espectro del oleaje incidente y de control.

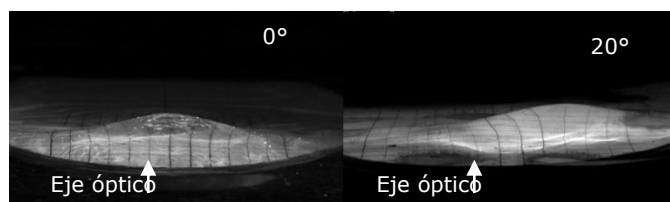


Figura 21. Fotogramas obtenidos por video de alta velocidad de la superficie libre para el caso de 0° (panel izquierdo) y 20° (LED2, panel derecho).

Conclusiones

En esta investigación se evaluó, a través de simulaciones numéricas con un modelo de tipo Boussinesq, la capacidad de los lentes elípticos sumergidos para amplificar la energía del oleaje que pudiera ser aprovechada como fuente de energía renovable. El modelo numérico CELERIS fue validado de modo satisfactorio por medio de pruebas de laboratorio en el EOFI-UNAM; el modelo es capaz de simular el proceso de focalización de manera adecuada para oleaje con incidencia normal y con incidencia oblicua.

Con respecto a las pruebas de evaluación del desempeño, se encontró que con las geometrías definidas a partir el índice de refracción y/o la excentricidad resultante de la ley de refracción en cónicas, se obtuvo la

mayor cantidad de energía en el punto focal, en donde se obtuvo entre 7 y 8 veces la energía calculada en el punto de control.

Sin embargo, se encontró que existen determinados límites de tirante de agua, profundidad de instalación y tamaño de los semiejes respectivos a L_0 para que a partir de la ley de refracción de cónicas se obtengan los resultados esperados, ya que para un tirante de agua mayor a $1/5L_0$ el lente es prácticamente invisible para el oleaje incidente, y para una profundidad menor a $1/4L_0$, la posición del foco difiere de manera significativa del foco geométrico y la energía concentrada disminuye considerablemente. Los resultados óptimos se encontraron para un semieje menor del orden de $3/4L_0$, un tirante de agua del orden de $1/8L_0$, y una profundidad de instalación del orden de $1/3L_0$ (caso EC2). El cambio en la posición del foco y la cantidad de energía concentrada varió significativamente en relación con el cambio de dirección del oleaje incidente; para un ángulo de incidencia de 30° , la reducción de la energía concentrada por el lente elíptico fue de un 35% (caso LED3) con respecto a la energía concentrada cuando la incidencia del oleaje es normal al eje óptico (caso EC2).

El presente artículo establece rangos óptimos para el diseño de un lente elíptico sumergido a partir de la longitud de onda incidente, con el cual se puede obtener una concentración de energía de unas ocho veces mayor (durante condiciones estables) que sin lente sumergido (punto de control). Además, ofrece métricas del desempeño de los lentes para distintas geometrías, en términos de su excentricidad y altura, así como de su profundidad de instalación, para ofrecer distintas alternativas.

Agradecimientos

Se agradece al Conacyt por el financiamiento durante el desarrollo del presente proyecto. Al Fondo Conacyt-Sener (proyecto ICCEO-232986) por el financiamiento parcial durante las simulaciones numéricas con el modelo CELERIS. Al Ing. Ponciano Trinidad Ramírez, por el apoyo durante las pruebas de laboratorio.

Referencias

Baquerizo, A. (1995). *Reflexión del oleaje en playas. Métodos de evaluación y predicción* (tesis doctoral). Santander, España: Departamento de Ciencias y Técnicas del Agua y del Medio Ambiente, Universidad de Cantabria.

- Briganti, R., Musumeci, R. E., Bellotti, G., Brocchini, M., & Foti, E. (2004). Boussinesq modeling of breaking waves: Description of turbulence. *Journal of Geophysical Research*, 109, C07015, 1-17.
- Cotter, C. D., & Chakrabarti, K. S., (1994). Comparison of wave reflection equations with wave-tank data. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 102(2), 226-232.
- Dean, R. G., & Dalrymple, R. A. (1984). *Water wave mechanics for engineers and scientists*. New York, USA: Prentice-Hall.
- Fuhrman, D. R., Bingham, H. B., & Madsen, P. A. (2005). Nonlinear wave-structure interactions with a high-order Boussinesq model. *Coastal Engineering*, 52(8), 655-672.
- Griffiths, L. S., & Porter, R. (2011). Focusing of surface waves by variable bathymetry. *Applied Ocean Research*, 34, 150-163.
- Kirby, J. T. (2003). Boussinesq models and applications to nearshore wave propagation, surf zone processes and wave-induced currents. *Elsevier Oceanography Series*, 67, 1-41.
- Madsen, P. A., & Sorensen, O. R. (1992). A new form of the Boussinesq equations with improved linear dispersion characteristics. Part 2: A slowly-varying bathymetry. *Coastal Engineering*, 18, 183-204.
- Mansard, E. P. D., & Funke, E. R. (1980). The measurement of incident and reflected spectra using a least squares method. Procedures (pp. 154-172). *17th Conference on Coastal Engineering*, Sydney, Australia.
- Mehlum, E., & Stamnes, J. (1978). On the focusing of ocean swells and its significance in power production (pp. 1-38) (SI Rep. 77). Bliundern, Oslo, Norway: Central Institute for Industrial Research.
- Murashige, S., & Kinoshita, T. (1992). An ideal wave focusing lens and its shape. *Applied Ocean Research*, 14, 275-90.
- Nwogu, O. (1993). Alternative form of boussinesq equations for nearshore wave propagation. *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, 119(6), 618-638.
- Prinos, P., Avgeris, I., & Karambas, T. (2005). *Low-crested structures: Boussinesq modeling of waves propagation. Environmentally Friendly Coastal Protection*. NATO Science Series. Series IV: Earth and Environmental Series, 53. Dordrecht, The Netherlands: Springer.
- Soares, G. C., & Mohapatra, C. S. (2015). *Wave forces on a floating structure over flat bottom based on Boussinesq formulation. Renewable Energies Offshore*. London, UK: Taylor and Francis Group.

- Stamnes, J. J., Lovhaugen, O., Spjelkavik, B., Chiang, C. M. L. E., & Yue, D. K. P. (1983). Nonlinear focusing of surface waves by a lens - theory and experiment. *Journal of Fluid Mechanics*, 135, 71-94.
- Tavakkol, S., & Lynett, P. (2017). Celeris: A GPU-accelerated open source software with a boussinesq-type wave solver for real-time interactive simulation and visualization. *Computer Physics Communications*, 217, 117-127.

Tránsito de avenidas en vasos: ¿hidrológico o hidráulico?

Flood routing on a reservoir: Hydrologic or hydraulic?

Juan Antonio Hernández-Andrade¹

Sergio Ignacio Martínez-Martínez²

¹Universidad Autónoma de Aguascalientes, Aguascalientes, México,
ing.c._hernandez@outlook.es

²Universidad Autónoma de Aguascalientes, Aguascalientes, México,
simartin@correo.uaa.mx

Autor para correspondencia: Juan Antonio Hernández Andrade,
ing.c._hernandez@outlook.es

Resumen

El estudio del tránsito de avenidas en un vaso es un tema de sumo interés para el ingeniero civil, pues se debe conocer la eficacia de la obra hidráulica para el fin que fue construida. Además, es necesario saber si el diseño de la cortina y de su obra de excedencias son los adecuados al momento de ocurrir una avenida atípica que pueda ocasionar rupturas o colapsos de la presa, y, por tanto, pérdidas humanas y económicas. Así, el ingeniero y el investigador emplearán modelos que conocen para resolver el tránsito de avenidas en el vaso, que requieren cierta cantidad de información y calidad, al igual que conocimientos del tema y de herramientas computacionales que faciliten el cálculo de este tipo de análisis. En este trabajo se exponen las bases teóricas y numéricas para realizar la simulación del paso de una avenida por un embalse, empleando un método hidrológico y un método hidráulico, además de resolver diversos casos de estudio, comparando los valores obtenidos por cada uno de ellos. Finalmente, se establecen las condiciones para las cuales un modelo hidrológico es adecuado o cuando un modelo hidráulico es necesario, así como las ventajas y desventajas que conlleva emplear cada uno de tales modelos.

Palabras clave: modelo hidrológico, modelo hidráulico, tránsito de avenidas, embalse, vaso.

Abstract

The study of flood routing in a reservoir is a subject of great interest for the civil engineer, because it is necessary to know the efficiency of the hydraulic work for the purpose that was built. In addition, it must be known that the design of the dam and its exceedance spillway are adequate at the time of an atypical avenue that may cause ruptures or collapses of the dam, leading to human and economic losses. Therefore, the engineer and the researcher will use models they know to solve the passing of wave floods by the reservoir, which require a certain amount of information, with a certain quality, as well as knowledge of the subject and of computational tools that facilitate the calculation of this type of analysis. This work exposes the theoretical and numerical bases for simulating the passage of a flood wave through a reservoir, using a hydrological method and a hydraulic method, as well as solving various cases of study, comparing the values obtained by each of them. Finally, the conditions are established for when a hydrological model is appropriate or when a hydraulic model is necessary, as well as the advantages and disadvantages involved in using each of these models.

Keywords: Hydrologic model, hydraulic model, flood routing, reservoir, storage.

Recibido: 16/05/2018

Aceptado: 12/11/2018

Introducción

El tránsito de avenidas en un vaso es aquel procedimiento que sirve para determinar el hidrograma de salida de una presa, dando un hidrograma de entrada. La modelación del tránsito de avenidas sobre vasos se realiza en todo el planeta. Debido a su alto grado de importancia se requiere un exhaustivo estudio antes de llevar a cabo el

proyecto civil de un embalse, debido a que a partir de este modelo se conoce la evolución de las elevaciones del agua en el embalse, la elevación máxima y la capacidad necesaria de la obra de excedencias; es de suma importancia para la operación efectiva de estructuras hidráulicas, en especial de aquellas destinadas a la generación de energía y control de avenidas, donde se requiere con frecuencia de pronósticos de avenidas y sequías (Aparicio-Mijares, 2009); el resultado final se expresa mediante hidrogramas. Un hidrograma es una la representación gráfica de la evolución del gasto (volumen por unidad de tiempo) que pasa de manera continua durante un tiempo determinado por cierta sección. El estudio del tránsito de avenidas en vasos se relaciona con el diseño y la operación de estructuras hidráulicas, abastecimiento de agua, irrigación, generación de energía hidroeléctrica, control de inundaciones y protección de la vida, entre otros.

De Wrachien y Mambretti (2001) mencionan que los modelos matemáticos que se emplean en la dinámica de fluidos y, por tanto, en ingeniería hidráulica, se pueden clasificar, a grandes rasgos, en modelos estocásticos y modelos determinísticos. Los modelos estocásticos se basan en el análisis de frecuencias de avenidas, es decir, en su probabilidad de excedencia o, equivalentemente, en su periodo de retorno. Los modelos determinísticos están basados en propiedades físicas de los elementos que tiene influencia en el fenómeno investigado, como son las características del embalse, la geometría del canal o el proceso de precipitación-escorrentía, entre otros, permitiendo predecir el cambio de magnitud, velocidad o forma de la onda de avenida, en función del tiempo en uno o más puntos a lo largo del cauce (ríos, estuarios, canales, embalses); este segundo modelo puede clasificarse a su vez como hidrológico, hidráulico o híbrido.

El modelo hidrológico consiste en un balance del caudal de entrada, caudal de salida y volumen almacenado, con base en la ecuación de continuidad. El análisis de los modelos hidráulicos se vuelve complejo debido que se considera el cambio de flujo, velocidad y profundidad a lo largo del cauce. Una estimación de dichas propiedades se obtiene al emplear las ecuaciones diferenciales del flujo superficial no permanente en una o dos dimensiones. En algunos casos, los análisis se pueden simplificar empleando solamente la ecuación de continuidad en una dimensión y el modelo de onda cinemática, dejando todo en función de la profundidad. Esta simplificación se podrá hacer en casos muy especiales, donde no se presenten pendientes muy bajas y los efectos de la superficie libre no puedan ser ignorados. Los modelos hidráulicos de tránsito de avenidas son útiles para determinar profundidades en

planos de inundación, alturas requeridas de puentes o diques, mapas de inundación de rupturas de presas, ondas de avenida transitorias creadas en embalse por cambios en compuertas o turbinas, y en el flujo no permanente en sistemas de alcantarillado pluvial. El flujo en todos estos casos se da en las tres dimensiones espaciales. Sin embargo, normalmente la variación espacial de las características del flujo puede ser aproximada con una sola dimensión espacial: la dirección a lo largo del canal, por lo que las ecuaciones de flujo no permanente en 1D son ampliamente usadas. En ocasiones no es factible realizar un modelo hidráulico debido a la información que requiere. Hicks (1996) encontró que el tránsito de avenidas hidráulico puede utilizarse con buenos resultados en tramos de canal en donde se dispone de pocos datos geométricos, modelando los tramos suponiendo que son canales de sección rectangular. A este tipo de modelos se les conoce como híbridos.

El objetivo principal de este trabajo es identificar las condiciones para el empleo de un método hidrológico o uno hidráulico que solucione el tránsito de avenidas en vasos, basándose en las condiciones topográficas e hidráulicas del embalse a estudiar, así como los requerimientos y ventajas de emplear cada uno de ellos.

Martínez-Martínez (2011), como otros autores, clasifica, de acuerdo con sus bases teóricas, a los métodos determinísticos de solución para el tránsito de avenidas en vasos (TAV), según se indica en la Figura 1.



Figura 1. Clasificación de los métodos para solucionar el tránsito de avenidas en vaso (TAV), adaptada de Martínez-Martínez (2011).

La diferencia entre un método hidrológico y uno hidráulico es que en el método hidrológico el flujo está en función del tiempo; mientras que en el método hidráulico, el flujo está en función tanto del tiempo como del espacio (Chow, Maidment, & Mays, 1988). En general, los métodos

hidrológicos emplean técnicas numéricas simplificadas, la conservación de la masa, la teoría del flujo permanente, y además requieren una relación entre la descarga y el almacenamiento; mientras que los métodos hidráulicos no necesitan esa relación, utilizan complejas soluciones numéricas de ecuaciones diferenciales y la teoría del flujo no permanente (Merkel & Moody, 2014).

Para el cálculo del paso de avenidas por vasos, cada analista utiliza el método que considera más conveniente para el caso que está estudiando, por ejemplo, Chow *et al.* (1988) emplean dos métodos: el método del embalse nivelado y el método de Runge-Kutta de tercer orden; mientras tanto, Aparicio-Mijares (2009) emplea el método de aproximaciones sucesivas y un método semigráfico, existiendo aún una amplia cantidad de métodos hidrológicos para la solución de este tipo de problemas.

Para el análisis hidráulico del flujo superficial de agua en una o dos dimensiones, por lo común se emplean las ecuaciones de Saint-Venant o ecuaciones de aguas someras (*shallow water*); este término se emplea para describir aquellos cuerpos de agua de poca profundidad con respecto a su longitud o extensión. Tales ecuaciones implican que el contorno tiene efecto sobre el flujo; por ejemplo, la variación de ondas que se producen en la superficie, la pérdida por fricción y la pendiente media del fondo, entre otros. Para lograr la solución de dichas ecuaciones se emplean métodos computacionales, como el método de elementos finitos, y diferencias finitas o volumen finito, entre otros.

El enfoque que se emplee para resolver el tránsito de una avenida dependerá de diversos factores, como la información que se tiene de la zona, experiencia en el uso de un *software*, tiempos de ejecución, formato de resultados (tablas, gráficas y/o animaciones), entre otros; lo cierto es que existe una diferencia entre los resultados de ambas modelaciones. Un ejemplo de lo anterior son Haktanir y Ozmen (1997), quienes al transitar avenidas en tres embalses alargados evaluaron los hidrogramas de salida de un modelo hidrológico contra un modelo hidráulico; el modelo hidrológico está basado en el método del embalse nivelado (*level-pool method*), mientras que el modelo hidráulico lo resolvieron utilizando el programa *DUFLOW*. Sus conclusiones principales consisten en la variación de hasta un 11% entre los gastos pico de los hidrogramas de salida de ambos enfoques, siendo el hidrológico siempre mayor al hidráulico.

Se han publicado trabajos en los que también se aplican un método hidrológico y un método hidráulico para determinar hidrogramas en

cuencas, como los siguientes dos trabajos. Jingyun (2015) evaluó las avenidas en la cuenca de Soap Creek en Iowa, EUA, debido a la alta frecuencia de inundaciones que azotan a las viviendas, áreas comerciales, industriales y públicas; empleó el programa *HEC-HMS* para desarrollar el método hidrológico y el programa *HEC-RAS* para desarrollar el método hidráulico, obteniendo los hidrogramas de salida de cuatro puntos de estudio de la cuenca, en donde se observa la diferencia que existe entre el empleo de un método comparado con otro. Otro caso semejante está dado por Rehman, Zollinger y Collings (2003), quienes plantearon dos casos de estudio hipotéticos, en donde variaron las características de la cuenca: forma y uso de suelo, empleando para el análisis del modelo hidrológico el programa *RAFTS* y el programa *SOBEK* para el análisis del modelo hidráulico; luego compararon los hidrogramas obtenidos con ambos métodos, encontrando que el método hidráulico reporta mejores resultados.

Materiales y métodos

Casos de estudio

Se emplearon diversas presas del estado de Aguascalientes, México. La información necesaria para la simulación de los casos de estudio es el modelo digital de elevaciones (MDE), información hidrológica de la cuenca y las características de la obra de excedencias.

Para la recolección de información se emplearon aplicaciones de sistemas de información geográfica, como Google Earth (2017) y QGIS (2017); sitios web de gobierno, como la página del Instituto Nacional de Estadística y Geografía (INEGI, 2017); programas de diseño que procesan archivos con curvas de nivel, puntos XYZ y geotiff, entre otros. Para esta investigación, se contó con la ayuda del Departamento de Aguas Superficiales e Ingeniería de Ríos de la Comisión Nacional de Agua (Conagua), apoyando con datos concernientes a las presas de estudio. Si no se cuenta con dicha información, se requiere hacer un

análisis hidrológico completo de la cuenca, en donde se obtenga el hidrograma para un cierto periodo de retorno para cada uno de los casos. En este trabajo se consideró suficiente para establecer la comparación de los resultados del modelo hidrológico y del hidráulico la avenida máxima que se puede presentar con un periodo de retorno de 100 años, obteniendo los hidrogramas de entrada para cada uno de los casos. Las presas que se modelaron y sus respectivos hidrogramas de entrada son las mostradas en la Figura 2, Figura 3, Figura 4, Figura 5, Figura 6, Figura 7, Figura 8 y Figura 9.

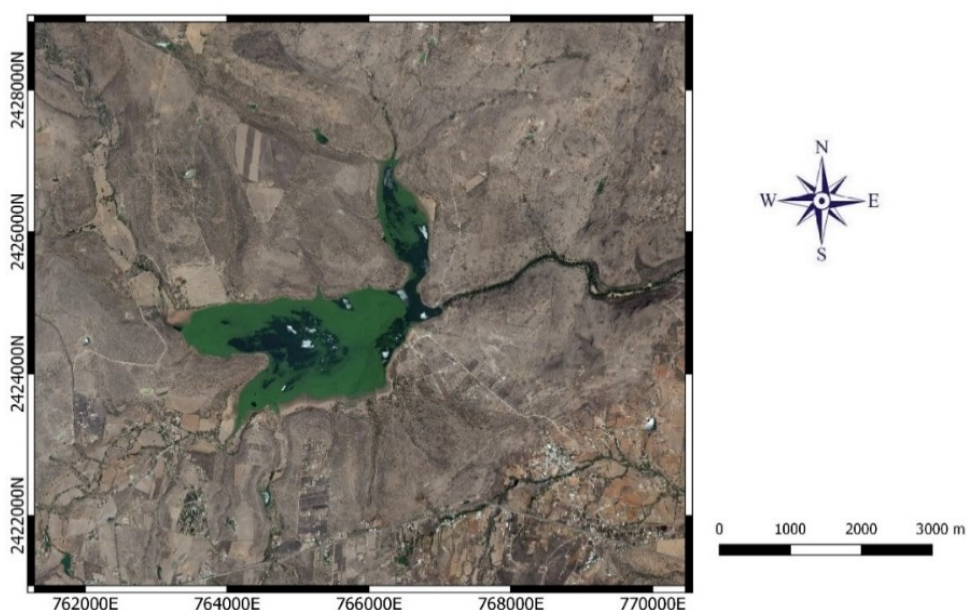


Figura 2. Presa Abelardo L. Rodríguez. Elaboración propia.

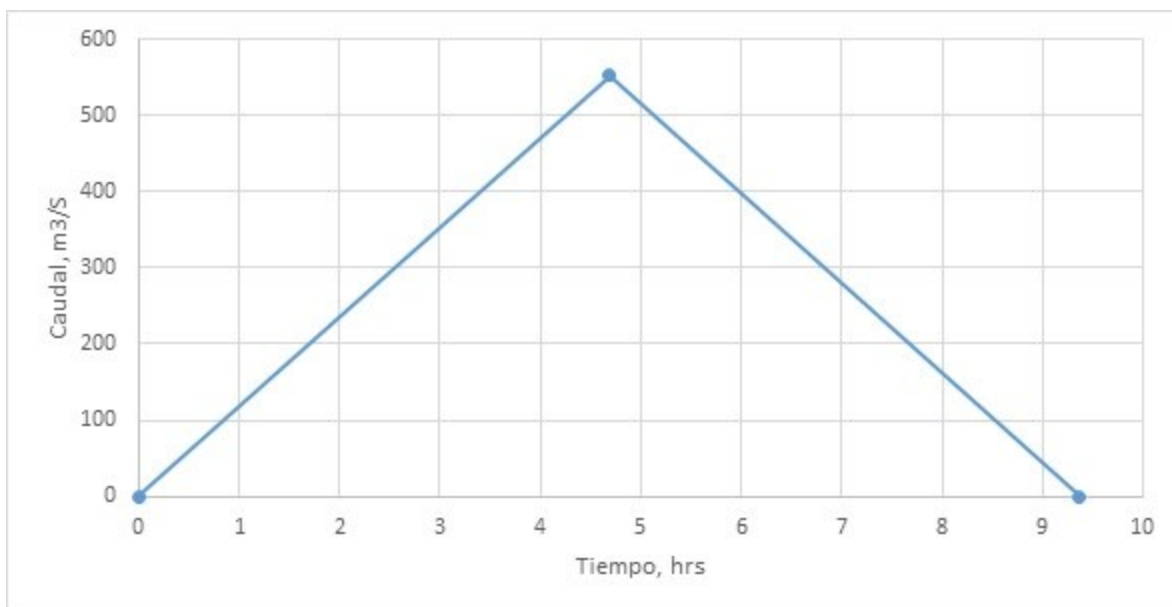


Figura 3. Hidrograma de entrada, presa Abelardo L. Rodríguez. Elaboración propia.

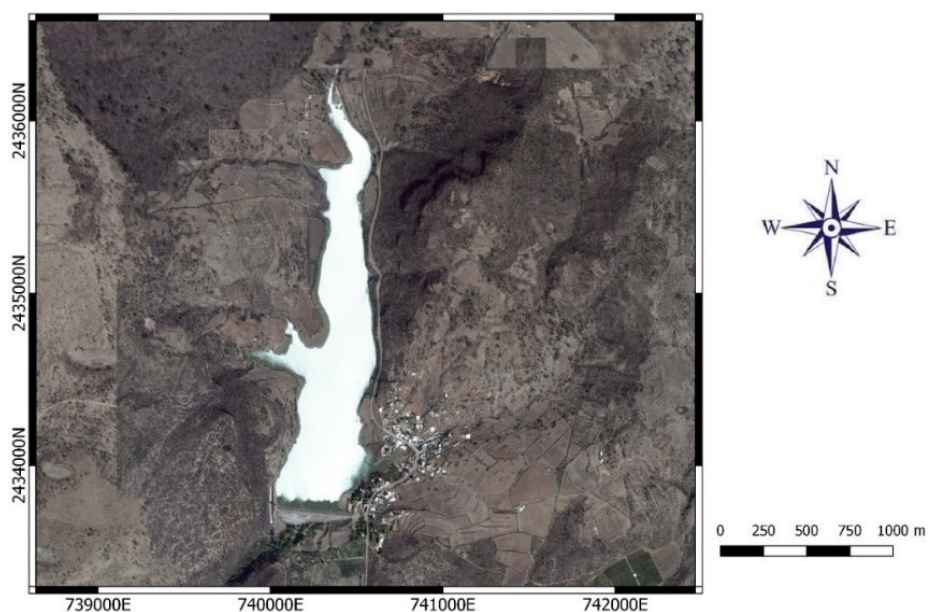


Figura 4. Presa La Codorniz. Elaboración propia.

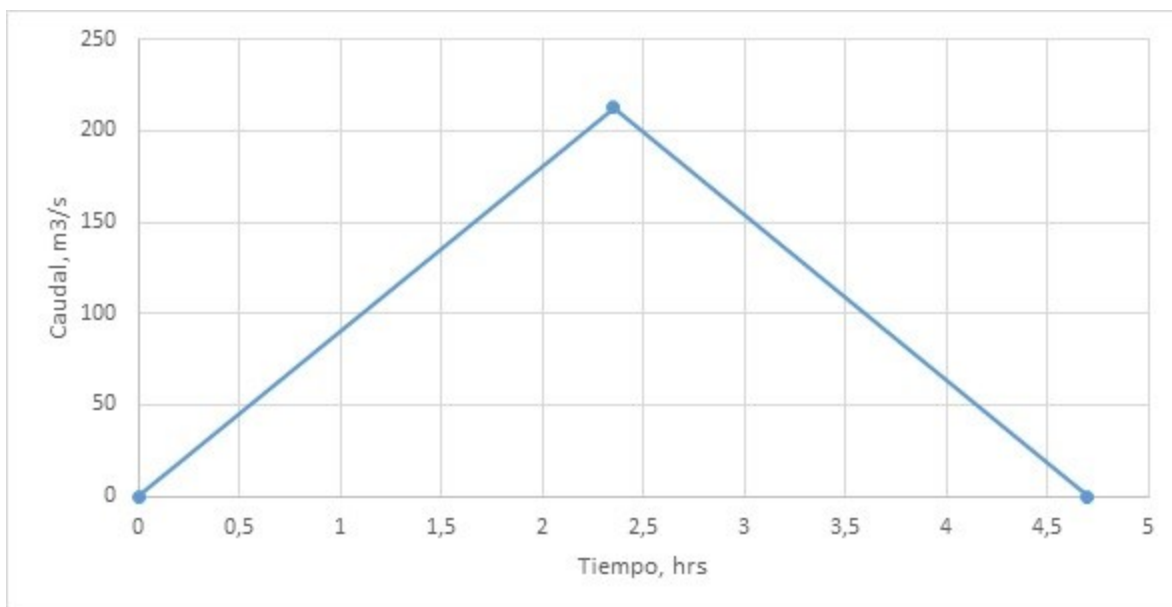


Figura 5. Hidrograma de entrada, presa La Codorniz. Elaboración propia.

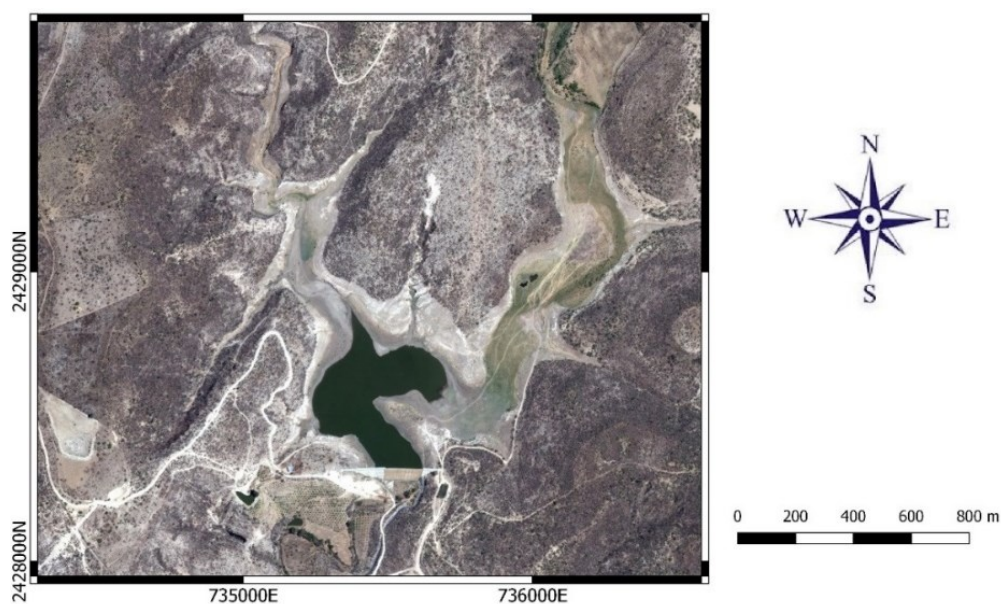


Figura 6. Presa Ordeña Vieja. Elaboración propia.

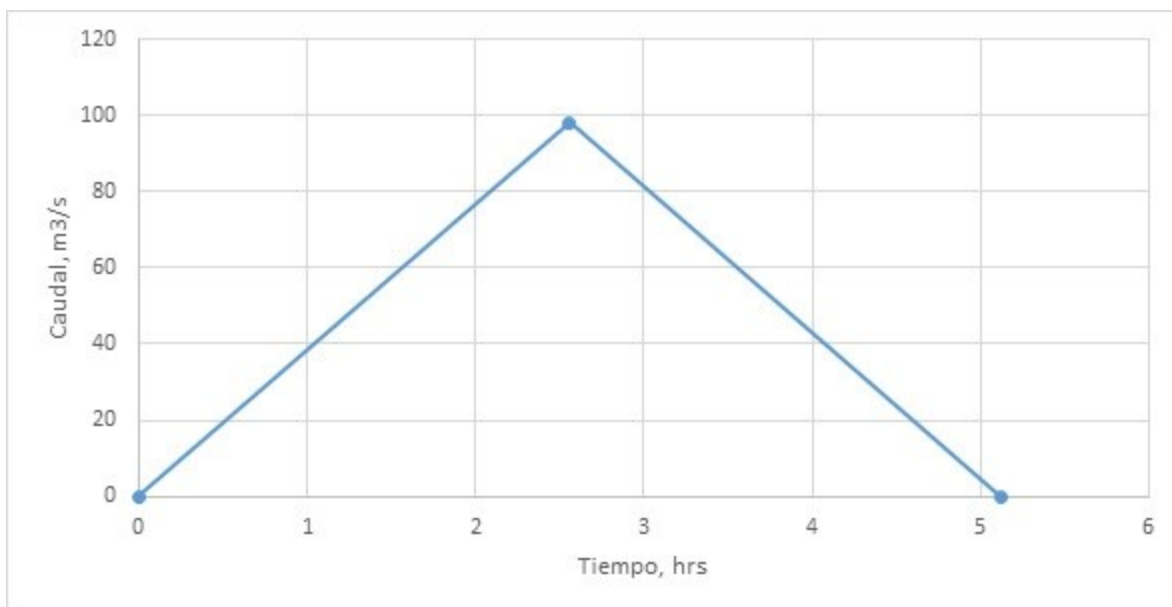


Figura 7. Hidrograma de entrada, presa Ordeña Vieja. Elaboración propia.

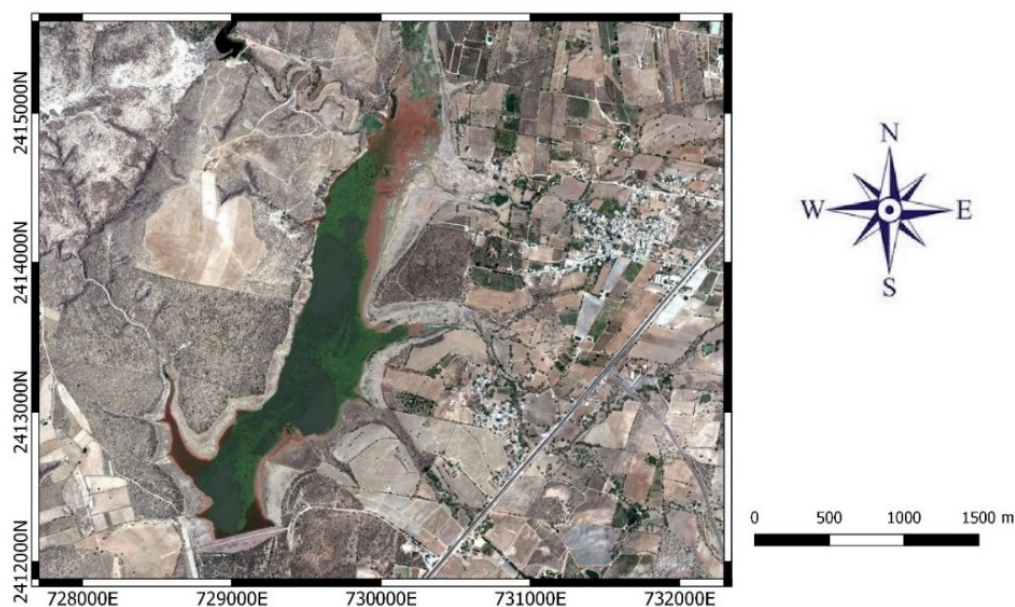


Figura 8. Presa Peña Blanca. Elaboración propia.

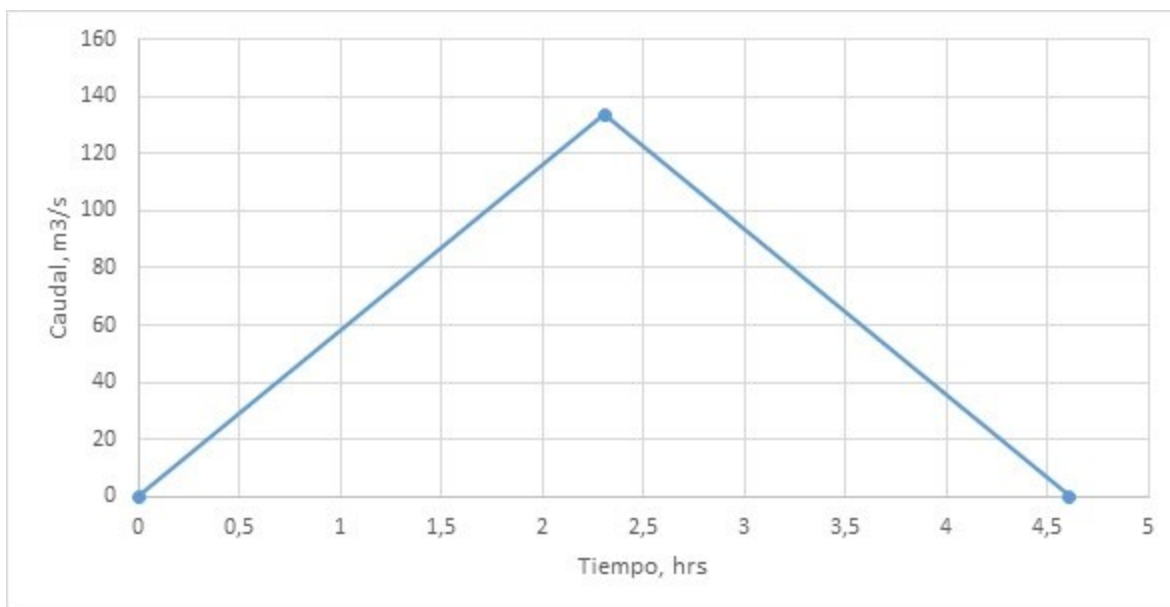


Figura 9. Hidrograma de entrada, presa Peña Blanca. Elaboración propia.

Modelo hidrológico

La solución del TAV usando el enfoque hidrológico consiste en resolver la ecuación de continuidad:

$$I - O = \frac{dV}{dt} \quad (1)$$

Donde:

I = caudal de entrada, m³/s.

O = caudal de salida, m³/s.

$\frac{dV}{dt}$ = variación del volumen almacenado en el tiempo, m³/s.

Su representación gráfica se observa en la Figura 10.

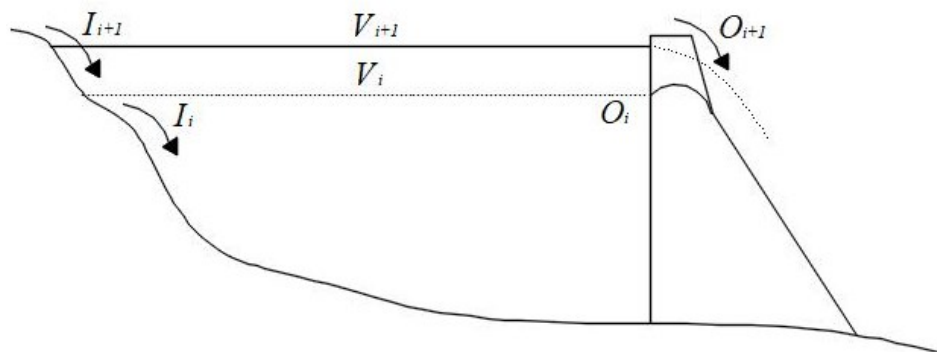


Figura 10. Elementos asociados con el análisis del tránsito de avenidas. Adaptada de Martínez-Martínez (2011).

Al realizar el análisis por diferencias finitas (Figura 11):

$$\frac{I_i + I_{i+1}}{2} - \frac{O_i + O_{i+1}}{2} = \frac{V_{i+1} - V_i}{\Delta t} \quad (2)$$

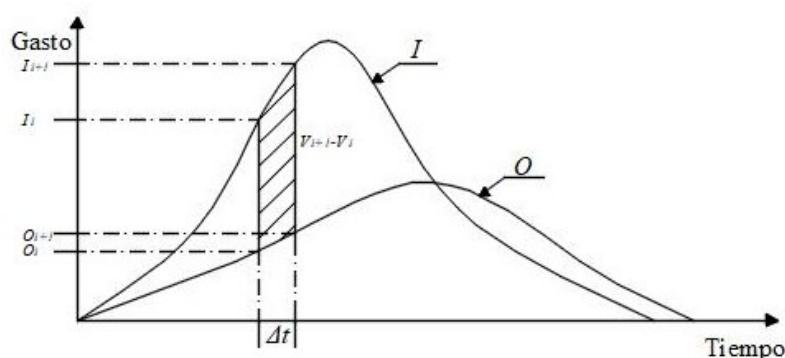


Figura 11. Cambio de volumen de almacenamiento durante un periodo Δt . Elaboración propia.

Donde los subíndices i e $i + 1$ representan los valores de inicio y final, respectivamente, del intervalo de tránsito Δt . Como el valor Δt que se emplea es considerablemente más pequeño al que se usa en la simulación del funcionamiento del vaso durante el tránsito de una avenida, la evaporación y la infiltración son insignificantes y por lo normal se ignoran.

Para la solución hidrológica del TAV se desarrolló un complemento en el programa *MapWindow GIS 4.8.8* (MapWindow GIS, 2016), el cual es un

software para usuarios de sistemas de información geográfica en el que se pueden desarrollar complementos que le añadan nueva funcionalidad. Se trata de un *software* libre y de código abierto. Se hizo la evaluación de varios métodos numéricos (método de Euler, de Heun, de aproximaciones sucesivas y de Runge-Kutta de tercer orden); de ella se seleccionó el método de Runge-Kutta de tercer orden empleado por Chow *et al.* (1988) para su programación en *MapWindow GUS 4.8.8*; este método cumple con estimaciones de pendiente en forma alterna sin emplear el cálculo de derivadas superiores (Figura 12, Figura 13 y Figura 14).

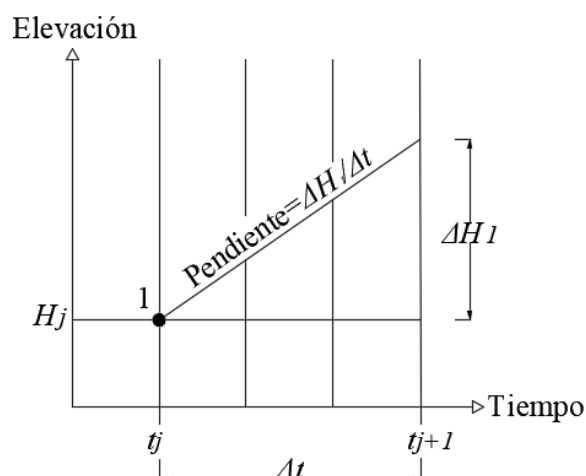


Figura 12. Primer incremento de elevación con respecto al tiempo. Método de Runge-Kutta de tercer orden. Imagen adaptada de Chow *et al.* (1988).

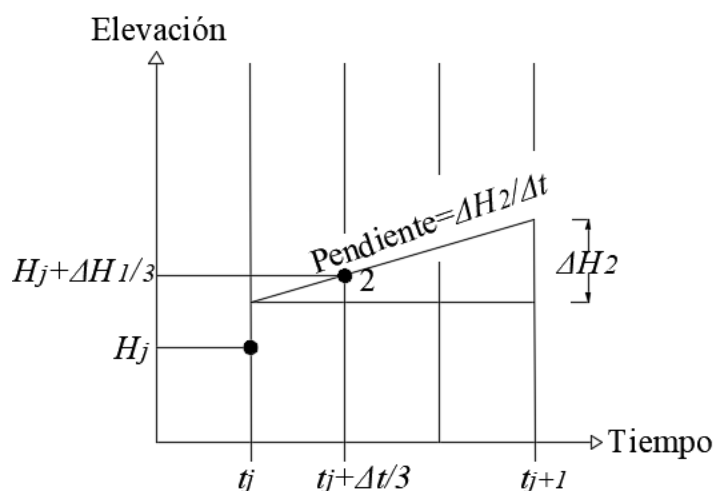


Figura 13. Segundo incremento de elevación con respecto al tiempo. Método de Runge-Kutta de tercer orden. Imagen adaptada de Chow *et al.* (1988).

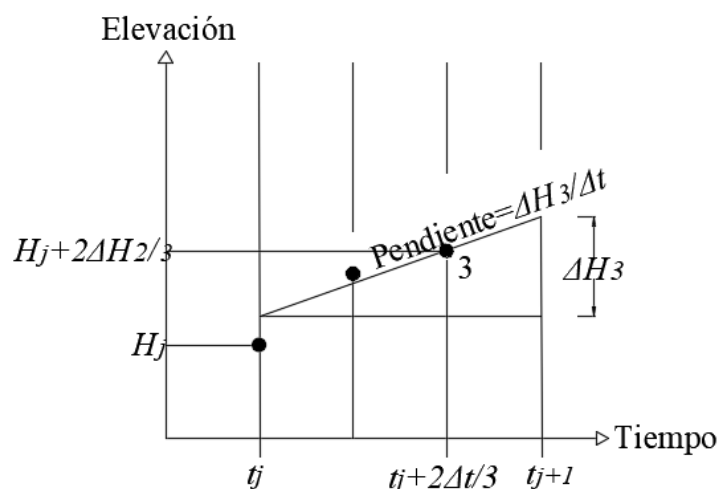


Figura 14. Tercer incremento de elevación con respecto al tiempo. Método de Runge-Kutta de tercer orden. Imagen adaptada de Chow *et al.* (1988).

La pendiente $\Delta H/\Delta t$, en los tres intervalos de tiempo, se expresa matemáticamente:

$$\Delta El_1 = \frac{I(t_i) - O(El_i)}{A(El_i)} \Delta t; \Delta El_2 = \frac{I\left(t_i + \frac{\Delta t}{3}\right) - O\left(El_i + \frac{\Delta El_1}{3}\right)}{A\left(El_i + \frac{\Delta El_1}{3}\right)} \Delta t; \Delta El_3 = \frac{I\left(t_i + \frac{2\Delta t}{3}\right) - O\left(El_i + \frac{2\Delta El_1}{3}\right)}{A\left(El_i + \frac{2\Delta El_1}{3}\right)} \Delta t \quad (3)$$

Es decir, la primera estimación del cambio de elevación del agua ΔEl_1 (metros) está en función de la variación del volumen entre los caudales de entrada I y de salida O (m^3/s) para un área A (m^2) determinada en dicha elevación, multiplicado por un incremento de tiempo establecido Δt , siendo de manera semejante para la segunda y tercera estimación, obteniendo el incremento final de la elevación del agua en el intervalo i (ΔEl):

$$\Delta El = \frac{\Delta El_1}{4} + \frac{3\Delta El_3}{4} \quad (4)$$

El complemento elaborado extrae del MDE las características topográficas (elevaciones-áreas-capacidades) del vaso; luego se ingresa el hidrograma de entrada, así como las características de la(s) obra(s) de excedencias, para finalmente introducir las condiciones de simulación (elevación inicial del agua, tiempo de simulación e intervalos de tiempo de análisis), obteniendo la evolución de los caudales de entrada y salida por el vaso en i intervalos de tiempo, así como la del nivel del agua.

Modelo hidráulico

El flujo de un fluido es gobernado principalmente por las siguientes leyes físicas (Bladé-Castellet, 2005):

Ley de conservación de la masa o ecuación de continuidad:

$$\frac{d}{dt}(m) = 0 \quad (5)$$

Ley de conservación de la cantidad de movimiento (Segunda Ley de Newton):

$$\frac{d}{dt}(mV) = F \quad (6)$$

Donde:

m = masa del fluido.

$\frac{d}{dt}$ = derivada convectiva o material.

V = vector velocidad.

F = fuerzas externas.

Quienes estudiaron y establecieron por primera vez el comportamiento de fluidos newtonianos e isótropos fueron Navier y Stokes (Navier-

Stokes) (Bladé-Castellet, 2005). Ellos aplicaron las ecuaciones (5) y (6) a un volumen de control de un fluido en movimiento, obteniendo sus ecuaciones, las cuales describen exactamente el flujo de un fluido newtoniano, incompresible e isótropo:

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 ; \frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + b_i + \nu \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j \partial x_j} \quad (7)$$

Siendo u la componente de la velocidad en la dirección x para un fluido con densidad constante ρ , al cual se le ejerce fuerzas externas sobre el volumen de control como p , el cual representa el escalar de la presión y b_i , que es igual a la gravedad y la fuerza de Coriolis.

Si se toma la ecuación de continuidad, las dos ecuaciones de Navier-Stokes para las direcciones horizontales y se integran en el eje vertical z , se obtienen las ecuaciones siguientes:

$$\begin{aligned} \frac{\partial z}{\partial t} + \frac{\partial(hu_1)}{\partial x_1} + \frac{\partial(hu_2)}{\partial x_2} = 0 ; \frac{\partial}{\partial t}(hu_1) + \frac{\partial}{\partial x_1}(hu_1^2) + \frac{\partial}{\partial x_2}(hu_1u_2) = -gh \frac{\partial}{\partial x_1}(h + z_0) - \\ \frac{\tau_{0x_1} + \tau_{sx_1}}{\rho} + fhu_2 + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_1}(hT_{x_1x_1}) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_2}(hT_{x_1x_2}) ; \frac{\partial}{\partial t}(hu_2) + \frac{\partial}{\partial x_1}(hu_1u_2) + \\ \frac{\partial}{\partial x_2}(hu_2^2) = -gh \frac{\partial}{\partial x_2}(h + z_0) - \frac{\tau_{0x_2} + \tau_{sx_2}}{\rho} + fhu_1 + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_1}(hT_{x_1x_2}) + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_2}(hT_{x_2x_2}) \end{aligned} \quad (8)$$

Donde:

h = profundidad de la lámina de agua.

g = gravedad.

z_0 = cota de fondo.

τ_0 = tensor de esfuerzo de fondo.

τ_s = tensor de esfuerzo de la superficie libre.

f = coeficiente de Coriolis.

$T_{x_ix_j}$ = tensiones efectivas, y es igual a:

$$T_{x_ix_j} = \frac{1}{h} \int_{z_0}^{z_0+h} \left(\rho \nu \left[\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right] - \rho \overline{u'_i u'_j} - \rho (\bar{u}_i - u_i)(\bar{u}_j - u_j) \right) dz \quad (9)$$

Las ecuaciones (8) son conocidas como ecuaciones bidimensionales del flujo en lámina libre o ecuaciones de Saint-Venant en dos dimensiones en su expresión más completa, la forma conservativa. Si se introduce la ecuación de continuidad en las ecuaciones del movimiento, se obtienen las ecuaciones en forma no conservativa:

$$\begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu_1)}{\partial x_1} + \frac{\partial(hu_2)}{\partial x_2} = 0 ; \quad \frac{\partial u_1}{\partial t} + u_1 \frac{\partial u_1}{\partial x_1} + u_2 \frac{\partial u_1}{\partial x_2} + g \frac{\partial h}{\partial x_1} = -g \frac{\partial z_0}{\partial x_1} - \frac{\tau_{0x_1} + \tau_{sx_1}}{\rho h} + \\ f u_2 + \frac{1}{\rho h} \frac{\partial}{\partial x_1} (h T_{x_1 x_1}) + \frac{1}{\rho h} \frac{\partial}{\partial x_2} (h T_{x_1 x_2}) ; \quad \frac{\partial u_2}{\partial t} + u_1 \frac{\partial u_2}{\partial x_1} + u_2 \frac{\partial u_2}{\partial x_2} + g \frac{\partial h}{\partial x_2} = -g \frac{\partial z_0}{\partial x_2} - \\ \frac{\tau_{0x_2} + \tau_{sx_2}}{\rho h} + f u_1 + \frac{1}{\rho h} \frac{\partial}{\partial x_1} (h T_{x_1 x_2}) + \frac{1}{\rho h} \frac{\partial}{\partial x_2} (h T_{x_2 x_2}) \quad (10) \end{aligned}$$

El término conservativo se refiere a que las fuerzas no dependen del trayecto sino de la posición inicial y final (h); mientras que en el término no conservativo, las fuerzas dependen solamente del trayecto utilizado.

Los diversos términos que se encuentran en las ecuaciones de Saint-Venant en forma conservativa y no conservativa se describen a continuación:

La aceleración local, $\frac{\partial u_1}{\partial t}$ y $\frac{\partial u_2}{\partial t}$ representa la variación de la velocidad del flujo.

La aceleración convectiva, $u_1 \frac{\partial u_1}{\partial x_1}$, $u_2 \frac{\partial u_1}{\partial x_2}$, $u_1 \frac{\partial u_2}{\partial x_1}$ y $u_2 \frac{\partial u_2}{\partial x_2}$ representa el efecto del transporte con el flujo del gradiente de la velocidad.

La suma de la aceleración local y la convectiva es la derivada material, que representa la aceleración total de las partículas del fluido.

La pendiente de la superficie libre, $\frac{\partial}{\partial x_i}(h + z_0)$, proveniente de la integración vertical de $-\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i}$, que multiplicada por la aceleración de la gravedad g representa la acción de las fuerzas gravitatorias, es igual a la pendiente del fondo $S_{0x_i} = -\frac{\partial z_0}{\partial x_i}$.

Las tensiones de fondo son generadas por la fricción del fondo $\tau_0/\rho h$; si se aproxima el radio hidráulico por el tirante se tiene $\tau_0 = \rho g h S_f$, donde S_f es la pendiente de fricción.

Las tensiones tangenciales en la superficie son provocadas principalmente por el efecto del viento, representada por el término τ_s .

La fuerza de Coriolis está representada por el término fu_i , dicha fuerza es provocada por la rotación de la Tierra, la cual genera una aceleración relativa con respecto al eje de rotación del planeta.

La ecuación (9) representa las tensiones efectivas y consta de tres términos. El primero representa las tensiones viscosas, el segundo las tensiones turbulentas y el último las tensiones convectivas.

Se pueden simplificar las ecuaciones de Saint-Venant al analizar las tensiones efectivas; el efecto de la turbulencia está fuertemente ligado con las componentes verticales; debido a que el análisis del flujo se enfoca principalmente al movimiento horizontal, los efectos de turbulencia son innecesarios. Por otro lado, el efecto de la viscosidad del fluido es despreciable debido a que no existe un cambio de fluido, de temperatura o efectos de turbulencia. Las fuerzas externas de Coriolis y las tensiones tangenciales provocadas por el efecto del viento se consideran despreciables, porque no son significativas, en comparación con los otros términos, simplificando así las ecuaciones de Saint-Venant para flujo en dos dimensiones en su forma conservativa:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 ; \frac{\partial}{\partial t}(hu) + \frac{\partial}{\partial x}\left(hu^2 + g\frac{h^2}{2}\right) + \frac{\partial}{\partial y}(huv) = gh(S_{0x} - S_{fx}) ; \frac{\partial}{\partial t}(hv) + \frac{\partial}{\partial x}(huv) + \frac{\partial}{\partial y}\left(hv^2 + g\frac{h^2}{2}\right) = gh(S_{0y} - S_{fy}) \quad (11)$$

Empleando la notación x e y para las direcciones x_1 y x_2 , así como u y v para u_1 y u_2 . Si se introduce la ecuación de continuidad en las ecuaciones de movimiento, se obtienen en su forma no conservativa:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 ; \frac{\partial u}{\partial t} + u\frac{\partial u}{\partial x} + v\frac{\partial u}{\partial y} + g\frac{\partial h}{\partial x} = g(S_{0x} - S_{fx}) ; \frac{\partial v}{\partial t} + u\frac{\partial v}{\partial x} + v\frac{\partial v}{\partial y} + g\frac{\partial h}{\partial y} = g(S_{0y} - S_{fy}) \quad (12)$$

Una descripción física del flujo (Figura 15) consiste en establecer las características del terreno donde hay agua, así como la altura de este último elemento para determinar el vector velocidad $\vec{v}$ en cada punto de estudio. Una forma de resolver el sistema de ecuaciones consiste en emplear métodos numéricos, como el método del volumen finito, el cual genera una malla en el que cada una de las celdas representa un volumen de control, interactuando con las demás celdas (Figura 16),

planteando una matriz de ecuaciones; un ejemplo de ello son Cea y Bladé (2015).

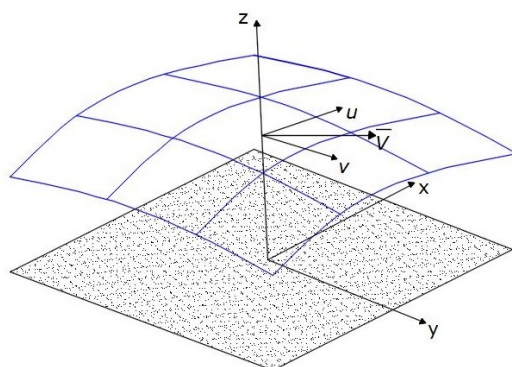


Figura 15. Modelo físico de las ecuaciones de Saint-Venant en 2D.
Elaboración propia.

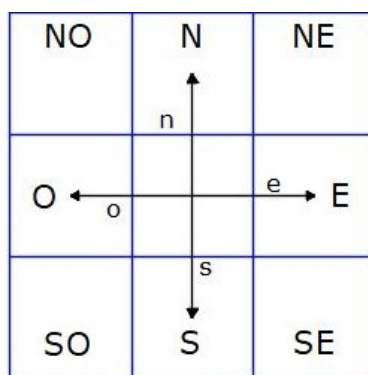


Figura 16. Interacción de la malla por el método de volumen finito.
Elaboración propia.

Debido a la complejidad de la solución de las ecuaciones anteriores, se requiere el empleo de programas que se especializan en la simulación y/o modelación del flujo libre que asemeje las particularidades físicas de la zona de estudio, como es el tipo de suelo y la pendiente de fondo; por ello se hizo el análisis de diversas aplicaciones que resuelven hidráulicamente el TAV, dichos programas son *Iber*, *HEC-RAS*, *RiverFLOW2D*, *MIKESHE* y *TUFLOW*. En este trabajo, finalmente, se empleó el programa *Iber* (Iberaula, 2017) para la simulación del flujo superficial bidimensional debido a diversas cualidades, por ejemplo, no requiere pago por su licencia de uso; resuelve de manera robusta las ecuaciones de Saint-Venant por el método de volúmenes finitos,

empleando mallas estructuradas y no estructuradas (un ejemplo de mallado se observa en la Figura 17); además, usa el mismo MDE y datos empleados en el complemento de *MapWindow GIS*; su interfaz es muy amigable, y se obtienen resultados requeridos en este trabajo. *Iber* necesita establecer la rugosidad del vaso mediante el coeficiente de Manning, además de la elevación inicial del agua en el vaso.

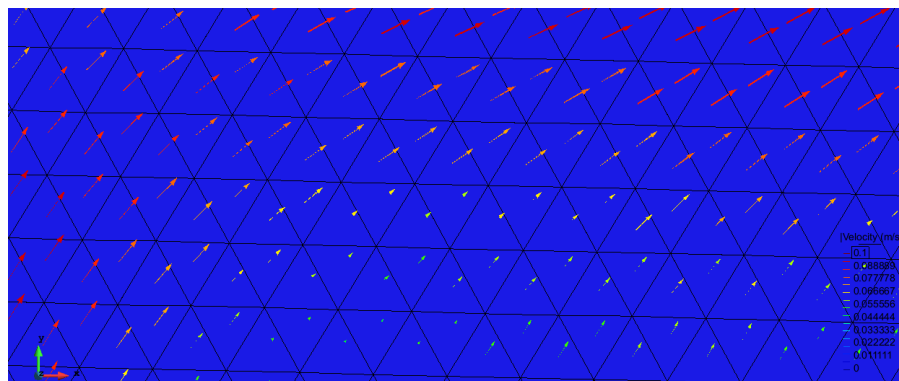


Figura 17. Ejemplo de mallado en el programa *Iber*. Elaboración propia.

Resultados

Después de que se realizaron las simulaciones en las presas de los casos de estudio, se compararon los hidrogramas de salida reportados por ambos programas. La comparación se tuvo que hacer de una manera particular, debido a que el tránsito hidráulico reporta gastos de salida iguales a cero, y al buscar un error relativo entre los dos modelos, provocarían errores numéricos al dividir el error absoluto entre cero. Los valores cero se generan porque la avenida que ingresa al vaso requiere recorrer una cierta distancia desde que ingresa al vaso hasta llegar a la obra de excedencias, mientras que en el tránsito hidrológico se supone que el agua llega instantáneamente a la obra de excedencias.

Para representar el error entre los dos métodos se optó por seguir el siguiente procedimiento:

Se calculó el error absoluto E_i para cada uno de los gastos de salida del modelo hidrológico e hidráulico, O_{Ho} y O_{Ha} , respectivamente, para el número de intervalos i estudiados:

$$E_i = O_{Hoi} - O_{Hai} \quad (13)$$

Se obtuvo el error absoluto medio Em al realizar la sumatoria de todos los errores absolutos E_i y dividiéndolo entre el número total de la muestra (n):

$$Em = \frac{\sum_{i=0}^n (O_{Hoi} - O_{Hai})}{n} \quad (14)$$

Para normalizarlo, se calculó el error relativo medio (ERM), al dividir el error absoluto medio entre el gasto medio de salida del modelo hidráulico:

$$ERM = \frac{Em}{Q_{medHa}} \quad (15)$$

El conjunto de presas con su respectivo error relativo medio se encuentra en la Tabla 1, mientras que la comparación entre los hidrogramas de salida de cada uno de los casos de estudio se presenta en las siguientes figuras: Figura 18, Figura 19, Figura 20 y Figura 21.

Tabla 1. Error relativo medio de los casos de estudio reales.

Caso	Error relativo medio (%)
Abelardo L. Rodríguez	8.09
La Codorniz	1.10
Ordeña Vieja	1.55
Peña Blanca	0.47

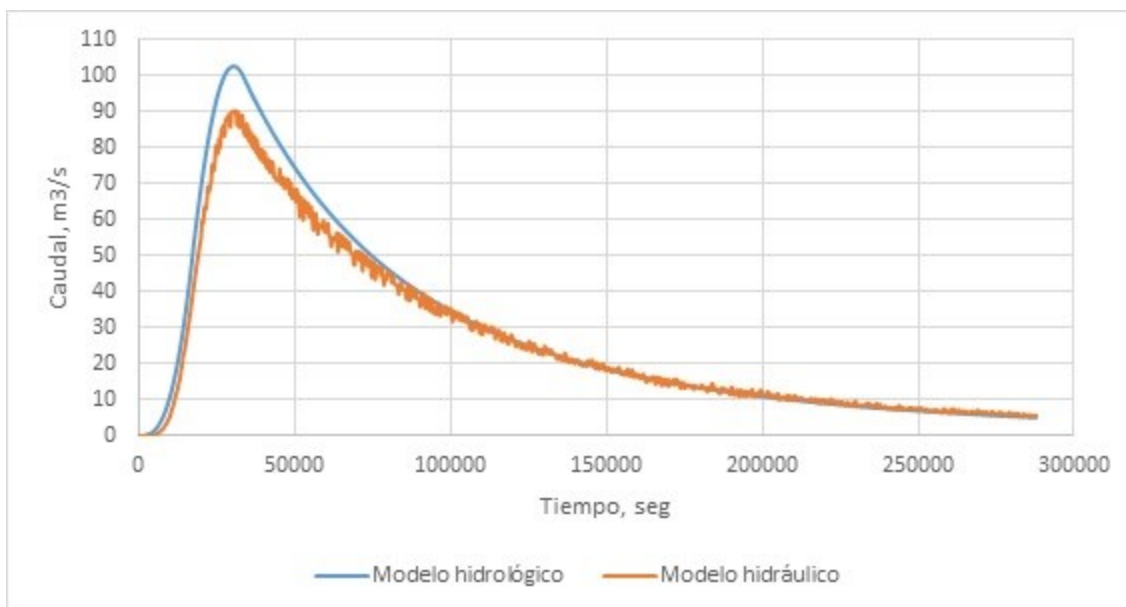


Figura 18. Hidrograma de salida, Abelardo L. Rodríguez. Elaboración propia.

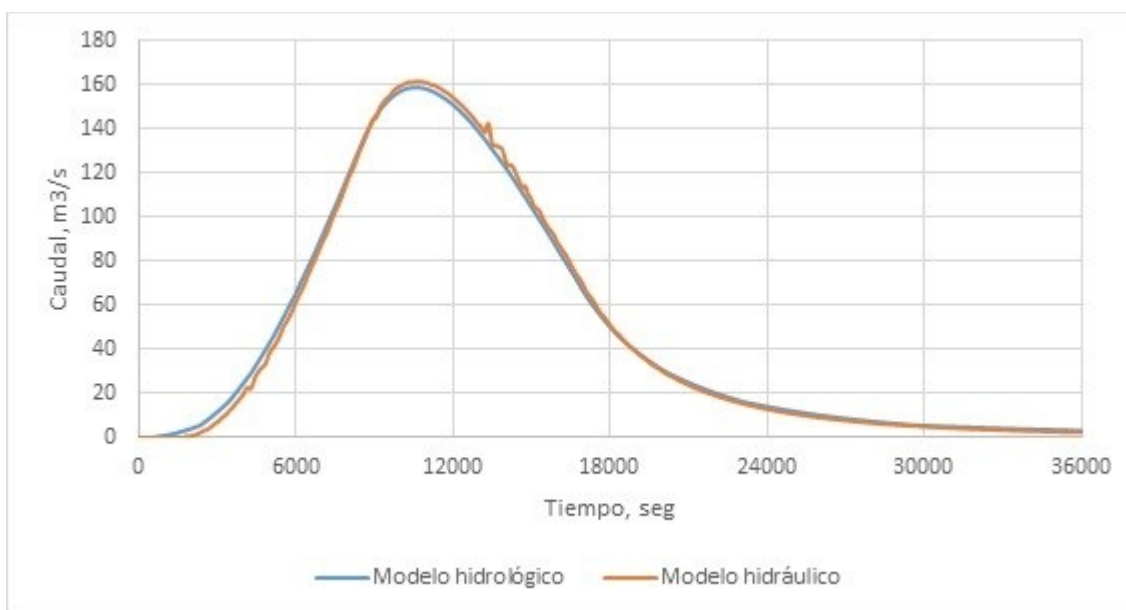


Figura 19. Hidrograma de salida, La Codorniz. Elaboración propia.

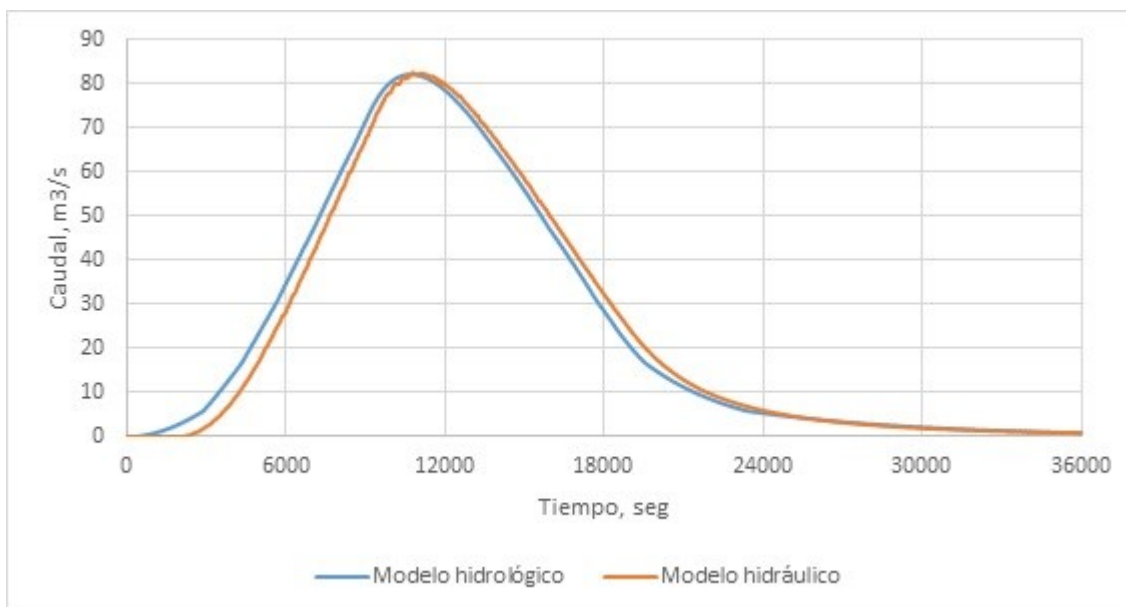


Figura 20. Hidrograma de salida, Ordeña Vieja. Elaboración propia.

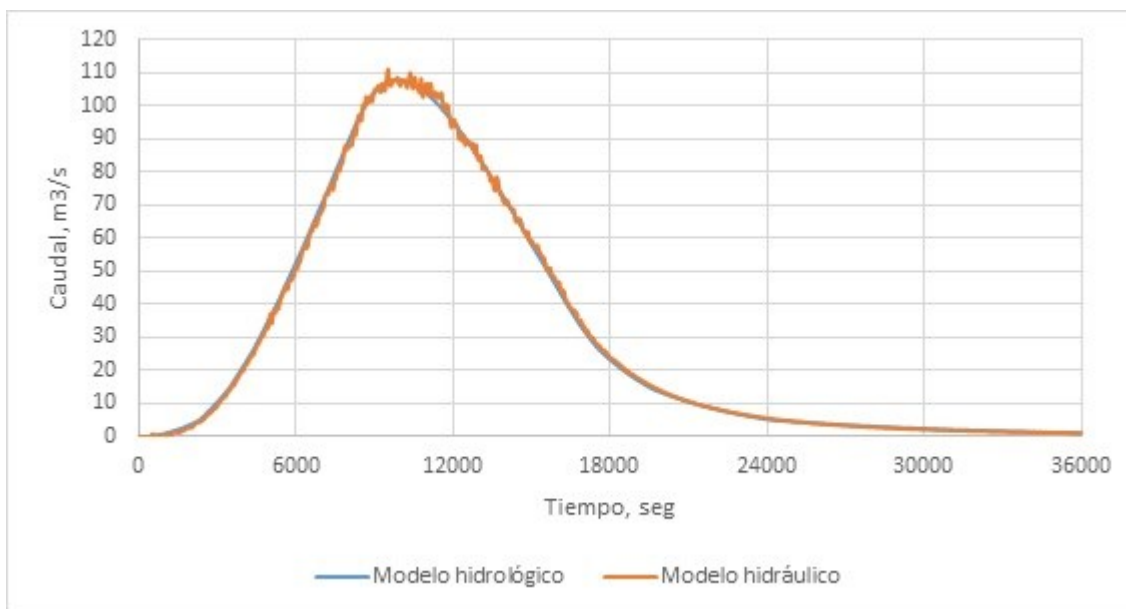


Figura 21. Hidrograma de salida, Peña Blanca. Elaboración propia.

Discusión

Mediante la comparación de los hidrogramas de salida de cada una de las presas estudiadas (Figura 18, Figura 19, Figura 20 y Figura 21), se comprueba que existe una diferencia entre usar un modelo hidráulico en lugar de un modelo hidrológico. Puede variar el caudal pico o, inclusive, se puede presentar el desfase del hidrograma completo.

Para establecer los criterios para cuando el uso del método hidrológico es suficiente, se requirió la elaboración de diversos casos de estudio sintéticos, en los cuales se simulan pasos de avenidas en embalses rectangulares. En los modelos de los embalses rectangulares existe una variación entre la longitud del embalse y la altura de la obra de excedencias, alterando la pendiente de fondo de cada uno, como se observa en la Figura 22. Para la generación del modelo digital de cada caso sintético se procesó un archivo *XYZ* dentro del programa *QGIS*. En las simulaciones se supuso que el agua estaba a punto de derramar por la obra de excedencias, un hidrograma unitario triangular de dos horas de duración con un gasto pico de $40 \text{ m}^3/\text{s}$ y un tiempo total de simulación de tres horas.

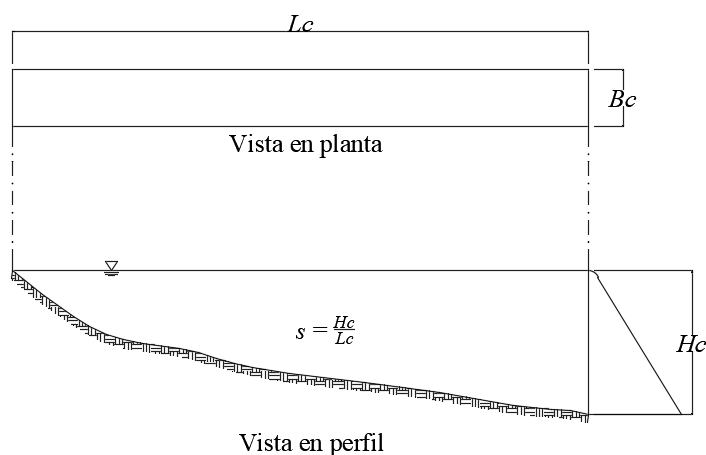


Figura 22. Diseño de modelos sintéticos de embalses. Elaboración propia.

Con el fin de representar la geometría de los embalses de todos los casos de estudio tanto reales como sintéticos se requiere una expresión matemática. En el caso de los embalses reales, su geometría irregular complica establecer dicha expresión, por lo que en ellos se optó por transformarlos en embalses rectangulares. La geometría idealizada de

un embalse rectangular se muestra en la Figura 22. En ella se tienen las definiciones de las variables involucradas (en los embalses sintéticos se consideró que el fondo era plano.)

Donde:

L_c = longitud del canal, m.

B_c = ancho del canal, m.

H_c = altura hasta el nivel de descarga, m.

s = pendiente de fondo.

Una dificultad adicional aparece en los embalses reales debido a que existe un parámetro más (B_o), que es la longitud de la cresta del vertedor, misma que deberá tomarse en cuenta. Para obtener el valor del ancho equivalente del canal (B_c) en un embalse real se propuso transformar el área superficial del embalse al nivel de la cresta en un rectángulo de igual área; para ello se traza una línea que siga la trayectoria del agua desde su ingreso al embalse hasta el punto de salida; esta longitud será igual a la longitud del embalse rectangular (L_c). Del área superficial del embalse al nivel de la cresta de la obra de excedencias (A) se obtiene el ancho equivalente del canal, con:

$$B_c = \frac{A}{L_c} \quad (16)$$

Al hacer varios análisis, se observó que existe una fuerte correlación lineal entre un arreglo particular de los anchos, la longitud del canal y la pendiente de fondo, con el valor del ERM de todos los casos de estudio. Si a dicho arreglo se le llama k , se tiene:

$$k = \frac{L_c}{3} \log \left(\frac{1}{s} \right) \left(\frac{1}{B_o} + \frac{2}{B_c} \right) \quad (17)$$

Donde k representa adimensionalmente las características geométricas del embalse. La relación lineal que existe entre ERM y k se observa en la Figura 24 y en la Tabla 2. Mediante el análisis de residuos (Figura 23) y correlación lineal de todos los casos de estudio se obtuvo:

Ecuación de la recta:

$$ERM = a + bk = 0.0003737 + 0.0004291k \quad (18)$$

Tabla 2. Relación del *ERM* con la variable *k*.

Caso	ERM	k	Caso	ERM	k
Sintético	1.03%	23.01	Sintético	12.19%	300.00
	1.99%	52.04		0.85%	16.99
	4.21%	116.12		2.04%	40.00
	7.58%	184.75		4.25%	92.04
	11.29%	256.33		6.70%	148.63
	14.71%	330.10		9.53%	208.16
	1.03%	21.25		11.98%	269.90
	2.03%	48.52		0.85%	15.23
	4.25%	109.08		2.05%	36.48
	7.21%	174.19		4.20%	85.00
	10.60%	242.24		6.70%	138.06
	12.36%	312.49		9.33%	194.08
	0.89%	20.00		11.40%	252.29
	2.04%	46.02	Abelardo	8.09%	206.73
	4.25%	104.08	La Codorniz	1.10%	40.58
	7.07%	166.69	Ordeña Vieja	1.55%	28.54
	10.19%	232.25	Peña Blanca	0.47%	25.81

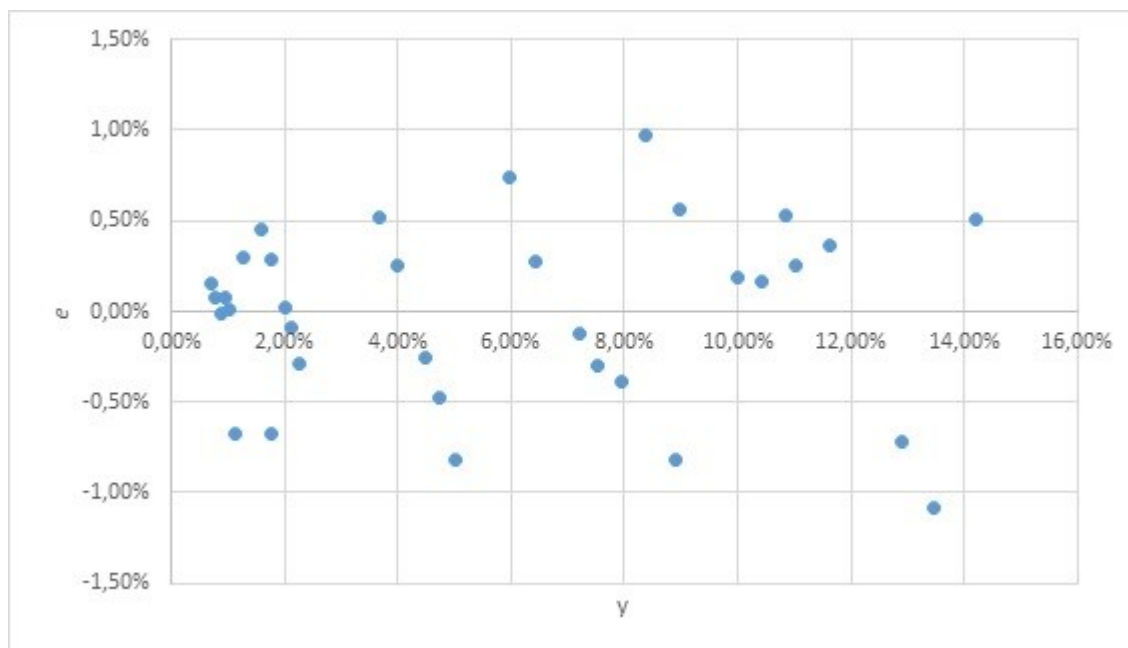


Figura 23. Análisis de residuos. Elaboración propia.

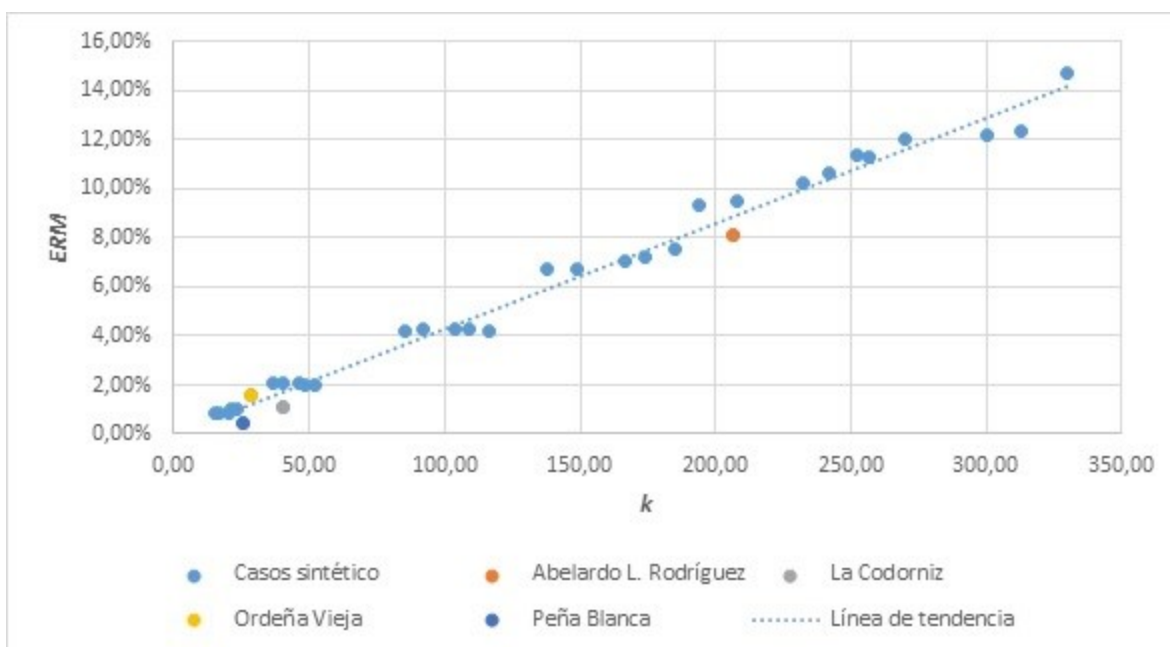


Figura 24. k vs. ERM . Elaboración propia.

Con error cuadrado de residuos mínimo = 0.08%, coeficiente de correlación (r) = 0.9935 y coeficiente de determinación (r^2) = 0.9870.

Como los coeficientes de correlación y de determinación son cercanos a uno y el error cuadrado de residuos mínimo se aproxima a cero, se consideró que los resultados son positivos para la investigación. Si se acepta un error relativo medio máximo de 5% del método hidrológico con respecto al hidráulico, se puede considerar que un valor máximo de $k = 115$ fija el límite en el que el método hidrológico reporta resultados suficientemente buenos y puede usarse en lugar del método hidráulico; o, equivalentemente, si en un embalse el valor de k resulta mayor que 115, será preferible que se use el método hidráulico en lugar del hidrológico.

En la Tabla 3 se presentan en forma de resumen, y por la experiencia que se ha obtenido elaborando este trabajo, las ventajas de cada uno de los modelos.

Tabla 3. Ventajas del modelo hidrológico e hidráulico.

Modelo hidrológico	Modelo hidráulico
No en todos los casos es aplicable	Se adecua más a la realidad
Tiempo de ejecución del orden de segundos	Tiempo de ejecución del orden de horas
Resultados en forma numérica y gráfica	Resultados en forma numérica, gráfica y animada
Se requiere poca cantidad de información	Se requiere una gran cantidad de información
Tamaño de archivos del orden de Mb	Tamaño de archivos del orden de Gb
Resultados posibles: caudales, áreas, volúmenes y elevaciones del agua	Resultados posibles: caudales, áreas, volúmenes, elevaciones, velocidades, tipo de flujo y transporte de sedimentos, entre otros

Conclusiones

Al realizar este trabajo se elaboró un complemento (*plug-in*) que resuelve hidrológicamente el tránsito de avenidas en el vaso. Dicho complemento se programó en lenguaje *VB.NET* y se ejecutó en el programa *MapWindow GIS 4.8.8*; los procesos, resultados y análisis

empleados fueron funcionales y eficientes, partiendo de la evaluación de diversos métodos numéricos que solucionan el TAV (seleccionando el método de Runge-Kutta de tercer orden). Este complemento constituye una implementación de herramientas informáticas dentro de una aplicación para desarrollar sistemas de información geográfica.

Al estudiar las bases teóricas de las ecuaciones de Saint-Venant, que gobiernan el flujo de aguas someras en dos dimensiones, se reconoció la diferencia que existe entre hacer un análisis hidrológico en lugar de un análisis hidráulico. Revisando diversos programas que simulan el flujo de aguas someras en dos dimensiones, se conocieron sus cualidades; esto llevó a la selección del programa *Iber*, el cual se adecuaba a los requerimientos de la investigación.

Tanto el complemento de *MapWindows GIS* como el programa *Iber* se utilizaron para simular el flujo superficial en una serie de casos de estudio. En el caso del *Iber*, se tuvo que tener más cuidado para generar los modelos de los embalses, de tal manera que reflejaran bien tanto las características topográficas e hidráulicas del vaso como las características hidráulicas de la obra de excedencias. Ambos, el complemento de *MapWindow GIS* y el programa *Iber*, producen tablas y gráficas de resultados, lo que permitió su manipulación e interpretación.

Dado que para la investigación era importante fijar las condiciones para las cuales un tránsito hidrológico era suficientemente bueno como para que no fuera necesario realizar uno hidráulico, se requirió idear una serie de embalses sintéticos que complementaran los pocos casos reales conseguidos. Estos últimos casos no aportaban suficiente información para establecer las condiciones que se buscaban. Se ensayaron varios esquemas de cálculo de las diferencias en los resultados de ambos métodos de todos los casos de estudio (tanto reales como sintéticos). Se utilizó, finalmente, un esquema que implica la comparación de los hidrogramas completos producidos por ambos métodos. Posteriormente, con los resultados del conjunto de casos de estudio, se logró plantear una ecuación de regresión que explica, a partir de un parámetro adimensional k (definido a partir de la geometría del embalse), la diferencia entre los caudales de salida de ambos métodos de tránsito, proponiéndose un límite superior de $k = 115$ para el empleo del método hidrológico; así, si en un embalse, k supera dicho valor, es necesario usar el método hidráulico.

El tema de ninguna manera está agotado, se podría seguir investigando, por ejemplo, el comportamiento de embalses con diferentes tipos de obra de excedencias, como túneles u orificios; en este trabajo se

consideraron sólo vertedores de cresta libre. También se podría estudiar el comportamiento de embalses con dos o más entradas al vaso; en este trabajo sólo se consideró una entrada, localizada en la llegada del cauce principal al embalse.

Agradecimientos

Mi más sincero agradecimiento al Dr. Sergio Ignacio Martínez-Martínez. Su orientación y apoyo me permitieron realizar este trabajo. Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (Conacyt), por el apoyo económico otorgado durante 2016-2018 para llevar a cabo mis estudios de maestría, así como a la Universidad Autónoma de Aguascalientes (UAA) por ser la institución que me ha permitido desarrollarme como profesionista.

Referencias

- Aparicio-Mijares, F. J. (2009). *Fundamentos de hidrología de superficie*. México, DF, México: Limusa.
- Bladé-Castellet, E. (2005). *Modelación del flujo en lámina libre sobre cauces naturales. Análisis integrado con esquemas en volúmenes finitos en una y dos dimensiones* (tesis para obtener el grado de doctor en ingeniería civil). Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.
- Cea, L., & Bladé, E. (2015). A simple and efficient unstructured finite volume scheme for solving the shallow water equations in overland flow applications. *Water Resources Research*, 51(7), 5464-5486. Recuperado de <https://doi.org/10.1002/2014WR016547>
- Chow, V. T., Maidment, D. R., & Mays, L. W. (1988). *Applied hidrology*. New York, USA: McGraw-Hill.
- De Wrachien, D., & Mambretti, S. (2001). *Mathematical models in flood management: Overview, laboratory test and case of study* (Vol. 52). Southampton, UK: WIT Press.
- Google Earth. (2017). *El globo terráqueo más completo*. Recuperado de <https://www.google.com/intl/es/earth/>
- Comparison of hydraulic and hydrologic routing on three long reservoirs. *Journal of Hydraulic Engineering*, 123, 153-156.

- Hicks, F. E. (1996). Hydraulic flood routing with minimal channel data: Peace River, Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 23, 524-535.
- Iberaule. (2017). Iber Model. Recuperado de <http://iberaula.es/>
- INEGI, Instituto Nacional de Estadística y Geografía. (2017). *INEGI*. Recuperado de <http://www.inegi.org.mx/>
- Jingyun, S. (2015). *Hydrologic and hydraulic model development for flood mitigation and routing method comparison in Soap Creek Watershed, Iowa* (thesis for the Master of Science degree). University of Iowa, United State of America.
- MapWindow GIS. (2016). *MapWindow GIS*. Recuperado de <http://www.mapwindow.org/>
- Martínez-Martínez, S. I. (2011). *Introducción a la hidrología superficial* (2ª. ed.). Aguascalientes, México: Textos Universitarios.
- Merkel, W. H., & Moody, H. F. (2014). Flood routing. In: *National Engineering Handbook* (p. 78). Washington, DC, USA: USDA.
- QGIS. (2017). *QGIS. Un Sistema de Información Geográfica libre y de Código Abierto*. Recuperado de <https://www.qgis.org/es/site/index.html>
- Rehman, H. U., Zollinger, M. W., & Collings, G. B. (2003). Hydrological vs. hydraulic routing. Possibilities with two-dimensional hydraulic modelling (p. 6). *28th International Hydrology and Water Resources Symposium*, Wollongong, Australia.

Metodología para estimar la relación de consumo y captación de agua lluvia en un edificio en la Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco, México

Methodology to estimate the relationship of water consumption and rainwater harvesting system in a building located at the Universidad Autónoma Metropolitana, Azcapotzalco, Mexico

Johan Oswaldo Solórzano-Villarreal¹

Jersain Gómez-Núñez²

Caudex Vitelio Peñaranda-Osorio³

¹Universidad Distrital Francisco José de Caldas, Bogotá, Colombia, josolorzanov@correo.udistrital.edu.co, ORCID: <https://orcid.org/0000-0003-0641-9075>

²Universidad Autónoma Metropolitana, Unidad Azcapotzalco, Ciudad de México, México, jgn@azc.uam.mx, ORCID: <https://orcid.org/0000-0002-9299-6401>

³Universidad Distrital Francisco José de Caldas, Bogotá, Colombia, [cvpenarandao@uditrital.edu.co](mailto:cvpengarandao@uditrital.edu.co)

Autor para correspondencia: Johan Oswaldo Solórzano Villarreal, josolorzanov@correo.udistrital.edu.co

Resumen

La unidad Azcapotzalco de la Universidad Autónoma Metropolitana, ubicada en la Ciudad de México, ha presentado desabasto de agua potable en algunos periodos de años recientes. La búsqueda de alternativas de mitigación o solución a esta problemática dio como consecuencia el presente artículo. Se presenta una metodología para estimar la relación del volumen de captación de agua de lluvia, de

almacenamiento y de consumo en un edificio de la universidad. El potencial de captación de agua de lluvia se obtiene con un análisis estadístico de las precipitaciones históricas de la zona y de la evaluación del área efectiva de captación en las azoteas del edificio en estudio. La curva de demanda es obtenida con muestreo en los sanitarios para diferentes días y horarios, representativos de los diferentes periodos en la universidad. La implementación de un tanque de almacenamiento al sistema permite guardar agua cuando se presenta en abundancia y disponerla cuando escasea a lo largo del tiempo; por ello, se estudian tres diferentes volúmenes de tanque, para conocer cuál es el más adecuado. El objetivo de esta metodología es identificar la viabilidad del sistema de captación de lluvia y dimensionar el tanque de almacenamiento. Además, el sistema es simulado con los registros de lluvia del año 2015, para conocer cuál hubiera sido la respuesta del sistema de haber estado instalado en ese periodo. Los resultados permiten conocer en qué periodos del año el sistema es autosuficiente o requiere de una dotación externa.

Palabras clave: captación de agua lluvia, estimación de autosuficiencia hídrica, simulación de funcionamiento de tanques, oferta y demanda en edificio escolar.

Abstract

The Azcapotzalco campus, belonging to the Universidad Autónoma Metropolitana located in Mexico City, has been experiencing a shortages of drinking water in recent years. This paper is the result of searching for mitigation alternatives, where a methodology is presented to estimate the ratio: rainwater volume collection, storage and usage in a building within the University. The amount of rainwater that can be collected, is estimated by performing a statistical analysis over the historical data representing rainfall, and the same time, by evaluating effective collecting areas over the rooftop of the building. A demand curve is obtained by obtaining samples in the toilets at different days and hours, which are believed to be representative of common periods in the University. The implementation of a storage tank, will allow the storage of rainwater when this is abundant, thus enabling for its usage when scarce. To this end, three tank are studied, with the purpose of evaluating which one will be the most suitable. This paper presents a methodology intended to identify the viability of a rainwater harvesting system and different capacities of storage tanks. Finally, the system is

simulated with rain records corresponding to the year 2015 to figure it out what the system performance would have been. The results present the conditions for which the system is self-sufficient or needs an external endowment.

Keywords: Rainwater harvesting, estimation of water self-sufficiency, simulation of tank operation, supply and demand in school buildings.

Recibido: 12/09/2018

Aceptado: 26/03/2019

Introducción

En años recientes, el incremento de demanda de agua ha alcanzado cifras que superan la disponibilidad; los sistemas de abastecimiento de agua convencionales resultan insuficientes, obligando a importar agua de otras cuencas, lo cual implica un incremento de costos por metro cúbico. La Ciudad de México es de las urbes que más agua consume en el mundo (Gutiérrez, 2017) y es abastecida de tres fuentes principales: 2.5% del río Magdalena; 26.5% del sistema Lerma y Cutzamala, y 71% de agua subterránea de mantos acuíferos sobreexplotados (Guerrero, Rives, Rodríguez, & Saldivar, 2009). A pesar de esto, algunas zonas de la ciudad sufren desabasto, que se acentúa en los meses de marzo y abril, como en el caso de la Delegación Azcapotzalco, ubicada al norponiente de la ciudad, y donde se sitúa la unidad del mismo nombre de la Universidad Autónoma Metropolitana (UAM Azc).

Los sistemas de recolección de agua lluvia se han convertido en una alternativa prometedora para complementar el abastecimiento de agua (Ibne, Rezaul, & Alam, 2018), pues fácilmente colectan agua que puede ser usada con fines no potables (Rahman, Keane, & Alam, 2012), como en descarga de inodoros, riego, y lavado (Medina, 2016). Zaragoza (2013), en su estudio, determinó que el agua de las azoteas de la UAM Azc puede ser de uso doméstico, porque cumple con la NOM-003-SEMARNAT-1997, al cumplir con los máximos permisibles de concentraciones de metales pesados, cianuros, coliformes fecales,

huevos de helminto, DBO5, SST, grasas y aceites. Sin embargo, esta agua no podrá ser usada como potable, será necesario primero conocer si cumple o requiere de un tratamiento para acreditar la NOM-127-SSA1-1994.

Es abundante la información sobre la implementación de sistemas de captación de agua lluvia (Kisakye & Van der Bruggen, 2018; Saeedi & Goodarzi, 2018; Braga, O'Grady, Dabak, & Lane, 2018; Fulton, 2018), pero es escasa en el tema de análisis de la relación captación-consumo y su viabilidad de implementación. Por lo anterior, en el presente estudio se propone una metodología para estimar el volumen de captación de agua lluvia, su almacenamiento y consumo en servicios sanitarios del edificio llamado W de la UAM Azcapotzalco (ver Figura 1). En los resultados se muestra el comportamiento dinámico del sistema (captación-consumo-almacenamiento) en el tiempo, utilizando tanques de almacenamiento de 5, 10 y 20 m³. También se muestra el comportamiento medio del sistema durante dos años, con valores medios y su respuesta con registros de lluvia del año 2015.



Figura 1. Edificio W de la UAM Azcapotzalco.

Metodología

Estimación del volumen de agua a captar

El análisis de las lluvias se realiza con registros de hasta 59 años (1951-2010) de las ocho estaciones climatológicas más cercanas a la zona de estudio (SMN, 2010), mostradas en la Tabla 1 y la Figura 2.

Tabla 1. Estaciones climatológicas cercanas a la UAM Azcapotzalco.

Clave	Nombre	Municipio	Distancia (km)	Coordenadas	
				Latitud	Longitud
15154	Vaso regulador Carretas	Tlalnepantla de Baz	1.8	19° 30' 55.08" N	99° 10' 22.08" O
15137	Amealco	Tlalnepantla de Baz	8.0	19° 31' 5.16" N	99° 6' 38.88" O
15013	Calacoaya	Atizapán de Zaragoza	6.7	19° 32' 3.12" N	99° 14' 21.84" O
15059	Molino Blanco	Naucalpan de Juárez	4.7	19° 28' 39.00" N	99° 13' 14.88" O
15047	Las Arboledas	Tlalnepantla de Baz	7.3	19° 33' 46.08" N	99° 12' 56.88" O
15127	Totolica San Bartolo	Naucalpan de Juárez	7.6	19° 27' 56.16" N	99° 14' 44.16" O
15058	Molinito	Naucalpan de Juárez	7.9	19° 27' 12.96" N	99° 14' 17.88" O
9029	Gran Canal km. 06+250	Gustavo A. Madero	10.3	19° 28' 36.12" N	99° 5' 29.04" O

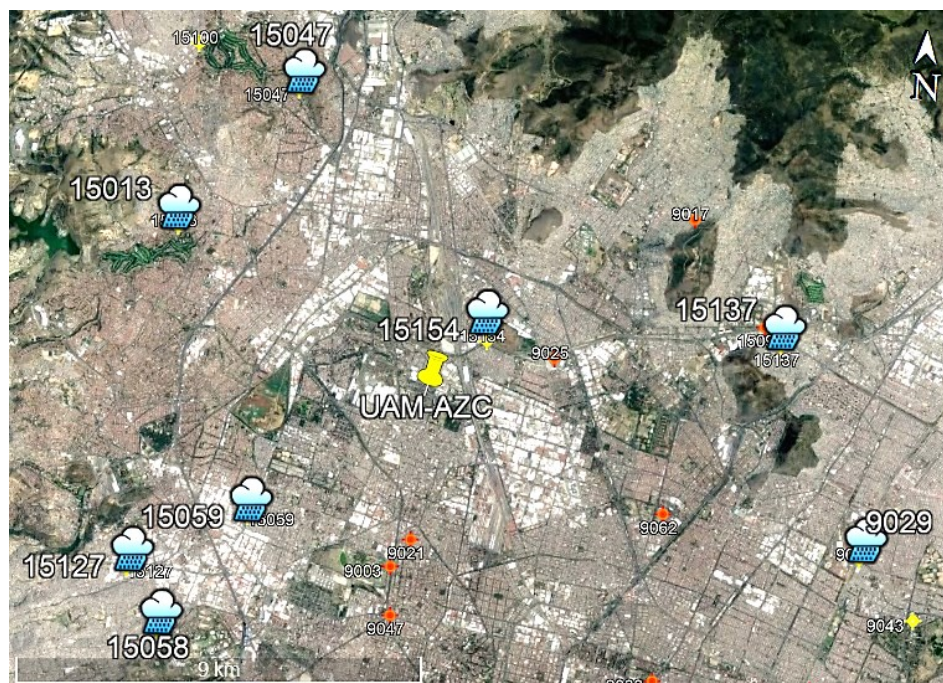


Figura 2. Estaciones climatológicas cercanas a la UAM Azcapotzalco.

El edificio en estudio cuenta en su interior con cinco niveles, ocupados por laboratorios de ingeniería, auditorios, un invernadero, una plazoleta y una superficie de captación de 1 974 m². El volumen medio de agua a captar en un mes es estimado con la ecuación (1), a partir de información del promedio histórico de precipitación de cada mes y el área de captación.

$$V_{i,j} = P_i * A_j * C_t \quad (1)$$

donde $V_{i,j}$ es el volumen del mes i , captado en el área j (m³); P_i es la precipitación histórica media del mes i (m); A_j es el área j para la captación de lluvia (m²), y C_t es el coeficiente de escurrimiento, que representa la fracción de agua que puede ser captada con respecto a la precipitada. Aparicio (1992) recomienda para azoteas un rango de valores que va de 0.75 a 0.95, pero en el caso de estudio son pocas las pérdidas que se pueden tener, principalmente por evaporación sobre la misma azotea y por desear no captar las primeras lluvias de la

temporada, por ser usadas para limpieza de la superficie de captación. Por lo anterior, se aplica un coeficiente de escurrimiento de 0.9.

Determinación del volumen de la demanda de agua

A lo largo de dos semanas se realizaron muestreos para contabilizar el número de personas que ingresan a usar los sanitarios y la limpieza que realizan los trabajadores, dentro de un horario de 8:00 a 17:00 h. Estos datos permitieron estimar la cantidad de agua que demanda el edificio, e identificar y construir las curvas de variación de la demanda horaria para este edificio: grupo 1 (lunes, miércoles y viernes), dominado por alumnos de clases teóricas cursadas en otros edificios, pero que concurren a hacer uso de los sanitarios en el edificio W; grupo 2 (martes y jueves), que corresponde a las clases prácticas cursadas en los laboratorios del edificio W; grupo 3 (sábado), con afluencia menor, pues sólo se realiza aseo, e ingresan estudiantes y trabajadores que efectúan actividades de investigación en los laboratorios. El domingo no hay consumo, salvo en raras ocasiones y se considera despreciable.

El consumo fue diferenciado por género y se usó un factor por mueble sanitario utilizado. Para hombres, 0.75 en el inodoro, 0.25 en el mingitorio, 2.0 en lavamanos, lo cual representa que por cada persona que entra, 75% usa el inodoro, 25% el mingitorio y emplea dos veces el dispensador de agua del lavamanos. En mujeres se asigna 1.0 para inodoro y 2.0 para lavamanos. Todos los lavamanos consumen 0.25 l, todos los mingitorios 0.5 l y todos los inodoros 5.0 l por descarga de acuerdo con cifras del fabricante (Helvex, 2000). Adicional al consumo en baños, se consideran 0.36 m³/día para el aseo, de acuerdo con lo reportado por el personal de limpieza.

El consumo por hora se estima con la ecuación (2):

$$V_{h,p} = N_p * (f_l * Q_l) + (f_i * Q_i) + (f_m * Q_m) \quad (2)$$

donde $V_{h,p}$ es el volumen consumido por cada hora h según el número de personas p (m^3); N_p , el número de personas en una hora; f_l , el factor de lavamanos; Q_l , el volumen de agua consumido en un servicio de lavamanos (m^3); f_i , el factor de inodoros; Q_i , el volumen de agua consumido en un servicio de un inodoro (m^3); f_m , el factor de mingitorios; Q_m , el volumen de agua consumido en un servicio de mingitorio (m^3).

Balance captación-demanda

Con la información de la captación media por mes y de la demanda media por día se realiza un balance diario que permite identificar los momentos en que la demanda es mayor y se requiere dotación externa; o la captación es mayor y se presenta un superávit de agua que permite almacenarla. A éste, se le llama volumen potencial de agua de lluvia a almacenar por periodo de tiempo (día, semana, mes u otro), y se calcula con un modelo de tránsito en el tanque, ecuación (3):

$$VT_n = VT_{n-1} + VCA_n - D_o \quad (3)$$

donde VT_n es el volumen almacenado en el tanque al final del día n (o el día anterior $n - 1$) (m^3); VCA_n , el volumen de agua lluvia captado en el día n (m^3), que resulta de dividir $V_{i,j}$ (ecuación (1)) entre el número de días del correspondiente mes, y VCO_n es el consumo de agua del día n y resulta de sumar las 24 h del consumo horario $V_{h,p}$ (ecuación (2)) (m^3).

Modelación del comportamiento de los tanques de almacenamiento

Una vez obtenida la dinámica de captación-consumo, se proponen tres tanques que puedan almacenar y abastecer los consumos en el edificio durante los periodos de escasez. Para simular su funcionamiento, en situaciones de llenado y derrame (Figura 3), se aplica la ecuación (4):

$$V_a^n = V_c^n + V_a^{n-1} - D_o^n; \text{ Si } V_a^n \geq T_a \text{ entonces } V_a^n = T_a \quad (4)$$

donde V_a^n es el volumen almacenado en el día n (m^3); V_c^n , el volumen promedio de agua lluvia captado en el día n (m^3); V_a^{n-1} , el volumen de agua almacenado al final del día anterior al n (m^3); D_o^n , la demanda de agua en el día n (m^3), y T_a es la capacidad máxima del tanque de almacenamiento (m^3).

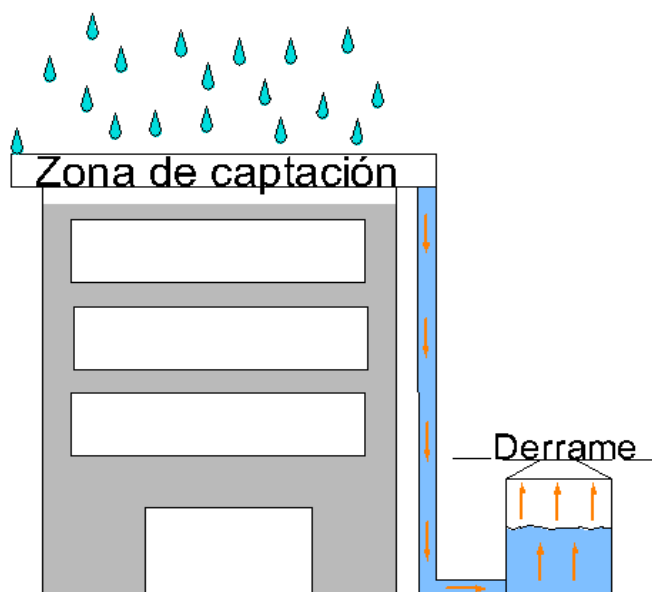


Figura 3. Diagrama de captación-almacenamiento.

Resultados y discusión

Volumen de agua a captar

En la Ciudad de México, la temporada de estiaje se presenta de noviembre a abril y representa 8.4% de la lluvia acumulada; mientras que la temporada de lluvias comprende de mayo a octubre y acumula el restante 91.6%. Dicha precipitación está modulada en gran medida por el paso de ondas del este, que aportan un flujo de humedad proveniente del Golfo de México (Magaña, López, & Vázquez, 2013). Los volúmenes de agua que pueden ser captados en cada mes se muestran en la Figura 4, obtenidos al aplicar la ecuación (1).

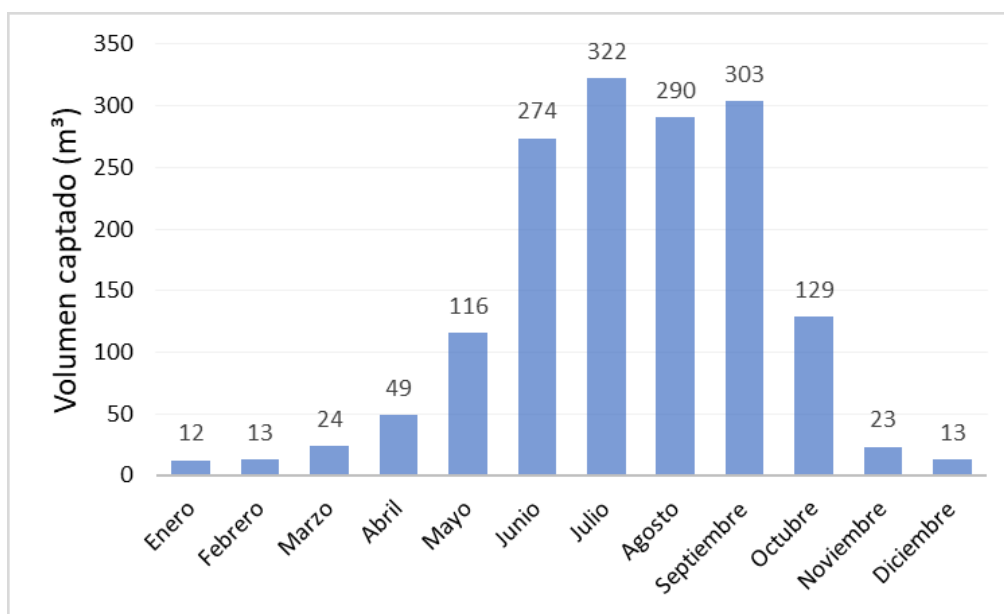


Figura 4. Volumen de agua a captar por mes.

Volumen de la demanda de agua

El consumo cambia a lo largo del día y de la semana en función de la actividad que ocurre. Por obvias razones, difiere de la variación horaria domiciliaria de la Ciudad de México publicado por Conagua (2015), donde el pico de consumo se presenta de 8:00 a 9:00 h. Para los meses vacacionales (típicamente en mayo y septiembre), la afluencia es representada por el grupo 3, es decir, que su valor en consumo de agua es el correspondiente al utilizado por el personal de aseo. Por otra parte, durante la temporada de clases, los días de mayor consumo son los del grupo 1 (Figura 5), con un máximo de 0.24 m^3 en el medio día; mientras que en el grupo 2 (Figura 6), el consumo más alto se presenta pasadas las 13:00 h del día, con una demanda de 0.17 m^3 , horario que coincide con la salida de clases de los laboratorios. Ambos grupos consideran para labores de aseo 0.32 m^3 .

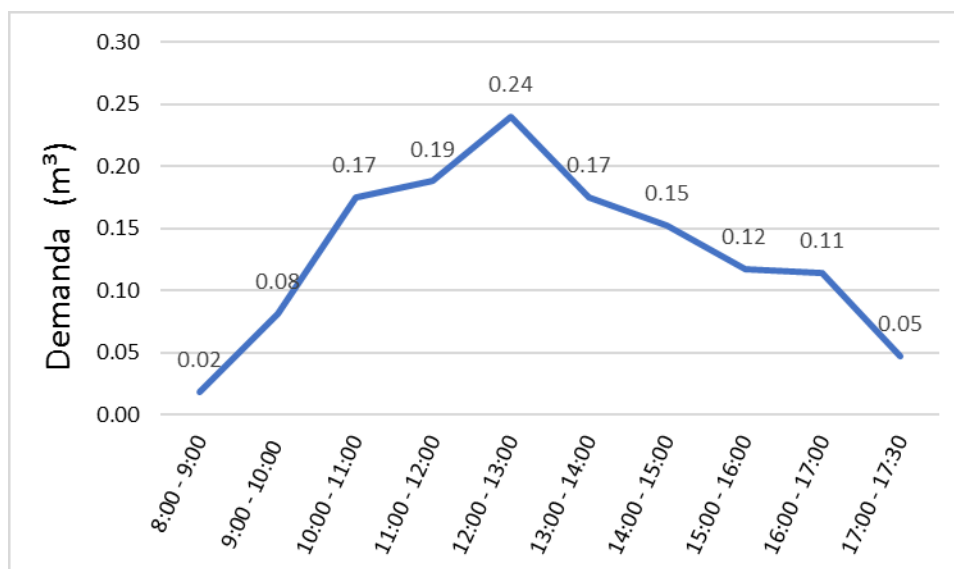


Figura 5. Curva de variación en la demanda, grupo 1.

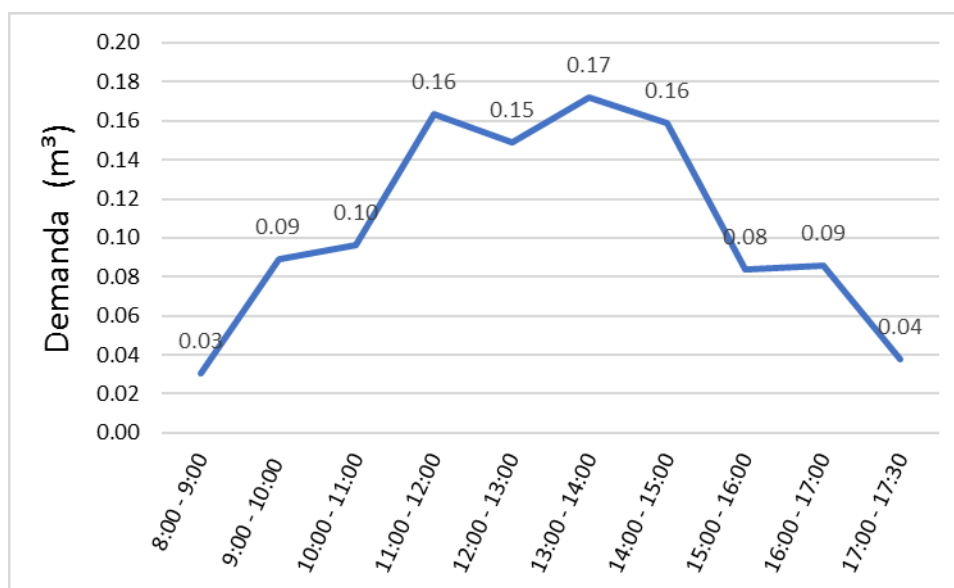


Figura 6. Curva de variación en la demanda, grupo 2.

Balance captación-demanda

En la temporada de estiaje, abril es el único mes que puede presentar mayor oferta a la demanda de agua (Figura 7); esto implica que en esta temporada hay un déficit de alrededor de 40%; sin embargo, no es comparable en magnitud con el superávit de los meses correspondientes a la temporada de lluvias, que durante el mes de julio es de alrededor de 90% respecto a la demanda. Durante la temporada de lluvias no sólo aumenta la frecuencia de las precipitaciones sino también la intensidad: prácticamente cae el doble de agua cada vez que llueve (Rodríguez, 2017). Lo anterior exhibe el alto potencial de captación de agua con respecto al consumo a lo largo de todo el año.

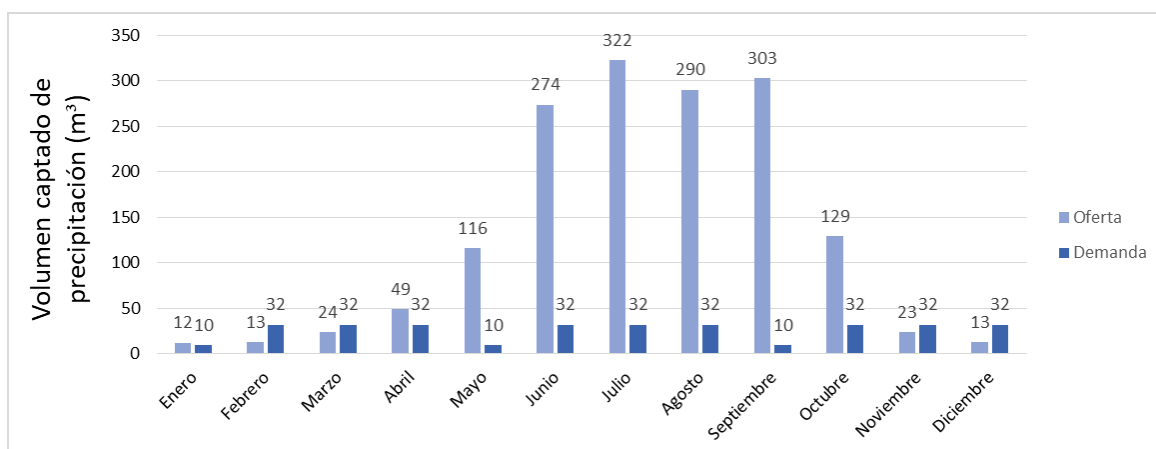


Figura 7. Relación captación-consumo.

Al final de un año captando agua y satisfaciendo la demanda del edificio, se genera un superávit de 1 259 m³, que puede usarse para abastecer otros edificios de la universidad o usos (ver Figura 8); o ser infiltrada al acuífero con un pozo de absorción, y así disminuir la sobreexplotación de acuíferos de Ciudad de México, recordando que es la principal fuente de abastecimiento de agua (Canteiro, Olea, Escolero, & Zambrano, 2019).



Figura 8. Volumen superávit a lo largo del año.

Comportamiento de los tanques de almacenamiento

El volumen evaluado de tanques es de 5, 10 y 20 m³, y se considera que inicia su funcionamiento en el primer día del año. En todos los casos resulta que durante el primer año de funcionamiento el sistema requiere de 43 m³ de dotación externa para los meses de enero a marzo. Sin embargo, a partir del segundo año ya no se requiere dotación externa en ninguna ocasión. Una vez que se llena el tanque a su máxima capacidad en el mes de marzo, no disminuye su volumen almacenado en los meses posteriores (ver Figura 9). Así, el tanque de 5 m³ es suficiente para almacenar agua en el edificio e implica un menor costo de inversión.

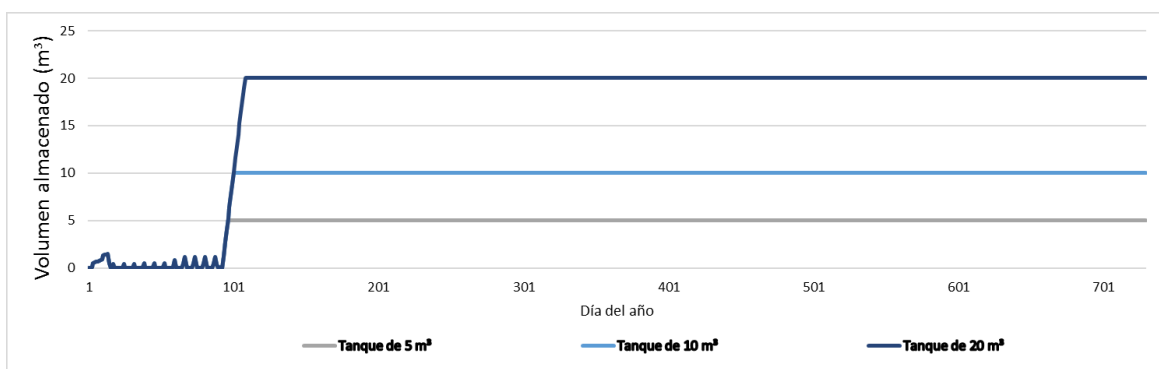


Figura 9. Funcionamiento de los tanques a lo largo de dos años.

Simulación de funcionamiento histórico

En el modelo de simulación del funcionamiento del sistema se sustituyen los valores de precipitación media diaria por los registros de cada día del 2015 (año en el que se disponen completos). El resultado muestra cuál hubiera sido el comportamiento del tanque si es que en ese año hubiese

estado el sistema implementado desde el 1° de enero (Figura 10). Es importante aclarar que 2015 presentó una precipitación media de 680 mm, que es 19% menor a la media histórica (837 mm). El tanque que resulta suficiente para almacenar el agua es de 5 m³. Se hubieran requerido 63 m³ de dotación externa hasta el mes de marzo, donde una vez lleno el tanque se satisface la demanda al 100% (ver Figura 10).

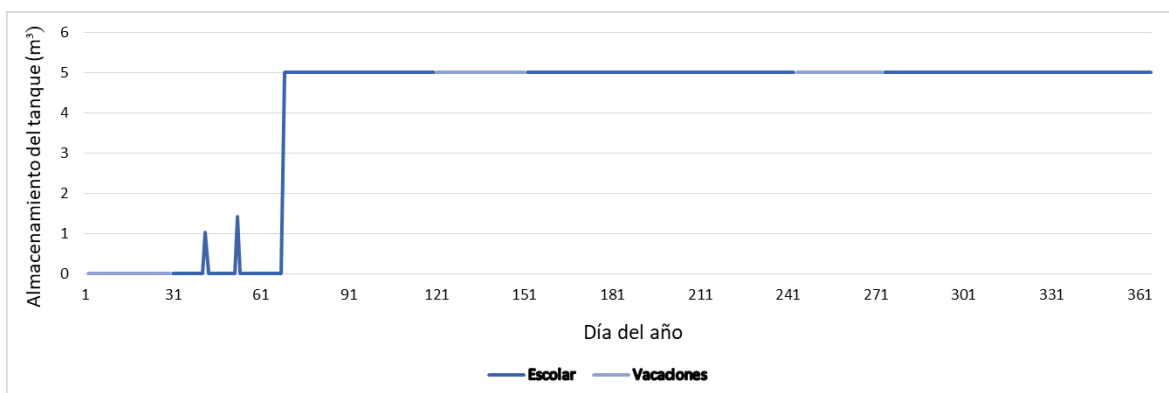


Figura 10. Resultados de la simulación para el almacenamiento en el tanque con datos disponibles del año 2015.

En la literatura se han reportado otros estudios con metodologías similares; sin embargo, las condiciones de precipitación, captación o consumo son distintas. Por ejemplo, López, Cruz y Rojas (2018) también realizan su estudio en la Ciudad de México, pero aplicado a una empresa de logística, donde concluyen que la captación puede cubrir 100% de la demanda. Esto ocurre porque también la relación del área de captación con respecto al número de usuarios es significativa. Palacio (2010) emplea una metodología similar en una institución educativa en Caldas, Antioquía, Colombia, pero además considera costos de tratamiento para potabilizar y concluye que durante nueve meses del año se cubre 100% de las necesidades de sanitarios y aseo, pero en los meses restantes sólo se cubre 90%. Karan y Jakhar (2006) también utilizan una metodología similar aplicada a dos instituciones educativas en Nueva Delhi, India, donde sólo es posible cubrir 65% de la demanda de agua durante cinco meses que considera el estudio. El presente estudio y el de López *et al.* (2018), ubicados en la Ciudad de México tienen precipitaciones medias anuales de 837 y 730 mm, respectivamente; el de Palacio (2010) con la mayor precipitación media

anual de 2 938 mm, y el de Karan y Jakhar (2006), con 693 mm mayormente acentuados en el verano.

Conclusiones

El presente artículo describe y aplica una metodología que puede ser aplicada en otros centros de estudio de cualquier nivel y de cualquier sitio, en función de la precipitación, superficie de captación y variación en el consumo.

El balance de captación-demanda-almacenamiento de agua realizado para el edificio W de laboratorios de la UAM Azcapotzalco estima que es posible cubrir 100% de la demanda del edificio, incluso con un superávit. Los resultados permiten identificar que para su puesta en funcionamiento requiere durante los primeros tres meses del primer año de una dotación externa de 43 m³, y muestran que el sistema es capaz de cubrir las necesidades de los baños y limpieza del edificio en cualquier otra temporada.

A partir de la simulación se identifica que es suficiente utilizar un tanque de 5 m³ para almacenar el agua; sin embargo, puede implementarse un tanque de mayor volumen para abastecer otros edificios.

Debe advertirse que el edificio en estudio resulta ser un caso particular dentro de la UAM, pues en él concurre un número reducido de usuarios, por contener en su mayoría laboratorios; sin embargo, es una primera aproximación a la implementación de este tipo de sistemas de captación de agua para la universidad. Este mismo estudio realizado en otro tipo de edificio (de mayor concurrencia), seguramente arrojará déficit de agua. Un estudio futuro permitirá conocer esta relación en todos los edificios y modelar un sistema intercomunicado de tanques y captación. La implementación del sistema de captación contribuirá a disminuir el consumo de la red de agua y la sobreexplotación del acuífero. El volumen de agua captado durante una tormenta no llegará al sistema de drenaje y así va a disminuir su saturación, y aminorar las posibles inundaciones y afectaciones económicas.

Agradecimientos

A la Universidad Distrital Francisco José de Caldas, en Bogotá, Colombia.

Referencias

- Aparicio, F. (1992). *Fundamentos de hidrología de superficie*. México, DF, México: Limusa.
- Braga, A., O'Grady, H., Dabak, T., & Lane, C. (2018). Performance of two advanced rainwater harvesting systems in Washington, DC. *Water (Switzerland)*, 10(5), 667. DOI: 10.3390/w10050667
- Canteiro, M., Olea, S., Escolero, O., & Zambrano, L. (2019). Relationships between urban aquifers and preserved areas south of Mexico City. *Groundwater for Sustainable Development*, 8(2019), 373-380. DOI: 10.1016/j.gsd.2018.12.007
- Conagua, Comisión Nacional del Agua. (2015). Diseño de redes de distribución de agua potable. En: *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento* (p. 122). México, DF, México: Comisión Nacional del Agua.
- Fulton, L. (2018). A simulation of rainwater harvesting design and demand-side controls for large hospitals. *Sustainability (Switzerland)*, 10(5), 1659. DOI: 10.3390/su10051659
- Guerrero, T., Rives, C., Rodriguez, A., & Saldivar, Y. (2009). El agua en la ciudad de México. *Ciencias*, 94(2009), 16-23.
- Gutiérrez, A. (2017). CDMX, ¿Una ciudad estresada? *El agua*, (s.v.), 24-32.
- Helvex. (2000). *Guía técnica de servicio para producto institucional Helvex*. Segunda edición, Ciudad de México, México.
- Ibne, M., Rezaul, M., & Alam, M. (2018). Reliability and economic analysis of urban rainwater harvesting: A comparative study within six major cities of Bangladesh. *Resources, Conservation & Recycling*, 133 (June 2018), 146-154. DOI: 10.1016/j.resconrec.2018.01.025
- Karan, R., & Jakhar, N. (Noviembre, 2006). *Rooftop rainwater harvesting and its potential - Case studies in New Delhi*. National Seminar on Rainwater Harvesting and Water Management. Seminario llevado a cabo en The Institution of Engineers (India) Nagpur Local Centre, Nagpur, India and United

- Nations Educational, Scientific and Cultural Organisation New Delhi, India. Recuperado de:
https://www.researchgate.net/publication/272237307_Rainwater_Harvesting_Practices
- Kisakye, V., & Van der Bruggen, B. (2018). Effects of climate change on water savings and water security from rainwater harvesting systems. *Resources, Conservation and Recycling*, 138(2018), 49-63. DOI: 10.1016/j.resconrec.2018.07.009
- López, M., Cruz, M., & Rojas, A. (2018). Rainwater harvesting as an alternative for water supply in regions with high water stress. *Water Science & Technology: Water Supply*, 18(6), 1-10.
- Magaña, V., López, L., & Vázquez, G. (2013). El pronóstico de lluvias intensas para la Ciudad de México. *TIP*, 16(1), 18-25.
- Medina, V. (2016). Rainwater Harvesting. (Technical report, Affiliation: United States Army Corps of Engineers-Whole Building Design Guides) Recuperado de:
<https://www.researchgate.net/publication/299447319>
- NATURALES, Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales. (1998). NOM-003-SEMARNAT-1997. Límites Máximos Permisibles para las Aguas Residuales Tratadas que se reúsen en Servicios al Público Recuperado de:
<http://www.conagua.gob.mx/CONAGUA07/Publicaciones/Publicaciones/SGAA-15-13.pdf>
- Palacio, N. (2010). *Propuesta de un sistema de aprovechamiento de agua lluvia, como alternativa para el ahorro de agua potable, en la institución educativa María Auxiliadora de Caldas, Antioquia*. Antioquia, Colombia: Universidad de Antioquia.
- Rahman, A., Keane, J., & Alam, M. (2012). Rainwater harvesting in Greater Sydney: Water savings, reliability and economic benefits. *Resources, Conservation and Recycling*, 61(2012), 16-21. DOI: 10.1016/j.resconrec.2011.12.002
- Rodriguez, S. (25 de septiembre de 2017). *La Ciudad de México, entre la inundación y la escasez*. Ciudad de México, México: Instituto Mexicano para la Competitividad.
- Saeedi, I., & Goodarzi, M. (2018). Rainwater harvesting system: A sustainable method for landscape development in semiarid regions, the case of Malayer University campus in Iran.

Environment, Development and Sustainability, 1-20. DOI:
10.1007/s10668-018-0218-8

SALUD, Secretaría de salud. (1995). NOM-127-SSA1-1994. Límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización. Recuperado de:
<http://www.salud.gob.mx/unidades/cdi/nom/127ssa14.html>

SMN, Servicio Meteorológico Nacional. (2010). *Normales climatológicas del Distrito Federal*. México, DF, México: Servicio Meteorológico Nacional.

Zaragoza, E. (2013). *Caracterización del agua de lluvia para evaluar sus posibles usos*. (Tesis de grado). Universidad Autónoma Metropolitana – Unidad Azcapotzalco. Ciudad de México, México.

Graph theory based single and multiple source water distribution network partitioning

Sectorización basada en la teoría de los grafos de redes de distribución de agua potable con una y con múltiples fuentes

Velitchko G. Tzatchkov¹

Victor H. Alcocer-Yamanaka²

¹Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, Morelos, Mexico, velitchk@tlaloc.imta.mx, ORCID ID 0000-0003-2081-8179

²Comisión Nacional del Agua, Mexico City, Mexico, yamanaka@conagua.gob.mx

Corresponding author: Velitchko G. Tzatchkov, velitchk@tlaloc.imta.mx

Abstract

A graph theory based methodology for design of water network partitioning is proposed. Both multiple and single source networks are considered. In the first case the partition refers to the definition of isolated sectors, each of them supplied by its own sources. The shortest paths from each water source to each network node are found and each network node is assigned to be supplied exclusively by the source with the shortest path distance to it. The pipes to be closed are the edge separators of such partition. In the second case the partitioning problem refers to a division of the network in relatively small district metering areas (DMAs) each of them fed by a single pipe. A hierarchical tree for the graph is constructed using a breadth-first search. A recursive approach is applied on this tree to find the design flow rates in each pipe summing the demand of descendant nodes. Based on these flow rates the nodes belonging to each DMA are found. The pipes to be closed are defined as the chords between branches of the hierarchical tree lying below the feeding pipe. The procedure has been tested on a real medium city all-pipe water distribution network model.

Keywords: District metering areas, graph algorithms, graph partitioning, hierarchical graph tree, sectorization, water distribution networks.

Resumen

Se propone una metodología para el diseño de la sectorización de redes de agua potable, considerando redes con una sola fuente y con múltiples fuentes. En el primer caso, la sectorización se refiere a la definición de sectores aislados, cada uno de los cuales se abastece de su propia fuente o fuentes. Se encuentran los caminos más cortos de cada fuente a cada nodo de la red, y cada nodo se asigna a ser abastecido exclusivamente de la fuente con el camino de distancia más corta al mismo nodo. Las tuberías por cerrar serán los separadores de tal partición. En el segundo caso, el problema de sectorización se refiere a una división de la red en distritos hidrométricos relativamente pequeños, cada uno de los cuales se abastece de una sola tubería. Se construye un árbol jerárquico del grafo con el uso de búsqueda en amplitud. Se aplica luego un procedimiento recursivo sobre este árbol para obtener los gastos de diseño en cada tubería, sumando la demanda de los nodos descendentes. Con base en estos gastos, se obtienen los nodos pertenecientes a cada distrito hidrométrico. Las tuberías a cerrar se definen por las cuerdas entre los ramales del árbol jerárquico que se encuentran debajo de la tubería alimentadora. El procedimiento ha sido probado sobre un modelo que incluye todas las tuberías de la red de distribución de agua potable de una ciudad real de tamaño medio.

Palabras clave: distritos hidrométricos, algoritmos sobre grafos, partición de grafos, árbol jerárquico del grafo, sectorización, redes de distribución de agua potable.

Received: 12/05/2015

Accepted: 03/04/2019

Introduction

One of the techniques to improve the management and control of a water distribution network consists in partitioning it into subsystems (called "districts" or "sectors"), delimited by closed boundary valves, and metering the amount of water that enters to them. This methodology, already implemented in many countries, helps to apply pressure management and other water loss control actions (WAA & WRC, 1985; Di Nardo & Di Natale, 2011) and to protect users from malicious attacks (Grayman, Murray, & Savic, 2009; Di Nardo, Di Natale, Guida, & Musmarra, 2012a). Two kinds of partitioning can be defined. In the first, and most known one, the water distribution network is divided in relatively small (usually between 500 and 3,000 properties) districts, each of them supplied by a limited number of pipes (preferably by a single pipe) in which flow meters are installed. The second one is related to multiple supply source networks. Most cities, especially medium and large cities, are fed by multiple water sources. This operation is not the outcome of a single process of planning and design, but the result of years of response to new continually rising demands and expansion of existing water distribution networks. Consequently, water sources in many cities are hydraulically interconnected by the city distribution network, without a clear delimitation of the zones supplied by each water source. It is very difficult to carry out water loss reduction and control programs in such conditions. The water quality of each water source varies, which makes the prediction and control of the water quality inside of a distribution network with interconnected water sources more difficult. The same is true for determining the extent of the danger, and time to recover, from a malicious attack or a spill accident of contaminants at water sources (Di Nardo, Di Natale, Santonastaso, Tzatchkov, & Alcocer-Yamanaka, 2012b). A good solution is to divide the water distribution network into isolated zones (sectors) in such a way that each zone is fed by its water source (or water sources). In order to distinguish this second kind of network partitioning (Di Nardo A., Di Natale, Santonastaso, Tzatchkov, & Alcocer Yamanaka, 2012a); Di Nardo, *et al.*, 2012a) introduced the term isolated District Meter Area (i-DMA). This way the first kind of network partitioning can be named DMA sectorization, as a synonym of "Division in DMAs" and the second one i-DMA sectorization. In multiple-source networks these two kinds of sectorization can be combined, i.e., if the application of the i-DMA sectorization produces large sectors, each of them can be further subdivided in DMAs.

The specialized literature presents very little work about the optimization of DMAs design. DMAs have traditionally been designed by a trial and error procedure where the pipes to be closed are proposed

and a model of the distribution network is run repeatedly until a feasible solution, in terms of pressure and flow, is developed. Such a procedure lacks any rational basis; if a feasible solution is found, its quality in comparison with other feasible solutions is unknown. Because there are a vast number of possible network sectorizations even in small networks (Di Nardo & Di Natale, 2011), identifying the best one by trial-and-error procedures is difficult. Only recently some rational techniques have been published, based on multi-agent approach (Wooldridge, 2002), spectral clustering techniques (Ng, Jordan, & Weiss, 2001) and graph theory principles (Biggs, Lloyd, & Robin, 1986). With reference to the first technique, Izquierdo, Herrera, Montalvo and Pérez-García (2011) proposed an original procedure based on a multi-agent approach to define DMAs of a water supply network in which each agent is a consumption node with a number of associated variables (elevation and demand are most important) that obtains different scenarios. A spectral clustering technique was proposed by Herrera, Canu, Karatzoglou, Pérez-García, and Izquierdo (2010) to partition of a water supply network using dissimilarity matrices (transformed into weighted kernel matrices) obtained with graphical and vector information (pipes, demand nodes and water supply constraints. Giustolisi & Savic (, 2010) described an algorithm for identifying the association between valves and isolated segments (or sectors), based on the use of topological matrices of a network whose topology was modified in order to account for the existence of the valve system and on the use of a genetic algorithm to minimize the number of isolation valves and the maximum total undeliverable demand. A heuristic Design Support Methodology (DSM) for partitioning a water supply system in DMAs, based on graph theory and analysis of the minimum energy paths computed from each reservoir to each network node, was later proposed by Di Nardo and Di Natale (, 2011. (Perelman & Ostfeld, 2011) presented a topological clustering algorithm for water distribution systems which, although not directed to DMA design, produces generic sectoring that may be useful in projects. More recently, Gomes, Sá Marques, and Sousa (, 2012a) published a two-step model methodology for designing DMAs. The first model divides the water distribution network into DMAs divides using graph theory concepts (Floyd–Warshall algorithm) and some user-defined criteria (network length, number of service connections, etc.), and the second uses a Simulated Annealing algorithm to identify the most appropriate number and location of metering stations, boundary valves and eventual network reinforcements. Very few works have addressed optimal i-DMAs sectorization design. (Di Nardo A. , Di Natale, Santonastaso , &

Venticinque, 2011), and Di Nardo *et al.*, 2012b proposed an approach for automatic i-DMA design, based on graph theory coupled with a heuristic genetic algorithm optimization technique for the selection of pipes to close.

All published DMA and i-DMA design methods use flow directions in the network pipes. A water distribution network analysis model is run before applying them to obtain the flow distribution in the network, and it is assumed (implicitly) that the same flow distribution will remain after the sectorization. In graph theory terms, they work on *directed graphs*. But after closing the pipes that are needed to achieve the sectorization, the flow distribution in the network invariably changes and the premises on which the sectorization was obtained may be not valid. In their conference paper (Tzatchkov and Alcocer-Yamanaka, 2012) defined several possible i-DMA sectorization-specific graph partitioning criteria for *undirected graphs*, proposed an algorithm based on them, and applied it to a study case of a real medium city water distribution network. In this paper, the proposed procedure is extended to include a new graph theory based DMA sectorization design that can be applied in each i-DMA after the i-DMA sectorization, or in single-source water distribution networks.

Methods

Known algorithms for graph partitioning

A water distribution network can be mapped, in a natural way, onto a graph whose edges are network pipes and whose nodes are pipe junctions or consumption points. Then, the design of its sectorization can be considered as a graph partitioning problem, for which, in principle, a wealth of techniques has been developed. There exist, however, important limitations when known graph partitioning techniques are to be applied to water distribution networks. In this paper such limitations are discussed and new water-distribution-network-sectorization-specific algorithms are proposed.

Graph partitioning techniques are commonly applied in distributed computing (Schloegel, *et al.*, 2000). Large-scale numerical simulations on parallel computers, such as those based on finite element methods, require the distribution of the finite element mesh among the processors. This distribution must be done so that: 1) the number of elements assigned to each processor is the same, in order to balance the workload; 2) the number of adjacent elements assigned to different processors is minimized to reduce the communication overhead. Software packages that execute such partitioning algorithms are publicly available, e.g. CHACO, METIS, PARMETIS, PARTY, SCOTCH, JOSTLE and S-SHARP, as cited by (Fjällström, 1998) and Schloegel *et al.* (2000). Up to the knowledge of the authors of this paper, only two attempts to apply graph-partitioning techniques to water distribution network sectorization have been published so far (Sempewo, Pathirana, & Vairavamoorthy, 2008; Di Nardo *et al.* 2011). Both of them use a publicly available graph partitioning package (METIS). In those papers, the main objective of equally distributing workloads among the processors in parallel computing in METIS is likened to that of creation of zones of a water distribution system with equal water demand, and the objective of minimizing inter-processor communication to minimizing the number of pipe-cut or the number of boundary valves between the zones. Unfortunately the objectives of sectorization projects are different, as described below, therefore those partitioning techniques can have only limited application for real projects.

Sectorization-specific partitioning criteria

A natural condition for a good sectorization in a multi-source water distribution network is that every consumption node should be supplied by the water source closest to it. This way one possible criterion can be the minimization of the distances between a source node and each of the nodes it supplies. This criterion can be expanded to take into account the amount of water supplied, minimizing the product of the flow rate supplied to each node by the distance from the source to the node. Another similar criterion can be minimizing the cost of supplying the water, involving pipe diameters (and thus their cost) along the flow path from the source node to each consumption node. In all of these

cases the flow rate in the pipes is not needed and the graph representing the water distribution network is handled as an undirected graph. After obtaining the proposed sectorization a pressure and flow analysis should be carried out, using a water distribution network analysis software, such as WDNETetXL (Giustolisi, Savic, Berardi, & Laucelli, 2011) in order to revise its hydraulic feasibility.

Gomes, Sousa and Marques (2012b) used the 'path length' corresponding to the accumulated value of a weight η_w associated with each pipe, given by the ratio of the flow Q to the pipe diameter D :

$$\eta_w = \frac{Q^\delta}{D^\varphi} \quad (1)$$

where δ and φ are the coefficients of the hydraulic resistance law equation. Another criterion, important for the control of water quality in large networks, can be minimizing the time water travels in network pipes before being supplied. Finally, a more refined measure for an optimum sectorization is the energy dissipated in the network P_D , as proposed by (Di Nardo & Di Natale, 2011) given by:

$$P_D = \gamma \sum_{j=1}^m Q_j \Delta H_j \quad (2)$$

where Q_j and ΔH_j are flow and head loss of each network pipe, m is the number of pipes in the network, and γ is the specific weight of water. In the last three cases the graph representing the water distribution network is handled as a directed graph and the flow rates and head loss in each pipe are needed, hence, the pressure and flow analysis needs to be obtained before analyzing the sectorization options.

All of these optimization criteria, combined with graph theory, can be used in the implementation of the i-DMA sectorization algorithm proposed in this paper, as explained below. Additionally, the capacity of the sources may be considered as restricted or non-restricted.

The proposed algorithm for i-DMA sectorization

Since water distribution networks may contain closed loops of pipes, water from a given source normally can arrive to a given consumption network node by more than one flow path. The first step in the proposed i-DMA sectorization algorithm is to find the shortest paths from each water source to each network node. What is needed, in fact, are not the shortest paths themselves but the distance traveled along them, where the term *distance* depends on the criterion of optimality applied as explained in the previous section. It can be the real distance (the sum of the length of the pipes) along the path, if the objective of the sectorization is to supply to the nearest nodes, for each water source, or the product of the consumption rate at the node and that distance, if the objective is to minimize this form of the cost of supply, or the dissipated energy expressed by Eq (1), and so on.

Several shortest path resolution algorithms can be found in the literature (Skiena, 1990); in this paper the Dijkstra algorithm has been chosen (Dijkstra, 1959)(Dijkstra, 1959). It allows to computing distances along the shortest paths without storing those paths, and can be applied to directed and undirected graphs (a directed graph is to be used if the dissipated energy (Eq (1)) is considered). The result of applying the Dijkstra algorithm in this case can be synthesized as a two dimensional matrix. Each row in this matrix represents a network node and each column a water supply source, so that its content is the distance from each source to each network node. Now, from that matrix for each network node the source with the shortest path distance is found and the node is assigned to be supplied exclusively by that source. This way the set of network nodes is divided into several non-overlapping subsets of nodes. The number of these subsets equals the number of supply sources and each of the nodes in the subset is supplied by one source.

If source capacities are restricted, then the nodes in each subset are sorted in ascending order according to their distance to the corresponding source and their water demand is accumulated in the same order. After that for each source the first nodes in the list whose cumulative water demand is not greater than the source capacity are assigned to that source, and the rest of the nodes in the subset are marked to be assigned to other water sources.

The last step of the algorithm is to find the set of edges (network pipes) that are to be closed in order to achieve that form of supply. These are the edges whose two nodes belong to different node subsets. In graph

theory terms this set is named *edge separator* (Diks, Djidjev, Sýkora, & Vrt'o, 1993).

The proposed algorithm for DMA sectorization partitioning

The problem is formulated as to find the network pipes to be closed that would divide the water distribution network in DMAs in such a way that each DMA is supplied preferably by one pipe (in order to minimize the number of water meters) and that the maximum size of each DMA is limited to a given number of service connections inside it. The following background terms from graph theory are used in the algorithm: If it is possible to establish a path from any vertex to any other vertex of a graph, the graph is said to be connected; otherwise, the graph is disconnected. The distance between two vertices u and v in a graph is the length of a shortest path between them. A tree is a connected acyclic simple graph. A tree structure is a way of representing the hierarchical nature of a structure in a graphical form. Every finite tree structure has a member that has no superior. This member is called the "root" or root node. The root is the starting node. The lines connecting elements in the tree are called *branches*, the elements themselves are called *vertexes* or *nodes*. A node's *parent* is a node one step higher in the hierarchy (i.e. closer to the root node) and lying on the same branch. A node that is connected to all lower-level nodes is called an *ancestor*. The connected lower-level nodes are *descendants* of the ancestor node. A *child* of a vertex v is a vertex of which v is the parent. Nodes without children are called *leaf nodes*, or *leaves*. In a tree structure there is one and only one path from any point to any other point. The *degree*, of a vertex v in a graph is the number of edges incident to v , with loops being counted twice. A vertex of degree 1 is a *leaf*, or *pendant vertex*. An edge incident to a leaf is a *leaf edge*, or *pendant edge*. A *pendant subgraph* is a subgraph that is connected to the graph by a single edge.

Breadth-first search (BFS) is a strategy for searching in a graph limited to essentially two operations: (a) visit and inspect a node of a graph; (b) gain access to visit the nodes that neighbor the currently visited

node. The BFS begins at the root node and inspects all the neighboring nodes. Then for each of those neighbor nodes in turn, it inspects their neighbor nodes which were unvisited, and so on. A First-In-First-Out (FIFO) queue is employed to maintain the wavefront: v is in the queue if and only if wave has hit v but has not come out of v yet.

Based on these definitions, the proposed DMA sectorization algorithm is applicable to single-source networks. If the network is supplied by multiple water sources, the i-DMA sectorization algorithm presented in the previous section of this paper is used to divide it in several single-source subnetworks, and after that the DMA sectorization algorithm is applied to each of them. The algorithm starts with constructing a *breadth-first tree* of the network, rooted in the water source node s , by applying a modified breadth-first search traverse. At the beginning of the traverse it contains only the root node. Wherever a new node v is discovered in the course of scanning the adjacency list of an already discovered nodes u , the node v and the edge (pipe) (u,v) are added to the tree. The node u is a ancestor or parent of v in the tree. Since a node is discovered at most once, it has at most one parent. Ancestor or descendant relationship in this tree are defined relative to the root s as usual; if u is on a path in the tree from root s to vertex v , then u is an ancestor of v and v is a descendant of u . The path from s to any node in the breadth-first tree is the shortest path in terms of the number of edges. After obtaining the tree, the edges of the original graph are partitioned into *tree edges* and *nontree edges*. The tree edges are the edges that belong to the tree. The *nontree edges* are the edges that belong to the original graph, but do not belong to the tree.

Figure 2 shows a breadth-first tree for the small network depicted in Figure 1, where the nontree edges are represented by dashed lines. If it is assumed that the pipes represented by nontree edges in the breadth-first tree carry no flow (are closed), then the breadth-first tree is exactly a hierarchical level tree of the water supply process in the network. Each edge (pipe) in this tree provides water to all of its descendant nodes. Therefore the flow rates in each pipe of the tree can be computed as the sum of the water demand of all descendant nodes of the first node of the pipe. The design water demand Q_{DMA} corresponding to the given limit of service connections per DMA is then computed by the following equation:

$$Q_{DMA} = f_d f_h \frac{P.PCWU}{86,400} \quad (3)$$

Where P is the design population, computed as the product of the given minimum number of service connections and the household crowding index; $PCWU$ is the per capita daily water use, f_d is the daily peaking factor, and f_h is the hourly peaking factor. Every pipe of the hierarchical tree whose flow rate is greater than the design water demand per DMA computed by Eq (3) (but less than two times that flow rate) will be a DMA feeding pipe, where the corresponding DMA nodes will be all descendant nodes of its first node. The pipes to be closed in order to achieve the DMA isolation will be the nontree edges of the graph that connect the branch stemming from the given DMA feeding pipe to other tree branches. As an example, if the small network depicted in Figure 1 is to be divided in two DMAs, with the corresponding hierarchical tree in Figure 2, the DMA feeding pipes would be 8-7 and 8-10, and the pipes to close 5-11 and 17-16. It should be noted that the rest of the nontree edge pipes need not to be closed (that means the DMAs may contain internal closed loops). The resulting sectorization is shown in Figure 3. If, by some reason, the DMA need to be fed by two or more pipes, then the corresponding nontree edges are not closed, but it is case dependent.

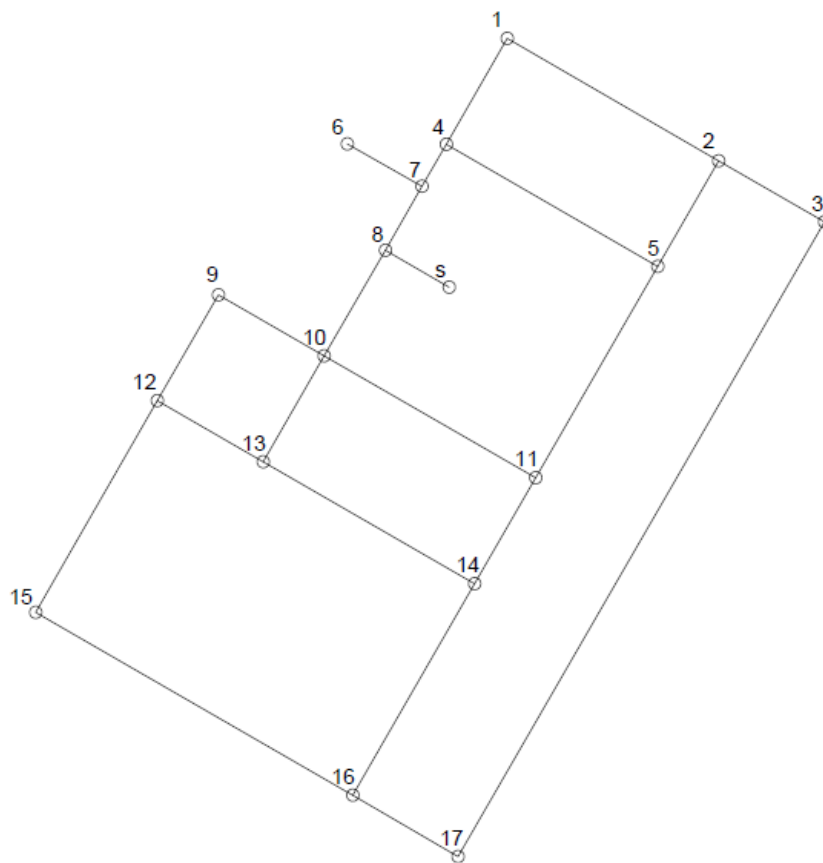
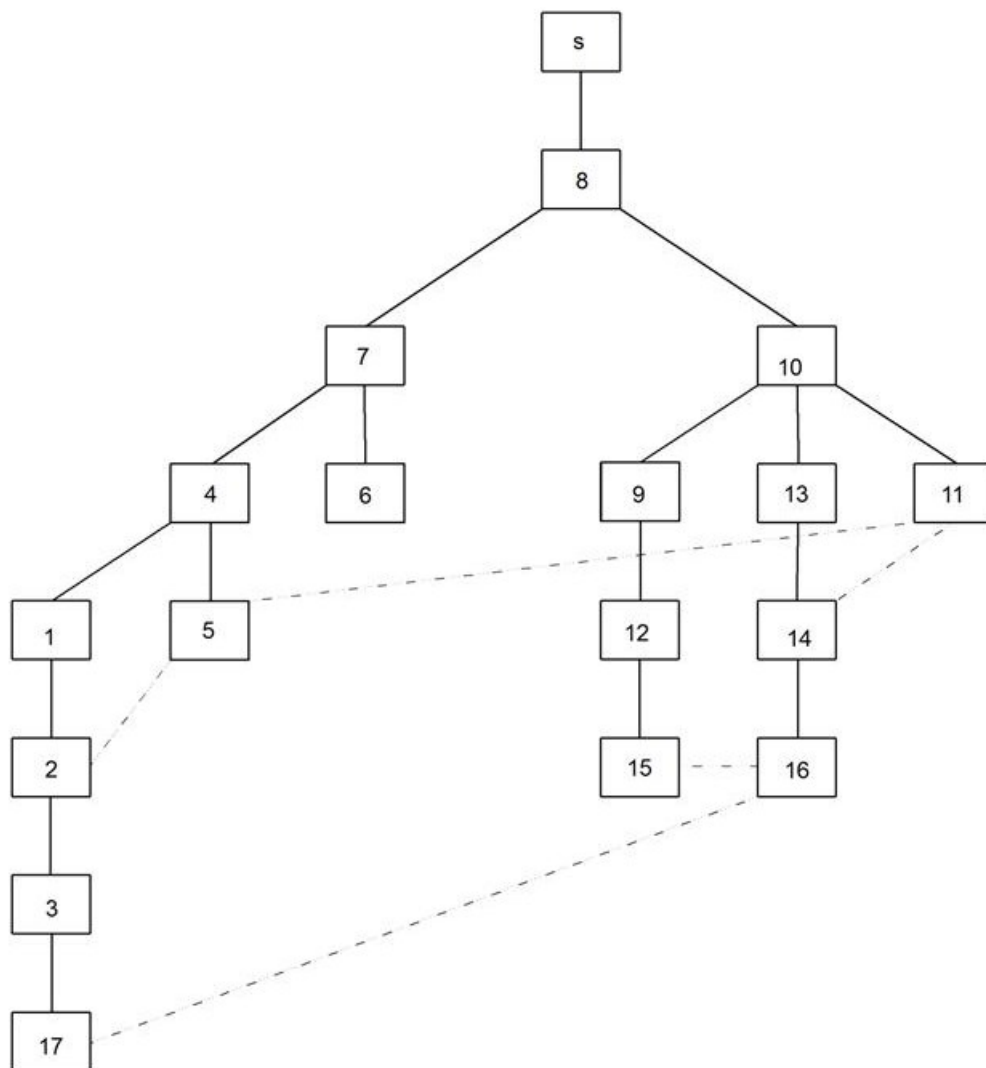


Figure 1. A small network used to exemplify the proposed DMA sectorization algorithm.



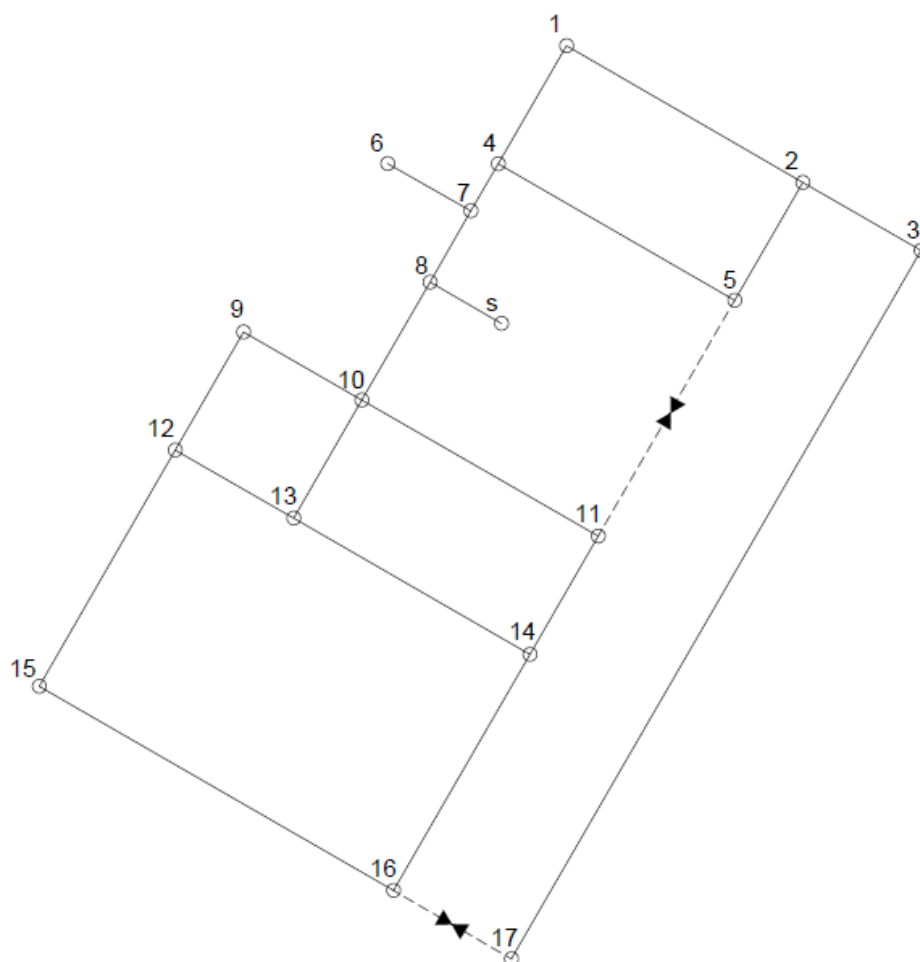


Figure 3. Resulting DMA sectorization corresponding to the breadth-first search in Figure 2.

Although a breadth-first tree provides the shortest paths from the network source to each network node, in terms of number of graph edges, it is not unique but depends of the order in which the children nodes are put (pushed) into the queue. Figure 4 shows a different breadth-first tree for the network from Figure 1, obtained by using a different order of the children nodes in the queue. The resulting sectorization, shown in Figure 5 is not better balanced, compared to that of Figure 3. This provides a simple way of locally optimizing the resulting sectorization, sorting the nodes in the queue by their physical distance from the parent node. In principle, any other parameter, according to the sectorization criterion applied, can be used instead of the physical

distance to sort them. This algorithm of making locally optimal choice at each stage represents a *greedy* algorithm. In many problems, a greedy strategy does not in general produce an optimal solution, but nonetheless a greedy heuristic may yield locally optimal solutions that approximate a global optimal solution. Future work is needed to consider the optimality conditions in the proposed DMA sectorization procedure.

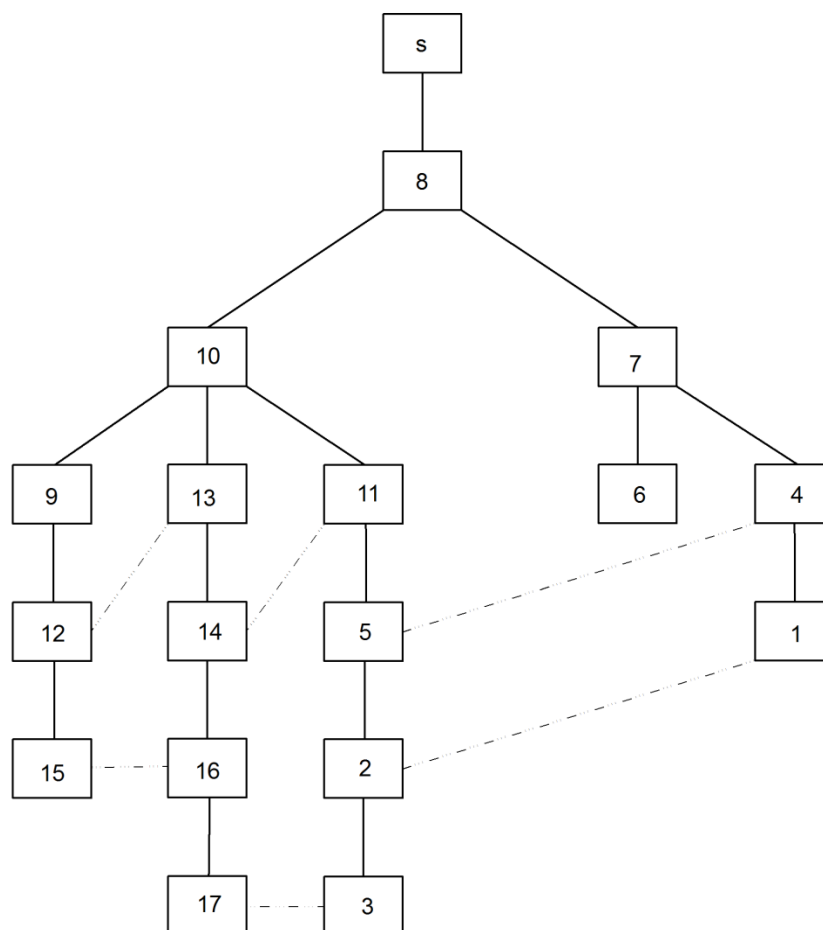


Figure 4. Resulting sectorization for the simple network in Figure 1.

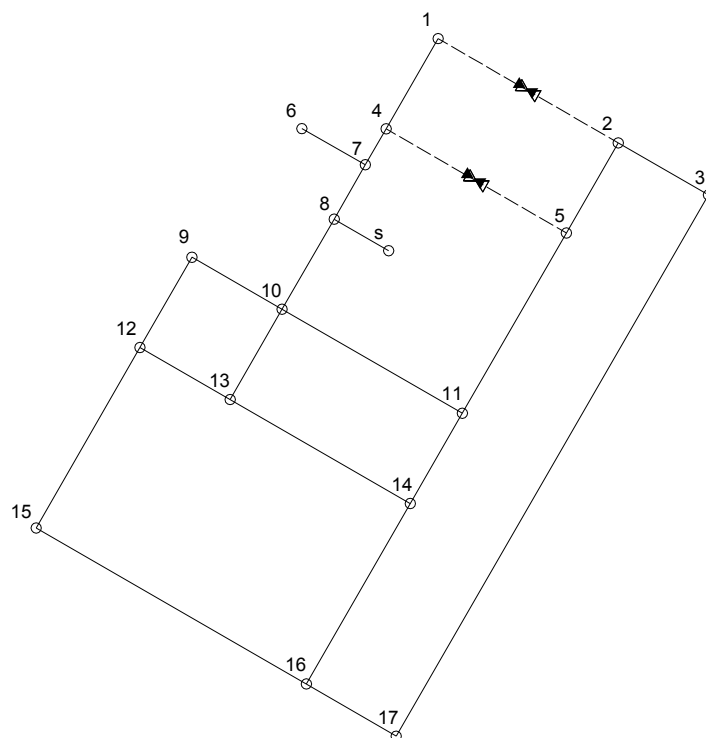


Figure 5. Resulting DMA sectorization corresponding to the breadth-first search in Figure 4.

Two slight modifications over the standard breadth-first traverse algorithm can speed-up the process and eventually improve the sought sectorization. Both of them avoid processing nodes or components of degree one and two since they do not influence the pipes to close in order to achieve the sectorization. The first one is a preprocessing step that consists in removing all pendant edges (leafs) (in Figure 1 edge 7-6 is a pendant edge) and pendant subgraphs whose water demand is less than Q_{DMA} . The second modification is that nodes of degree two are skipped during the breadth-first search. In both cases the water demand of the removed nodes must be considered.

After constructing the hierarchical water supply tree, and finding the flow rates in each pipe, the headloss in each pipe can be computed and the hydraulic feasibility of the proposed sectorization revised using a top-down computation of the hydraulic heads at each node starting from the head at the source node which is known.

Algorithmically speaking, the proposed procedure can be efficiently implemented in the following way:

1. Mark all graph edges (network pipes) as nontree edges.
2. Obtain the breadth-first tree by applying a breadth-first search. Mark each edge traversed as tree edge. The only other results that need to be saved in this step are the numbers of the children nodes, and the corresponding children pipes, for each node.
3. For each node, compute the sum of water demand of descendant nodes by a recursive top-down algorithm, i.e, sum the demand of children nodes to the demand of the children nodes of the children nodes (grandchildren nodes), and then to the demand of the children nodes of the grandchildren nodes, etc. The only information that is needed to implement such algorithm consists in the water demand and the numbers of the children nodes for each node.
4. For each node, compare the sum of water demand its descendant nodes to Q_{DMA} . Assign the node as the entrance node of one DMA if that sum is greater to Q_{DMA} and less than two times Q_{DMA} .
5. Find the nodes belonging to the DMA defined in step 4, a by a top-down recursive algorithm, similar to that described in step 3. Mark those nodes as used nodes, so that they cannot be used in other DMAs.
6. Find the pipes to be closed to isolate the DMA defined in step 4, a by a top-down recursive algorithm, similar to that described in step 3. These are nontree pipes that have one only node that belongs to the corresponding DMA.

Besides their mathematical elegance and simplicity, graph theory based algorithms are more efficient in terms of speed of computation and storage requirements, compared to linear algebra topological matrix based algorithms (Giustolisi, Kapelan, & Savic, 2008; Giustolisi & Savic, 2010). The shortest paths and breadth-first search algorithm employed in the proposed procedure takes time $O(V + E)$, linear in the size of the graph, and uses space $O(V)$ to store the stack of vertices on the current search path as well as the set of already-visited vertices, where V is the number of Vertices (the nodes of a hydraulic network) and E is the number of Edges (the pipes of a hydraulic network), with no matrix storage and no floating point operations, typical for any linear algebra algorithm.

Case study

The proposed methodology has been applied to a real-case study of the water supply network of San Luis Rio Colorado, a Mexican city located in the north part of the state of Sonora on the Mexico-US border. The number of users connected to the city water distribution network is 48,400, of which 45,850 are residential, 2,445 are commercial, a 105 industrial type connections. The terrain is almost flat. The water supply sources consisted of 18 deep water wells, which were fully interconnected by the distribution network, at the beginning of the sectorization project, without water tanks. Some of the well pumps were equipped with variable speed drives that allowed the pumps to follow water demand variation and stop them when water demand was very low. The extent of the areas supplied by each water well was unknown, and it was suspected that some well pumps were frequently stopped, not because of low demand but because of higher hydraulic heads at other wells. The distribution network is about 50 years old, composed by 60 mm to 500 mm asbestos cement and polyvinyl chloride (PVC) pipes. The water supply sources are 10 deep water wells, without water tanks, fully interconnected by the distribution network before the sectorization actions took place. The service provided to the water users is continuous (24 hours). An all-pipe model, comprising 1,890 nodes and 2,681 pipes, was implemented for the existing network and for the proposed sectorization variants (Tzatchkov, Alcocer-Yamanaka, & Rodriguez-Varela, 2006).

i-DMA sectorization

Figure 6 shows the resulting i-DMA sectorization in 10 sectors, one for each water source (each water well) based on the minimum physical distance criterion, achieved by inserting 156 boundary valves that allow

to isolate them completely. All isolated districts are supplied by a pair of water wells, except for i-DMA8 and i-DMA9.

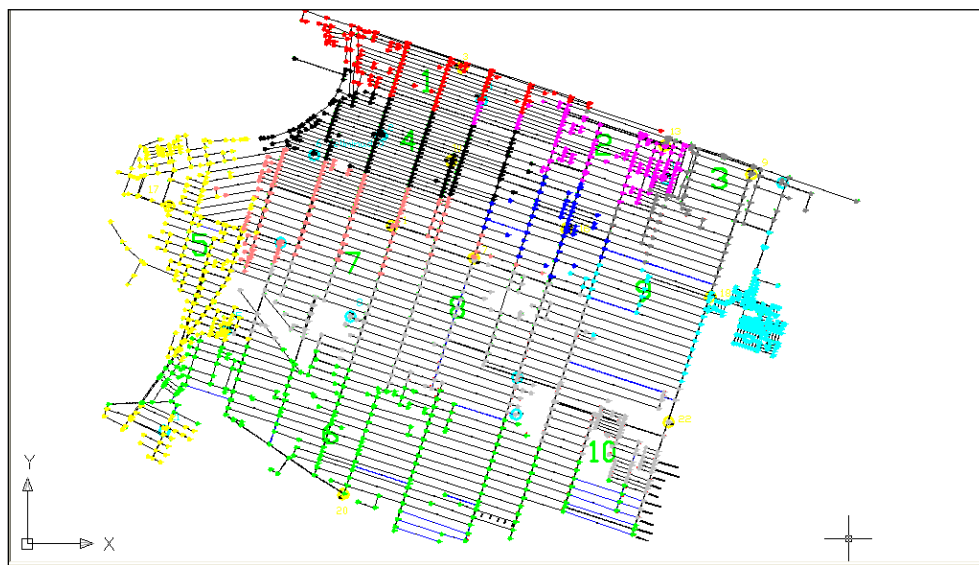


Figure 6. Water Network Sectorization design of San Luis Rio Colorado with 10 sectors.

DMA sectorization

Figure 7 shows the resulting DMA sectorization for a per capita water use of 320 L/(inhabitant day), $f_d = 1.20$, $f_h = 1.30$, minimum number of service connections per DMA = 1,000 and household crowding index = 4.0. The minimum design flow per DMA, Q_{DMA} , computed by Eq (3) with this data, equals 23.11 L/s. The network was sectorized in 30 DMAs.

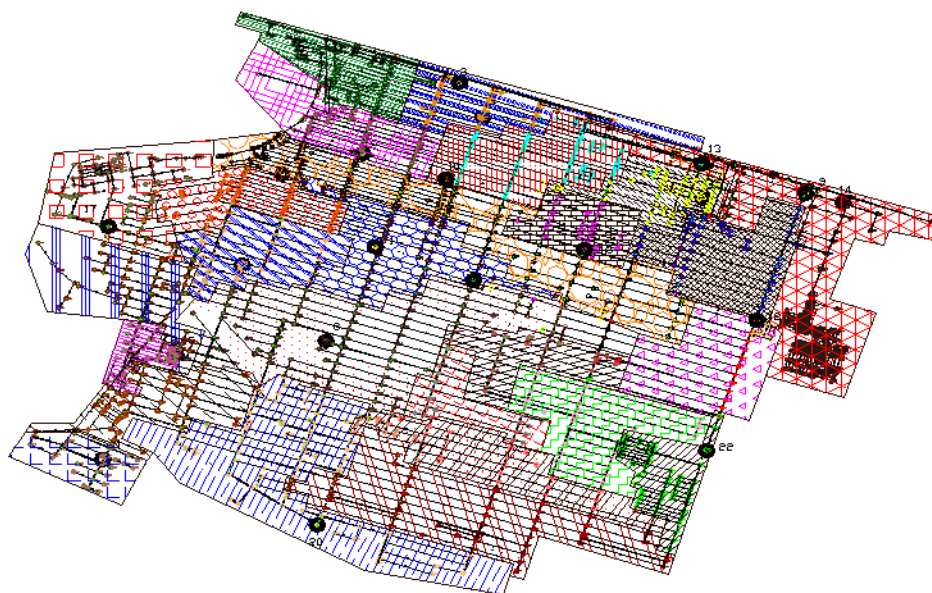


Figure 7. Water Network Sectorization design of San Luis Rio Colorado with 30 DMAs.

Besides the distribution network partitioning, which is the focus of this paper, the design of sectorization involves other important aspects, such as the topography of the city, adjustment of the service pressure in each DMA according to the pressure at its critical node with eventual use of Pressure Reduction Valves (PRVs), constraints related to natural geographic boundaries and cost-benefit analysis of its implementation. A detailed procedure that considers these aspects is published by Gomes *et al.* (2012a).

Conclusions

Known graph partitioning techniques, commonly applied in distributed computing, are not directly applicable to water distribution network sectorization design. The main reason is that the partitioning criteria are different in the two cases. A few relevant methodologies have been proposed in the literature to design districts compatible with hydraulic

performance, but they address mainly district metering areas (DMAs). In this paper, basic sectorization-specific graph partitioning criteria are outlined and algorithms for i-DMA and DMA sectorization that considers them are proposed, and applied to a case study of a real city water distribution networks. The proposed graph theory based algorithms are extremely efficient in terms of speed of computation and storage requirements. Another advantage, specific for the proposed graph theory DMA sectorization method is that it provides a hierarchical level structure of the sectorized network showing directly the flow path from the sources to any network node, very useful in analyzing water quality and spread of contaminants.

Notation

The following symbols are used in this paper:

D = pipe diameter.

E = number of edges in a graph.

f_d = daily peaking factor.

f_h = hourly peaking factor.

ΔH_j = head loss in pipe j .

j = number of network pipe.

m = number of pipes in a network.

$O(.)$ = Big O notation, used to describe the performance or complexity of an algorithm.

P = design population per DMA.

$PCWU$ = per capita daily water use.

P_D = energy dissipated in a network.

Q = pipe flow.

Q_{DMA} = design water demand per DMA.

Q_j = flow in pipe j .

u = a vertex (node) in a graph.

v = a vertex (node) in a graph.

V = number of vertices in a graph.

γ = specific weight of water.

δ and ϕ = coefficients of the hydraulic resistance law equation.

η_w = weight associated with each pipe.

Abbreviations

BFS = Breadth-First Search.

DMA = District Metering Area.

FIFO = First-In-First-Out storage scheme.

IWA = International Water Association.

i-DMA = isolated District Meter Area.

PVC = polyvinyl chloride.

References

- Biggs, N., Lloyd, E. K., & Robin, W. J. (1986). *Graph Theory 1736-1936*. New York: Oxford University Press.
- Di Nardo, A., & Di Natale, M. (2010). A Design Support Methodology for District Metering of Water Supply Networks. *Water Distribution Systems Analysis 2010, 12th International Conference, September 12-15, 2010, Tucson, Arizona* (págs. 870-877). Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- Di Nardo, A., & Di Natale, M. (2011). A heuristic design support methodology based on graph theory for district metering of water supply networks. *Engineering Optimization*, 11(43), 193-211.
- Di Nardo, A., Di Natale, M., Santonastaso, G. F., Tzatchkov, V. G., & Alcocer Yamanaka, V. H. (2012a). Water supply system sectorization based on graph theory and energy performance indices. *International Conference on Drinking Water Safety, Security and Sustainability*. Hangzhou, China: US Environmental Protection Agency and University of Zhejiang.
- Di Nardo, A., Di Natale, M., Guida, M., & Musmarra, D. (2012b). Water Network Protection from International Contamination by Sectorization. *Water Resources Management*, 27(6), 1-14.

- Di Nardo, A., Di Natale, M., Santonastaso, G. F., & Venticinque, S. (2011). Graph partitioning for automatic sectorization of a water distribution system. *11th International Conference on Computing and Control for Water Industry (CCWI). Urban Water Management: Challenges and Opportunities* (págs. 841-846). Exeter UK.: University of Exeter.
- Dijkstra, E. W. (1959). A note on two problems in connexion with graphs. *Numerische Mathematik*, 1, 269-271.
- Diks, K., Djidjev, H. N., Sýkora, O., & Vrt'o, I. (1993). Edge Separators of Planar and Outerplanar Graphs With Applications. *Journal of Algorithms*, 2(14), 258-279.
- Fjällström, P.-O. (1998). Algorithms for graph partitioning: A survey. (P. E. Linköping, Ed.) *Linköping Electronic Articles in Computer and Information Science*, III(10), 34.
- Giustolisi, O., & Savic, D. (2010). - Identification of segments and optimal isolation valve system design in water distribution networks. *Urban Water Journal*, 1(7), 1-15. doi:10.1080/15730620903287530
- Giustolisi, O., Kapelan, Z., & Savic, D. (2008). Algorithm for Automatic Detection of Topological Changes in Water Distribution Networks. *Journal of Hydraulic Engineering-ASCE*, IV, 435-446.
- Giustolisi, O., Savic, D., Berardi, L., & Laucelli, D. (05 al 07 de September de 2011). An Excel-based solution to bring water distribution network analysis closer to users. *Computer and Control in Water Industry (CCWI). III*, págs. 805-810. Exeter: University of Exeter.
- Gomes, R., Sá Marques, A., & Sousa, J. (01 de Diciembre de 2012a). Identification of the optimal entry points at District Metered Areas and implementation of pressure Management. *Urban Water Journal*, 9(6), 365-384. doi:10.1080 / 1573062X.2012.682589
- Gomes, R., Sousa, J., & Marques, A. (2012b). Desing support system to divide a large network into suitable District Metered Areas. *Water Science & Technology*, IX(65), 1667-1675.
- Grayman, W., Murray, R., & Savic, D. (12 de Mayo de 2009). Effects of redesign of water systems for security and water quality factors. *World Environmental and Water Resources Congress*, 17-21, May, 2009 (págs. 504-514). Kansas City, MO, USA: American Society of Civil Engineers.

- Herrera, M., Canu, S., Karatzoglou, A., Pérez García, R., & Izquierdo, J. (7, Agust, 2010). An Approach To Water Supply Clusters by semi-supervised learning. *2010 International Congress on Environmental Modelling and Software* (págs. 1-8). Ottawa, Canada: International Environmental Modelling and Software Society (iEMSs).
- Izquierdo, J., Herrera, M., Montalvo, I., & Pérez-García, R. (2011). Division Of Water Distribution Systems Into District Metered Areas Using A Multi-Agent Based Approach. *Communications in Computer and Information Science, IV(50)*, 167-180.
- Ng, A. Y., Jordan, M. I., & Weiss, Y. (03 al 08 de Diciembre de 2001). On spectral clustering: Analysis and an algorithm. *Advances in Neural Information Processing Systems, 14(35)*, 849-856.
- Perelman, L., & Ostfeld, A. (2011). Topological clustering for water distribution systems analysis. *Environmental Modelling and Software (ENVSOFT)*, XXVI, 969-972. doi:10.1016/j.envsoft.2011.01.006
- Schloegel, K., Karypis, G., Kumar, V., Dongarra, J., Foster, I., Fox, G., . . . Kaufmann, M. (2000). *Graph Partitioning for High Performance Scientific Simulations*. Minneapolis, Minnesota: University of Minnesota.
- Sempewo, J., Pathirana, A., & Vairavamoorthy, K. (2008). Spatial Analysis Tool for Development of Leakage Control Zones from the Analogy of Distributed Computing. *10th Annual Water Distribution Systems Analysis Conference, August 17-20, 2008, Kruger National Park, South Africa* (págs. 676 - 690). Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- Skiena, S. S. (1990). *Implementing Discrete Mathematics: Combinatorics and Theory with Mathematica*. Redwood City, California: Addison-Wesley.
- Tzatchkov, V. G., & Alcocer-Yamanaka, V. H. (2012). Graph partitioning algorithms for water distribution network sectorization projects. *10th International Conference on Hydroinformatics HIC 2012* (págs. 1-6). Hamburg, Germany: TuTech Innovation.
- Tzatchkov, V. G., Alcocer-Yamanaka, V. H., & Rodriguez-Varela, J. M. (2006). Water Distribution Network Sectorization Projects in Mexican Cities along the Border with USA. *3rd International Symposium on Transboundary Water Management* (págs. 1-13). Ciudad Real, Spain: Universidad de Castilla-La Mancha.

- WAA & WRC; Water Authorities Association and Water Research Centre. (1985). *Leakage Control Policy and Practice*. (T. W. Water, Ed.) London: WRC Group.
- Wooldridge, M. (2002). *An Introduction to Multi-Agent Systems*. Chichester, UK: John Wiley & Sons.

Contraste del método M5 generalizado para estimar predicciones extremas y *PMP* en 24 horas, en el estado de Zacatecas, México

Contrast of the Generalized M5 Method to estimate extreme predictions and *PMP* in 24 hours, in the state of Zacatecas, Mexico

Daniel Francisco Campos-Aranda¹

¹Profesor jubilado de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí, San Luis Potosí, México, campos_aranda@hotmail.com

Autor para correspondencia: Daniel Francisco Campos-Aranda, campos_aranda@hotmail.com

Resumen

La *precipitación máxima probable (PMP)* es la base para la estimación de la creciente máxima probable, con la cual se dimensionan y revisan hidrológicamente las grandes obras hidráulicas. Existen dos grupos de métodos para estimar la *PMP*: meteorológicos y estadísticos. Los primeros son más confiables, pero requieren muchos datos que, por lo general, no están disponibles. Los métodos estadísticos son mucho más simples y sólo utilizan valores de la *precipitación máxima diaria (PMD)* anual. El método clásico de este grupo es el de David M. Hershfield, expuesto en 1961. Posteriormente, en Inglaterra (NERC, 1975), se desarrolló otro método estadístico basado en la predicción de duración 24 horas y periodo de retorno (Tr) de cinco años, designado M5; este enfoque permite realizar predicciones con diversos Tr . Jónas Elíasson (Elíasson, 1997; Elíasson, 2000) generalizó el método M5 en una *técnica regional* que sólo requiere dos parámetros estadísticos: el M5 y el coeficiente de variación (Cv). En este estudio, se contrastan en 81 localidades del estado de Zacatecas, México, los resultados del método M5 generalizado (MM5G) contra los del método de Hershfield, previamente calculados con base en los datos de *PMD*. El MM5G se aplicó utilizando los valores puntuales de M5 y Cv disponibles. Los

resultados orientan a recomendar el MM5G para estimar predicciones de *PMD* con *Tr* menores de 100 años en sitios sin datos dentro del estado de Zacatecas, México. También se recomienda para estimaciones de la *PMP* puntual de duración 24 horas, recordando que tal método subestima menos de 16.4% con respecto al resultado del método de Hershfield, cuando *Cv* es menor de 0.251 y sobreestima, del orden de un 38.0%, cuando *Cv* excede a 0.386.

Palabras clave: precipitación máxima probable, creciente máxima probable, predicciones extremas, error relativo, coeficiente de variación.

Abstract

Probable maximum precipitation (PMP) is the basis for the estimation of the probable maximum flood, with which large hydraulic works are dimensioned and hydrologically revised. There are two groups of methods to estimate *PMP*: meteorological and statistical. Meteorological methods are the most reliable, but require a lot of data that is usually not available. Statistical methods are much simpler and only use annual *maximum daily precipitation (PMD)* values. The classic method of this group is the David M. Hershfield method, published in 1961. Subsequently, in England (NERC, 1975) another statistical method was developed based on the prediction of duration 24 hours and return period (*Tr*) 5 years, designated M5; this approach allows predictions with various *Tr*. Jónas Elíasson (Elíasson, 1997; Elíasson, 2000) generalized the M5 method, in a *regional technique* that only requires two statistical parameters: the M5 and the coefficient of variation (*Cv*). In this study, the results of the generalized M5 method (MM5G) are compared with those of the Hershfield method, previously calculated based on the *PMD* data for 81 localities in the state of Zacatecas, Mexico. The MM5G was applied using the available values of M5 and *Cv*. Results allow the recommendation of the use of MM5G to estimate predictions of *PMD* with *Tr* less than 100 years, in no-data sites in the state of Zacatecas, Mexico. It is also recommended for estimations of *PMP* of 24 hours duration, remembering that such method underestimates less than 16.4%, with respect to the result of the Hershfield method, when the *Cv* is less than 0.251 and overestimates, of the order of 38.0% when the *Cv* exceeds 0.386.

Keywords: Probable maximum precipitation, probable maximum flood, extreme predictions, relative error, coefficient of variation.

Recibido: 12/01/2018

Aceptado: 19/03/2019

Introducción

La estimación de la *Creciente Máxima Probable (CMP)* se emplea en el dimensionamiento hidrológico de grandes embalses o de aquellos que por su ubicación arriba de núcleos de población son altamente peligrosos. La *CMP* también permite evaluar riesgos por inundación en plantas nucleares y en centrales hidroeléctricas importantes (Jakob, 2013; Salas, Gavilán, Salas, Julien, & Abdullah, 2014). Linsley, Kohler y Paulhus (1988) consideran apropiado ubicar arriba del nivel de inundación definido por la *CMP* plantas de abastecimiento de agua potable, de tratamiento de aguas residuales y otras instalaciones públicas esenciales, como hospitales, aeropuertos y autopistas de acceso. Así, cuando ocurra la *CMP*, los daños serán cuantiosos y extensivos, pero no se acrecentarán por fallas en los sistemas vitales de la ciudad.

La *CMP* no se estima con base en los análisis hidrológicos de frecuencias (AHF) debido a que siendo el evento extremo máximo implica una extrapolación mucho más allá del límite confiable alcanzable con los registros de crecientes anuales disponibles. Además, los modelos probabilísticos actualmente utilizados en los AHF no tienen un límite superior, caso de las distribuciones log-Normal y Wakeby, así como los casos más comunes de los modelos General de Valores Extremos, Log-Pearson tipo III, y Logística y Pareto Generalizadas (Jakob, 2013; Salas *et al.*, 2014).

La estimación de la *CMP* se realiza con base en una tormenta de diseño, de duración crítica y de magnitud igual a la *PMP*, factible de ocurrir en la cuenca bajo estudio, según el conocimiento meteorológico y de los procesos hidrológicos que ocurren bajo condiciones extremas. La *CMP* tiene las siguientes tres características básicas generadas por la *PMP*: (1) es la crecienta máxima teóricamente posible de ocurrir en la cuenca bajo estudio; (2) genera riesgos extremadamente altos para cualquier obra hidráulica, y (3) es factible de acontecer en tal localidad, en un

tiempo específico del año y bajo las condiciones meteorológicas modernas (WMO, 2009; Jakob, 2013).

La *PMP* se define como (WMO, 2009): en teoría, es la mayor precipitación para una duración dada, que es físicamente posible de ocurrir sobre un área de cuenca o en un área de tormenta, en una localidad geográfica específica, en un cierto tiempo del año y bajo las condiciones meteorológicas modernas.

Los métodos de estimación de la *PMP* se dividen en dos grupos: meteorológicos y estadísticos. Los primeros son los más confiables, se basan fundamentalmente en la maximización de la humedad y en la transposición de las tormentas observadas y su combinación. Su precisión depende de la cantidad y calidad de los datos disponibles (WMO, 2009). Debido a la ausencia de datos meteorológicos en muchos sitios y cuencas, los métodos estadísticos han alcanzado universalidad. El primero de ellos data del inicio de los años de 1960 (Hershfield, 1961; Hershfield, 1965); existen otros enfoques más recientes, como el de Koutsoyiannis (1999), el de Elíasson (2000), y el de Koutsoyiannis y Papalexiou (2017). Desafortunadamente, los métodos estadísticos de estimación de la *PMP*, sólo son recomendados para evaluaciones preliminares, y el desarrollo de proyectos de gran visión o de estudios de prefactibilidad.

El *objetivo* de este estudio consistió en realizar un contraste entre las predicciones y la *PMP* puntual de duración 24 horas, obtenidas con el método estadístico de Elíasson, y las mismas estimaciones calculadas previamente en 81 localidades del estado de Zacatecas, México, con base en un AHF y el método de Hershfield, procesando las series disponibles de precipitación máxima diaria (*PMD*) anual, con más de 25 datos hasta el año 2012. Se destaca que el procedimiento desarrollado por Elíasson (1997) es un método regional que permite estimaciones en sitios sin datos, con sólo obtener, de las estaciones pluviométricas cercanas, dos valores estadísticos: la *PMD* de periodo de retorno de cinco años y el coeficiente de variación (cociente entre la desviación estándar y la media).

Generalización del método M5

Generalidades

El método original M5 para estimar precipitaciones extremas y valores de la *PMP* fue propuesto por el NERC (1975) de Inglaterra, y utiliza: (1) la precipitación de duración 24 horas y periodo de retorno de cinco años, designada M5 como *variable índice*; (2) una estimación regional del coeficiente de variación (C_v), y (3) el valor de la variable reducida (y) de la distribución Gumbel o General de Valores Extremos (GVE) tipo I, cuyo parámetro de forma k es igual a cero. Es un *método regional* que permite realizar estimaciones en sitios sin datos, a partir del mapa de curvas de isovalores del M5 en las islas Británicas.

Elíasson (1994) indica que tanto el método de David M. Hershfield (Hershfield, 1961; Hershfield, 1965) como el M5, que estiman estadísticamente la *PMP*, son incorrectos, al emplear una distribución de probabilidades no acotada en su extremo derecho, ya que por definición la *PMP* tiene un límite físico superior. Elíasson (1994) también señala que el uso de curvas envolventes regionales de valores extremos de precipitación, a las que se les ajusta la distribución Gumbel, tiende en los periodos de retorno altos a un valor límite de la variable reducida, que se puede usar para estimar la *PMP*.

Elíasson (1997) destaca que cuando la distribución Gumbel, que es una recta en el papel de probabilidad extremo, se ajusta a series de precipitación máxima diaria (*PMD*) anual, por lo general los datos quedan cercanos en la parte media de tal modelo, pero presentan desviaciones en los valores bajos y grandes. Estas desviaciones y la falta de un límite superior en el modelo Gumbel restan confiabilidad al método M5 original para estimar la *PMP*.

Estimación de predicciones extremas

En la generalización del método M5, debida a Elíasson (1997), sus anomalías citadas las elimina transformando la variable aleatoria de la

distribución Gumbel y acotando la variable reducida (y_{lim}), para obtener un modelo Gumbel truncado. Ahora el método M5 depende de otro parámetro local, denominado *factor de pendiente* (C_i), que es función del C_v ; sus ecuaciones son (Elíasson, 2000):

$$X_{Tr} = M5 \cdot [1 + C_i \cdot (y - 1.50)] , \text{ con } Y \leq Y_{lim} \quad (1)$$

siendo:

$$C_i = \frac{0.78}{\frac{1}{C_v} + 0.72} \quad (2)$$

$$y = -\ln [-\ln (1 - 1/Tr)] \quad (3)$$

cuando $25 < M5_d < 200$ mm/día, entonces:

$$Y_{lim} = 10.70 - 0.0071 \cdot M5_d \quad (4)$$

En las expresiones anteriores, las variables no definidas son las siguientes: X_{Tr} es una precipitación extrema en 24 horas o variable aleatoria con periodo de retorno Tr ; $M5$, la precipitación máxima de duración 24 horas, y $Tr = 5$ años, es decir, con $y \cong 1.50$ y una probabilidad de 0.80 de no excedencia; en cambio, $M5_d$ es un valor diario. El C_i tiende a un valor de 0.19, con una desviación estándar de 0.035, según la curva de C_i contra $M5$ para los valores procesados (Elíasson, 1997).

Estimación de la **PMP**

Elíasson (1997) encontró que aplicando la ecuación (4) se reproducen los valores de predicciones extremas del NERC (1975) y de **PMP** del US National Weather Service para el estado de Washington en USA, de 25.9

km² de extensión. Esta es la otra generalización del método M5; y_{lim} es un parámetro regional, y M5 y C_i son parámetros locales que tienen el mismo desempeño probabilístico que la media y el Cv en los análisis de frecuencias. La ecuación (4) define valores extremos de y_{lim} de 10.5225, con un Tr de 37 142.5 años y de 9.280 con un Tr de 10 721.9 años. Para estimar la *PMP* puntual de duración 24 horas, se evalúa y_{lim} con la expresión (4), después se sustituye tal valor en la ecuación (3) y se despeja el Tr respectivo, que por último se sustituye en la expresión siguiente debida a Alfnes y Förland (2006):

$$PMP = M5 \cdot \exp\{C_i \cdot [\ln(Tr) - 1.50]\} \quad (5)$$

Tópicos relativos al contraste

Predicciones extremas disponibles

Durante un estudio realizado en 2013, Campos-Aranda (2014) procesó 98 registros de precipitación máxima diaria (*PMD*) anual del estado de Zacatecas, México, cuya amplitud mínima fue de 25 años y la máxima de 68 datos. Los lapsos de tales registros variaron de los años 1943 a 2012 y las pruebas de calidad estadística detectaron que 17 series mostraban componentes determinísticas, por lo cual fueron eliminadas, quedando 81 registros por procesar. En las columnas 2 y 3 de la Tabla 1 se indican los nombres de las estaciones pluviométricas y las amplitudes de cada serie de *PMD* anual. En las columnas 5 y 6 de la Tabla 1 se citan sus valores respectivos del $M5_d$ y del Cv.

Tabla 1 (primera parte). Contraste de predicciones diarias (X_{Tr}) y de la *PMP* en 24 horas, ambas en milímetros, del método M5 generalizado en 81 estaciones pluviométricas del estado de Zacatecas, México.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
---	---	---	---	---	---	---	---	---

Núm.	Nombre de la estación	n^1	FDP ²	M5 _d ³	Cv ⁴	Tr = 100 años		
						PMD _{Tr} ⁵	X _{Tr} ⁶	ER ⁷
1	Achimec	50	GVE	55.5	0.324	90.3	102.6	0.5
2	Agua Nueva	43	GVE	45.5	0.335	71.9	85.0	4.6
3	Ameca La Vieja	30	GVE	54.6	0.290	83.2	97.5	3.7
4	Boca del Tesorero	44	GVE	53.6	0.302	87.0	96.9	-1.4
5	Calera de V. Rosales	51	GVE	50.2	0.295	77.8	90.1	2.5
6	Camacho	31	LP3	34.6	0.301	59.7	62.5	-7.4
7	Cañitas de Felipe P.	37	GVE	48.3	0.410	92.3	96.4	-7.6
8	Coapas	41	GVE	50.8	0.280	76.6	89.7	3.7
9	Chalchihuites	47	LP3	55.8	0.386	98.9	109.1	-2.4
10	Cedros	38	GVE	39.5	0.299	68.6	71.2	-8.2
11	Col. Glz. Ortega	37	LP3	58.8	0.417	131.4	118.0	-20.5
12	Concep. del Oro	47	LP3	49.0	0.419	87.8	98.5	-0.8
13	Corrales	33	GVE	54.9	0.387	108.9	107.4	-12.7
14	El Arenal	39	LP3	63.4	0.396	112.1	125.0	-1.3
15	El Cazadero	55	GVE	53.8	0.398	106.3	106.3	-11.5
16	El Nigromante	29	GVE	54.8	0.365	92.0	105.2	1.2
17	El Romerillo	30	GVE	57.2	0.296	89.0	102.8	2.2
18	El Salvador	25	GVE	58.6	0.361	107.0	112.1	-7.3
19	El Sauz	66	GVE	46.7	0.287	73.6	83.1	-0.1
20	Espíritu Santo	28	GVE	59.1	0.365	108.7	113.5	-7.6
21	Excamé	66	GVE	64.0	0.267	94.6	111.5	4.3
22	Felipe Ángeles (S)	26	GVE	57.1	0.345	81.5	107.6	16.8
23	Fresnillo	54	LP3	55.6	0.354	90.2	105.7	3.7
24	García de la Cadena	27	GVE	69.6	0.237	88.8	117.2	16.8
25	Genaro Codina	28	GVE	52.5	0.251	75.2	89.8	5.7
26	Gral. Gpe. Victoria	45	GVE	54.4	0.364	96.9	104.3	-4.7
27	Guadalupe	31	LP3	55.3	0.367	89.1	106.4	5.6
28	Huanusco	36	GVE	58.7	0.257	80.4	101.1	11.3
29	Huitzila	25	GVE	75.0	0.271	112.2	131.2	3.5
30	Jalpa	34	LP3	58.8	0.210	79.2	95.8	7.0
31	Jerez	42	GVE	49.5	0.286	80.3	88.0	-3.0
32	Jiménez del Teúl	40	GVE	46.6	0.361	81.5	89.1	-3.2

33	Juan Aldama	34	GVE	59.4	0.345	94.1	112.0	5.3
34	Juchipila	59	GVE	55.8	0.284	92.0	99.0	-4.8
35	La Florida	53	GVE	53.3	0.270	81.7	93.2	0.9
36	La Villita	53	LP3	62.9	0.206	85.8	101.9	5.1
37	Las Ánimas	28	LP3	52.0	0.280	75.6	91.9	7.5
38	Loreto	46	GVE	64.0	0.349	110.3	121.1	-2.8
39	Los Campos	30	GVE	60.8	0.356	110.9	115.8	-7.6
40	Luis Moya	27	GVE	65.4	0.336	103.4	122.3	4.6
41	Mesillas	30	GVE	54.7	0.351	84.7	103.7	8.3
42	Mezquital del Oro	26	GVE	68.4	0.262	118.3	118.5	-11.4
43	Momax	25	LP3	55.8	0.320	103.6	102.7	-12.3
44	Monte Escobedo	44	GVE	58.5	0.228	82.2	97.4	4.9
45	Moyahua de Estrada	31	LP3	60.1	0.240	89.3	101.5	0.6
46	Nochistlán	58	GVE	61.3	0.359	100.0	117.1	3.6
47	Nuevo Mercurio	38	LP3	44.7	0.422	92.5	90.0	-13.9
48	Ojo Caliente	50	LP3	53.6	0.380	88.8	104.3	3.9
49	Palmillas	27	LP3	55.0	0.319	88.4	101.1	1.2
50	Pinos	55	GVE	60.7	0.326	98.9	112.4	0.6
51	Pino Suárez	28	GVE	60.5	0.374	113.1	117.1	-8.4
52	Presa El Chique	59	GVE	53.5	0.255	75.9	92.0	7.2
53	Presa Palomas	44	GVE	58.0	0.260	90.0	100.2	-1.4
54	Presa Santa Rosa	62	GVE	50.9	0.335	90.4	95.1	-6.9
55	Puerto de San Fco.	40	LP3	51.5	0.262	80.5	89.2	-1.9
56	Purísima de Sifuentes	28	LP3	52.0	0.426	99.5	105.1	-6.5
57	Río Grande	37	GVE	53.6	0.413	104.6	107.2	-9.3
58	Sain Alto	25	GVE	56.1	0.352	105.3	106.4	-10.6
59	San Andrés	36	LP3	61.9	0.410	110.3	123.5	-0.9
60	San A. del Ciprés	37	GVE	56.3	0.314	84.6	103.0	7.8
61	San Benito	28	GVE	61.3	0.434	115.4	124.7	-4.4
62	San Gil	36	GVE	46.7	0.417	81.2	93.7	2.1
63	San Isidro de los Glz.	33	GVE	48.2	0.297	78.7	86.7	-2.5
64	San Jerónimo	30	GVE	49.5	0.307	76.3	89.9	4.3
65	S. José de Llanetes	30	LP3	46.2	0.328	86.7	85.7	-12.5
66	S. Pedro de la Sierra	25	GVE	55.5	0.310	86.1	101.1	4.0

67	S. P. Piedra Gorda	68	GVE	50.9	0.266	67.6	88.6	15.9
68	San Tiburcio	37	GVE	51.7	0.384	92.2	100.9	-3.1
69	Sierra Hermosa	32	GVE	61.2	0.461	128.6	127.0	-12.6
70	Sombrerete	28	GVE	49.2	0.352	83.8	93.3	-1.4
71	Tayahua	44	GVE	53.9	0.280	77.7	95.2	8.5
72	Tecomate	50	GVE	55.1	0.247	78.0	93.8	6.5
73	Teúl de Glz. Ortega	44	GVE	63.1	0.302	100.0	114.1	1.0
74	Tlachichila	25	GVE	64.7	0.266	106.3	112.6	-6.3
75	Tlaltenango	56	GVE	63.7	0.256	94.6	109.6	2.5
76	Trancoso	54	GVE	55.0	0.277	69.3	96.9	23.7
77	Vicente Guerrero	25	GVE	58.1	0.266	80.0	101.1	11.8
78	Villa de Cos	45	GVE	62.5	0.359	104.7	119.3	0.9
79	Villa García	52	GVE	60.2	0.334	93.7	112.3	6.1
80	Villa Glz. Ortega	31	GVE	51.1	0.325	81.8	94.5	2.2
81	Villa Hidalgo	43	GVE	59.3	0.372	100.1	114.6	1.3
Valor mínimo:		25	19LP3	34.6	0.206	59.7	62.5	-20.5
Valor Máximo:		68	62GVE	75.0	0.461	131.4	127.0	23.7

Tabla 1 (segunda parte). Contraste de predicciones diarias (X_{Tr}) y de la *PMP* en 24 horas, ambas en milímetros, del método M5 generalizado en 81 estaciones pluviométricas del estado de Zacatecas, México.

1	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Est. núm.	$Tr = 1\ 000$ años			$Tr = 10\ 000$ años			<i>PMP</i>		
	PMD_{Tr}	X_{Tr}	<i>ER</i>	PMD_{Tr}	X_{Tr}	<i>ER</i>	MH ⁸	M5 ⁹	<i>ER</i>
1	114.7	132.2	2.0	137.7	161.8	4.0	344.7	381.0	10.5
2	88.8	109.9	9.6	103.7	134.9	15.1	278.9	333.1	19.4
3	101.1	124.1	8.7	116.5	150.7	14.5	330.0	320.9	-2.8
4	112.7	123.9	-2.7	139.1	150.9	-4.0	309.9	333.7	7.7
5	96.2	114.9	5.7	113.0	139.7	9.4	295.0	303.8	3.0
6	83.7	79.9	-15.5	114.1	97.3	-24.6	196.5	220.0	12.0
7	131.7	127.4	-14.4	177.8	158.5	-21.1	370.4	486.2	31.3
8	92.7	113.8	8.7	106.7	137.8	14.3	293.8	286.3	-2.6
9	133.3	143.4	-4.8	170.9	177.6	-8.0	360.6	501.8	39.2
10	96.1	91.0	-16.3	129.9	110.7	-24.6	241.7	247.3	2.3
11	224.9	156.3	-38.5	375.2	194.6	-54.1	449.1	597.9	33.1

12	116.5	130.5	-0.8	145.8	162.6	-1.3	356.2	511.0	43.5
13	166.4	141.2	-24.9	244.4	175.0	-36.7	395.7	496.4	25.5
14	149.3	164.8	-2.4	188.3	204.4	-3.9	448.3	586.9	30.9
15	160.4	140.1	-22.7	231.9	173.9	-33.6	386.1	510.2	32.2
16	117.3	137.4	3.7	140.9	169.6	6.5	384.6	451.2	17.3
17	110.0	131.2	5.5	128.8	159.5	9.6	345.4	344.6	-0.2
18	150.6	146.2	-14.1	201.8	180.3	-20.9	404.3	471.5	16.6
19	92.8	105.7	0.8	111.1	128.3	2.2	271.6	273.5	0.7
20	153.1	148.2	-14.3	205.1	182.9	-21.1	421.7	483.6	14.7
21	113.1	140.6	10.0	128.6	169.7	16.8	345.4	333.2	-3.5
22	91.5	139.7	35.1	97.7	171.8	56.2	381.3	429.6	12.7
23	114.0	137.6	6.8	137.4	169.4	9.1	363.2	436.0	20.0
24	95.7	145.8	34.8	99.4	174.4	55.3	363.2	311.0	-14.4
25	88.2	112.5	12.9	98.4	135.2	21.6	288.2	256.4	-11.0
26	133.5	136.2	-9.7	175.0	168.1	-15.0	351.3	446.6	27.1
27	111.3	139.0	10.5	132.0	171.6	15.0	374.9	459.1	22.5
28	90.5	127.0	24.2	97.1	152.8	39.3	323.2	293.1	-9.3
29	135.2	165.8	8.5	154.8	200.3	14.5	416.1	392.5	-5.7
30	91.9	117.6	13.2	103.6	139.3	19.0	277.2	231.8	-16.4
31	105.0	111.9	-5.7	131.2	135.7	-8.5	289.4	287.4	-0.7
32	109.7	116.3	-6.2	140.0	143.4	-9.4	309.9	382.1	23.3
33	115.4	145.4	11.5	133.4	178.7	18.5	403.4	445.2	10.4
34	123.5	125.8	-9.9	159.4	152.5	-15.4	308.1	318.4	3.3
35	102.6	117.7	1.5	122.9	142.1	2.3	291.7	285.3	-2.2
36	100.5	124.9	9.9	114.3	147.8	14.4	282.2	241.9	-14.3
37	90.3	116.5	14.2	103.7	141.1	20.4	286.2	292.4	2.2
38	147.6	157.4	-5.6	187.4	193.6	-8.6	398.8	484.8	21.6
39	157.3	150.8	-15.2	213.1	185.8	-22.8	400.4	477.2	19.2
40	126.7	158.2	10.5	146.5	194.1	17.3	429.0	466.9	8.8
41	101.3	134.9	17.8	114.2	166.0	28.6	351.5	424.0	20.6
42	174.0	149.1	-24.1	253.0	179.7	-37.1	357.4	345.9	-3.2
43	154.3	132.2	-24.2	224.2	161.7	-36.2	370.5	376.1	1.5
44	96.0	120.7	11.3	107.2	144.0	18.8	280.6	252.9	-9.9
45	111.6	126.5	0.3	135.4	151.5	-1.0	312.7	275.5	-11.9

46	125.0	152.6	8.0	147.2	188.1	13.1	391.4	486.9	24.4
47	142.7	119.5	-25.9	210.6	148.8	-37.5	349.9	475.5	35.9
48	113.0	136.8	7.1	136.3	169.2	9.9	365.1	471.8	29.2
49	113.4	130.2	1.6	139.4	159.1	1.0	341.5	369.5	8.2
50	125.7	145.0	2.1	151.1	177.5	4.0	370.9	417.4	12.5
51	161.9	153.3	-16.2	220.7	189.5	-24.0	418.6	513.2	22.6
52	88.2	115.4	15.8	97.8	138.8	25.6	278.7	266.2	-4.5
53	114.2	126.1	-2.3	138.9	151.9	-3.2	306.4	294.1	-4.0
54	125.9	123.0	-13.6	167.7	150.9	-20.4	327.8	369.6	12.8
55	104.7	112.3	-5.1	132.2	135.3	-9.4	256.5	265.7	3.6
56	141.6	139.6	-12.8	191.2	174.0	-19.5	365.6	554.8	51.8
57	152.9	141.9	-17.9	211.9	176.5	-26.3	400.2	541.2	35.2
58	161.7	138.5	-24.2	241.2	170.5	-37.5	354.3	435.7	23.0
59	146.3	163.3	-1.2	183.3	203.1	-1.9	461.4	608.1	31.8
60	100.2	132.3	16.9	112.3	161.6	27.3	341.0	369.0	8.2
61	158.9	165.9	-7.6	205.2	207.0	-10.7	493.3	664.1	34.6
62	104.4	124.2	5.2	125.6	154.5	8.9	350.0	485.1	38.6
63	102.6	110.7	-4.5	127.6	134.6	-6.6	285.4	295.4	3.5
64	92.0	115.2	10.9	105.1	140.5	18.3	310.3	317.1	2.2
65	130.6	110.6	-25.0	191.8	135.5	-37.5	308.5	327.5	6.2
66	105.0	129.8	9.4	121.1	158.3	15.7	356.6	357.4	0.2
67	74.3	111.7	33.0	78.3	134.7	52.3	262.7	267.9	2.0
68	124.4	132.5	-5.7	158.4	164.1	-8.3	368.3	464.2	26.0
69	196.2	170.1	-23.3	283.3	213.1	-33.4	507.0	737.2	45.4
70	110.3	121.4	-2.6	137.4	149.5	-3.7	320.9	386.4	20.4
71	90.4	120.8	18.2	100.1	146.3	29.3	290.9	302.4	4.0
72	90.8	117.3	14.4	100.8	140.8	23.6	280.0	263.0	-6.1
73	125.6	145.9	2.8	149.7	177.7	5.0	366.7	387.7	5.7
74	144.3	141.9	-13.0	189.4	171.3	-20.0	333.4	334.9	0.5
75	114.6	137.6	6.3	132.4	165.5	10.6	325.9	314.6	-3.5
76	73.4	122.7	47.9	75.2	148.5	74.7	304.8	303.8	-0.3
77	90.1	127.5	25.2	96.7	153.8	40.7	334.4	303.3	-9.3
78	134.0	155.6	2.8	161.7	191.8	5.0	400.9	495.7	23.6
79	113.5	145.3	13.3	129.6	178.2	21.7	381.8	429.3	12.5

80	101.8	121.9	6.0	119.8	149.2	10.2	336.1	354.7	5.5
81	128.4	149.9	3.3	155.1	185.2	5.7	391.1	499.5	27.7
mín	73.4	79.9	-38.5	75.2	97.3	-54.1	196.5	220.0	-16.4
Máy	224.9	170.1	47.9	375.2	213.1	74.7	507.0	737.2	51.8

Simbología:

- ¹ número de años (datos) procesados.
- ² función de distribución de probabilidades adoptada.
- ³ predicción diaria de $Tr = 5$ años, en milímetros.
- ⁴ coeficiente de variación, adimensional.
- ⁵ precipitación máxima diaria del Tr indicado, en milímetros.
- ⁶ predicción en 24 horas del método M5 del Tr indicado, en mm.
- ⁷ error relativo en porcentaje.
- ⁸ *PMP* estimada con el método de David M. Hershfield, en mm.
- ⁹ *PMP* estimada con el método M5 de Jónas Elíasson, en milímetros.

El procesamiento probabilístico de las 81 series de *PMD* anual, con base en las distribuciones General de Valores Extremos (GVE) y Log-Pearson tipo III (LP3), adoptando (columna 4) la que reportó un menor error estándar de ajuste (Kite, 1977), condujo a las predicciones extremas diarias de $Tr = 100$, 1 000 y 10 000 años, mostradas en las columnas 7, 10 y 13 de la Tabla 1, procedentes de Campos-Aranda (2014). Al multiplicar por 1.13 las predicciones de *PMD* se obtienen las de duración de 24 horas (Weiss, 1964; WMO, 2009).

Precipitación Máxima Probable (*PMP*) en 24 horas

La *PMP* puntual de 24 horas de duración del estado de Zacatecas, México, se estimó con base en el método estadístico de David M. Hershfield (Hershfield, 1961; Hershfield, 1965; Campos-Aranda, 1998a; Campos-Aranda, 1998b; WMO, 2009), cuyos resultados se tienen en la columna 16 de la Tabla 1, para las 81 series de *PMD* anual procesadas, tales valores proceden de Campos-Aranda (2014).

Medida cuantitativa del contraste

Se adoptó como indicador básico de los contrastes el *error relativo* (ER) en porcentaje, calculado con la ecuación:

$$ER = \frac{X_{Tr} - 1.13 \cdot PMD_{Tr}}{1.13 \cdot PMD_{Tr}} 100 \quad (6)$$

en la cual X_{Tr} es la predicción de 24 horas de duración y periodo de retorno (Tr) en años, estimada con la ecuación (1) del método M5 generalizado por Jónas Elíasson y PMD_{Tr} es la predicción extrema diaria de igual Tr . Ambas predicciones se expresan en milímetros. Cuando se contrasta la PMP , la ecuación anterior se transforma en la siguiente:

$$ER = \frac{PMP_{M5} - PMP_{MH}}{PMP_{MH}} 100 \quad (7)$$

siendo PMP_{M5} la precipitación máxima probable puntual en 24 horas, estimada con la ecuación (5) y PMP_{MH} la calculada con el método de Hershfield de duración de 24 horas; ambas en milímetros. En las expresiones (6) y (7), cuando las estimaciones del método M5 exceden a las predicciones calculadas previamente en el estado de Zacatecas, México (Campos-Aranda, 2014), se obtienen errores relativos positivos. Cuando las predicciones del método M5 son menores, los ER son negativos.

Discusión de resultados

Respecto a predicciones de $Tr = 100$ años

Todos los contrastes realizados se analizaron con base en el *ER*, considerando que cuando tal indicador es menor de 10.0% se logró una estimación bastante aproximada. Para el caso de las predicciones de $Tr = 100$ años, según se observa en la columna 9 de la Tabla 1, únicamente en 15 estaciones pluviométricas o series de *PMD* anual se tuvieron *ER* mayores de 10.0%; por lo cual, en 81.5% de los registros procesados se logró una predicción bastante aproximada con el método M5 generalizado. En los 15 registros que se tienen las mayores dispersiones con las predicciones de los modelos GVE o LP3, nueve fueron por defecto y seis por exceso, con valores máximos de -20.6% y de 23.7%, mostrados en los dos últimos renglones de la última columna de la Tabla 1 (primera parte).

Tomando en cuenta que la predicción de $Tr = 100$ años extrapola la mayoría de los registros procesados, inicialmente se buscó relacionar los 15 *ER* mayores de 10.0% con los registros cortos, pero tal dependencia no ocurre de manera generalizada. Lo que sí se puede observar es que los *ER* positivos ocurren cuando el *Cv* de la series de *PMD* anual es menor o cercano a 0.260, y los *ER* negativos se presentan en *Cv* mayores de 0.320; las anomalías de lo anterior se tienen en las estaciones Felipe Ángeles y Mezquital del Oro, ambas con registros cortos de 26 años.

Respecto a las predicciones de $Tr < 100$ años

Con base en los *ER* de las predicciones de $Tr = 100$ años (columna 9 de la Tabla 1) se seleccionaron las tres estaciones con *ER* máximos negativos, con *ER* mínimos y con *ER* máximos positivos. En tales estaciones se realizó un contraste de sus predicciones de Tr de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años, el cual se muestra en la Tabla 2. Se observa que todos los *ER* son menores en tales predicciones y próximos a cero, o bien menores de 10% en los Tr de 5, 10 y 25 años, excepto en Trancoso (estación núm. 76). Por lo anterior, se concluye que el método M5 generalizado reproduce de manera bastante aproximada las predicciones de $Tr < 100$ años.

Tabla 2. Contraste de predicciones (X_{Tr}) en milímetros del método M5 generalizado en nueve estaciones pluviométricas del estado de Zacatecas, México.

Est. núm.	ER (%) M5 _d	FDP Cv	Predicción ER (%)	Periodo de retorno (Tr) en años					
				2	5	10	25	50	100
11	-20.5	LP3	PMD_{Tr}	42.2	58.8	72.3	92.8	110.8	131.4
-	58.8	0.417	X_{Tr}	47.6	66.4	78.9	94.7	106.4	118.0
-	-	-	ER	-0.2	-0.1	-3.4	-9.7	-15.0	-20.5
47	-13.8	LP3	PMD_{Tr}	31.7	44.7	54.6	68.6	80.0	92.5
-	44.7	0.422	X_{Tr}	36.1	50.5	60.1	72.2	81.1	90.0
-	-	-	ER	0.8	-0.0	-2.6	-6.9	-10.3	-13.9
69	-12.6	GVE	PMD_{Tr}	41.8	61.2	75.4	95.2	111.3	128.6
-	61.2	0.461	X_{Tr}	48.0	69.2	83.2	100.9	114.0	127.0
-	-	-	ER	1.6	0.1	-2.3	-6.2	-9.4	-12.6
1	0.5	GVE	PMD_{Tr}	42.1	55.5	64.2	74.9	82.7	90.3
-	55.5	0.324	X_{Tr}	48.1	62.7	72.4	84.5	93.6	102.6
-	-	-	ER	1.1	0.0	-0.2	-0.2	0.2	0.5
19	-0.1	GVE	PMD_{Tr}	36.4	46.7	53.3	61.6	67.7	73.6
-	46.7	0.287	X_{Tr}	41.7	52.8	60.1	69.4	76.3	83.1
-	-	-	ER	1.4	0.1	-0.2	-0.3	-0.0	-0.1
59	-0.9	LP3	PMD_{Tr}	44.0	61.9	73.7	88.6	99.5	110.3
-	61.9	0.410	X_{Tr}	50.4	69.9	82.9	99.3	111.4	123.5
-	-	-	ER	1.4	-0.1	-0.5	-0.8	-0.9	-0.9
24	16.8	GVE	PMD_{Tr}	57.5	69.6	75.7	82.0	85.7	88.8
-	69.6	0.237	X_{Tr}	64.6	78.6	88.0	99.7	108.5	117.2
-	-	-	ER	-0.6	-0.1	2.9	7.6	12.0	16.8
22	16.8	GVE	PMD_{Tr}	43.3	57.1	64.6	72.4	77.3	81.5
-	57.1	0.345	X_{Tr}	48.8	64.5	75.0	88.1	97.9	107.6
-	-	-	ER	-0.3	-0.0	2.7	7.7	12.1	16.8
76	23.7	GVE	PMD_{Tr}	44.4	55.0	60.0	64.7	67.3	69.3
-	55.0	0.277	X_{Tr}	49.5	62.1	70.6	81.2	89.0	96.9
-	-	-	ER	-1.3	-0.1	4.1	11.1	17.0	23.7

Simbología: igual a la de la Tabla 1.

Respecto a predicciones extremas

En las predicciones de Tr de 1 000 y 10 000 años del método M5 generalizado se reducen notablemente los ER menores de 10.0%, con sólo 34.6% de los registros en Tr mayor, según columna 15 de la Tabla 1. Además, los valores máximos de tales ER aumentan de manera considerable, siendo de -54.1 y 74.7%, en las predicciones extremas de $Tr = 10\ 000$ años.

Un estudio puntual de cada registro con ER negativo llevó a detectar que ocurren en series de PMD anual que tienen valores máximos dispersos (*outliers*), y que debido a ello se ajustan a la distribución GVE con parámetro de forma (k) negativo o modelo Fréchet. Por el contrario, los ER positivos se presentan cuando los registros siguen al modelo Weibull o distribución GVE con k positivo, ya que ahora se tiene un límite superior. En resumen, el método M5 generalizado no puede reproducir las predicciones extremas elevadas de la distribución Fréchet ni acotar o limitar a las del modelo Weibull.

Por limitaciones del espacio no se mencionan las estaciones pluviométricas con ER negativos máximos ni se citan sus valores de k respectivos, pero ocurren en los números 11, 42, 47, 43, 65, 58 y 69, con k variando de -0.24 a -0.11. En cambio, los ER positivos máximos se tienen en las estaciones 76, 22, 24, 67, 77 y 28, con k fluctuando de 0.35 a 0.17.

Respecto a la PMP

De acuerdo con los ER mostrados en la columna final de la Tabla 1, en 36 registros se tienen ER menores de 10.0%, lo cual corresponde a un 44.4% de las 81 series de PMD anual, procesadas. Además, en otros 40 registros, la PMP estimada con el método M5 generalizado condujo a ER positivos, es decir, que sobreestima el valor de la PMP obtenido con el método de Hershfield. Por último, en los cinco registros faltantes se

obtuvieron *ER* negativos, con un valor máximo de -16.4%. Lo anterior, se considera en general una aproximación excelente de un método que permite realizar estimaciones de la *PMP* en 24 horas en sitios sin datos, con base únicamente en dos parámetros regionales: $M5_d$ y C_v .

Respecto a las cinco subestimaciones de la *PMP*, éstas ocurren cuando el C_v de la serie de *PMD* anual es menor de 0.251; en cambio, las sobreestimaciones importantes, consideradas las de un *ER* mayor del 30.0%, en general se asocian con valores mayores a 0.386 del C_v .

Respecto a los análisis regionales

En su estudio, Campos-Aranda (2014) realiza dos análisis regionales: uno en la Región Hidrológica Núm. 12 Parcial (Río Santiago) en la cuenca del río Juchipila, el cual incluyó 13 estaciones; y otro en la Región Hidrológica Núm. 37 (El Salado), que abarcó 19 registros. Seleccionando de la Tabla 1 los renglones de las estaciones que pertenecen a cada región hidrológica, se integraron dos tabulaciones. Se observó en ambas tabulaciones que ahora sus valores tienden a ser semejantes; es decir, presentan menor dispersión. Lo anterior fue verificado en sus renglones finales de valores mínimo y máximo, los cuales mostraron menor amplitud o rango. Lo anterior genera confianza en los resultados de la aplicación del método M5 generalizado, en áreas o zonas geográficas de una región hidrológica. Por limitaciones de espacio, sólo se expone en la Tabla 3 la porción final de las estaciones de la cuenca del río Juchipila, que son Excamé, Huanusco, Huitzila, Jalpa, Juchipila, La Villita, Los Campos, Mezquital del Oro, Moyahua de Estrada, Nochistlán, Teúl de González Ortega, Tlachichila y Tlaltenango.

Tabla 3. Valores de la Tabla 1 (segunda parte) en las 13 estaciones pluviométricas de la cuenca del río Juchipila del estado de Zacatecas, México.

1	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Est.	$Tr = 1\ 000$ años			$Tr = 10\ 000$ años			<i>PMP</i>		
núm.	PMD_{Tr}	X_{Tr}	ER	PMD_{Tr}	X_{Tr}	ER	MH^8	$M5^9$	ER
21	113.1	140.6	10.0	128.6	169.7	16.8	345.4	333.2	-3.5

28	90.5	127.0	24.2	97.1	152.8	39.3	323.2	293.1	-9.3
29	135.2	165.8	8.5	154.8	200.3	14.5	416.1	392.5	-5.7
30	91.9	117.6	13.2	103.6	139.3	19.0	277.2	231.8	-16.4
34	123.5	125.8	-9.9	159.4	152.5	-15.4	308.1	318.4	3.3
36	100.5	124.9	9.9	114.3	147.8	14.4	282.2	241.9	-14.3
39	157.3	150.8	-15.2	213.1	185.8	-22.8	400.4	477.2	19.2
42	174.0	149.1	-24.1	253.0	179.7	-37.1	357.4	345.9	-3.2
45	111.6	126.5	0.3	135.4	151.5	-1.0	312.7	275.5	-11.9
46	125.0	152.6	8.0	147.2	188.1	13.1	391.4	486.9	24.4
73	125.6	145.9	2.8	149.7	177.7	5.0	366.7	387.7	5.7
74	144.3	141.9	-13.0	189.4	171.3	-20.0	333.4	334.9	0.5
75	114.6	137.6	6.3	132.4	165.5	10.6	325.9	314.6	-3.5
mín	90.5	117.6	-24.1	97.1	139.3	-37.1	277.2	231.8	-16.4
Max	157.3	165.8	24.2	253.0	200.3	39.3	416.1	486.9	24.4

Conclusiones

Con base en los 81 contrastes puntuales concentrados en la Tabla 1, realizados en el estado de Zacatecas, México, se recomienda la aplicación del método M5 generalizado por Elíasson, para estimar *predicciones* de precipitación máxima diaria (*PMD*), con periodos de retorno (*Tr*) menores a 100 años, en localidades sin datos dentro de tal estado. La estimación de sus dos parámetros estadísticos requeridos, la predicción diaria de $Tr = 5$ años ($M5_d$) y el coeficiente de variación (*Cv*) se realizará a partir de los valores disponibles en las estaciones pluviométricas cercanas, de su región hidrológica o zona geográfica del sitio en estudio.

También se recomienda el método M5 generalizado para llevar a cabo estimaciones estadísticas de la precipitación máxima probable (*PMP*) puntual de duración 24 horas en sitios sin datos de *PMD* dentro del estado de Zacatecas, México, teniendo en cuenta que tal método subestima valores cuando *Cv* es menor de 0.251 y que sobreestima magnitudes cuando *Cv* es mayor de 0.386, sin importar el valor del $M5_d$.

Se sugiere contrastar el método M5 generalizado en otros estados o regiones geográficas del país, para ir verificando su universalidad e intentar acotar sus estimaciones de *PMP* en relación con el *Cv*, como se realizó en este trabajo para el estado de Zacatecas, México.

Agradecimientos

Se agradecen los comentarios y correcciones sugeridas por el árbitro anónimo, las cuales permitieron una mejor descripción de los datos y resultados contrastados, así como una presentación más clara de los métodos involucrados.

Referencias

- Alfnes, E., & Förlund, E. J. (2006). *Trends in extreme precipitation and return values in Norway 1900-2004* (Report No. 2, Climate). Oslo, Norway: Norway Meteorological Institute.
- Campos-Aranda, D. F. (1998a). Estimación estadística de la precipitación máxima probable en San Luis Potosí. *Ingeniería hidráulica en México*, 13(3), 45-66.
- Campos-Aranda, D. F. (1998b). Inciso 4.10.5: Método estadístico de estimación de la PMP. En: *Procesos del ciclo hidrológico* (pp. 4.85-4.94). San Luis Potosí, México: Editorial Universitaria Potosina.
- Campos-Aranda, D. F. (2014). Predicciones extremas de lluvia en 24 horas en el estado de Zacatecas, México. *Tecnología y ciencias del agua*, 5(5), 199-225.
- Elíasson, J. (1994). Statistical estimates of *PMP* values. *Hydrology Research*, 25(4), 301-312.
- Elíasson, J. (1997). A statistical model for extreme precipitation. *Water Resources Research*, 33(3), 449-455.
- Elíasson, J. (2000). Design values for precipitation and floods from M5 values. *Hydrology Research*, 31(4-5), 357-372.
- Hershfield, D. M. (1961). Estimating the probable maximum precipitation. *Journal of Hydraulics Division*, 87(HY5), 99-106.
- Hershfield, D. M. (1965). Method for estimating probable maximum rainfall. *Journal of American Water Works Association*, 57(8), 965-972.
- Jakob, D. (2013). Nonstationarity in extremes and engineering design. Chapter 13. In: AghaKouchak, A., Easterling, D., Hsu, K.,

- Schubert, S., & Sorooshian, S. (eds.). *Extremes in a changing climate* (pp. 363-417). Dordrecht, The Netherlands: Springer.
- Kite, G. W. (1977). Chapter 12: Comparison of frequency distributions. In: *Frequency and risk analyses in hydrology* (pp. 156-168). Fort Collins, USA: Water Resources Publications.
- Koutsoyiannis, D. (1999). A probabilistic view of Hershfield's method for estimating probable maximum precipitation. *Water Resources Research*, 35(4), 1313-1322.
- Koutsoyiannis, D., & Papalexiou, S. M. (2017). Extreme rainfall: Global perspective. Chapter 74. In: Singh, V. P. (ed.). *Handbook of applied hydrology* (2nd ed.) (pp. 74.1-74.16). New York, USA: McGraw-Hill Education..
- Linsley, R. K., Kohler, M. A., & Paulhus, J. L. (1988). Chapter 13: Probability in hydrology: A basis for planning. In: *Hydrology for engineers* (3rd ed.) (pp. 343-373). London, UK: McGraw-Hill Book Co.
- NERC, Natural Environment Research Council. (1975). Meteorological Studies. Vol. II. In: *Flood studies report*. London, UK: Natural Environment Research Council.
- Salas, J. D., Gavilán, G., Salas, F. R., Julien, P. Y., & Abdullah, J. (2014). Uncertainty of the PMP and PMF. Chapter 28. In: Eslamian, S. (ed.). *Handbook of engineering hydrology. Modeling, climate change and variability* (pp. 575-603). Boca Raton, USA: CRC Press.
- Weiss, L. L. (1964). Ratio of true to fixed-interval maximum rainfall. *Journal of Hydraulics Division*, 90(HY1), 77-82.
- WMO, World Meteorological Organization. (2009). Chapter 4: Statistical Estimates. *Manual on Estimation of Probable Maximum Precipitation (PMP)* (3rd ed.) (pp. 65-73) (WMO-No. 1045). Geneva, Switzerland: World Meteorological Organization.

Sistema de información para la gestión del riesgo por sequía en Camagüey, Cuba

Information system for the management of drought risk in Camagüey, Cuba

Nélida Varela-Ledesma¹

Pedro L. Romero-Suárez²

¹Universidad de Camagüey Ignacio Agramonte Loynaz, Camagüey, Cuba, nelida.varela@reduc.edu.cu

²Instituto Superior de Tecnologías y Ciencias Aplicadas, La Habana, Cuba, lrromerocu@gmail.com

Autor para correspondencia: Nélida Varela Ledesma, nelida.varela@reduc.edu.cu

Resumen

La disponibilidad de agua en Cuba depende del comportamiento de las precipitaciones, dado por el carácter insular de la isla. La provincia de Camagüey se identifica como de las más afectadas históricamente, en particular por los severos déficits de lluvia reportados en las últimas décadas, fenómeno evidenciado dentro de los impactos del cambio climático. En tal sentido, una estrategia de gestión del potencial hídrico debe generar acciones concretas; de ahí que la dinámica de la decisión sugiera el empleo de la informatización, con el fin de integrar datos para facilitar información adecuada, coherente, inmediata. El objetivo de este trabajo se encaminó al desarrollo de un sistema basado en técnicas informáticas inteligentes que apoya al ejecutivo en tiempo real y en la predicción de la mejor oportunidad de intervención a partir del comportamiento histórico. Como resultado se obtiene un sistema de información, sustentado en la concepción sistémica que ofrece la administración por cuencas hidrográficas, de manera tal que les permita a los decisores predecir la tendencia de los elementos que influyen causalmente en el problema, efectuar consultas y, a partir de éstas,

considerar estrategias que favorezcan el uso racional y eficiente del agua, y con esto reducir el riesgo de desastre ante una intensa sequía.

Palabras clave: sistema de información, agua, sequía, decisores.

Abstract

The availability of water in Cuba depends on the behavior of the precipitations, given by the insular character of Island; the province of Camagüey is identified as one of the most affected historically, mainly by the severe deficits of rainfall reported in last decades, a phenomenon evidenced inside the impacts of climate change. In this sense, a hydric potential management strategy must generate specific actions; hence, the dynamics of decision suggests the use of computer science, in order to integrate data to provide adequate, consistent, immediate information. The goal of this paper is to development a system based on intelligent computer techniques that supports the executive in real time and in the prediction of the best intervention opportunity, based on historical behavior. As result, an information system is obtained, supported on the systemic conception that offer the administration by watersheds; in such a way that allows the decision makers to predict the trend of the elements that causally influence the problem, make consultations and from these consider strategies that favor the rational and efficient use of water and with this, reduce the risk of disaster in face of an intense drought.

Keywords: Information system, water, drought, decision makers.

Recibido: 19/03/2018

Aceptado: 25/03/2019

Introducción

Uno de los grandes desafíos que encara la humanidad es, sin lugar a dudas, la gestión del recurso agua en el enfrentamiento a la sequía. Los investigadores cubanos afirman que las condiciones climáticas del

archipiélago han experimentado notables alteraciones: elevación de las temperaturas, ascenso del nivel medio del mar, irregularidades en los patrones de comportamiento de las precipitaciones (niveles disminuidos del orden de los 40 milímetros por año), e intensas sequías (Planos, Rivero, & Guevara, 2013).

Ciertamente, como consecuencia del cambio climático, en los últimos decenios se reportan episodios severos de sequía cada vez más prolongados y frecuentes (Cutié *et al.*, 2013) ello ha propiciado que a este fenómeno se le considere como uno de los mayores desastres de origen natural, dejando secuelas dramáticas en numerosos países. En muchas ocasiones, situaciones como ésta suscitan la explotación excesiva de los acuíferos, por lo que se altera el equilibrio natural de los mismos hasta agotar las reservas del preciado líquido.

El Instituto Nacional de Recursos Hidráulicos (INRH) informó a la sociedad cubana que el potencial hídrico que se manejaba en Cuba ha disminuido en la última década alrededor de 6 000 millones de m³ con respecto al histórico.

En Cuba existen instrumentos que se enfocan al diagnóstico, vigilancia y gestión de la sequía, pero de manera aislada (Fonseca, 2013). El hecho de que el proceso de seguimiento de riesgos se realice a partir de procedimientos descritos dificulta y demora el trabajo debido a que se necesita más tiempo para aplicar las acciones correctivas, pues no todas las personas involucradas se notifican a tiempo y por tanto las decisiones no se toman oportunamente. Además, la información que se procesa día a día está dispersa, en diferentes soportes, sin una integración que permita predecir, modelar o al menos medir los impactos ante un riesgo de desastre, y poder ayudar a los decisores cuando tienen ante sí un problema tan difícil de resolver mediante criterios subjetivos (Fernández, 2006).

Méndez, Rivera, Llanusa y Hernández (2018) argumentan que sólo funciona el sistema nacional de vigilancia para la sequía meteorológica y agrícola. Además, exponen en su artículo que no existe un plan de gestión debidamente fundamentado y explícito ni una guía de trabajo en condiciones de escasez de agua o sequía, al menos para la sequía operacional, que se relaciona con el monitoreo de la disponibilidad de agua.

Es en este punto donde conviene la intervención de los sistemas de información (SI), que deben tener en cuenta el modo de actuar del usuario, las diversas inclinaciones del pensamiento, de manera tal que se puedan ofrecer facilidades para adoptar apropiadas soluciones. Se

mencionan, entre estos sistemas, los siguientes: gerenciales, transaccionales, de apoyo a la decisión y estratégicos; incluso se pueden encontrar más específicos, acordes al área en que se aplican (Rodríguez & Pinto, 2017).

Con su empleo adecuado se puede hacer gestión, siempre y cuando se tenga claro cuál es el objetivo a gestionar, por qué es importante gestionarlo, cuál es el grado de intervención razonable, cuáles son los diversos niveles de responsabilidad, cuáles son las acciones y las omisiones que provocan mayores riesgos (Merayo & Barzaga, 2010).

En esta investigación se presenta el desarrollo de una plataforma conformada por técnicas informáticas inteligentes, entre otras, devenido instrumento de trabajo para los directivos durante el proceso de toma de decisiones para la gestión del recurso agua en el enfrentamiento a la sequía.

Materiales y métodos

Cuando los decisores tienen ante sí un problema de gestión de riesgo por causa de un fenómeno de origen natural, silencioso, gradual, como lo es la sequía, es difícil llegar a resolverlo mediante técnicas monocriteriales, donde entra a jugar el papel de imponerse cuestiones políticas, sociales, medioambientales y, obviamente, el componente subjetivo; por eso se necesita la aplicación de métodos que consideren múltiples factores (García & Martínez, 2008).

Sistemas de información para la gestión

En la actualidad, los sistemas de información han experimentado cambios en su forma de operar. Se emplean gráficos para representar salidas asimilables, descriptivas, convincentes; de esta manera, los

usuarios acceden a los detalles y manipulan fácilmente la información, expuesta de forma asequible; a su vez, se les empodera de conocimiento, a manera de retroalimentación.

En específico, los sistemas de información dirigidos a la toma de decisiones pueden ser sistemas expertos, sistemas para la toma de decisión en grupo, sistema de soporte a la toma de decisiones y sistemas de Información para ejecutivos; sus particularidades las define el fin que se persigue con su uso.

Inteligencia artificial en la toma de decisiones

No siempre los gestores del recurso agua tienen las características necesarias para tomar decisiones correctas dada una determinada circunstancia. Para estas personas es perentorio acudir a herramientas que les descubran las fortalezas y debilidades de su gestión, así como las oportunidades que se pudieran presentar; y si cuentan con sistemas automatizados que impliquen el uso de técnicas de inteligencia artificial, el éxito en la calidad de las decisiones está prácticamente garantizado, sobre todo para aquellas disyuntivas del día a día.

El sistema de información desarrollado acude al análisis multicriterio (Figura 1), como metodología para la toma de decisiones que en disímiles campos de aplicación ha resultado como de las más idóneas para la selección de la mejor opción; una técnica que incorpora en la modelación el subjetivismo, la incertidumbre, el entorno de aplicación, los actores implicados. A los múltiples atributos se les asignan pesos de decisión.

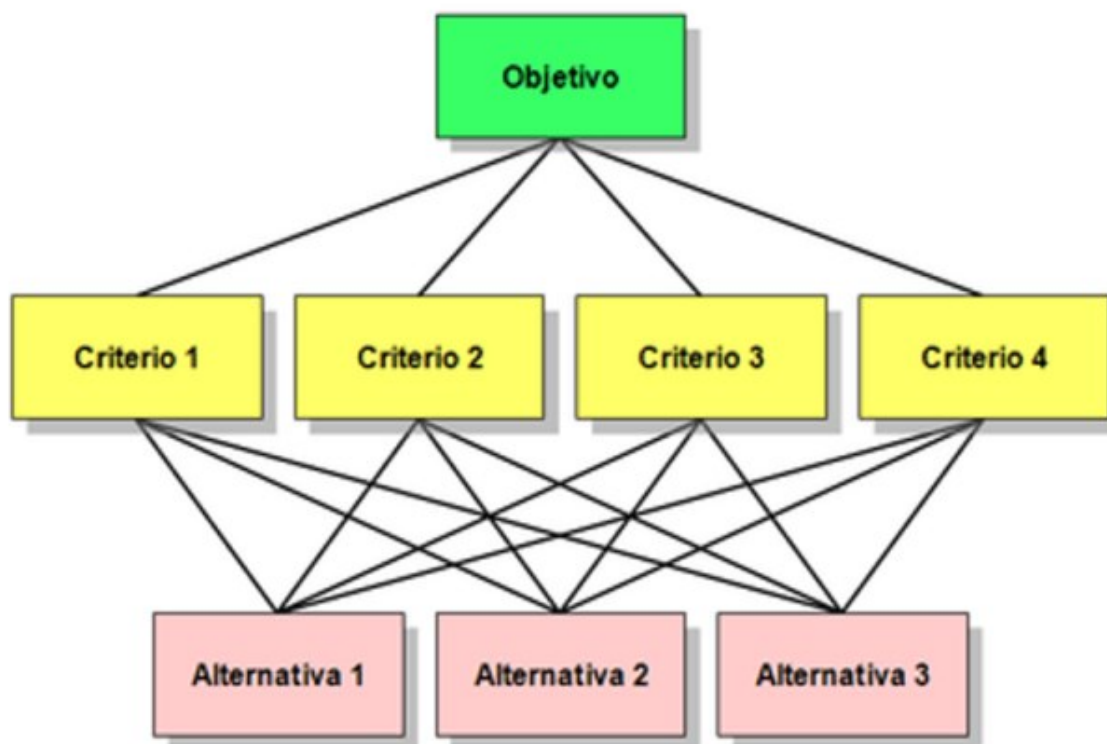


Figura 1. Jerarquía de un proceso analítico jerárquico. Fuente: Gilliams, Raymaekers, Muys y Van Orshoven (2005).

Para la comparación por pares se requiere asignar valores numéricos que definan la preferencia de un criterio u otro. La mayoría de los autores sugieren una escala de comparación que consiste en la asignación de valores en el rango de 1 a 9; el 1 significa que entre pares de criterios existe la misma importancia; el 9 expresa la supremacía de prevalencia de un criterio sobre los otros.

Conforme al objetivo propuesto en este trabajo, el uso de la técnica del paradigma del Análisis Multicriterio Discreto, desde su variante Proceso Analítico Jerárquico (AHP, por sus siglas en inglés), le posibilita a los decisores, con base en dos criterios cardinales, disponer cómo abastecer algún embalse que se encuentre deprimido (Figura 2).

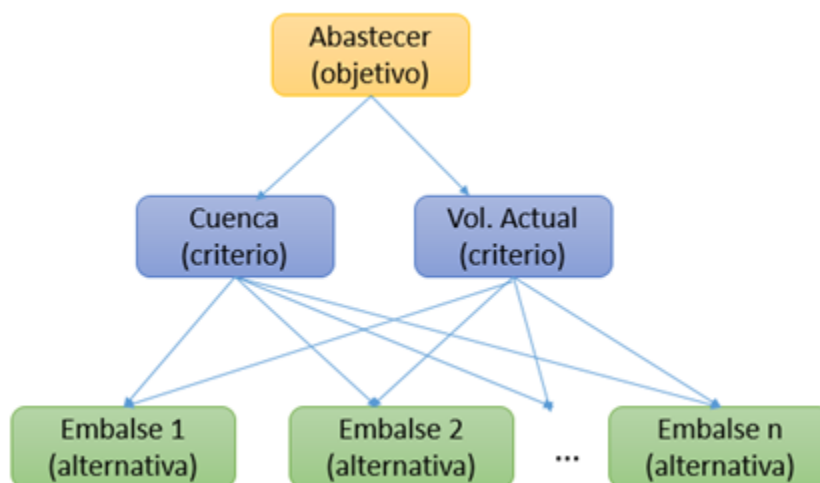


Figura 2. Jerarquía de decisión, empleando el método AHP. Fuente: elaboración propia.

En cuanto al análisis de tendencias y predicción de valores con el propósito de mejorar la planeación estratégica del recurso agua en la provincia, se estudiaron varias técnicas inteligentes que encuentran patrones, vínculos, y así se obtienen los resultados.

Se seleccionó el Descubrimiento de Conocimiento en Bases de Datos (KDD, por sus siglas en inglés), por ser un proceso que identifica patrones nuevos, efectivos, genuinos y comprensibles. El KDD induce reglas, introduce la clasificación y los *clustering*, realiza un modelado predictivo y descubre dependencias. En la Figura 3 se aprecia la preparación de los datos durante la evaluación de algoritmos inteligentes para la predicción.

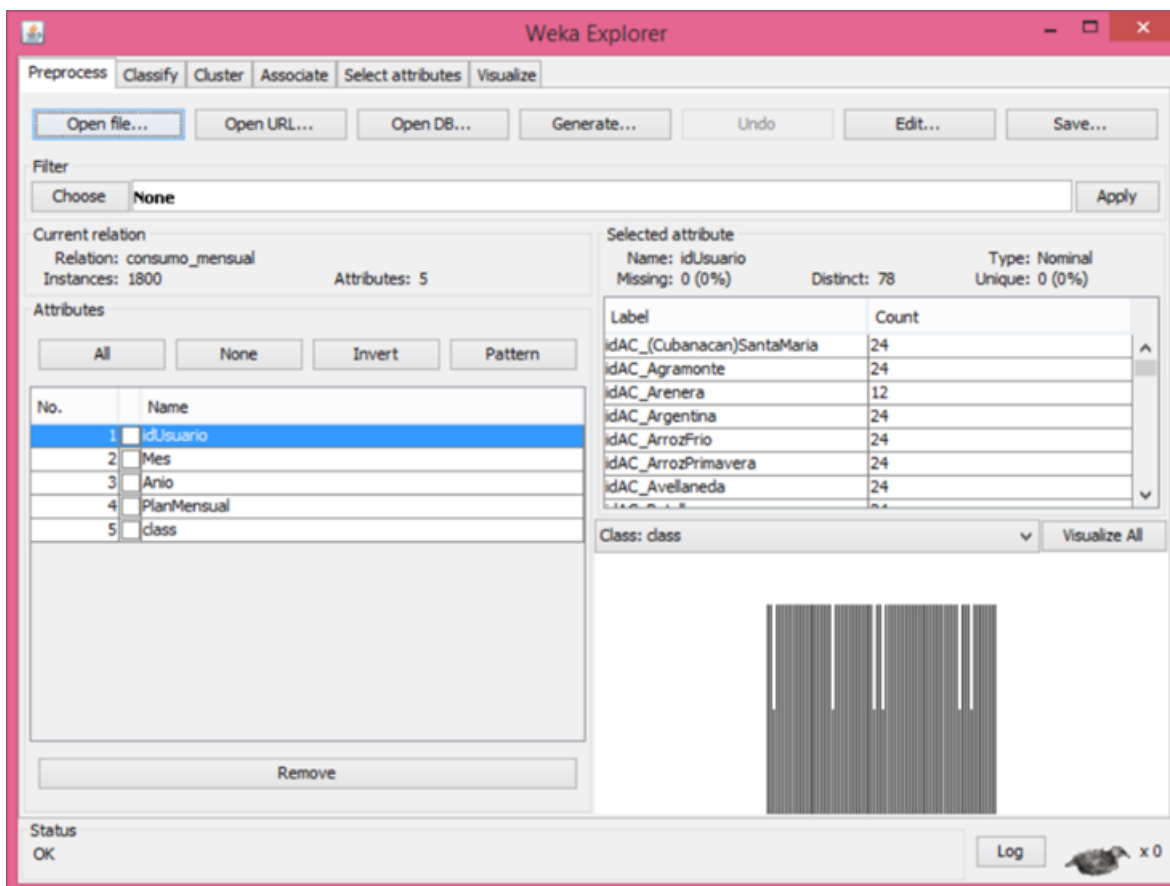


Figura 3. Preparación de los datos mediante *Weka Explorer*.

Luego se analizan varias pruebas para obtener el método más óptimo. El IBK (KNN), que clasifica en cada instancia encontrada la clase más frecuente a la que pertenezcan sus K vecinos más cercanos; la regresión lineal, para intentar construir una función matemática que calcule el valor a predecir; MLP de Weka, que realiza validación cruzada; *Decision Table*, para construir una tabla de decisión, y por último el M5P, que combina los árboles de decisión con las funciones de regresión lineal, para lo cual se van creando “reglas” que se aplican consecuentemente de acuerdo con determinada condición, y en correspondencia cumplir una regla u otra.

Como las salidas de las pruebas fueron similares, se decidió proceder con un *test* estadístico para comprobar si eran significativas las diferencias. Se aplicó dicha prueba a la lista de datos con respecto a los cinco algoritmos y se obtuvieron los resultados expuestos en la Tabla 1.

Tabla 1. Resultados de la aplicación del test no paramétrico de *Friedman*.

Algoritmo	Ranking
IBK	4
<i>LinearRegression</i>	2
MLP	5
<i>DecisionTable</i>	3
M5P	1

De acuerdo con el ranking, el M5P ocupa el primer lugar. Como *P-value* resultó igual a 0.003019, entonces es menor que el *Friedman statistic*, que se obtuvo (16); por tanto, se rechaza la hipótesis nula de que no hay diferencias significativas entre los distintos algoritmos; de ahí que, según este *test* estadístico, sí hay diferencias significativas, por lo que se procedió a aplicar la comparación de *Post hoc* con *Holm*. Se escogió como algoritmo de control a M5P, y se comparó con MLP, IBK, *DecisionTable* y *LinearRegression* (Tabla 2).

Tabla 2. Comparación de *Post hoc* con *Holm*.

<i>i</i>	Algoritmo	$z = (R_0 - R_i) / SE$	<i>p</i>	<i>Holm</i>
4	MLP	3.577709	0.000347	0.0125
3	IBK	2.683282	0.00729	0.016667
2	<i>DecisionTable</i>	1.788854	0.073638	0.025
1	<i>LinearRegression</i>	0.894427	0.371093	0.05

Holm rechaza las hipótesis que tienen un *p-value* < 0.025, en este caso serían MLP e IBK, lo cual quiere decir que tanto *LinearRegression* como *DecisionTable* son iguales de buenos que el algoritmo de control.

A tono con lo anterior, tanto M5P como *LinearRegression* y *DecisionTable* pudieron utilizarse en la clasificación. Se consideró entonces el criterio de expertos en el tema, por lo que se decidió implementar en la aplicación el algoritmo de regresión lineal.

Resultados

Interfaces del sistema

SIDecision (sistema de información para la toma de decisiones) es una aplicación *desktop* que cuenta con una interfaz amigable y a la vez fácil de utilizar. Se apoya en el patrón arquitectónico Modelo-Vista-Controlador (MVC), y utiliza el Entorno de Desarrollo Integrado (IDE) *Netbeans* y el lenguaje de programación *Java*, unido a la tecnología *JavaFx*. La base de datos se implementó mediante la plataforma *MySQL*.

La Figura 4 muestra la ventana principal de la aplicación, la que concede el acceso a las diferentes funcionalidades. Cada una de estas opciones en forma de botones da lugar a nuevas ventanas.

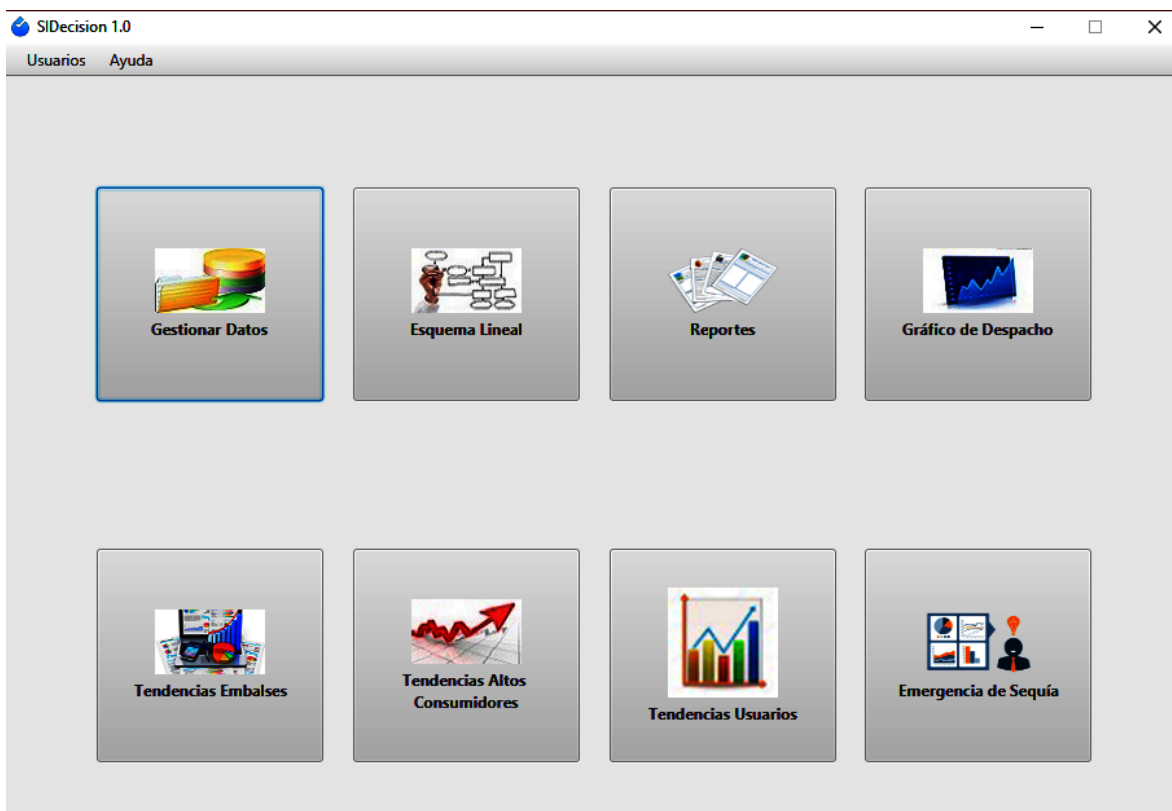
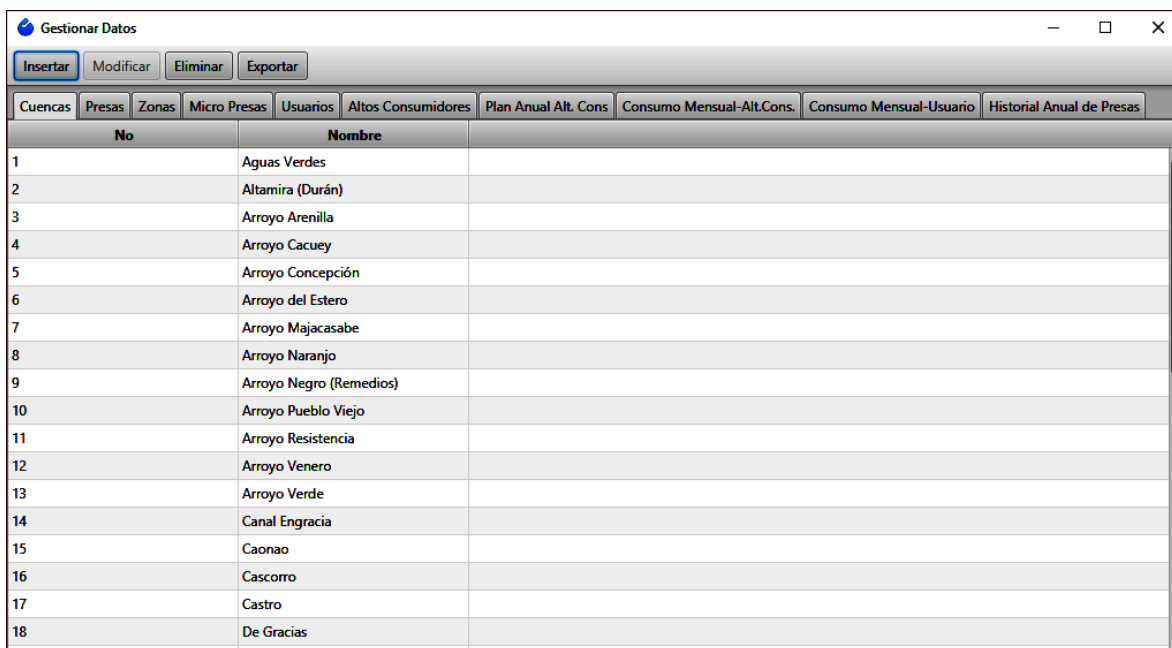


Figura 4. Pantalla principal del sistema de información.

A continuación se exponen algunas salidas del *software*. En la Figura 5 se muestra la ventana Gestionar Datos, específicamente en la pestaña Cuencas, como ejemplo de las funcionalidades que permite esta interfaz. Se observa un listado de las cuencas con sus características; las opciones: Insertar nuevas cuencas (Botón Insertar); Exportar en los formatos "xls" o "csv" (Botón Exportar), y Modificar o Eliminar. Se considera de las más importantes, pues mantiene actualizada la información con la que trabaja el Sistema.



No	Nombre
1	Aguas Verdes
2	Altamira (Durán)
3	Arroyo Arenilla
4	Arroyo Cacuey
5	Arroyo Concepción
6	Arroyo del Estero
7	Arroyo Majacasabe
8	Arroyo Naranjo
9	Arroyo Negro (Remedios)
10	Arroyo Pueblo Viejo
11	Arroyo Resistencia
12	Arroyo Venero
13	Arroyo Verde
14	Canal Engracia
15	Caonao
16	Cascorro
17	Castro
18	De Gracias

Figura 5. Menú Gestionar Datos.

En la Figura 6 se aprecia la ventana donde el usuario del sistema puede consultar visualmente y en formato digital el gráfico donde se ubican las obras, embalses, cuencas y sistemas en cada una de las Unidades Empresariales de Base de la provincia (UEB: norte o sur), y dentro de cada una de ellas las zonas que se encuentran ya definidas; además de conocer los clientes a los que se le realiza la entrega y ver las micropresas que están a su alrededor, y que pertenecen a una misma cuenca hidrográfica.

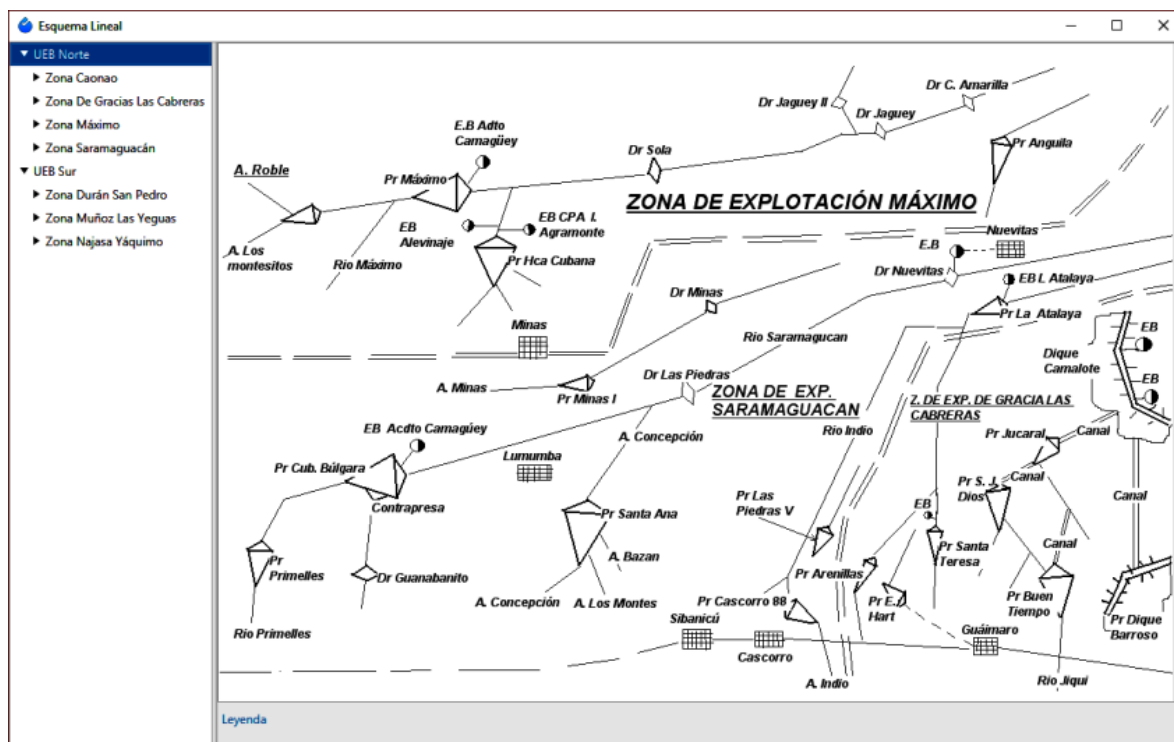


Figura 6. Ventana Esquema Lineal, UEB Norte.

Luego de establecer el peso a cada criterio y de ser asignado para implementar el método matemático, la salida muestra la mejor alternativa a ejecutar, indicando además, de forma ordenada, otras variantes a tener en cuenta (Figura 7).

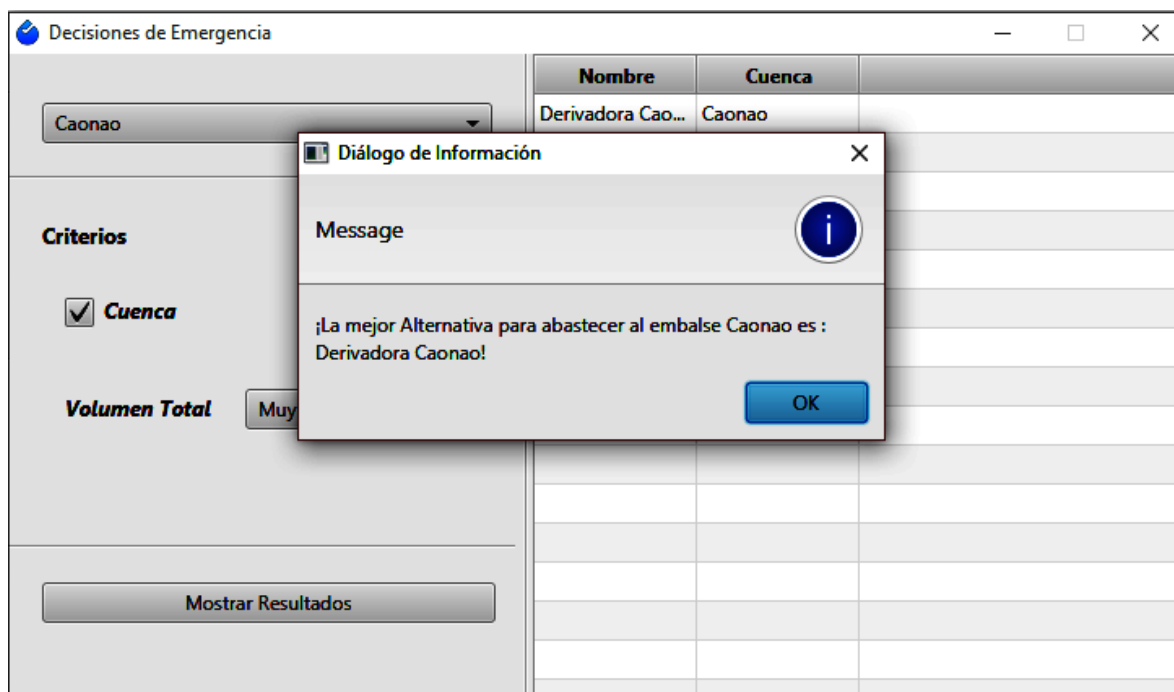


Figura 7. Ventana Decisiones de Emergencia ante déficit de agua disponible.

Si el usuario selecciona la opción del menú principal: Tendencia Altos Consumidores, podrá visualizar cómo se ha comportado un alto consumidor en cuanto al Plan Mensual y Entrega Real a lo largo de un año específico. Esta información les facilita a los ejecutivos conocer si lo que se les está planificando a los altos consumidores está por encima de lo que realmente consumen, lo que llevaría a ajustar los planes; o si están sobrepasando la asignación de consumo mensual, lo que llevaría a un análisis de las normas en cuanto a eficiencia para confirmar si la causa es que realmente necesitan más de lo que se les proyecta, o si son derrochadores por problemas en las redes u otra cuestión. El sistema alertará visualmente a los directivos en caso de que el consumo real de un alto consumidor haya sobrepasado el plan anual.

Esta opción también brinda la posibilidad de "Predecir". Una vez seleccionada esta acción, el sistema mostrará una ventana con las predicciones de Entrega Real Acumulada para un alto consumidor en los meses que le siguen hasta finalizar el año. Para lograr esta salida se implementó el algoritmo de regresión lineal, donde, a partir de la serie histórica almacenada se predice el valor de Entrega Real, que se concibió como clase numérica. Esta técnica funciona de forma tal, que

para predecir el valor de entrada el algoritmo se establece una función lineal a partir de los datos ya conocidos y luego la evaluación pertinente.

Respecto a la opción Gráfico de Despacho, se visualiza a través de un gráfico de área (Figura 8) el escenario para cada embalse. La importancia de la digitalización de esta funcionalidad es la toma de decisiones rápidas y ágiles en cuanto a las condiciones del embalse, verificando su disponibilidad y realizando las entregas planificadas, observando en caso de desviaciones las orientaciones y directivas emitidas al respecto. Además, es posible actualizar las coordenadas de cada uno de los embalses registrados y consultar sus valores históricos.

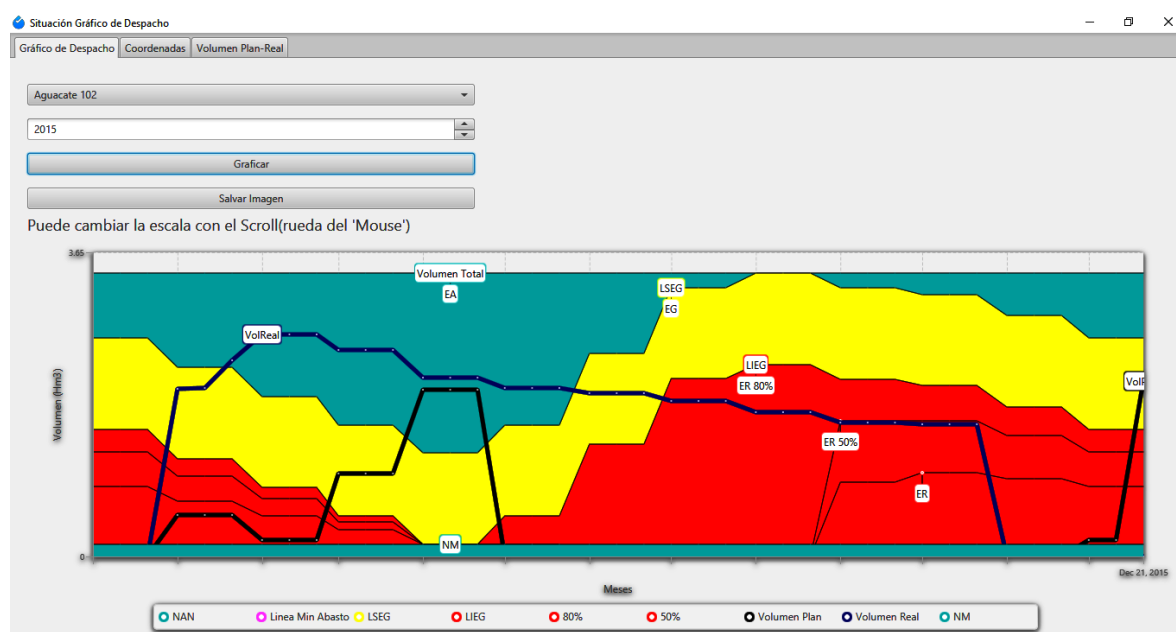


Figura 8. Interfaz Situación Gráfico de Despacho.

Discusión

Los resultados demuestran que el sistema de información diseñado constituye una herramienta válida para fortalecer la gestión del riesgo ante sequía intensa, resumiendo y haciendo más operativa la toma de

decisión, proceso tedioso que involucra a muchos participantes (Burlando & Anghileri, 2018).

El decisor puede valorar qué está sucediendo y cómo proceder mediante los reportes que emiten una alerta de volumen por debajo del umbral mínimo, una vez que se hayan actualizado por parte del usuario los valores de cada embalse. Toledo (2011) plantea la necesidad de confrontar la variabilidad del agua en tiempo y espacio.

Con el sistema de información *SIDecision*, los directivos disponen de salidas gráficas, y con esto tienen en sus manos un elemento más para ejecutar acciones y medidas preventivas. Si los ejecutivos trabajan con base en las vulnerabilidades detectadas, se pueden minimizar los daños. La gestión de riesgos requiere una planificación y evaluación científica y rigurosa, que se cimienta en información veraz y oportuna (Casares & Lizarzaburu, 2016).

La aplicación informática tiene en cuenta la necesaria actualización de los embalses utilizables, además de que visualiza y compara el consumo de agua con respecto al rendimiento de todos los sectores en cada cuenca hidrográfica, considerada por García (2014), y Jiménez y Faustino (2016) un escenario de gestión ambiental de las aguas, como un ecosistema, dado que implica al medio físico, biológico, las relaciones de los actores sociales, y los procesos económicos, políticos, sociales, culturales, históricos que en ella se desarrollan.

Conclusiones

La implementación en la provincia de Camagüey del sistema de información desarrollado suple la principal limitación que en Cuba presenta la gestión del riesgo ante sequía, como la desacertada traducción práctica para acometer las indicaciones hasta la escala local; de este modo se integran todos los actores a la dinámica de la información mediante la plataforma informática.

El Sistema de Información de Soporte a la Decisión, con el empleo de técnicas inteligentes en su diseño, permite la actualización permanente de los datos, particularización de los impactos, predicción de comportamientos, sugerencia de alternativas de decisión, emisión de

reportes digitales e imágenes; todo lo cual posibilita un mejor plan de gestión y con esto contribuir a la gestión del riesgo ante sequía.

La herramienta *SIDecision* se concibe desde el reconocimiento de los factores de riesgos sobre los que se acciona en un proceso de tratamiento, consulta y monitoreo continuo de la gestión del riesgo, pertinente para su implantación en cualquier contexto cubano, a fin de que los decisores contribuyan con sus respuestas al ahorro y disponibilidad del recurso agua.

Agradecimientos

Los autores agradecen al personal de la Empresa de Aprovechamiento Hidráulico de Camagüey, y a ejecutivos de la Delegación provincial del Instituto Nacional de Recursos Hidráulicos por su cooperación durante la investigación y validación de la propuesta.

Referencias

- Burlando, P., & Anghileri, D. (2018). *Water Resources Management – Course Information -Spring Semester 2018*. University of Iowa. Recuperado de <http://digital.lib.uiowa.edu/cdm/singleitem/collection/gpc/id/1826/rec/38>
- Casares, I., & Lizarzaburu, E. R. (2016). *Introducción a la gestión integral de riesgos empresariales. Enfoque: ISO 31000*. Lima, Perú: Platinum Editorial S.A.C. Recuperado de https://fundacioninade.org/sites/inade.org/files/web_libro_3_la_gestion_integral_de_riesgos_empresariales.pdf
- Cutié, V., Lapinel, B., González, N., Perdigón, J., Fonseca, C., & González, I. (2013). *La sequía en Cuba, un texto de referencia*. La Habana, Cuba: Agencia de Medio Ambiente (AMA).
- Fernández, V. (2006). Gestión del conocimiento *versus* gestión de la información. *Investigación Bibliotecológica*, 20(41). Recuperado de http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0187-358X2006000200003
- Fonseca, C. M. (2013). *Las condiciones de sequía y estrategias de gestión en Cuba*. Recuperado de http://www.ais.unwater.org/ais/pluginfile.php/571/mod_page/content/88/Cuba_2_2.pdf

- García, L., & Martínez, E. (diciembre, 2008). Base conceptual de un sistema inteligente de apoyo a las decisiones multicriterio. *14 Convención Científica de Ingeniería y Arquitectura*, La Habana, Cuba. Recuperado de <http://ccia.cujae.edu.cu/index.php/siia/siia2008/paper/download/1033/149>
- García, Y. (2014). Estrategia de gestión ambiental para el desarrollo sostenible en la cuenca del río Naranjo, provincia Las Tunas. *Centro Agrícola*, 41(4), 45-50.
- Gilliams, S., Raymaekers, D., Muys, B., & Van Orshoven, J. (2005). Comparing multiple criteria decision methods to extend a geographical information system on afforestation. *Computers and Electronics in Agriculture*, 49(1), 142-158. Recuperado de <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0168169905000414>
- Jiménez, F., & Faustino, J. (2016). *La cuenca hidrográfica como unidad de manejo, gestión y cogestión de los recursos naturales*. Recuperado de http://repositorio.bibliotecaorton.catie.ac.cr/bitstream/handle/11554/8358/La_cuenca_hidrografica_como_unidad_de_manejo.pdf
- Méndez, O., Rivera, E. C., Llanusa, H., & Hernández, A. O. (2018). Enfrentamiento a la sequía operacional en la empresa Aguas de La Habana. *Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, 39(2), 112-123.
- Merayo, A., & Barzaga, O. S. (2010). El perfeccionamiento de la gestión ambiental desde el análisis de riesgo para la toma eficiente de decisiones. *Ciencias Holguín*, 16(2), 1-11. Recuperado de <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=181517926021>
- Planos, E., Rivero, R. E., & Guevara, V. (eds.). (2013). *Impacto del cambio climático y medidas de adaptación en Cuba*. La Habana, Cuba: Agencia de Medio Ambiente.
- Rodríguez, Y., & Pinto, M. (2017). Requerimientos informacionales para la toma de decisiones estratégicas en organizaciones de información. *TransInformação*, 29(2), 175-189. Recuperado de www.scielo.br/pdf/tinf/v29n2/0103-3786-tinf-29-02-00175.pdf
- Toledo, A. (2011). *La gestión integrada de los recursos hídricos: un reto para el Perú*. Recuperado de http://www.ana.gob.pe/media/353327/7-la_gestion_integrada_de_los_recursos_hidricos_ing_adolfo_toledo.pdf

Electric power production in a microbial fuel cell using *Escherichia coli* and *Pseudomonas aeruginosa*, synthetic wastewater as substrate, carbon cloth and graphite as electrodes, and methylene blue as mediator. Laboratory scale.

Producción de energía eléctrica en una celda de combustible microbiana usando *Escherichia coli* y *Pseudomonas aeruginosa*, agua residual sintética como sustrato, tela de carbón y grafito como electrodos y azul de metileno como mediador. Escala laboratorio

Adriana Páez¹

Andrea Lache-Muñoz²

Sergio Medina³

Julieta Zapata⁴

¹Fundación Universidad de América, Facultad de Ingeniería, Grupo de Investigación Energías Alternativas, Bogotá D.C., Colombia, adriana.paez@profesores.uamerica.edu.co <https://orcid.org/0000-0002-2898-9063>

²Universidad Manuela Beltrán, docente investigador. Bogotá D.C., Colombia, andrea.lache@docentes.umb.edu.co, <https://orcid.org/0000-0001-6870-7828>

³Fundación Universidad de América, Facultad de Ingeniería, Grupo de Investigación Energías Alternativas, Bogotá D.C., Colombia, samm_2095@hotmail.com

⁴Fundación Universidad de América, Facultad de Ingeniería, Grupo de Investigación Energías Alternativas, Bogotá, Colombia julietazapatar@hotmail.com

Correspondence author: Andrea Lache,
andrea.lache@docentes.umb.edu.co

Abstract

Microbial fuel cells (MFC) are an alternative for electric power production based on the oxidation of organic matter, for that reason waste waters are been considered as source of organic matter which can be transformed by microorganisms with the capacity of generating electric power. Therefore, the use of this technology, allows fulfilling two objectives, electricity production and pollutant reduction. In this work, a two-chamber MFC was assembled and operated in discontinuous mode to evaluate the parameters of electricity production and COD reduction in a synthetic waste water (with an invariant nutritional composition), using *Escherichia coli* and *Pseudomonas aeruginosa* strains. Carbon cloth and graphite were employed as electrodes, and methylene blue as a mediator. The initial pH values of the synthetic wastewater used as a substrate were varied in the tests. According to the operating conditions described above, a maximum average value of 464 mV was obtained for the voltage in open circuit and a potential density of 3.98 mW/m², using *Escherichia coli* with a pH value of 6.5, a mediator, and with graphite as the material for electrodes. Additionally, a significant decrease in chemical oxygen demand (COD) was achieved with 11.53% for *E. coli* being the highest one. Lastly, microbial quantification was done, obtaining a lower growth time also for *Escherichia coli*.

Keywords: Microbial fuel cell, *Escherichia coli*, *Pseudomonas aeruginosa*, synthetic wastewater.

Resumen

Las celdas de combustible microbianas (MFC) constituyen una alternativa para la producción de energía eléctrica a partir de la oxidación de materia orgánica; ello provoca que actualmente se busque estudiar su implementación en el tratamiento de aguas residuales, en donde hay materia orgánica disponible que puede ser aprovechada por microorganismos con la capacidad de generar potencial eléctrico, cumpliendo con dos propósitos de forma simultánea: producción de energía eléctrica y reducción de contaminantes. En este trabajo se ensambló una celda de combustible microbiana de dos cámaras operada de modo discontinuo, y se operó de forma discontinua para evaluar los parámetros de producción de electricidad y reducción de DQO en un agua residual sintética (con una composición nutricional invariable),

utilizando cepas de *Escherichia coli* y *Pseudomonas aeruginosa*. La tela de carbón y el grafito se emplearon como electrodos, y el azul de metileno como mediador. Los valores iniciales de pH del agua residual sintética utilizada como sustrato se variaron en las pruebas. De acuerdo con las condiciones de operación descritas, se obtuvo un valor promedio máximo de voltaje en circuito abierto de 464 mV y una densidad de potencia de 3.98 mW/m² para la *Escherichia coli*, con un valor de pH de 6.5, haciendo uso de mediador, y con grafito como material de los electrodos. Además, se logró obtener una disminución máxima de 11.53% de la demanda química de oxígeno (DQO) para la *Escherichia coli*. Por último, se llevó a cabo la cuantificación microbiana, donde se obtuvo un menor tiempo de crecimiento de *Escherichia coli*.

Palabras clave: celdas de combustible microbianas, *Escherichia coli*, *Pseudomonas aeruginosa*, agua residual sintética.

Received: 20/10/2017

Accepted: 20/03/2019

Introduction

Between 2000 and 2015, world population grew 1 200 million approximately, and it has been estimated that over the next decade population will increase 800 million. This fact implies an increment in the volume of the wastewater generated which, in many cases is discharged directly to rivers without treatment. According to UNESCO 90% of the wastewater from cities in developing countries do not even receive any treatment at all (Grupo Banco Mundial, 2017; UNESCO-WWAP, 2015).

Population growth will also imply a higher demand for energy, which will make necessary to promote the use of technologies based on renewable energies that contribute to reduce the pollution caused by nonrenewable sources (Daniel, Das-Mankidy, Ambarish, & Manogari, 2009; Herrero-Hernández, Smith, & Akid, 2013; Min, Cheng, & Logan, 2005). Microbial fuel cells (MFC) are one of the alternative technologies that has been

studied for the production of electricity with the advantage that at the same time reduce organic matter present in wastewaters (Kim, Min, & Logan, 2005).

A MFC serves to degrade inorganic or organic matter (oxidize) by microorganisms, while producing electrons that travel through the electron transport chain of the cell, generating energy as ATP (Logan, 2008), and those electrons are captured by a final receptor that feeds on organic matter available as substrate in wastewater (Du, Li, & Gu, 2007).

Figure 1 shows the structure of an MFC set up, composed of two chambers, an anode (A) that is anaerobic, where the microorganisms take the C/N nutrients presents in the wastewater used as substrate to its growth and the electrons are transferred to the anode. Simultaneously, protons are produced that travel through a bridge or permeable membrane (C) which separates the two chambers and allows only the passage of protons towards the cathode chamber (B) in aerobic conditions. The exchange of electrons is done through the external cable conductor from the anode to the cathode where they react with the protons and the final electron acceptor. The oxygen present in the cathodic chamber forms water molecules (Logan, 2008; Revelo, Hurtado, & Ruiz, 2013).

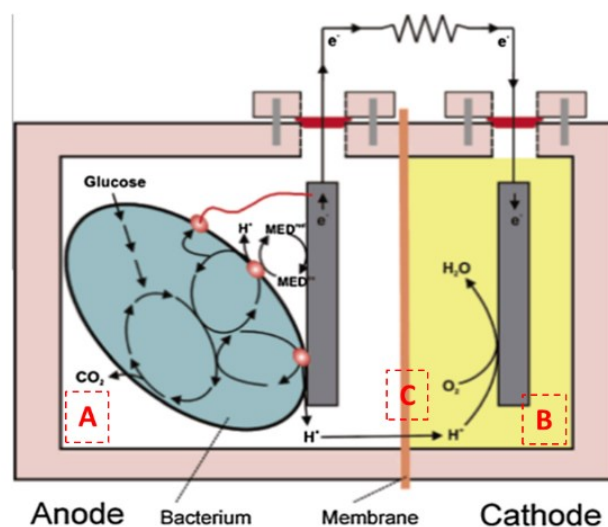


Figure 1. The structure of an MFC. Source: Logan *et al.*, 2006.

Electron transfer mechanisms described by Schröder, state that bacteria can transfer electrons directly or indirectly to the anode. Directly through electrons associated with the membrane or nanowires, and indirectly using a mediator between the bacteria and the anode. This mediator acts as a receiver of electrons coming from the cellular membrane, then loses the electrons to the anode, improving in this way the energy production (Marcus, Torres, & Rittmann, 2007; Schroder, 2007; Sund, McMasters, Crittenden, Harrell, & Sumner, 2007; Zhai *et al.*, 2016; Logan, 2008).

The objective of this study was evaluate some of the variables that could affect the process in a MFC such as the use of strains of *Escherichia coli* and *Pseudomonas aeruginosa*, which were selected taking into account the availability and the capacity to produce electrical energy in a MFC. The second variable that was consider was electrodes material (carbon cloth and graphite), based on the cost of materials, availability and electric power produced in previous studies (Wei, Liang, & Huang, 2011). Similarly, the mediator (methylene blue) was selected following the availability, cost and common use in similar studies and an initial variation in the pH of the substrate was established taking into account the favorable growth range for each strain.

According with the variables described above an experimental design was performed to determine the combination of parameters that leads to a greater reduction of COD in the substrate and generates a greater electrical potential. Consider that this was the first study in this subject carried out at the "Fundación Universidad de América"; the aim was to establish favorable parameters that would allow continuity in the study of MFCs in the research group. The main purpose strains was to determine that the selected strains could produce energy and which are the operating conditions that favor a greater efficiency of the process.

Materials and methods

Strains and grow conditions

Strains were selected according to availability, theoretical capacity of electric power production and if they were mention in research done by Xi, Miroliaei and Veer-Raghavulu (Miroliaei, Samimi, Mohebbi-Kalhori, & Khorram, 2015; Veer-Raghavulu, Sarma, & Venkata-Mohan, 2011; Xi & Sun, 2008).

Inoculums were prepared for *Escherichia coli* (NCTC 5934) and *Pseudomonas aeruginosa* (ATCC® BAA-1744™) with an initial concentration adjusted to McFarland #2 pattern (1×10^7 UFC/ml) in peptone water solution, comparing the turbidity of the pattern with that of the inoculum to obtain the established concentration. Later, the inoculum was add to the anodic chamber, having an initial concentration of 1×10^7 UFC/ml, an effective volume of 800 ml of synthetic wastewater was used as substrate previously sterilized. The composition of the wastewater appears in Table 1 and was established taking into account different types of these synthetic wastewaters used in other MFC studies and analyzing the requirements of each strain.

Table 1. Composition of synthetic wastewater.

Component	Concentration (g/l)
Casein peptone	17.0
Soy peptone	3.0
Glucose	2.5
Sodium chloride	5.0
Hydrogenated dipotassium phosphate	2.5

Considering the optimum conditions of growth of each strain, all tests were performed at a constant temperature of 37 °C (LaBauve & Wargo, 2012; Shehata & Marr, 1975). In the same way, values of pH were established in a range of 6.5 and 7 for *Escherichia coli*, and between 7

and 8 for *Pseudomonas aeruginosa* (Kathiravan, Marykala, Sundaramanickam, Kumaresan, & Balasubramanian, 2012; Ruiz-Martínez, 2007). In the anodic chamber, an anaerobic envelope of Oxoid AnaeroGen (2.5 l) was used to generate an anaerobic atmosphere, which absorbs the oxygen present in the atmosphere of the container generating simultaneously CO₂ without producing hydrogen.

MFC Operating parameters

A two-chambered cell made of polypropylene was assembled, each chamber with a total volume of 1 234 ml and separated by a bridge of chloride sodium with agar, in which there is a displacement of positive ions (Sevda & Sreekrishnan, 2012). Inside of each chamber, an electrode was placed. The dimensions for graphite electrode was 4 cm x 7 cm x 1 cm, and for the carbon cloth electrode was used, dimensions were 4 cm x 7 cm x 0.1 cm. The electrodes were prepared in the laboratory and the dimensions were established taking into account the availability of materials and their common use in other studies where the effective volume of the chambers was similar to that used in this study (Daniel *et al.*, 2009; Ortiz-Martínez *et al.*, 2015; Santoro, Arbizzani, Erable, & Ieropoulos, 2017; Wei *et al.*, 2011). For the experimental design in half of the tests methylene blue was added as a mediator with a concentration of 0.1 mg/ml of substratum in the anodic chamber. This concentration was obtained by evaluating values that were used by other studies, and taking into account the maximum concentration at which the mediator affects the growth of the strains (Sevda & Sreekrishnan, 2012).

Variables for the test were (1) the use (or not) of a mediator for each strain, (2) two values of pH, and (3) the material employed for the electrodes.

Sixteen tests were carried out, taking into account a factorial experimental design 2⁴, four variables (strains, pH, material of the electrode and the use or non-use of mediator), each one with two levels. An additional test (blank) without strains was performed to demonstrate that energy production occurs due to the presence of bacteria.

Variables monitoring

Each of the tests was monitored every two hours for 24 hours using a multimeter unit UT33C with a precision for DC voltage measurement of $\pm 0.5\% + 2$ and current intensity measurement of $\pm 1\% + 2$. Values for voltage and current intensity were registered to calculate the following parameters: power (W), current density (A/m^2) (using electrode area), power density (W/m^2), and volumetric power (W/m^3) (using total volume of the cell). At the same way, pH values were monitored with a digital pen-type pH-meter PH-009 (I) with precision ± 0.1 pH, to evaluate variation during the process of electric power production.

Water quality was analyzed with COD values. Initial and final values were registered for each experiment with the method SM 5220 D for an analysis parameter A-COD medium range (colorimetric), which is based on the oxidation of organic matter by a strong oxidant such as dichromate. When chromium is reduced, a change in the color of the solution is observed, thanks to the reaction of chromium with the total available organic matter, which allows to quantify the amount of organic matter by this method which measures the absorbance of chromium (León Gil, 2009).

Bacterial growth curve

Data of the growth curves were recorded, taking samples every two hours from the anodic chamber for 24 hours. Eight consecutive dilutions of the base 10, of the 13 samples were made in test tubes with 4.5 ml of saline solution previously sterilized, adding 0.5 ml of sample to each tube. The seeding was performed on the surface of the most representative dilutions in Petri dishes with culture medium, to

subsequently incubate for 24 hours at 37 ° C. Finally the plate count of the most concentrated colonies was carried out and the reading was allowed (between 30 and 300 colonies). The number of UFC/ml was obtained through the equation: $\text{UFC/ml} = \text{number of colonies} \times \text{inverse of the dilution} \times \text{correction factor}$ (Alonso- Nore & Poveda-Sanchez, 2008; López Tevez & Torres, 2006).

Results and analysis

According to the experimental design proposed in the methodology, 16 test were performed for combinations that allows observed the influence of each parameter over the COD reduction and electric power generation; one additional test was done as a control test with the substrate without strains.

Electric power production: Parameters

From the data collected from the measured variables, the parameters for production of electricity were determined. Table 2 and Table 3 show results for each experiment, where voltage and current intensity correspond to the average calculated for measures taken each 2 hours.

Table 2. Experimental results. *Ec*: *Escherichia coli*; *Ps*: *Pseudomonas aeruginosa*; Gr: Graphite; Te: Cloth; CM: with mediator; SM: without mediator.

Test	Combination	Average voltage (mV)	Average current intensity (μ A)

1	<i>Ec</i> - CM - pH 7 - Gr	341	46
2	<i>Ec</i> - CM - pH 7 - Te	204	107
3	<i>Ec</i> - CM - pH 6.5 - Te	284	4
4	<i>Ec</i> - CM - pH 6.5 - Gr	464	67
5	<i>Ec</i> - SM - pH 7 - Te	134	7
6	<i>Ec</i> - SM - pH 7 - Gr	187	6
7	<i>Ec</i> - SM - pH 6.5 - Gr	112	57
8	<i>Ec</i> - SM - pH 6.5 - Te	95	2
9	<i>Ps</i> - CM - pH 8 - Te	271	7
10	<i>Ps</i> - CM - pH 8 - Gr	414	12
11	<i>Ps</i> - CM - pH 7 - Gr	45	6
12	<i>Ps</i> - CM - pH 7 - Te	0.89	104
13	<i>Ps</i> - SM - pH 8 - Te	268	12
14	<i>Ps</i> - SM - pH 8 - Gr	256	16
15	<i>Ps</i> - SM - pH 7 - Te	120	28
16	<i>Ps</i> - SM - pH 7 - Gr	113	91
17	Blank (pH 7 - Te)	0	0

Table 3. Results of the parameters for the evaluation of energy production.

Test	Average voltage (mV)	Average current intensity (mA)	Power (mW)	Current density (mA/m ²)	Power density (mW/m ²)	Volumetric power (mW/m ³)
------	----------------------	--------------------------------	------------	--------------------------------------	------------------------------------	---------------------------------------

1	341	0.046	0.0156	5.85	1.99	12.60
2	204	0.107	0.0219	18.40	3.77	17.80
3	284	0.004	0.0011	0.67	0.19	0.90
4	464	0.067	0.0311	8.59	3.98	25.20
5	134	0.007	0.0009	1.24	0.17	0.79
6	187	0.006	0.0011	0.78	0.15	0.92
7	112	0.057	0.0065	7.38	0.83	5.23
8	95	0.002	0.0002	0.38	0.04	0.17
9	271	0.007	0.0021	1.30	0.35	1.66
10	414	0.012	0.0051	1.58	0.65	4.13
11	45	0.006	0.0002	0.80	0.04	0.23
12	0.89	0.104	0.0000	17.90	0.02	0.08
13	268	0.012	9	2.04	0.55	2.57
14	256	0.016	0.0032	2.01	0.51	3.25
15	120	0.028	0.0040	4.75	0.57	2.68
16	113	0.091	0.0033	11.70	1.32	8.32
			0.0103			

Based on the presented results, Figure 2, Figure 3, Figure 4 and Figure 5, shows the relation between the parameters studied.

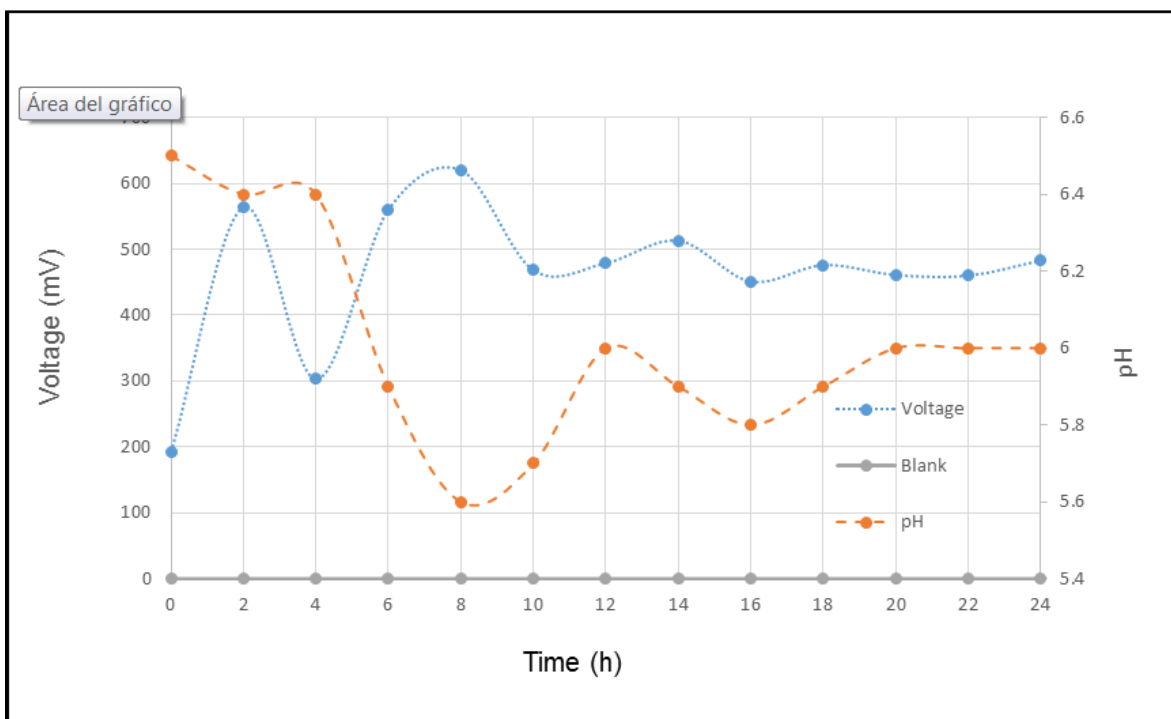


Figure 2. Voltage, pH vs. time, *Escherichia coli*.

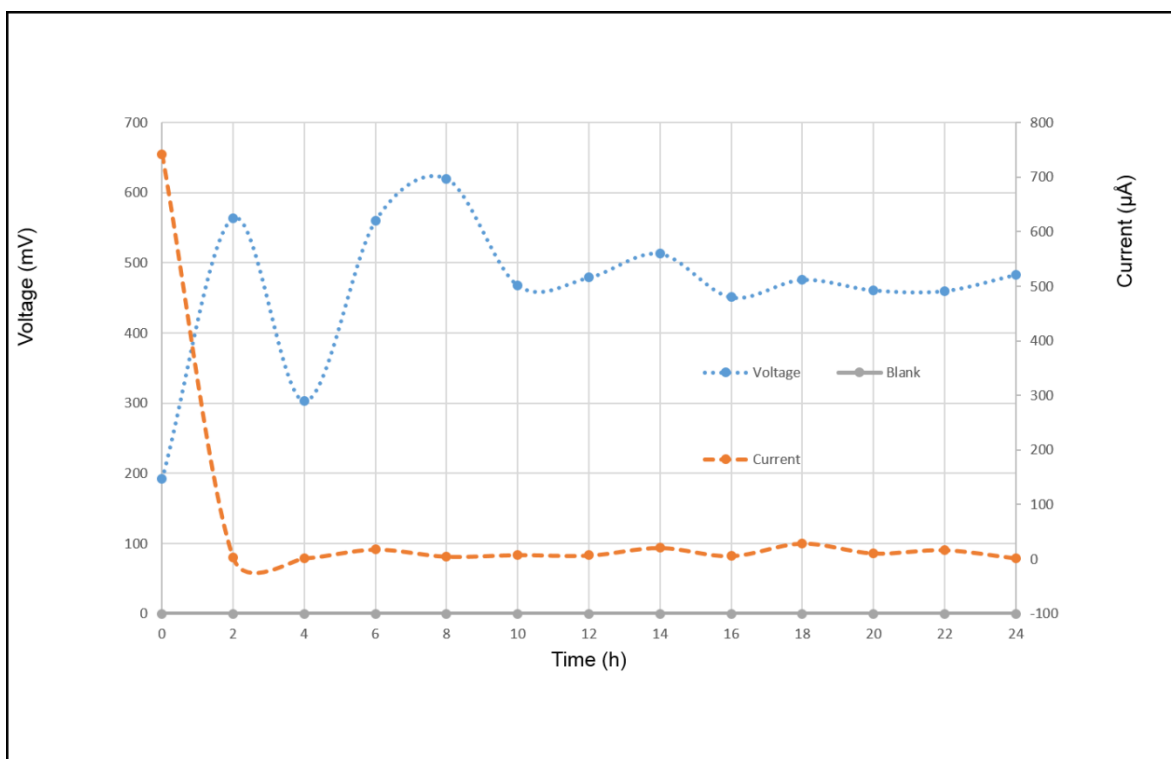


Figure 3. Voltage, current intensity (μA) vs. time, *Escherichia coli*.

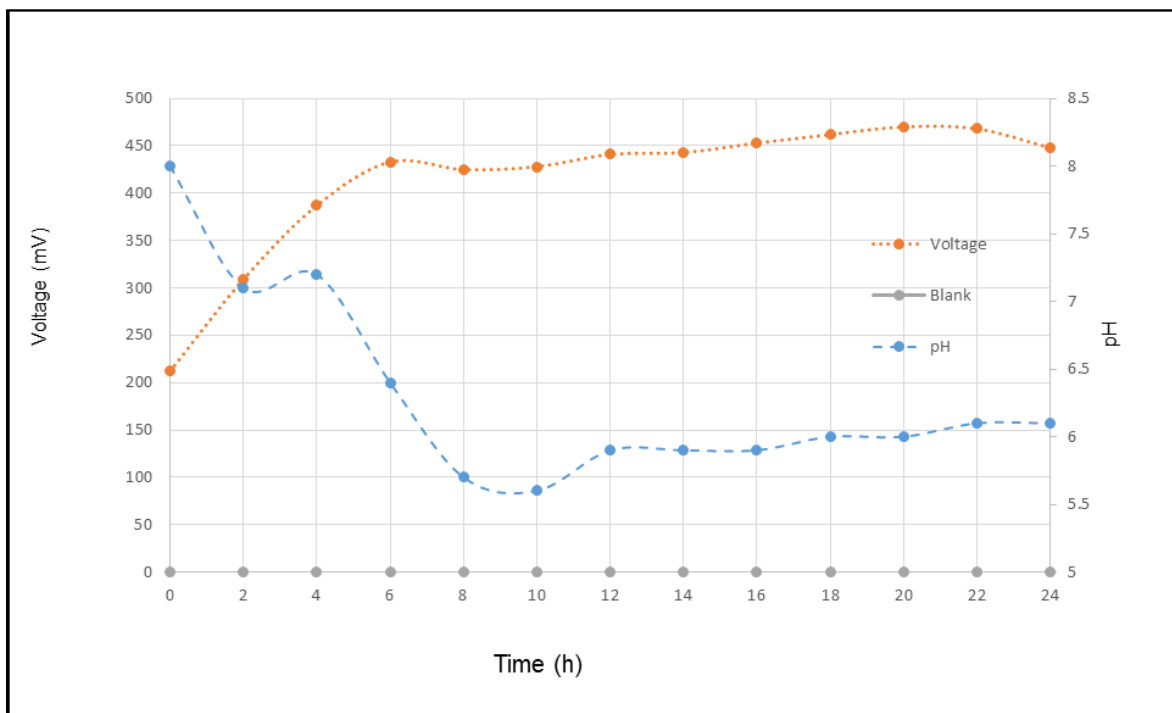


Figure 4. Voltage, pH vs. time, *Pseudomonas aeruginosa*.

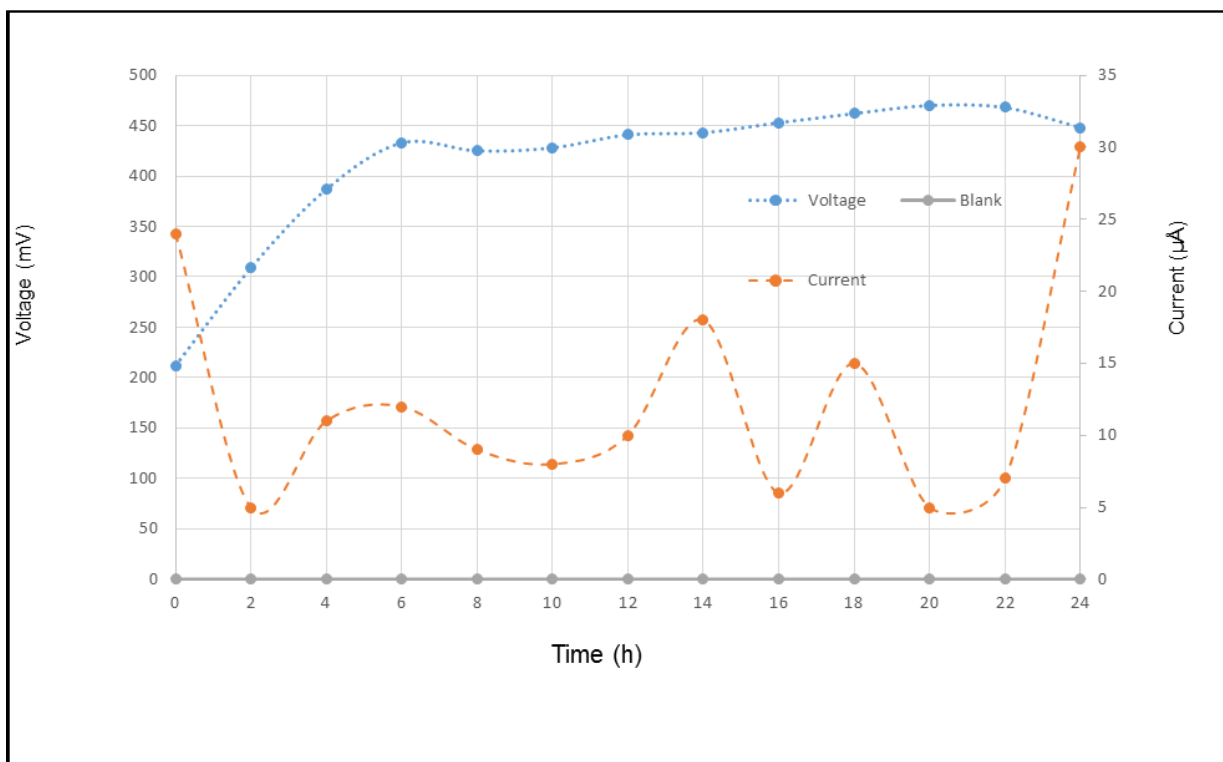


Figure 5. Voltage, current intensity vs. time, *Pseudomonas aeruginosa*.

The voltage-pH relationship is inverse concerning time as observed in Figure 2, this is due to the processes at cellular level. First, during the electron exchange, hydrogen ions are pumped towards the exterior of the membrane, causing a drop in pH values. Second, *E. coli* does anaerobic fermentation as a metabolic route for the production of ATP as a source of energy, simultaneously producing mixed acids that could generate a rise in acidity, decreasing pH values. These acids are acetic acid, lactic acid, butyric acid, formic acid, propionic acid and pyruvic acid formed in glycolysis after a group of redox reactions due to enzymatic activity (Förster & Gescher, 2014).

The current intensity was constant after the first two hours, nevertheless, before that, a decrease is observed in Figure 3. Morphology for *Escherichia coli* could explain this given that its structure possess a series of antigens inside of which the capsular is found. The capsular is in charge of protecting the bacteria, decreasing a number of electrons that go through the cellular membrane (Roberts, 2002; Russo, 2002).

In Figure 4, *Pseudomonas aeruginosa* presents a similar behavior to *Escherichia coli*, this could be explained both strains had the same substratum and since glucose is, the simplest nutrient and they did the same metabolic route, glycolysis, to transform glucose. Glycolysis decrease pH when voltage increases, because of the production of mix acids (glucose to pyruvate).

Results for the blank test are presented in the inferior part of the Figure 5. In the test no microorganisms were used to confirm what are the requirements needed by microorganisms to produce electricity.

In Figure 5 a different pattern than the one in Figure 3 is observed, the current intensity varies in time. The cellular products secreted by the microorganism, do not allow electrons to reach the electrode constantly, causing these changes. Inside this products, fimbria extends through the surface of the cell and produces an extracellular layer of mucus composed of alginate, L-gyconiric acid, and manuric acid, called glycocalyx (Brooks, Jawetz, Melnick, & Adelberg, 2010; Murray, Rosenthal, & Pfaller, 2013).

Combinations with the highest electricity production, measured in voltage were 4 and 10 as observed in Table 2. For *Escherichia coli* a voltage of 464 mV was obtained and for *Pseudomonas aeruginosa* a value of 414 mV, with a power of 0.0311 mW and 0.0051 mW, respectively. This demonstrates that the bacteria with the higher electricity production under the given conditions is *Escherichia coli*. In addition, the positive effect of the mediator with each strain was observed *Escherichia coli* results show that the highest production of electricity was obtained with the use of methylene blue. A similar pattern was observed for *Pseudomonas aeruginosa*, but these results depend on the initial value oh pH used and the electrode's material.

Emphasizing the behavior of both bacteria under the combinations selected, a second test was done for each combination. As a result, values of 386 mV for *Escherichia coli* and 334 mV for *Pseudomonas aeruginosa* were obtained. The results show a small difference in comparison with the first test and confirm a higher voltage for the *Escherichia coli* strains. The voltage values are also consistent with the reported by other authors (Gonzalez-del-Campo, Lobato, Cañizares, Rodrigo, & Fernandez-Morales, 2013; Pandey et al., 2016).

Bacteria growth curves

Bacteria quantification data and Figure 6 show that *Escherichia coli* was the bacteria with the highest affinity to the substrate. In their lag phase, bacteria produce enzymes necessary to degrade nutrients present in the substrate. In Figure 6 it is observed that *E. coli* lag phase lasted only four hours, while *P. aeruginosa* took almost twice the amount of time to adapt to the substrate. A similar behavior is observed for the exponential growth phase, where *E. coli* is faster than *P. aeruginosa*, because its binary fission process is shorter (Fallahzadeh, Ahmadzadeh, & Sharifi, 2010; Hron *et al.*, 2014).

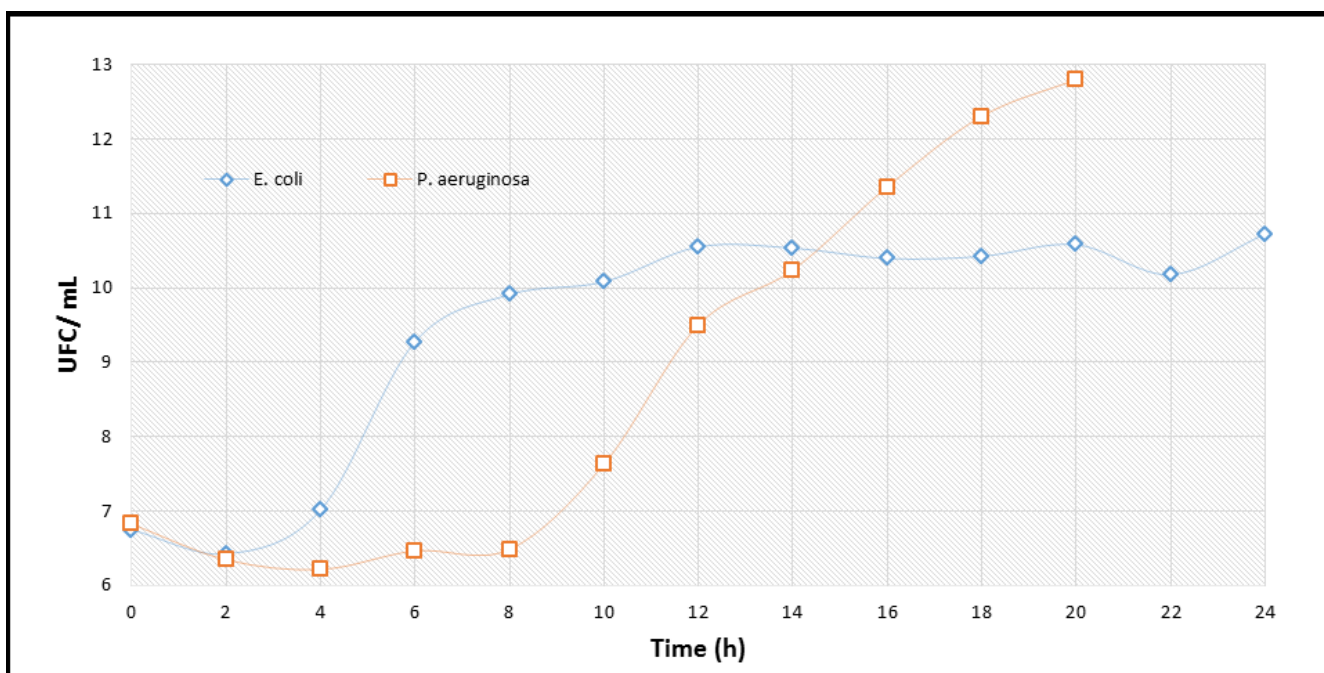


Figure 6. Growth curves for *Escherichia coli* and *Pseudomonas aeruginosa*.

Chemical oxygen demand

Synthetic wastewater is composed of trypticase soy broth, an initial value of COD 23 248 mg/l O₂ was measured. During the process of electricity production, a decrease in chemical oxygen demand was observed. The final value of COD for *Escherichia coli* was 20 568 mg/l O₂ (11.53%) and for *Pseudomonas aeruginosa* was 22 488 mg/l O₂ (3.27%). Based on the previous data, it can be affirmed that the decrease in COD was higher for the tests with *Escherichia coli* and produced more electricity.

Reviewing similar processes and studies done by other authors on COD decrease, it is possible to determine that the results for *Escherichia coli* were significant considering that the experiments was carried for a short period of 24 hours. In research carried out by Sevda and Sreekrishnan (2012); Rodrigo *et al.* (2007); Wang, Yue and Guo (2014), the observed decreases were of 88.41% (25 days), 50% (13 days) and 91% (five days), respectively.

Conclusions

The factors considered for the selection of the each component of the cell (electrodes, saline bridge), strains and mediator, were availability, cost, growth environment for the strains, and electricity production. The following components and conditions were chosen: Carbon cloth and graphite as electrodes; a saline bridge for the proton exchange membrane (PEM methylene blue as mediator and a synthetic wastewater composed of trypticase soy broth. Finally, for *Escherichia coli*, pH values of 6.5 and 7, and *Pseudomonas aeruginosa* of 7 and 8 were used.

The most favorable conditions for electricity production and a decrease in COD were achieved using *Escherichia coli* with pH of 6.5, methylene blue and graphite as material for the electrode, obtaining a voltage of 464 mV and a decrease in COD of 11.63%. *Pseudomonas aeruginosa* had a lower affinity to the substratum, which was reflected in its slower

growth curve, showing consequently lower electricity production. In the first tests and the later replicas made, it was observed that conditions were favorable for *Escherichia coli*, even if there was a difference in the produced voltage of 464 mV and 386 mV, respectively. This result was expected because the test was performed on a living organism and behavior varies from one test to another. The conditions mentioned above give *E. coli* an advantage over *P. aeruginosa*, and the use of a mediator are factors that affect the electricity production. *P. aeruginosa* did not require a mediator; nevertheless, its behavior was better when the mediator was used.

It is important to highlight that pH values and electrode materials affected the results. *E. coli* performed better with acid pH values, while *P. aeruginosa* performed better with alkaline pH values. Graphite overall was the most effective material when used with both strains because it has a larger contact area, permitting a better flow of electrons, confirming what other authors report (Daniel *et al.*, 2009; Schroder, 2007).

Analysis of COD showed a decrease of 2 680 mg/l O₂ with *Escherichia coli* and 760 mg/l O₂ with *Pseudomonas aeruginosa*. This is explained by the high affinity of the former for the substratum, the higher amount of nutrients consumed by *E. coli* in comparison with *P. aeruginosa* generates a greater reduction in COD values.

References

- Alonso-Nore, L. X., & Poveda-Sanchez, J. A. (2008). *Estudio comparativo en técnicas de recuento rápido en el mercado y placas Petri film 3M para el analisis de alimentos* (bachelor degree thesis). Pontificia Universidad Javeriana Bogotá, DC, Colombia. Recovered from <https://javeriana.edu.co/biblos/tesis/ciencias/tesis230.pdf>
- Banco Mundial. (2017). *Crecimiento de la población (% anual)* | Data. Recovered from <https://datos.bancomundial.org/indicador/SP.POP.GROW>
- Brooks, G. F., Jawetz, E., Melnick, J. L., & Adelberg, E. A. (2010). *Microbiología médica: Jawetz, Melnick y Adelberg* (25th ed.). Mexico, DF, Mexico: McGrawHill.
- Daniel, D. K., Das-Mankidy, B., Ambarish, K., & Manogari, R. (2009). Construction and operation of a microbial fuel cell for electricity

- generation from wastewater. *International Journal of Hydrogen Energy*, 34(17), 7555-7560. Recovered from <https://doi.org/10.1016/j.ijhydene.2009.06.012>
- Du, Z., Li, H., & Gu, T. (2007). A state of the art review on microbial fuel cells: A promising technology for wastewater treatment and bioenergy. *Biotechnology Advances*, 25(5), 464-482. Recovered from <https://doi.org/10.1016/j.biotechadv.2007.05.004>
- Fallahzadeh, V., Ahmadzadeh, M., & Sharifi, R. (2010). Growth and pyoverdine production kinetics of *Pseudomonas aeruginosa* 7NSK2 in an experimental fermentor. *Journal of Agricultural Technology*, 6(1), 107-115.
- Förster, A. H., & Gescher, J. (2014). Metabolic engineering of *Escherichia coli* for Production of mixed-acid fermentation end products. *Frontiers in Bioengineering and Biotechnology*, 2, 16. Recovered from <https://doi.org/10.3389/fbioe.2014.00016>
- González-del-Campo, A., Lobato, J., Cañizares, P., Rodrigo, M. A., & Fernandez-Morales, F. J. (2013). Short-term effects of temperature and COD in a microbial fuel cell. *Applied Energy*, 101, 213-217. Recovered from <https://doi.org/10.1016/J.APENERGY.2012.02.064>
- Herrero-Hernández, E., Smith, T. J., & Akid, R. (2013). Electricity generation from wastewaters with starch as carbon source using a mediatorless microbial fuel cell. *Biosensors and Bioelectronics*, 39(1), 194-198. Recovered from <https://doi.org/10.1016/j.bios.2012.07.037>
- Hron, P., Jost, D., Bastian, P., Gallert, C., Winter, J., & Ippisch, O. (2014). Numerical simulation of growth of *Escherichia coli* in unsaturated porous media. arXiv preprint arXiv:1407.3743. Recovered from <https://arxiv.org/pdf/1407.3743.pdf>
- Kathiravan, T., Marykala, J., Sundaramanickam, A., Kumaresan, S., & Balasubramanian, T. (2012). Studies on nutritional requirements of *Pseudomonas aeruginosa* for lipase production. *Advances in Applied Science Research*, 3(1), 591-598.
- Kim, J. R., Min, B., & Logan, B. E. (2005). Evaluation of procedures to acclimate a microbial fuel cell for electricity production. *Applied Microbiology and Biotechnology*, 68(1), 23-30. Recovered from <https://doi.org/10.1007/s00253-004-1845-6>
- LaBauve, A. E., & Wargo, M. J. (2012). Growth and laboratory

- maintenance of *Pseudomonas aeruginosa*. *Current Protocols in Microbiology*, (Suppl. 25). Recovered from <https://doi.org/10.1002/9780471729259.mc06e01s25>
- Logan, B. E. (2008). Microbial Fuel Cells. In: *Microbial Fuel Cells* (pp. 1-11). New Jersey, USA: Wiley and Sons. Recovered from <https://doi.org/10.1016/B978-0-444-53199-5.00098-1>
- Logan, B. E., Hamelers, B., Rozendal, R. Schröder, U., Keller, J., Freguia, S. Aelterman, P., Verstraete, W., & Rabaey, K. (2006). Microbial fuel cells: Methodology and technology. *Environmental Science & Technology*, 40(17), 5181-5192. Recovered from <https://doi.org/10.1021/es0605016>
- Marcus, A. K., Torres, C. I., & Rittmann, B. E. (2007). Conduction-based modeling of the biofilm anode of a microbial fuel cell. *Biotechnology and Bioengineering*, 98(6), 1171-1182. Recovered from <https://doi.org/10.1002/bit>
- Min, B., Cheng, S., & Logan, B. E. (2005). Electricity generation using membrane and salt bridge microbial fuel cells. *Water Research*, 39(9), 1675-1686. Recovered from <https://doi.org/10.1016/j.watres.2005.02.002>
- Miroliaei, M. R., Samimi, A., Mohebbi-Kalhari, D., & Khorram, M. (2015). Kinetics investigation of diversity cultures of *E. coli* and *Shewanella* sp., and their combined effect with mediator on MFC performance. *Journal of Industrial and Engineering Chemistry*, 25. Recovered from <https://doi.org/10.1016/j.jiec.2014.10.011>
- Murray, P.R., Rosenthal, K. S., & Pfaller, M. A. (2013). *Microbiología médica*. Barcelona, España: Elsevier.
- Ortiz-Martínez, V. M., Salar-García, M. J., De-los-Ríos, A. P., Hernández-Fernández, F. J., Egea, J. A., & Lozano, L. J. (2015). Developments in microbial fuel cell modeling. *Chemical Engineering Journal*, 271, 50-60. Recovered from <https://doi.org/10.1016/j.cej.2015.02.076>
- Pandey, P., Shinde, V. N., Deopurkar, R. L., Kale, S. P., Patil, S. A., & Pant, D. (2016). Recent advances in the use of different substrates in microbial fuel cells toward wastewater treatment and simultaneous energy recovery. *Applied Energy*, 168, 706-723. Recovered from <https://doi.org/10.1016/j.apenergy.2016.01.056>
- Revelo, D. M., Hurtado, N. H., & Ruiz, J. O. (2013). Celdas de combustible microbianas (CCMs): un reto para la remoción de

- materia orgánica y la generación de energía eléctrica. *Informacion Tecnologica*, 24(6), 17-28. Recovered from <https://doi.org/10.4067/S0718-07642013000600004>
- Roberts, I. S. (2002). The expression of polysaccharide capsules in *Escherichia coli*: A molecular genetic perspective. In: *Glycomicrobiology* (pp. 441-464). Boston, USA: Kluwer Academic Publishers. Recovered from https://doi.org/10.1007/0-306-46821-2_15
- Rodrigo, M. A., Cañizares, P., Lobato, J., Paz, R., Sáez, C., & Linares, J. J. (2007). Production of electricity from the treatment of urban waste water using a microbial fuel cell. *Journal of Power Sources*, 169(1), 198-204. Recovered from <https://doi.org/10.1016/j.jpowsour.2007.01.054>
- Ruiz-Martínez, L. (2007, February). *Pseudomonas aeruginosa: aportación al conocimiento de su estructura y al de los mecanismos que contribuyen a su resistencia a los antimicrobianos*. TDX (tesis doctoral en Xarxa). Universitat de Barcelona, España.
- Russo, T. A. (2002). Capsule and *Lipopolysaccharide*. In: *Escherichia coli virulence mechanisms of a versatile pathogen* (pp. 379-403). New York, USA: Elsevier. Recovered from <https://doi.org/10.1016/B978-012220751-8/50015-X>
- Santoro, C., Arbizzani, C., Erable, B., & Ieropoulos, I. (2017). Microbial fuel cells: From fundamentals to applications. A review. *Journal of Power Sources*, 356, 225-244. Recovered from <https://doi.org/10.1016/J.JPOWSOUR.2017.03.109>
- Schroder, U. (2007). Anodic electron transfer mechanisms in microbial fuel cells and their energy efficiency. *Physical Chemistry Chemical Physics*, 9(21), 2619-2629. Recovered from <https://doi.org/10.1039/B703627M>
- Sevda, S., & Sreekrishnan, T. R. (2012). Effect of salt concentration and mediators in salt bridge microbial fuel cell for electricity generation from synthetic wastewater. *Journal of Environmental Science and Health, Part A*, 47(6), 878-886. Recovered from <https://doi.org/10.1080/10934529.2012.665004>
- Shehata, T. E., & Marr, A. G. (1975). Effect of temperature on the size of *Escherichia coli* cells. *Journal of Bacteriology*, 124(2), 857-862.
- Sund, C. J., McMasters, S., Crittenden, S. R., Harrell, L. E., & Sumner, J.

- J. (2007). Effect of electron mediators on current generation and fermentation in a microbial fuel cell. *Applied Microbiology and Biotechnology*, 76(3). Recovered from <https://doi.org/10.1007/s00253-007-1038-1>
- UNESCO-WWAP, (2015). *Agua para un mundo sostenible datos y cifras*. Perusa, Italy: United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization-World Water Assessment Programme. Recovered from http://www.unesco.org/new/fileadmin/MULTIMEDIA/HQ/SC/images/WWDR2015Facts_Figures_SPA_web.pdf
- Veer-Raghavulu, S., Sarma, P. N., & Venkata-Mohan, S. (2011). Comparative bioelectrochemical analysis of *Pseudomonas aeruginosa* and *Escherichia coli* with anaerobic consortia as anodic biocatalyst for biofuel cell application. *Journal of Applied Microbiology*, 110(3). Recovered from <https://doi.org/10.1111/j.1365-2672.2010.04916.x>
- Wang, X., Yue, X., & Guo, Q. (2014). Production of electricity during wastewater treatment using fluidized-bed microbial fuel cells. *Chemical Engineering & Technology*, 37(4), 703-708. Recovered from <https://doi.org/10.1002/ceat.201300241>
- Wei, J., Liang, P., & Huang, X. (2011). Recent progress in electrodes for microbial fuel cells. *Bioresource Technology*, 102(20), 9335-9344. Recovered from <https://doi.org/10.1016/J.BIORTECH.2011.07.019>
- Xi, M.Y., & Sun, Y.P. (2008). Preliminary study on *E. coli* microbial fuel cell and on-electrode taming of the biocatalyst. *Guocheng Gongcheng Xuebao/The Chinese Journal of Process Engineering*, 8(6), 1179-1184
- Zhai, D.-D., Li, B., Sun, J.-Z., Sun, D.-Z., Si, R.-W., & Yong, Y.-C. (2016). Enhanced power production from microbial fuel cells with high cell density culture. *Water Science and Technology*, 73(9). Recovered from <https://doi.org/10.2166/wst.2016.059>

DOI: 10.24850/j-tyca-2019-06-D1

Discusión

Discusión a la nota técnica “Índices de cambio climático en la cuenca del Río Grande, Chiapas, México” de José Alonso Figueroa-Gallegos, 8(6), noviembre-diciembre 2017, 137-143

Martín D. Mundo-Molina¹

¹Centro de Investigación de la Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Chiapas, Chiapas, México, ic_ingenieros@yahoo.com.mx

Recibido: 12/03/2019

Aceptado: 13/03/2019

Cambio climático: IPCC 2007 Y CMNUCC 2014

El autor, Figueroa-Gallegos (2017), escribió una nota técnica en la cual estudia los índices de cambio climático en la cuenca RD30GI del Río Grande Comitán en el estado de Chiapas. Desde el epígrafe surge la deliberación académica sobre esta nota técnica. La cuenca del Río Grande Comitán no es una cuenca en la terminología hidrográfica como el título lo refiere, sino una subcuenca ubicada en la región hidrológica RH 30 Grijalva-Usumacinta, en la subregión 30C Usumacinta, insertada en la subcuenca del río Lacantún. El estudio que el autor ejecutó en la subcuenca RD30GI Río Grande está enmarcado en el calentamiento global, desde la perspectiva del cambio climático, basado en una definición no vigente del IPCC (2007) que cita de forma literal en la introducción de su trabajo: “...la variación del estado del clima, que puede deberse a procesos internos naturales, a forzamientos externos o a cambios antropogénicos persistentes de la composición de la atmósfera”. La definición de cambio climático vigente la actualizó la Convención Marco de las Naciones Unidas sobre el Cambio Climático (CMNUCC) en el año 2014: “... es el cambio de clima atribuido directa o indirectamente a la actividad humana que altera la composición de la atmósfera global que se suma a la variabilidad natural del clima observada durante períodos de tiempo comparables (IPCC, 2014)”. Ésta

elimina los forzamientos externos enunciados por el IPCC (2007) e introduce tres elementos notables: 1. En primer lugar enuncia que el cambio de clima puede ser atribuido *directa o indirectamente* a la actividad humana; 2. Que puede alterar la composición de la *atmósfera global*, y 3. Confirma que las comparaciones de la variabilidad climática natural observada deben realizarse en *periodos comparables*. Como se puede apreciar, la fuente del IPCC (2007) citada por el autor no es la más reciente, en una rama de la ciencia en donde de forma periódica y permanente esta institución reporta y actualiza el estado de los avances en los diferentes campos de la misma.

Diversidad geomeorfológica y climática de la subcuenca RD30GI

Para analizar la variabilidad climática en toda la subcuenca a través de los índices climáticos del ETCCDI, el autor utilizó únicamente tres estaciones meteorológicas estándar en una superficie de 6 212.51 km², afirmando en el resumen que las tres están ubicadas dentro de la subcuenca. Sin embargo, se puede probar que sólo una se ubica dentro de la misma. Además, la que se ubica dentro de la subcuenca, la estación 07205 Comitán, se localiza en la parte más septentrional (figura 1), en la unidad morfológica V (terrazza estructural) descrita por Mora, Bonifaz y López (2016), cuyas variables meteorológicas sólo tienen un alcance que no va más allá de una pequeña parte del área donde está situada, porque está inserta en la ciudad de Comitán, donde mide las temperaturas de las islas de calor generadas por el pavimento, las estructuras de concreto y ladrillo de las viviendas que la rodean. La estación meteorológica no cumple con ninguna de las recomendaciones de instalación sugeridas en Doorenbos (1976) por su inadecuada ubicación.

Con una sola estación y además ubicada dentro de la ciudad, no se pueden caracterizar los índices de cambio climático en la subcuenca del Río Grande como el título del trabajo lo indica, porque justamente la subcuenca se singulariza por tener diversos tipos de climas. Una parte del desencuentro entre el título del trabajo y las conclusiones se debe a que el autor no tomó en cuenta la relación morfométrica-hidrológica de

la subcuenca, ésta es de clase III y de acuerdo con la relaciones matemáticas mostradas en Campos (1998), González (2004), y Martínez y Díaz (2011) tiene un índice de compacidad mayor a dos, que tipifica a una subcuenca oblonga (figura1), cuyos gradientes altitudinales generan diversos tipos de climas, de extremo a extremo, en su parte más alargada.

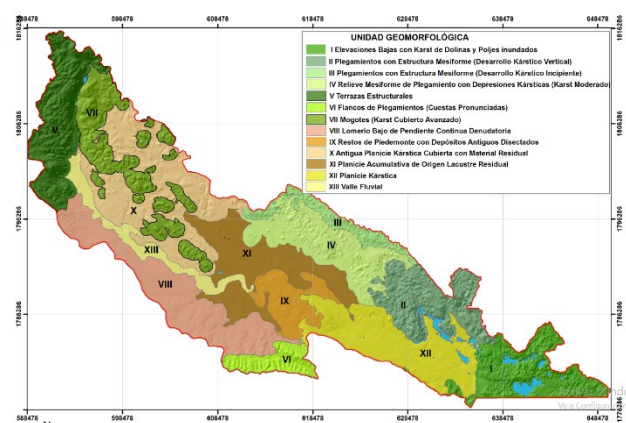


Figura 1. Unidades geomorfológicas de la subcuenca del Río Grande (Mora *et al.*, 2016). En rojo se muestra la ubicación de la estación 07205.

De acuerdo con Mora *et al.* (2016), la subcuenca mostrada en la figura 1 es kárstica, conformada por secuencias sedimentarias de génesis marino y transicional. Así, la gran diversidad de climas de la subcuenca se debe al origen paleoestructural de su forma que ha sido determinado a su vez por una amplia variedad de relaciones endógenas edáficas, topográficas, biológicas y climáticas, constituida *al menos por trece unidades geomorfológicas* agrupadas en configuraciones de montaña (seis unidades, con pendientes de hasta 55.5°); lomerío (tres), y planicie (cuatro), donde la evolución de las relaciones endógenas arriba citadas depende de las interacciones: roca-agua, condiciones climáticas, topografía y la acción biológica de cada unidad (Ford & Williams, 1989; Ford & Williams, 2007; Stokes, Griffiths, & Ramsey, 2010). Cada unidad tiene un clima dominante con diversos microclimas en función de la rugosidad y la pendiente de cada una de ellas (Martínez & Senciales, 2003). De esta manera, la expresión geodinámica (orografía) y biológica diversa de la subcuenca permite generar diversos tipos de clima que posibilita la existencia de diferentes clases de bosques (coníferas,

mesófilos de montaña y encinos), selva perennifolia, selva caducifolia, selvas bajas y vegetación inducida como se refiere en GEC (2013) y Mundo-Molina (2017). Por lo tanto, los estudios que sobre variabilidad climática se realicen en la subcuenca, basados en estaciones terrestres, sólo serán válidos para las pequeñas áreas de influencia de cada estación, pero no para toda la subcuenca.

Tendencias de calentamiento y escalas meteorológicas

Por otra parte, sobre los resultados encontrados en la estación 07205 Comitán y 07104 Margaritas, el autor afirmó en el resumen y en las conclusiones de su trabajo: "...se puede concluir que la temperatura mínima y máxima presenta una tendencia ascendente significativa, que muestra coincidencia con lo reportado por Campos-Aranda (2015) para el estado de Zacatecas, y con las tendencias previstas para el estado de Chiapas reportada por Ramos (2010)". Por un lado, las tendencias de calentamiento mostradas por el autor en las estaciones antes enunciadas tienen una inadecuada interpretación de los resultados, como se mostrará más adelante, y por otro, si se atiende al título, la tendencia subrayada avala que dicho calentamiento se está generando en toda la subcuenca RD30GI Río Grande, porque apoya sus resultados en los argumentos de incremento de temperatura señaladas por Ramos (2010) en las simulaciones realizadas con el modelo japonés TL959 para todo el estado de Chiapas; si el autor arguye que las tendencias de calentamiento encontradas en las estaciones 07205 Comitán y 07104 Margaritas sólo tienen validez para las pequeñas áreas geográficas de donde proceden, entonces no debió comparar y/o apoyar sus resultados locales con lo reportado por Ramos (2010), porque las escalas meteorológicas no son las mismas (una son locales y la otra es sinóptica); amén de que deberá revisarse con sumo cuidado, como lo indica el IPCC (2014), si los periodos de tiempo usados son comparables.

Ciclos de calentamiento-enfriamiento de la estación 07205

Los objetivos, resultados y conclusiones de la nota técnica no se demostraron y son discordantes. El autor afirma en el apartado de materiales y métodos que su objetivo fue contribuir al conocimiento de la variabilidad climática en el marco del cambio global, analizando la evolución de las *precipitaciones y temperaturas* que permiten explicar *los posibles patrones de cambio* a través de los índices climáticos del ETCCDI. Sin embargo, no analizó las precipitaciones y no presentó sus conclusiones sobre éstas. Respecto a las temperaturas su conclusión más importante enuncia: "...las temperaturas mínima y máxima presentan una tendencia ascendente significativa para las estaciones Comitán y Margaritas" (se hace notar que la temperatura mínima como tal no está enunciada en el cuadro 3 de su nota técnica). Así, el polemista confirma que no se percibe una contribución del autor en el conocimiento de la variabilidad climática en la subcuenca, puesto que no explica la evolución de las temperaturas en los más de 50 años de registros diarios de ambas estaciones meteorológicas, ni sus patrones de cambio. Es decir, sólo se limita a enunciar las tendencias de la estación Comitán y Margaritas, amén de que dichas tendencias debieron analizarse con un método estadístico para aceptar o rechazar la hipótesis nula H_0 con un nivel de significancia de 2.5 o 5%, como se muestra en Cantor (2011), o Martínez-Austria, Patiño-Gómez y Tamayo (2014), y haber explicado, como se indica en los objetivos, las justificaciones de la tendencia de incremento encontradas; en otras palabras, si son atribuibles a la actividad humana o a la variabilidad natural del clima.

Por otra parte, no existe tendencia de incremento de la *temperatura máxima* en la estación meteorológica 07205 Comitán, como afirma el autor. El polemista estudió con detalle la evolución de los procesos cíclicos de enfriamiento-calentamiento de 54 años de registros diarios de temperatura y sus anomalías de la estación 07205, y demostró que efectivamente, existen más ciclos de calentamiento que de enfriamiento, pero sólo en las temperaturas medias y mínimas, no en las temperaturas máximas (Mundo-Molina, 2017). La diferencia de estos resultados deben buscarse por tres rutas paralelas: en el relleno de datos faltantes (se sugiere usar el método WS); en el análisis de la

homogeneidad de la serie temporal originalmente inhomogénea (figura 2), la cual se debe verificar al menos con tres técnicas distintas (SNHT, Von Newman, Buishand); y el método de homogenización de la serie mostrada en la figura de abajo, que debe ejecutarse usando climatol, para ser congruentes con los métodos estadísticos usados en el estado actual de las investigaciones en este rubro.

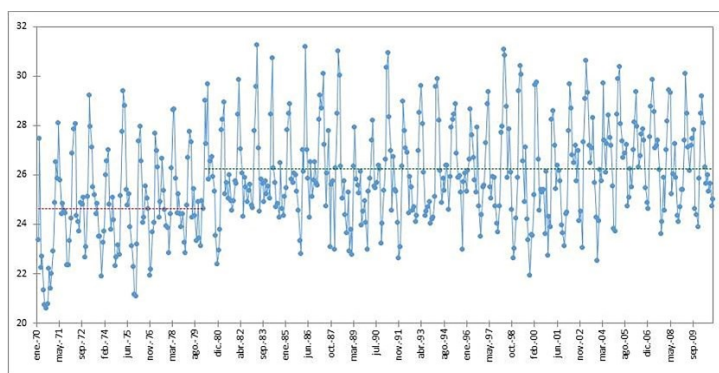


Figura 2. Temperaturas no homogéneas, estación 07205 (Mundo-Molina, 2017).

Sobre la interpretación de los resultados y las conclusiones

Cuando en el campo de las ciencias se utilizan argumentos que “suponen y afirman algo” que no se conoce con certeza científica, o no se fundamenta y demuestra con bases teóricas o experimentales sólidas, se generan especulaciones. Bajo estas circunstancias se aprecian tres especulaciones en las conclusiones del autor:

1. “...las temperaturas mínima y máxima presentan una tendencia ascendente significativa”.
2. “...es necesario realizar este tipo de análisis en otras cuencas, a fin de poder establecer si las tendencias aquí detectadas son generalizadas y se puedan establecer medidas orientadas a redimensionar los sistemas de abastecimiento de todo tipo, pues

la evaporación sin duda estará aumentando, disminuyendo la disponibilidad de agua e incrementando las necesidades”.

3. “...se puede concluir, [que] las temperaturas mínima y máxima presentan una tendencia ascendente significativa, que muestra coincidencia con lo reportado por Campos-Aranda (2015) para el estado de Zacatecas, y *con las tendencias previstas para el estado de Chiapas* reportadas por Ramos (2010)”.

En el primer caso: el autor no consideró las circunstancias reales que rodean a las estaciones meteorológicas 07205 y 07104. Ambas muestran tendencias positivas de calentamiento porque están insertadas dentro de las ciudades de Comitán y Las Margaritas, respectivamente, ubicadas cerca de casas habitación, donde se generan islas de calor, producto de la radiación solar reflejada de los tejados, techos de concreto, paredes de ladrillo, pavimentos y obras civiles; se suma a estas circunstancias el cambio de uso de suelo y la deforestación en torno al medio ambiente que las rodea (Mundo-Molina, 2017), por lo tanto generan una tendencia de incremento de temperatura como lo demuestra el análisis estadístico. Sin embargo, esta tendencia de incremento de temperatura no se repite en la estación “La Soledad” (07062), localizada a 33 km de la estación Comitán y a 15 km de la estación Margaritas (en línea recta). La estación La Soledad no tiene tendencias de calentamiento porque se ubica en una zona agrícola, a las afueras del ejido Chiapas, sin casas que la circunden ni zonas asfaltadas y la deforestación es mínima comparada a las dos estaciones antes referidas. “La Soledad” refleja de forma más fiel la climatología natural de su zona de influencia, sin islas de calor urbano.

En el segundo caso: el autor afirma, apoyado en la primera conclusión que: “... la evaporación sin duda estará aumentando, disminuyendo la disponibilidad de agua e incrementando las necesidades”, sin embargo no presenta pruebas de ello.

En el tercer caso: no se deben comparar los resultados de las tendencias de variación climática obtenidas con estaciones meteorológicas terrestres, respecto a las simuladas con modelos de circulación general de la atmósfera (MCGA), porque la primera tiene alcances locales y algunas veces regionales (dependiendo de la densidad territorial de las estaciones meteorológicas), mientras que en la segunda su alcance espacial es sinóptico; por esa razón, los MCGA no son capaces aún de simular adecuadamente las variaciones climáticas a nivel local o regional, por problemas justamente de escala espacial; en consecuencia, las unidades de estudio de cuencas hidrológicas

completas con sus bosques, regiones agrícolas y condiciones topográficas no son definidas con exactitud en el mallado de los modelos.

Aunque muchos MCGA permiten modelar matemáticamente, la CGA terrestre, el hielo o los océanos, usando las ecuaciones de Navier-Stokes en coordenadas polares de forma acoplada o no acoplada, para obtener evidencias científicas de los posibles impactos del calentamiento global (Palacios & Serrano, 2011), no todos los modelos son aplicables a todas las regiones del mundo. En este marco, los resultados que el autor tomó de Ramos (2010) afirman que las tendencias climatológicas previstas en el estado de Chiapas se relacionan con el incremento de la temperatura media proyectada bajo el escenario SRES A1B, con un incremento en la temperatura máxima de entre 3 y 3.6 °C y para la temperatura mínima entre 2.5 y 2.8 °C, respectivamente; estos resultados se obtuvieron con el MCGA denominado modelo japonés TL959. Debe notarse en primera instancia que esta afirmación se generalizó para todo el estado de Chiapas, sin considerar la relevancia de los gradientes topográficos abruptos de la topografía chiapaneca. La topografía tiene mucha relevancia en los MCGA, como lo confirmaron Palacios y Serrano (2011), quienes aseveraron que a pesar de que el modelo japonés TL959 es un modelo de alta resolución espacial y es capaz de recrear la circulación atmosférica general en mallados de 20 x 20 km, encontraron que es necesario mejorar la parametrización física del TL959 en zonas montañosas de gran altura, ya que en estas regiones se encontró el mayor desajuste del modelo cuando se intentó validar sobre la climatología de la República de Ecuador en las variables de precipitación y temperaturas extremas.

Por otro lado, el Cuarto Informe de Evaluación (AR4) del Panel Intergubernamental de Cambio Climático recomendó 21 MCGA potencialmente utilizables a escala mundial para obtener evidencias científicas de los posibles impactos del calentamiento global (Mora, Liu, Cisneros, Wyseure, & Willems, 2012), pero como ya se ha indicado no todos son útiles para México. Uno de ellos es el modelo japonés TL959, que ya no fue incluido en el Quinto Informe; si bien tiene una resolución más alta que el resto de los modelos, no trabaja de forma acoplada con la capa de hielo o de los océanos. De este conjunto de argumentos se desprende que los resultados del modelo japonés TL959 para el caso de México tiene mucha incertidumbre. Para el estado de Chiapas sus resultados son aún más dudosos.

Referencias

- Campos, A. F. (1998). *Procesos del ciclo hidrológico*. San Luis Potosí, México: Universidad Autónoma de San Luis Potosí.
- Campos-Aranda, D. (2015). Búsqueda del cambio climático en la temperatura máxima de mayo en 16 estaciones climatológicas del estado de Zacatecas, México. *Tecnología y ciencias del agua*, 6(3), 143-160.
- Cantor, G. D. (2011). *Evaluación y análisis espaciotemporal de tendencias de largo plazo en la hidroclimatología colombiana*. Bogotá, Colombia: Universidad Nacional de Colombia.
- Doorenbos, J. (1976). *Estaciones agrometeorológicas*. Roma, Italia: Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación, FAO.
- Figueroa-Gallegos, J. A. (2017). Índices de cambio climático en la cuenca del Río Grande, Chiapas, México. *Tecnología y ciencias del agua*, 8(6), 137-143.
- Ford, D. C., & Williams, P. W. (1989). *Karst Geomorphology and Hydrology: Unwin Hyman*. London, UK: John Wiley & Sons Ltd.
- Ford, D. C., Williams, P. W. (2007). *Karst hydrogeology and geomorphology*. Chichester, UK: John Wiley & Sons, Ltd.
- GEC, Gobierno del Estado de Chiapas. (2013). *Programa regional de desarrollo 2013-2018. Región XV Meseta Tojolabal Comitca*. Tuxtla Gutiérrez, México: Gobierno del Estado de Chiapas.
- González, A. I. (2004). *Análisis morfométrico de la cuenca y de la red de drenaje del río Zadorra y sus afluentes aplicado a la peligrosidad de crecidas. Boletín de la AGE, Geografía, Prehistoria y Arqueología, Universidad del País Vasco*, (38), 311-329.
- IPCC, Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático. (2014). *Cambio climático 2014: informe de síntesis. Contribución de los Grupos de trabajo I, II y III al Quinto Informe de Evaluación del Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático*. Ginebra, Suiza: Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático.
- IPCC, Grupo Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático. (2007). *Climate Change 2007- The Physical Science Basis*. Cambridge, UK: Cambridge University Press.
- Martínez, M. J., & Senciales, M. J. (2003). Morfogénesis y procesos edáficos. El caso de los montes de Málaga. *Baética*, 25, 219-257.

- Martínez, G., & Díaz, J. (2011). Morfometría en la cuenca hidrológica de San José del Cabo, Baja California Sur, México. *Revista Geológica de América Central*, 44, 83-100.
- Martínez-Austria, P. F., Patiño-Gómez, C., & Tamayo, J. E. (2014). Análisis de tendencias climáticas en la cuenca baja del río Yaqui, Sonora, México. *Tecnología y ciencias del agua*, 5(6), 135-149.
- Mora, D. E., Liu, T., Cisneros, F., Wyseure, G., & Willems, P. (2012). *Statistical analysis on the performance of global and regional climate models for the paute river basin in the south-ecuadorian Andes*. 10th International Conference on Hydroinformatics, Hamburg, Germany.
- Mora, P. L., Bonifaz, R., & López, M. R. (2016). Unidades geomorfológicas de la cuenca del Río Grande de Comitán, Lagos de Montebello. *Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana*, 68(3), 377-394.
- Mundo-Molina, M. (2017). Análisis de los procesos cíclicos de enfriamiento-calentamiento y anomalías de las temperaturas máximas y mínimas de la estación meteorológica 07205 ubicada en la meseta comiteca de la RH Grijalva Usumacinta, en el marco de la inestabilidad climática global. En: Soares, D., & García, G. A. (2017). *La cuenca del río Usumacinta, desde la perspectiva del cambio climático*. Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Palacios, E., & Serrano, S. (2011). Validación de los modelos de cambio climático hidrostáticos y no hidrostáticos sobre la climatología del Ecuador en las variables de precipitación y temperaturas extremas. *La Granja*, 13(1), 21-30.
- Ramos, S. (2010). *Escenarios climáticos para el estado de Chiapas. Informe final. Fase II*. Tuxtla Gutiérrez, México: Universidad de Ciencias y Artes de Chiapas, UNICACH.
- Stokes, T., Griffiths, P., & Ramsey, C. (2010). Compendium of forest hydrology and geomorphology in British Columbia. In: Pike, R. G., Redding, T. E., Moore, R. D., Winker, R. D., & Bladon, K.D. (eds.). *Karst geomorphology, hydrology, and management*. Recuperado de <http://www.for.gov.bc.ca/hfd/pubs/Docs/Lmh/Lmh66.htm>