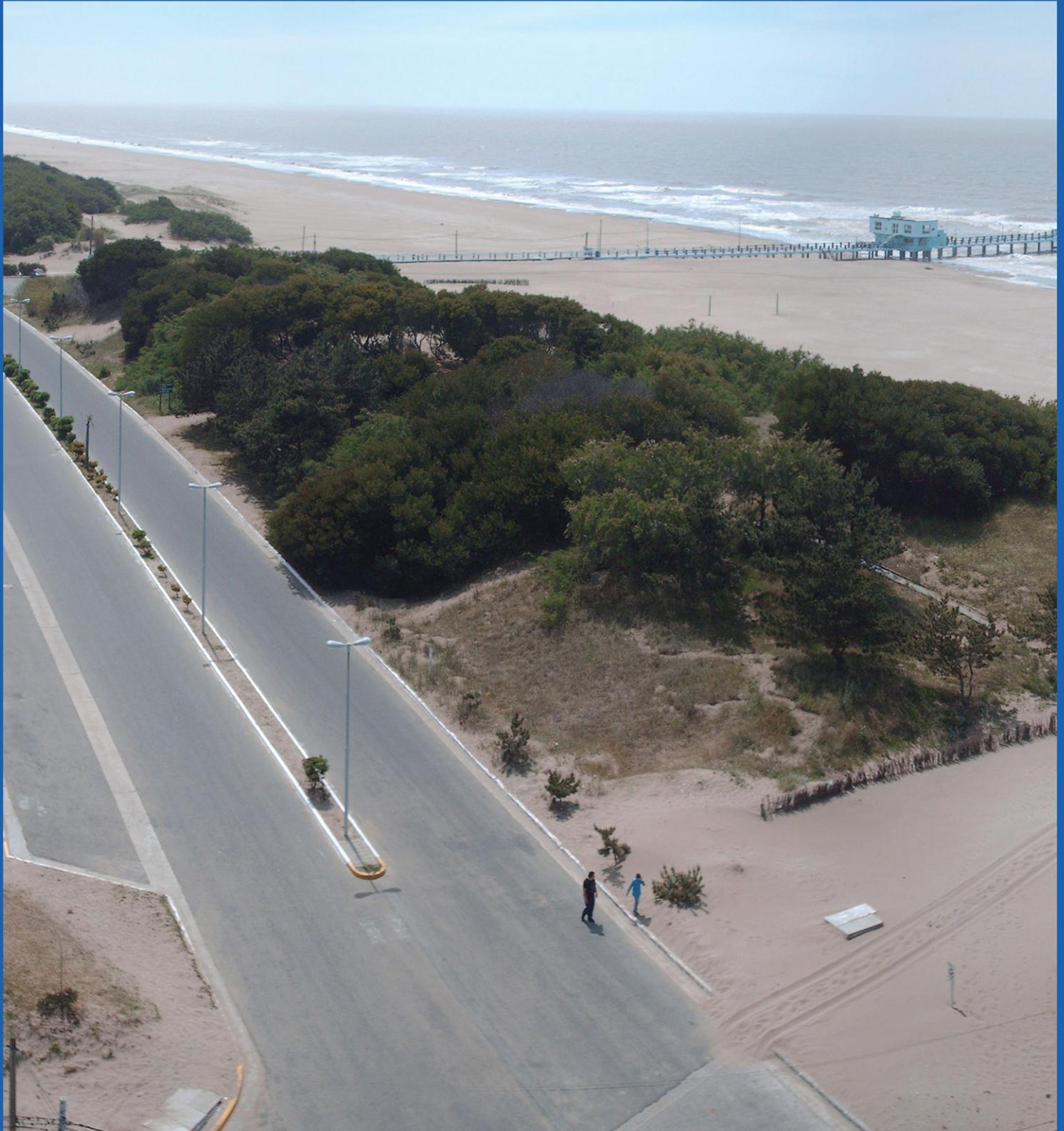




Tecnología y Ciencias de Agua

ISSN 2007-2422



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

Consejo Editorial

Editor en Jefe

Dr. Nahún Hamed García Villanueva
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

Editor en Agua y Energía

Dr. Humberto Marengo Mogollón
Comisión Federal de Electricidad

Editora en Calidad del Agua

Dra. Blanca Elena Jiménez Cisneros
Organización de las Naciones Unidas para la Educación,
la Ciencia y la Cultura

Editor en Ciencias Hidroagrícolas

Dr. Enrique Palacios Vélez
Colegio de Postgraduados, México

Editora en Ciencias Políticas y Sociales

Dra. Jacinta Palerm Viqueira
Colegio de Postgraduados, México

Editor en Gestión del Agua

Dr. Carlos Fernández-Jáuregui
Water Assessment and Advisory-Global Network
(WASA-GN)

Editor en Hidráulica

Dr. Felipe I. Arreguín Cortés
Comisión Nacional del Agua

Editor en Hidrología

Dr. Fco. Javier Aparicio Mijares
Consultor

Editor en Innovación Científica y Tecnológica

Dr. Polioptro F. Martínez Austria
Universidad de las Américas, Puebla

Secretario Técnico

M.C. Jorge Arturo Hidalgo Toledo
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

Coordinación editorial y cuidado de edición: Helena Rivas López • **Asistencia editorial y diagramación editorial:** Luisa Guadalupe Ramírez Martínez • **Diseño de figuras:** Luisa Guadalupe Ramírez Martínez y Rosario Castro Rivera • **Corrección de textos en inglés:** Ellen Sue Weiss • **Coordinación del proceso de arbitraje:** Elizabeth Peña Montiel • **Seguimiento del proceso de arbitraje:** Elizabeth Peña Montiel y Bibiana Bahena Carvajal • **Diseño de logotipo y portada:** Oscar Alonso Barrón • **Diseño del formato:** Gema Alín Martínez Ocampo • **Comercialización:** Marco Antonio Bonilla Rincón.

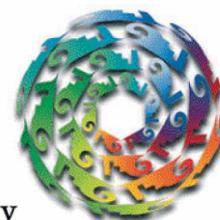
- **Dr. Adrián Pedrozo Acuña**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Alcides Juan León Méndez**, Centro de Investigaciones Hidráulicas, Cuba • **Dr. Aldo Iván Ramírez Orozco**, Centro del Agua para América Latina y el Caribe, México • **Dr. Alejandro López Alvarado**, Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Chile • **Dr. Álvaro A. Aldama Rodríguez**, consultor independiente • **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. Arturo Marcano**, Asociación Internacional de Ingeniería e Investigaciones Hidráulicas, Venezuela • **Dr. Carlos Díaz Delgado**, Universidad Autónoma del Estado de México • **Dr. Carlos Puente**, Universidad de California en Davis, Estados Unidos • **Dr. Cleverson Vitorio Andreoli**, Andreoli Engenharia Associados, Brasil • **Dr. Daene McKinney**, Universidad de Texas en Austin, Estados Unidos • **Dr. Daniel Murillo Licea**, Centro de Investigaciones y Estudios Superiores en Antropología Social • **Dr. Eduardo Varas Castellón**, Pontificia Universidad Católica de Chile • **Dr. Enrique Cabrera Marcet**, Universidad Politécnica de Valencia, España • **Dr. Enrique Playán Jubillar**, Consejo Superior de Investigaciones Científicas, España • **Dr. Ernesto José González Rivas**, Universidad Central de Venezuela • **Dr. Federico Estrada**, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, España • **Dr. Fedro Zazueta**, Universidad de Florida, Estados Unidos • **Dra. Gabriela Eleonora Moeller Chávez**, Universidad Politécnica del Estado de Morelos • **Dr. Gerardo Buelna**, Dirección de Medio Ambiente y Centro de Investigación Industrial de Quebec, Canadá • **Dr. Gueorguiev Tzatchkov Velitchko**, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua • **Ing. Héctor Garduño Velasco**, consultor internacional • **Dr. Ismael Mariño Tapia**, Centro de Investigación y de Estudios Avanzados del Instituto Politécnico Nacional, México • **Dr. Ismael Piedra Cueva**, Universidad de la República, Uruguay • **Dr. Jaime Collado**, Comité Nacional Mexicano para la Comisión Internacional de Irrigación y Drenaje • **Dr. Jaime Iván Ordóñez**, Universidad Nacional, Bogotá, Colombia • **Dr. Joaquín Rodríguez Chaparro**, Ministerio de Medio Ambiente, y Medio Rural y Marino, España • **Dr. José Ángel Raynal Villaseñor**, Universidad de Las Américas, Puebla, México • **Dr. José D. Salas**, Universidad de Colorado, Estados Unidos • **Dr. José Joel Carrillo Rivera**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Juan Pedro Martín Vide**, Universidad Politécnica de Cataluña, España • **Dr. Julio Kuroiwa**, Universidad Nacional de Ingeniería, Perú • **Dr. Karim Acuña Askar**, Universidad Autónoma de Nuevo León, México • **Dra. Luciana Coutinho**, Universidade Do Minho, Portugal • **Dr. Luis F. León**, Waterloo University, Canadá • **Dr. Luis Texeira**, Instituto de Mecánica de Fluidos e Ingeniería Ambiental, Uruguay • **Dra. Luisa Paré Ouellet**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Ing. Manuel Contijoch Escontria**, Secretaría de Agricultura, Ganadería, Desarrollo Rural, Pesca y Alimentación, México • **Dr. Marcos Von Sperling**, Universidad Federal de Minas Gerais, Brasil • **Dra. María Claudia Campos Pinilla**, Universidad Javeriana, Colombia • **Dra. María Luisa Torregrosa**, Facultad Latinoamericana de Ciencias Sociales, México • **Dra. María Rafaela de Saldanha Matos**, Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil, Portugal • **Dra. María Victoria Vélez Otálvaro**, Universidad Nacional de Colombia • **Dr. Michel Rosengaus Moshinsky**, Consultor independiente • **Dr. Moisés Berezowsky Verduzco**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dra. Natalia Uribe Pando**, Water Lex, Suiza • **Dr. Óscar F. Ibáñez Hernández**, Consultor independiente • **Dr. Paulo Salles Alfonso de Almeida**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Rafael Pardo Gómez**, Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría, Cuba • **Dr. Rafael Val Segura**, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua • **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 de Argentina • **Dr. Rodolfo Silva Casarín**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Serge Léonard Tamari Wagner**, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua • **Dr. Simón González**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Víctor Hugo Alcocer Yamanaka**, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua • **Dra. Ximena Vargas Mesa**, Universidad de Chile •

©**TECNOLOGÍA Y CIENCIAS DEL AGUA**, vol. V, núm. 6, noviembre-diciembre de 2014, es una publicación bimestral editada por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Paseo Cuauhnáhuac 8532, Colonia Progreso, Jiutepec, Morelos, C.P. 62550, teléfono +52 (777) 3 29 36 00, extensión 474, www.imta.gob.mx/tyca, fsalinas@tlaloc.imta.mx. Editor responsable, Nahún Hamed García Villanueva; Reserva de Derecho al Uso Exclusivo No. 04-2011-083111404500-203 e ISSN 2007-2422, ambos otorgados por el Instituto Nacional de Derechos de Autor. Responsable de la última actualización de este número, Subcoordinación de Difusión y Divulgación, Lic. Francisco José Salinas Estrada, Paseo Cuauhnáhuac 8532, Colonia Progreso, Jiutepec, Morelos, C.P. 62550. Fecha de la última modificación, 30 de diciembre de 2014.

La responsabilidad del contenido de los artículos corresponde exclusivamente a los autores y no necesariamente refleja la postura del editor de la publicación.

Queda estrictamente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin la previa autorización del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

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), e *Ingeniería hidráulica en México*, segunda época (1985-2009); *Tecnología y Ciencias del Agua*, antes *Ingeniería hidráulica en México* (2010-2011).



Tecnología y Ciencias del Agua

Vol. V, núm. 6, noviembre-diciembre de 2014



Para comentarios a la Coordinación Editorial, dé clic aquí

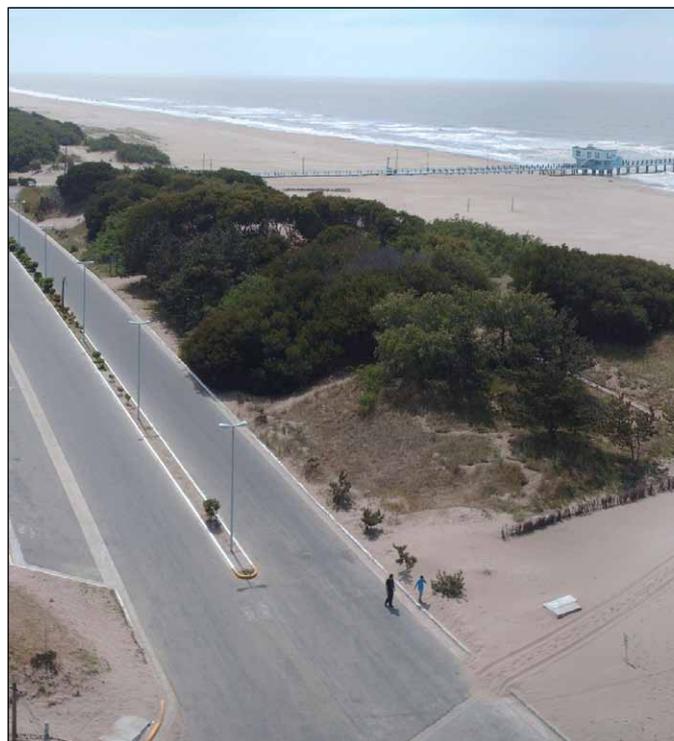


Para suscripciones, dé clic aquí

Portada: costanera de la localidad de San Clemente del Tuyú, Partido de La Costa, Buenos Aires, Argentina.

La urbanización y el aumento de la población han generado importantes modificaciones en el ambiente de la duna costera. En la duna activa, la infiltración de los excesos de agua a través de las arenas resulta de una mayor significación. Si esas arenas están más compactadas presentan una mayor cantidad de vegetación o se encuentran cubiertas por superficies impermeables (duna fija) disminuyen las posibilidades de infiltración. Ver el artículo "Impacto de la urbanización en la infiltración en un área costera, Argentina" de Silvina Carretero y Eduardo Kruse (pp. 5-24).

Foto: Silvina Claudia Carretero.





Atardecer en la subcuenca semiárida El Mogor, Baja California, México.

Foto: Francisco José del Toro Guerrero.



Contenido

Artículos técnicos

Impacto de la urbanización en la infiltración en un área costera, Argentina

Silvina Carretero
Eduardo Kruse

Metodología para investigar tendencias espacio-temporales en eventos meteorológicos extremos: caso Durango, México

Ma. Esperanza Blanco
Humberto Vaquera
José A. Villaseñor
J. René Valdez-Lazalde
Michel Rosengaus

Criterio para la optimización energética de redes ramificadas de agua

Víctor Luis de Nicolás
Francisco Laguna-Peñuelas
Pablo Vidueira

Propuesta de un nuevo enfoque para evaluar la peligrosidad por inundaciones pluviales

Luis Alejandro Sánchez
Yoel Martínez-González

Estimación del balance hídrico en una cuenca semiárida, El Mogor, Baja California, México

Francisco José del Toro-Guerrero
Thomas Kretzschmar
Alejandro Hinojosa-Corona

Dimensiones en planta de una protección de estribo y erosiones resultantes

Marcela L. Reynares
Mario I. Schreider
Graciela B. Scacchi

Amenaza a la contaminación del agua subterránea en el sector norte del acuífero Barva, Heredia, Costa Rica

Helga Madrigal-Solís
Alicia Fonseca-Sánchez
Christian Núñez-Solís
Alicia Gómez-Cruz

Comparación de metodologías de análisis de declinación de la productividad en pozos

Alfonso Aragón-Aguilar
Georgina Izquierdo-Montalvo
Rafael Gómez-Mendoza

Análisis de tendencias climáticas en la cuenca baja del río Yaqui, Sonora, México

Poliopetro F. Martínez-Austria
Carlos Patiño-Gómez
José Enrique Tamayo-Escobar



Contents

Technical articles

Impact of Urbanization on Infiltration in a Coastal Area, Argentina 5

Silvina Carretero
Eduardo Kruse

Methodology to Investigate Spatio-Temporal Trends in Extreme Weather Events: Case Durango, Mexico 25

Ma. Esperanza Blanco
Humberto Vaquera
José A. Villaseñor
J. René Valdez-Lazalde
Michel Rosengaus

An Energy Optimization Criterion for Branching Water Networks 41

Víctor Luis de Nicolás
Francisco Laguna-Peñuelas
Pablo Vidueira

Hydrodynamic Criteria to Design Water Recirculation Systems for Aquaculture 53

Luis Alejandro Sánchez
Yoel Martínez-González

Hydric Balance in a Semi-Arid Basin, El Mogor, B.C. 69

Francisco José del Toro-Guerrero
Thomas Kretzschmar
Alejandro Hinojosa-Corona

Plan Dimensions of an Abutment Revetment and its Resulting Scours 83

Marcela L. Reynares
Mario I. Schreider
Graciela B. Scacchi

Potential Pollution Sources to groundwater in the North Region of Barva Aquifer, Heredia, Costa Rica 103

Helga Madrigal-Solís
Alicia Fonseca-Sánchez
Christian Núñez-Solís
Alicia Gómez-Cruz

Comparison of Methodologies of Productivity Decline Analysis in Wells 119

Alfonso Aragón-Aguilar
Georgina Izquierdo-Montalvo
Rafael Gómez-Mendoza

Climatic Trends in the Lower Yaqui Valley Watershed, Mexico 135

Poliopetro F. Martínez-Austria
Carlos Patiño-Gómez
José Enrique Tamayo-Escobar

Notas técnicas

Caracterización de dos grupos de manantiales en el río Diguillín, Chile

José Luis Arumí
Ricardo Oyarzún
Enrique Muñoz
Diego Rivera
Evelyn Aguirre

Manejo conjunto del agua en la subcuenca Tábula-Picachos, Guanajuato, México

Mario A. Hernández
Alfredo Amador
Sonia T. Sánchez
Abel Solera

¿Es posible mejorar la uniformidad de riego utilizando diferentes espaciamientos entre emisores?

Marlio Bedoya-Cardoso
Vicente Ángeles-Montiel

Estimación probabilística de crecientes estacionales con base en registros mensuales de gasto máximo

Daniel Francisco Campos-Aranda

Discusión Guía para colaboradores

Technical notes

Characterization of Two Spring Clusters at the Diguillín River, Chile 151

José Luis Arumí
Ricardo Oyarzún
Enrique Muñoz
Diego Rivera
Evelyn Aguirre

Integrated Water Management in the Tábula-Picachos Sub-Basin, Guanajuato, Mexico 159

Mario A. Hernández
Alfredo Amador
Sonia T. Sánchez
Abel Solera

Is it Possible Improve the Irrigation Uniformity Using Different Spacing between Emitters? 167

Marlio Bedoya-Cardoso
Vicente Ángeles-Montiel

Probabilistic Estimation of Seasonal Floods Based on Maximum Flow Monthly Records 177

Daniel Francisco Campos-Aranda

Discussion 189 *Contributor's guide* 191

Impacto de la urbanización en la infiltración en un área costera, Argentina

• Silvina Carretero* • Eduardo Kruse •
Universidad Nacional de La Plata, Argentina

*Autor de correspondencia

Resumen

Carretero, S. & Kruse, E. (noviembre-diciembre, 2014). Impacto de la urbanización en la infiltración en un área costera, Argentina. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(6), 5-24.

En la costa nororiental de la provincia de Buenos Aires, Argentina, se analizó la evolución de la duna costera, los cambios en el uso del suelo consecuencia de la urbanización y los efectos sobre la infiltración al acuífero freático. A partir de fotografías aéreas e imagen satelital (1958-2005) se evaluaron las modificaciones en el sector norte, central y sur, teniendo en cuenta el estado de la duna (activa o fija). La cartografía fue trabajada bajo ArcGis v9.2 utilizando *Spatial Analyst Tools*. Se realizaron censos de perforaciones para construir mapas isofreáticos y de isovariación entre 2006 y 2007. Se efectuaron balances hídricos (1959-2011), cuyos excesos (430 mm/año) se transforman directamente en recarga al acuífero. Entre 1958 y 2005, la duna activa se redujo un 4% en el sector norte, 16% en el central y 24% en el sur. Se analizó temporalmente la relación entre urbanización e infiltración en el sector central, considerando tres zonas con diferentes respuestas ante la infiltración (zonas 1, 2 y 3). La zona de duna natural (zona 2) desapareció a partir de 1984, mientras que las zonas con diferentes grados de urbanización (zonas 1 y 3) incrementaron su superficie. Asociado con estas variaciones, la recarga disminuyó de 2.31 hm³ en 1958 a 1.19 hm³ en 2005, resultando en una reducción del 48% en 47 años. El análisis presentado es de utilidad para los tomadores de decisiones a la hora de establecer pautas de manejo para el ordenamiento territorial y uso sustentable del recurso hídrico.

Palabras clave: dunas costeras, acuífero costero, uso del suelo, recarga, Partido de La Costa, Argentina.

Abstract

Carretero, S. & Kruse, E. (November-December, 2014). Impact of Urbanization on Infiltration in a Coastal Area, Argentina. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(6), 5-24.

In the northeastern coast of the Province of Buenos Aires, Argentina, the evolution of the coastal sand-dune, land-use changes due to urbanization and the effects on infiltration to the phreatic aquifer were analyzed. Taking into consideration the nature of the dunes (active or fixed) the modifications in the northern, central and southern sectors were evaluated from aerial photographs and satellite imagery (1958-2005). The cartography was processed with ArcGis v9.2 using the *Spatial Analyst Tools*. Well measurements were carried out to draw isophreatic and isovariation maps between 2006 and 2007. Water balances (1959-2011) were carried out, with the water surplus (430 mm/year) being directly transformed into recharge to the aquifer. Between 1958 and 2005, the active dune was reduced by 4% in the northern sector, 16% in the central sector and 24% in the southern sector. The relationship between urbanization and infiltration over time in the central sector, considering 3 zones with different responses to infiltration (zones 1, 2 and 3), was analyzed. The zone with a natural dune (zone 2) has disappeared since 1984, while the zones with different degrees of urbanization (zones 1 and 3) have increased in surface. Associated with these variations, recharge decreased 2.31 hm³ in 1958 and 1.19 hm³ in 2005, resulting in a reduction of 48% over 47 years. This analysis is useful for decision makers when establishing land-use management guidelines and a sustainable use of the water resources.

Keywords: Coastal dunes, coastal aquifer, land-use, recharge, Partido de La Costa, Argentina.

Recibido: 01/05/13

Aceptado: 11/06/14

Introducción

Las dunas costeras se distribuyen en una amplia variedad de regímenes climáticos y su formación depende de la disponibilidad de arena y de los vientos, participando el desarrollo de la vegeta-

ción en su fijación (Ley Vega de Seoane, Gallego-Fernández, & Vidal-Pascual, 2007). En muchos casos, estos ambientes han sido degradados por la actividad del hombre, que se ha incrementado de forma significativa en los últimos 50 años, tal como ha sucedido en Nueva Zelanda y Holan-

da, donde muchos de los sistemas costeros se encuentran alterados de manera irreversible o han desaparecido (Martínez, Psuty, & Lubke, 2008). Las dunas costeras comprenden aproximadamente el 15% de las costas del mundo; las mayores barreras coinciden con márgenes tectónicamente estables, como la costa este de los Estados Unidos (3 100 km) y la costa del Golfo de México (1 600 km). También existen cadenas de barreras a lo largo de la costa este de Sudamérica (960 km), la costa este de la India (680 km), el Mar del Norte en Europa (560 km), el este de Siberia (300 km), y el norte de Alaska (900 km) (Fitzgeralds & Buynevich, 2006).

Las características morfológicas y la capacidad de infiltración de las dunas costeras hacen que representen áreas de recarga del agua subterránea y constituyan reservorios de agua dulce. En muchos casos, estos reservorios son la única fuente de abastecimiento a poblaciones costeras y actúan como barreras que protegen de la intrusión marina (Martínez & Vázquez, 2006).

Existen ejemplos de costas arenosas donde los acuíferos han sido estudiados, monitoreados y manejados, tal como en Holanda, Bélgica, el sur de Italia y noreste de España. Muchas veces los acuíferos costeros son de pequeña magnitud, pero adquieren significación para cubrir las necesidades humanas, que van desde la urbanización hasta la irrigación, como en el caso del Mediterráneo (Custodio, 2010).

Los acuíferos costeros tienen ciertas características que los hacen relevantes desde el punto de vista de la génesis y el funcionamiento de los espacios naturales relacionados con ellos. Suelen ser medios de elevado dinamismo morfológico en permanente evolución. Ello ocasiona cambios morfológicos (los de menor escala, perceptibles a escala temporal humana) que generalmente inducen cambios en la configuración de las redes hidrográficas y su relación con las aguas subterráneas: ubicación y/o extensión de las zonas de recarga y descarga del acuífero, cuantía de ambos términos, trazado y caudales de los cauces, etc. (Manzano, 2002).

El uso del suelo, particularmente en zonas urbanas y su relación con la cantidad y calidad de las aguas subterráneas ha sido extensamente abordado (Bellot, Bonet, Peña, & Sánchez, 2007; Houlahan & Findlay, 2004; Kim, 2004; Kim *et al.*, 2003; Park *et al.*, 2005; Wang, 2001; Zuquette, Pejon, & Dos Santos-Collares, 2004). La influencia general que produce una urbanización en el ciclo hidrológico incluye el incremento del escurrimiento superficial por techos, veredas, calles, etc., que puede drenar hacia la red de conductos o hacia un cuerpo receptor principal (Basile & Riccardi, 2000) la modificación de las fluctuaciones naturales de los niveles de agua subterránea (Batrak & Semenov, 2008), la disminución de la infiltración natural y la alteración de los procesos de escurrimiento superficial (Kruse *et al.*, 2004).

Si bien existe la asunción de que la recarga relacionada con las precipitaciones disminuye debido al incremento de las superficies impermeables en un área urbana, distintos estudios describen que puede mantenerse o aumentar, a pesar del incremento de las áreas casi impermeables. El agua infiltrada provendría de superficies con permeabilidad secundaria (pavimento, veredas, estacionamientos), estanques de infiltración, riego, pérdidas del sistema de saneamiento y de red de distribución de agua potable (Lerner, 2002; Lerner & Barrett, 1996; Hibbs & Sharp, 2012; Sharp, 2010; Sharp, Krothe, Mather, Garcia-Fresca, & Stewart, 2013; Wiles & Sharp, 2008). Sin embargo, Seiler y Gat (2007) exponen otros estudios donde reconocen una disminución de más del 10% en la recarga debido a drenajes que descargan en el mar.

En Sudamérica, los acuíferos en dunas costeras se corresponden con los depósitos de la costa atlántica (Rebouças, 1999). Bocanegra *et al.* (2010) indican la presencia de pequeños acuíferos clásticos alojados en dunas, de interés local, que son reservorios estratégicos de agua y resaltan que los problemas más graves de abastecimiento se manifiestan en acuíferos costeros localizados en áreas altamente

pobladas del sudeste de Brasil, extendiéndose hacia el noreste de Uruguay (Almagro & Custodio, 2004).

La costa oriental de la Provincia de Buenos Aires puede incluirse dentro de las características previamente mencionadas. Desde mediados del siglo XXI, esta región ha experimentado un fuerte incremento demográfico, con un proceso de urbanización caótico y expansión de actividades económicas especialmente relacionadas con las numerosas localidades balnearias, lo que condujo a un mayor requerimiento de suministro de agua dulce (Kruse, Carretero, Pousa, & Guaraglia, 2012). Este crecimiento urbano ha contribuido a modificar el medio y, por consiguiente, la distribución en el uso del suelo y en el comportamiento hidrológico. En esta región, la única fuente de agua potable (subterránea) presenta un desarrollo escaso y está restringida a la capa freática situada en la franja de dunas (Carretero, 2011). Además del factor antropogénico, esta región resulta vulnerable a la erosión costera e intrusión salina especialmente relacionada con olas de tormenta de alta energía asociadas con fuertes vientos (sudestadas) (Pousa *et al.*, 2007) y a sobreexplotación del recurso. Otro factor a tener en cuenta es el aumento del nivel del mar relacionado con el cambio climático, el cual afectaría la hidrogeología de la región a futuro (Carretero, Rapaglia, Bokuniwicz, & Kruse, 2013a).

En la costa arenosa bonaerense resulta de utilidad establecer las relaciones entre los cambios en el uso del suelo, y la cantidad y calidad de las aguas subterráneas, debido a que el aumento de la población estable, junto con el ingreso de los turistas en los meses de verano, está íntimamente ligado con el consumo y manejo de las reservas de agua.

En el área de estudio, los procesos de urbanización, destrucción de dunas e impermeabilización del terreno afectan el régimen de las aguas subterráneas, como consecuencia de la disminución de la infiltración y la restricción de las áreas de

recarga (Carretero, Kruse, & Forte-Lay, 2008; Pousa *et al.*, 2007). El proceso de urbanización en distintos grados, que trae aparejada la disminución de las posibilidades de infiltración de los excesos de agua, restringe las áreas de recarga natural del acuífero y, por consiguiente, las reservas de agua dulce disponibles.

La falta de información hidrogeológica es una problemática que afecta el estudio, conocimiento y entendimiento de los acuíferos costeros de Sudamérica. Bocanegra *et al.* (2010) señalan la falta de estudios de caracterización que apoyen la planificación y gestión de los recursos, y la falta de redes de observación. En la República Argentina, según un informe sobre la gestión del agua (Planas, Gaviño-Novillo, Mendiburo, Calcagno, & Urbano-Jáuregui, 2000), no existe una base de datos y un sistema de información sobre los recursos hídricos tanto en el ámbito nacional como en las provincias, que dé sustento a la gestión.

La costa de la provincia de Buenos Aires no es ajena a esta situación; la falta de información hidrogeológica tanto histórica como actual, y la ausencia de una red de monitoreo integral en el ámbito regional hacen necesario el uso de herramientas y metodologías, como imágenes satelitales y/o fotografías aéreas, para reconocer las variaciones en los recursos hídricos, metodología que data ya de varias décadas de aplicación (Byrne, Crapper, & Mayo, 1980), incluyendo el análisis de variaciones en regiones costeras (Huang, Gilmore-Pontius, Li, & Zhang, 2012; Kuleli, Guneruglu, Karsli, & Dihkan, 2011; Ray, Pijanowski, Kendall, & Hyndman, 2012; Shalaby & Tateishi, 2007).

Debido a las características mencionadas, se propone estudiar la evolución de la duna costera junto con los cambios en el uso del territorio, consecuencia del desarrollo poblacional y los efectos sobre la infiltración que alimenta al acuífero freático. Se postula que el uso de imágenes satelitales y fotografías aéreas, complementado con el trabajo de campo, resultaría una herramienta de utilidad que serviría como base en estudios hidrogeológicos en donde se contemplan

los cambios en el uso del suelo. También se propone comprobar que en el caso de la costa arenosa bonaerense, el efecto de la urbanización lleva a una disminución en las reservas de agua disponible.

Área de estudio

El área de estudio abarca la localidad de San Clemente del Tuyú, en la costa nororiental de la Provincia de Buenos Aires, Argentina ($36^{\circ} 22'$ latitud S, $56^{\circ} 44'$ longitud O) (figura 1). El ambiente pertenece a la región costera (González, 2005), en donde las características geomorfológicas condicionan el comportamiento hidrodinámico e hidroquímico de las aguas subterráneas (Carretero, Dapeña, & Kruse, 2013b). Se reconocen dos ambientes geomorfológicos: la llanura deprimida y el cordón costero (figura 1).

La llanura deprimida se encuentra abierta en el sector norte y se comunica con el estuario del río de La Plata en la bahía de Samborombón. El drenaje se efectúa por el arroyo San Clemente, a través de canales de marea, en los cuales se desarrollan cangrejales. En la zona de Punta Rasa puede observarse la desembocadura de los canales de marea, áreas inundables por la influencia mareal. En el sector sur, este ambiente se manifiesta mediante la presencia de bajos que, a su vez, resultan fácilmente inundables debido a las altas precipitaciones y al ascenso de los niveles freáticos.

En el cordón costero se ha incluido la duna propiamente dicha que se vincula hacia el este con la playa. La zona de playa es rectilínea, tiene entre 50 y 150 m de ancho, con pendientes suaves hacia el este; las arenas son de finas a medias, con presencia de fragmentos de valvas. Las dunas que se encuentran emplazadas al

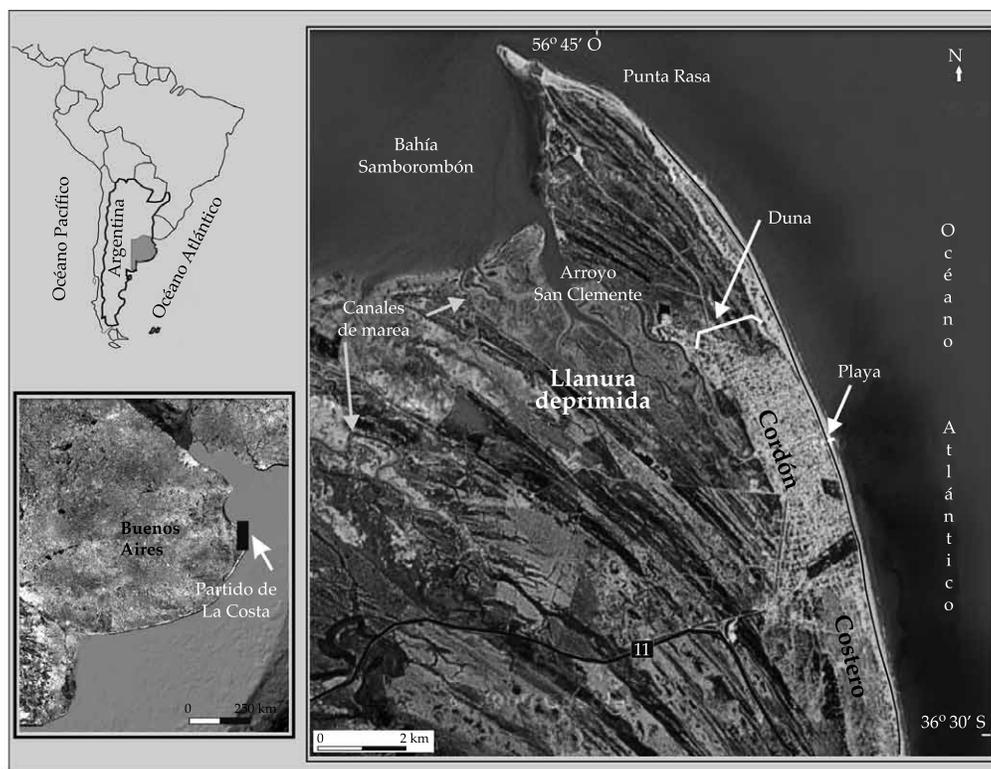


Figura 1. Mapa de ubicación y ambientes geomorfológicos en el área de San Clemente del Tuyú.

oeste de la playa que les da origen son bajas (superan levemente los 3 msnm) y fijadas por escasa vegetación. Su granulometría es de arenas finas y presentan un crecimiento general del tamaño de grano de norte a sur (Spalletti & Mazzoni, 1979).

En las dunas que conforman un cordón paralelo a la costa, el agua subterránea se dispone en lentes de agua dulce limitados hacia el oeste por el agua salobre de la llanura deprimida y hacia el este por el agua de mar. Las reservas de agua dulce son limitadas y su alimentación está directamente relacionada con los procesos de infiltración de los excesos de las precipitaciones (Carretero, 2011). La población actual es del orden de los 12 000 habitantes (INDEC, 2010), que dependen en un 100% del acuífero costero para suplir la demanda de agua potable. El desarrollo turístico es importante, con muy alta actividad en la época estival, en la cual la población puede multiplicarse por cinco. A su vez, la aparición de nuevas ofertas de turismo en la zona produce un aporte constante en el resto del año, pero por cortos periodos de estadía.

El clima es húmedo, mesotermal (templado), con nulo a pequeños déficit de agua, según la clasificación de Thornthwaite. La precipitación media anual está en el orden de 1 000 mm, donde el 60% ocurre de octubre a marzo. La temperatura media anual es de 14.5 °C, la humedad relativa promedio es del 85% y la frecuencia de vientos es muy variable, aunque predomina la dirección este.

Metodología

Para abordar la evaluación de los efectos sobre la infiltración que tiene la evolución de la duna costera, se planteó un análisis en sucesivas aproximaciones, partiendo de una situación regional, para alcanzar una verificación en el nivel local.

En el ámbito regional se efectuaron tareas de relevamiento e interpretación de rasgos geológicos, geomorfológicos e hidrogeológicos. A partir de la observación y el análisis de las

fotografías aéreas de 1958 del Servicio de Hidrografía Naval (Argentina), de 1984 del Ministerio de Obras Públicas de la Provincia de Buenos Aires, e imagen satelital de 2005 de *DigitalGlobe Google Earth*, se reconocieron diferentes usos del suelo y se observó la evolución de la duna a través del tiempo. También se definió la relación entre los efectos naturales y el avance de la urbanización.

Tanto las fotografías aéreas como las imágenes satelitales fueron georreferenciadas en *ArcGis v9.2*. Para realizar el análisis de la distribución territorial, se han digitalizado manualmente las zonas correspondientes a los ambientes geomorfológicos (llanura deprimida, duna fija, duna activa y playa), de acuerdo con las características observadas en las fotos, imágenes y trabajo de campo. Luego de que los polígonos fueran definidos, se utilizó la herramienta *Calculate Geometry*, y así obtener las áreas correspondientes para los usos de suelo de interés.

Se efectuaron censos de perforaciones existentes y construidas para una red de monitoreo de aguas subterráneas. En este trabajo se analizan los relevamientos de campo que se realizaron en octubre de 2006 y noviembre de 2007. El total de pozos censados en cada oportunidad fue de 42, lo cual significa una densidad de tres pozos por km².

Se adjudicó un valor de infiltración para cada tipo de uso del suelo y se evaluó la recarga para cada situación. Se consideró el incremento de la población, analizándose las estadísticas de INDEC (1960, 1980, 1991, 2001, 2010) para la localidad de San Clemente del Tuyú. Con base en estos datos se aproximó un valor para la demanda media anual de agua y considerando 200 l/d como consumo medio (Planas *et al.*, 2000), se estimó el volumen necesario para abastecer a los habitantes permanentes.

Se determinaron los excesos de agua efectuando balances hídricos mensuales de acuerdo con Thornthwaite y Mather (1955), y los valores de ET_0 (evapotranspiración de referencia) media diaria según el método de Penman-Monteith (Allen, Pereira, Raes,

& Smith, 1998). Los datos de precipitación corresponden a las estaciones del Servicio Meteorológico Nacional Argentino de Santa Teresita (1990–2007) y Dolores (1925–2006), que resultan representativos para el estudio climatológico de la región. También se contó con datos de un pluviómetro instalado en San Clemente del Tuyú, con registro para el periodo 2002–2011.

Para un análisis más detallado, se dividió el área en tres sectores: norte, central y sur, evaluándose en el sector central la influencia de la variación en los usos del suelo sobre la infiltración. Con base en el uso del suelo, se seleccionaron dos áreas características de situaciones extremas (duna natural y duna urbanizada). Se elaboraron mapas isofreáticos y de isovariación de los niveles freáticos. Los resultados obtenidos fueron comparados con la infiltración estimada a partir del balance hídrico, según distintos periodos de tiempo, para las dos áreas planteadas.

La interpolación de datos hidrodinámicos para obtener mapas de curvas de igual valor se realizó mediante la opción *Interpolation* de la herramienta *Spatial Analyst Tool* de *ArcGis v9.2*. Se utilizó la metodología de tipo vecino próximo (*Natural Neighbor*), por tratarse de la que mejor representa el comportamiento de las variables en la región. A partir de esta salida en formato *ráster* se obtuvieron los mapas de curvas isofreáticas, utilizando la opción *Contour* de la herramienta *Surface Analysis de Spatial Analyst Tool*. Posteriormente se han realizado ajustes sobre los mapas de acuerdo con interpretación propia y conocimiento del sistema. A partir de los mapas de flujo, se calcularon los gradientes hídricos y velocidad efectiva, máximos y mínimos, utilizando el coeficiente de permeabilidad (20 m/d) y porosidad efectiva (10%) tomados como referencia por los estudios realizados en la zona por Sala *et al.* (1976).

El mapa de isovariaciones de niveles freáticos fue construido utilizando la función *Raster Calculator*, tomando como capas *ráster* de entrada los mapas previamente obtenidos

para cada año. Este mapa se utilizó para estimar la variación del volumen de agua dulce almacenada por encima de 0 msnm entre 2006 y 2007. Dicha estimación se realizó utilizando el valor medio de las curvas de isovariación, una porosidad efectiva del acuífero del 10% y el área estimada para cada rango de variaciones. Para el cálculo de esta área primero se realizó una reclasificación mediante el uso de la herramienta *Reclassify (3D Analyst Tools)*, donde se fijaron los rangos de variación, y se obtuvieron los valores de área de cada píxel y celda.

Resultados

Evolución de la duna costera

El ambiente de duna costera puede ser subdividido en duna fija y duna activa. La duna activa se localiza adyacente a la playa hacia el oeste, sobre la línea de costa, y conserva su dinámica de transporte debido a los vientos provenientes del este. Si bien se observa la presencia de vegetación, ésta es escasa, tratándose, en general, de especies que se caracterizan por presentar extensos sistemas de raíces y tallos subterráneos, lo que ayuda a consolidar la arena de la duna. En el sector sur, la presencia de vegetación es aún menor (figura 2).

La duna fija se encuentra al oeste de la duna activa, y se observa una mayor presencia de vegetación que ha fijado el sustrato arenoso, impidiendo su movilización. En ocasiones se trata de especies típicas de duna y, en otras, introducidas por el hombre con propósitos recreacionales (plazas, *campings*, etc.) (figura 3). La presencia de la urbanización extendida es otro factor que ha contribuido a la compactación de las arenas de la duna tanto mediante la construcción de viviendas como al trazado de calles.

De la totalidad del área estudiada, donde el ambiente de dunas ocupa 20 km², se observa que la duna fija ha incrementado su área a lo largo del tiempo, abarcando el 72% de la superficie en 1958, alcanzando el 86% en 2005 (figura

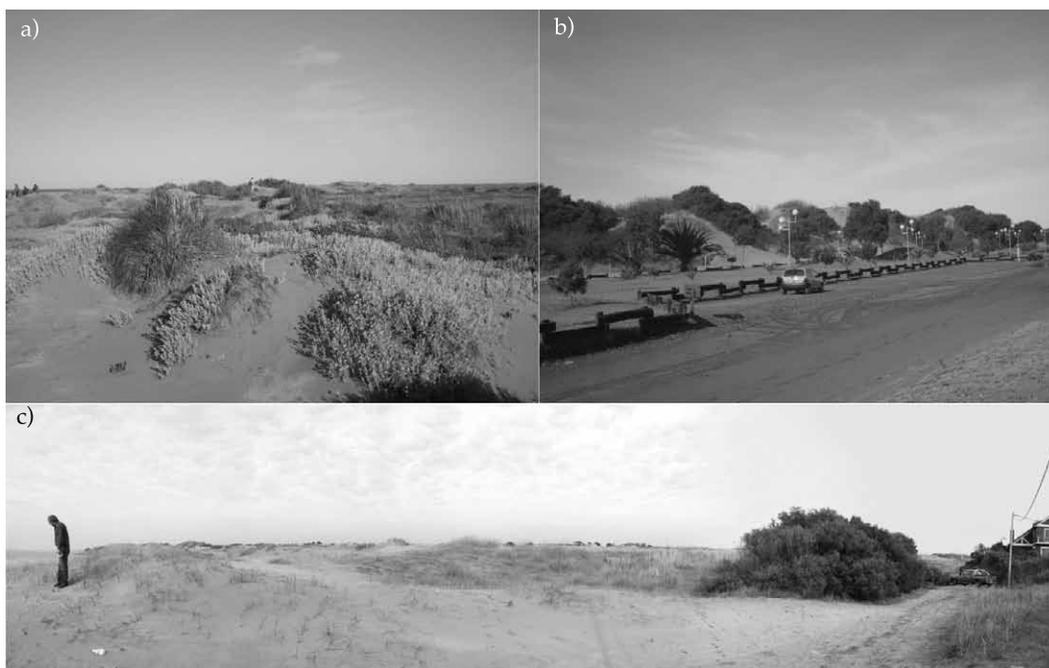


Figura 2. Duna activa, con escasa vegetación; a) sector en Punta Rasa, b) sector norte de la ciudad, c) sector sur.



Figura 3. Distintos ejemplos de áreas de duna fija debido a la vegetación y urbanización.

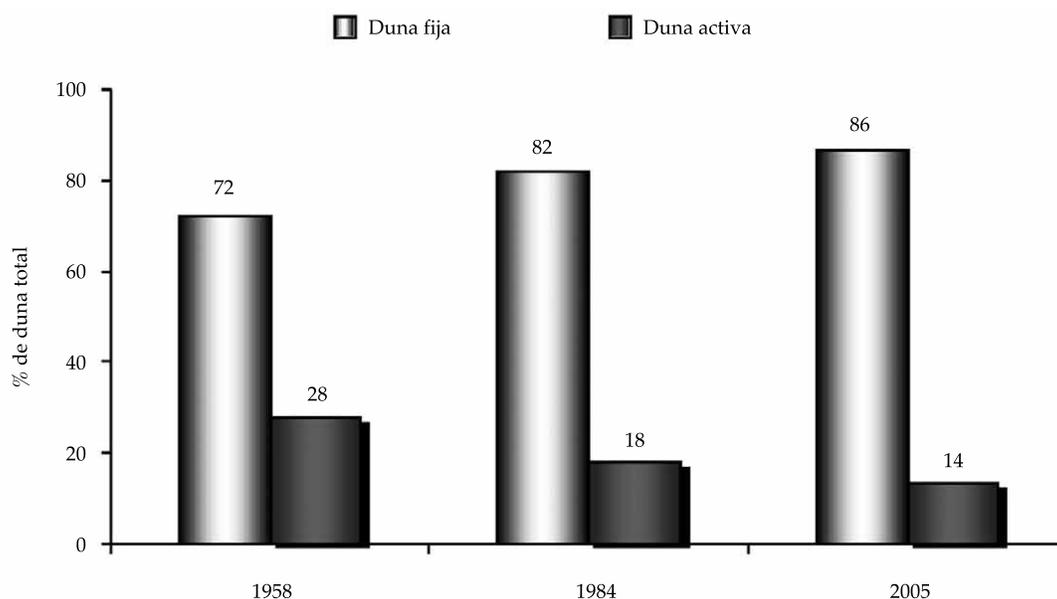


Figura 4. Evolución de la duna fija y activa a través del tiempo.

4). La evolución de la duna fija manifiesta un aumento de su superficie en detrimento de la duna activa, pero la fijación no es meramente un proceso natural, sino que también está afectada por el avance de la urbanización, lo cual impacta en el comportamiento hidrológico natural del sistema.

En la figura 5a se observa la distribución en porcentajes de la duna activa para los diferentes años estudiados.

En 1958, esta distribución era de 22, 23 y 41% de su área, repartida entre el sector norte,

central y sur, respectivamente. Para 1984 se observa una reducción generalizada de la duna activa, ocupando un 15% en el sector norte, un 8% en el central y un 35% en el sur. Por su parte, para 2005, en el norte se ha producido una leve recuperación, pasando del 15 al 18%; pero en los sectores central y sur, la disminución en la superficie de la duna activa está representada por el 7 y el 17%.

En el sector norte, donde el ambiente de duna ocupa 8 km², la mayor disminución en la duna activa se da entre 1958 y 1984 (6%),

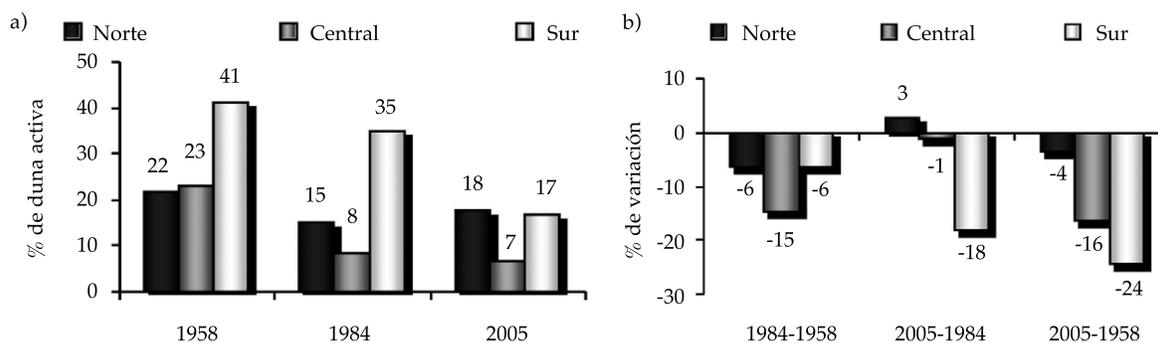


Figura 5. a) Porcentajes de duna activa distribuido por sectores; b) porcentajes de variación de la duna activa.

lo cual se puede observar especialmente en el límite con el sector central, donde comienza la urbanización; luego, entre 1984 y 2005 existe una leve recuperación, con un incremento de su superficie en un 3%. En los 47 años considerados (1958-2005), la duna activa

presenta una reducción total del 4% (figura 5b). A diferencia de los otros sectores, en el norte, el trazado de la ciudad no se ha extendido (figura 6a), ya que estas tierras pertenecen al dominio militar. Además, salvo la zona de dunas, el resto de la superficie se compone de

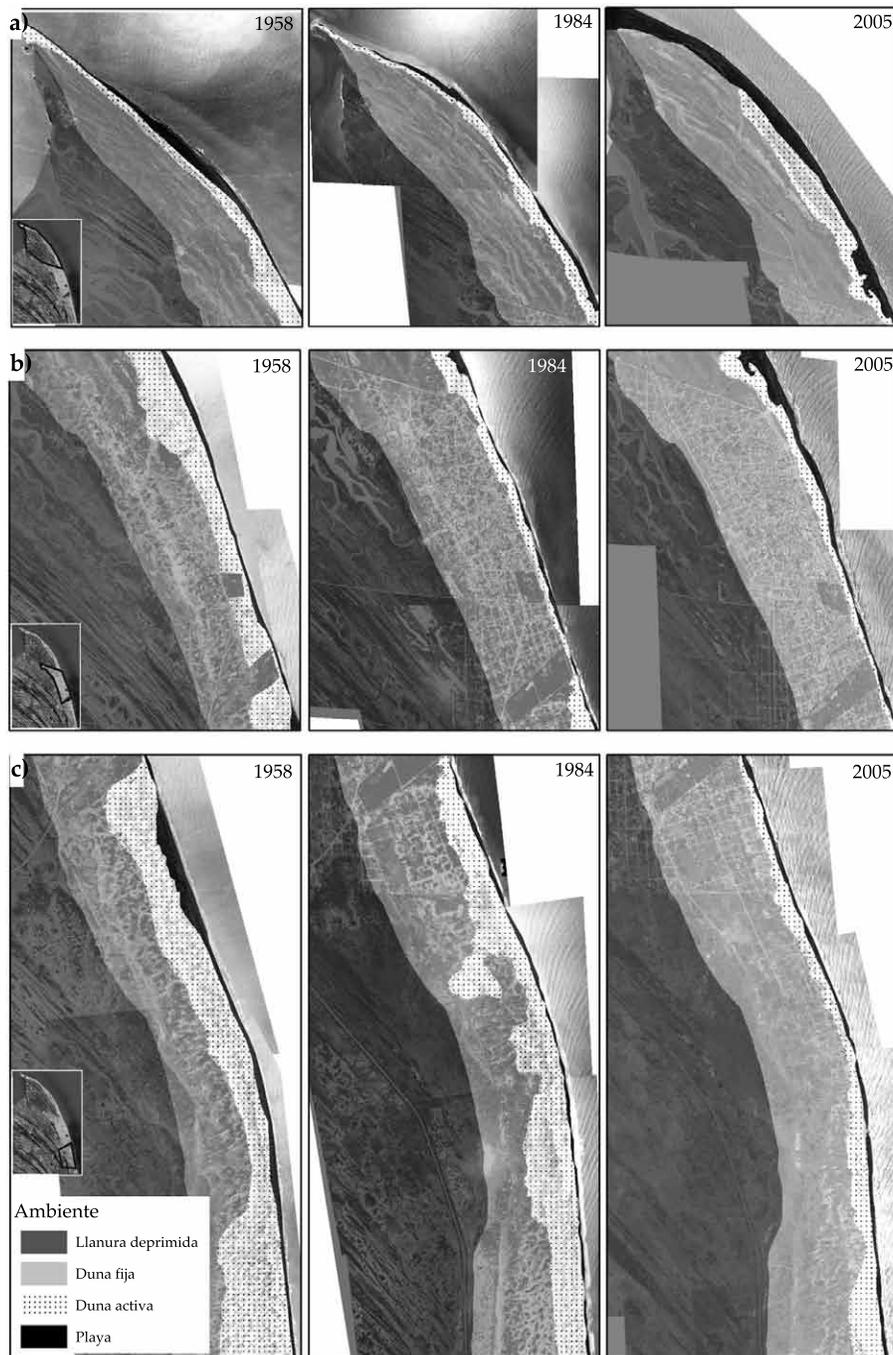


Figura 6. Evolución en la morfología del sector norte (a), central (b) y sur (c) a través del tiempo.

bajos afectados por la influencia mareal y el desarrollo de cangreiales, no resultando apto para edificaciones.

En el sector central, la duna se desarrolla en un área de 6 km². La pérdida total de duna activa entre 1958 y 2005 es del 16% de su superficie, lo cual cuadruplica el valor obtenido para el sector norte. La reducción de la duna activa observada entre 1958 y 1984 es más del doble que en el norte (15%), mientras que la variación entre 1984 y 2005 es de menor magnitud (1%) (figura 5b). En el sector central, en la fotografía de 1958 (figura 6b) resulta difícil reconocer las calles y casas del trazado urbano; mientras que en 1984, la urbanización resulta ser el rasgo más destacado. Incluso la duna fija ha sido modificada de un periodo al otro, ya que en 1958 se observa una superficie no tan compactada como parece ser 26 años más tarde. En 2005, la imagen muestra que la duna activa continúa reduciéndose y la urbanización definitivamente se ha afianzado, dejando muy pocos rasgos pertenecientes al ambiente natural de dunas. Estas modificaciones traen como consecuencia variaciones en el ciclo hidrológico.

El ambiente de duna en el sector sur abarca 6 km²; el total de duna activa perdida en este sector (figura 5b) entre 1958 y 1984 es equivalente a la reducción detectada en el sector norte (6%), pero entre los años 1984 y 2005, el área perdida es aún mayor y se triplica (18%). Entre 1958 y 2005, la disminución es del 24%. En la figura 6c puede observarse que en 1958, e incluso en 1984, casi no se distinguen loteos o construcciones, pero entre 1984 y 2005 se ha producido una fuerte modificación en este paisaje. Hacia el límite con el sector central

se observa un aumento en la densidad de las viviendas, y un tanto más al sur, un trazado de loteos para futuras edificaciones.

Variaciones en la infiltración

Los excesos de agua medios anuales de acuerdo con los balances hídricos estimados desde 1959 a 2011 están en el orden de los 430 mm/año (aproximadamente el 43% de las precipitaciones) (cuadro 1).

Estos excesos de agua de las precipitaciones se constituyen en infiltración que produce la recarga del sistema hídrico subterráneo. Las características naturales del ambiente de duna indican la inexistencia de escurrimiento superficial y condiciones homogéneas de infiltración. Las precipitaciones medias, como fuente de ingreso al sistema hídrico, se han mantenido y se considera que no serían responsables de las variaciones en las reservas de agua subterránea (Carretero & Kruse, 2010).

Como se ha observado previamente, el sector central presenta una fuerte modificación debido a los cambios en el uso del suelo, donde el ambiente de duna ha sido afectado por el desarrollo de la urbanización.

Para analizar la relación entre urbanización e infiltración, considerando cambios areales y temporales, en el ambiente de duna del sector central se identificaron tres zonas (figura 7), con distintas respuestas en las posibilidades de infiltración.

La zona 1, con suelo arenoso, escasa urbanización, espacios verdes y calles sin pavimentar. La zona 2 es el ambiente natural de dunas, con suelo arenoso, escasa vegetación e insignificante densidad de población. En la zona 3 se han incluido los sectores densamente urbanizados

Cuadro 1. Resultados de los balances hídricos efectuados para la región (valores en mm).

Localidad	Periodo	Precipitaciones	ETP	ETR	Excesos
Dolores	1959-2006	948	690	520	427
Santa Teresita	1990-2007	995	684	525	268
San Clemente	2002-2011	881	626	468	413
Promedio		941	667	504	436

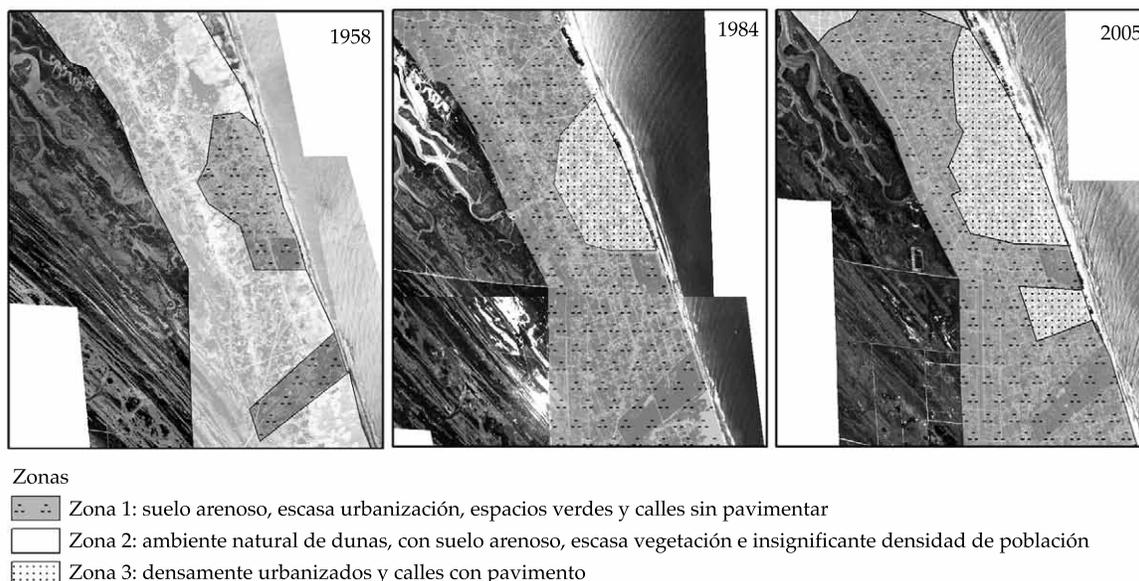


Figura 7. Evolución de las zonas 1, 2 y 3 para el sector central.

y donde las calles están pavimentadas. Un análisis detallado de las superficies impermeabilizadas en cada una de estas zonas permitió definir que en la zona 1, la infiltración de los excesos de agua se produce en un 60% de su superficie; en la zona 2, en el 100%; mientras que en la zona 3 sólo el 20% de los excesos infiltra en pequeñas superficies, y el resto conforma un escurrimiento superficial que descarga al mar.

En la figura 7 se observa la evolución a través del tiempo de las zonas definidas para el sector central. En 1958, la zona 3 no existía, se reconoce su presencia en 1984, donde abarca 0.84 km² (cuadro 2) y en 2005 incrementa su área, pasando a 1.5 km². La zona 2, con un área de 4.8 km² en 1958, desapareció a partir de

1984. La zona 1 ha ganado superficie, pasando de 0.95 km² en 1958 a 4.5 km² en 1984; en 2005 reduce su superficie a 4.13 km² debido al crecimiento de la zona 3.

De lo previamente analizado se destaca que el área natural de duna ha desaparecido en el lapso de 26 años (1958-1984), dando lugar al crecimiento urbano en diferentes grados, afectando la superficie expuesta apta para infiltración y la subsiguiente recarga. A partir del área afectada por la infiltración estimada (cuadro 2) y considerando el valor de excesos promedio (430 mm/año), se evaluó para cada año y zona el volumen infiltrado que se considera como la recarga del sistema subterráneo de acuerdo con las condiciones descritas.

Cuadro 2. Áreas calculadas para las zonas 1, 2 y 3 en el sector central y su correspondiente superficie apta para infiltración.

	Área (km ²)			% infiltración por zona	Área afectada por infiltración (km ²)		
	1958	1984	2005		1958	1984	2005
Zona 1	0.95	4.53	4.13	60	0.57	2.72	2.48
Zona 2	4.8	0	0	100	4.8	0	0
Zona 3	0	0.84	1.5	20	0	0.17	0.30

En 1958, la recarga total era de 2.31 hm³ distribuidos entre las zonas 1 y 2, con 0.25 y 2.06 hm³, respectivamente. Para 1984, la recarga totaliza 1.24 hm³ entre la zona 1 (1.17 hm³) y la zona 3 (0.07 hm³). Finalmente, en 2005, se registra el valor más bajo, siendo 1.19 hm³ la recarga estimada, también distribuidos entre las zonas 1 y 3, con valores de 1.06 y 0.13 hm³ (cuadro 3).

En función de los valores expuestos, entre 1958 y 1984 se produjo una disminución en la recarga del 46% (1.07 hm³), mientras que entre 1984 y 2005 fue de 4% (0.05 hm³). Si se considera el periodo total del estudio, entre 1958 y 2005 se estima una reducción de la recarga del 48% (cuadro 4).

El agua que no infiltra se transforma en escurrimiento superficial en la zona urbanizada, donde por medio de desagües pluviales se descargan los excedentes al mar. La impermeabilización de la superficie reduce tanto la infiltración como la evaporación, dando lugar a la existencia de este escurrimiento superficial que es prácticamente inexistente en el ambiente natural de duna. Por estas razones, en el ambiente urbano (zona 3), eventos de tormenta traen como consecuencia inundaciones en la zona pavimentada, sobre todo en el sector de la costanera y del centro comercial, así como la pér-

didada de un importante volumen de agua hacia el mar, que constituiría una potencial recarga al acuífero (figura 8).

Se han expuesto los efectos de la urbanización sobre la infiltración en el área de estudio, observando que hay una reducción de los ingresos al sistema hidrológico. Mediante el análisis de la evolución de la demanda de agua para a la población estable de la localidad, se pretende advertir que el avance de la urbanización, consecuencia del crecimiento poblacional de la región, lleva al incremento en las necesidades de uso del recurso hídrico.

Según los censos nacionales del Instituto Nacional de Estadística y Censos de la República Argentina (INDEC), la población era de 1 750 habitantes en 1958, 6 500 en 1984 y 12 000 para 2005, con casi la totalidad de los habitantes asentados dentro del sector central. Como consecuencia, el consumo de agua ha mostrado un constante aumento, siendo de 0.13, 0.47 y 0.88 hm³ en 1958, 1984 y 2005, respectivamente (cuadro 3), multiplicándose por 4 entre 1958 y 1984, y duplicándose entre 1984 y 2005. Para la totalidad del periodo (1958-2005), el consumo de agua se ha septuplicado (cuadro 4). Debe tenerse en cuenta que el suministro de agua potable se realiza a partir de un campo de bombeo situado hacia el sur, fuera de la zona urbanizada. La explotación se

Cuadro 3. Recarga y consumo estimados para los años 1958, 1984 y 2005.

Recarga (hm ³)	1958	1984	2005
Zona 1	0.25	1.17	1.06
Zona 2	2.06	0	0
Zona 3	0	0.07	0.13
Total	2.31	1.24	1.19
Consumo total habitantes	0.13	0.47	0.88

Cuadro 4. Evolución de la recarga y consumo a través del tiempo.

		1958-1984	1984-2005	1958-2005
Recarga	Disminución (hm ³)	1.07	0.05	1.12
	%	46	4	48
Consumo	Aumento (hm ³)	0.35	0.4	0.75
	Factor	4	2	7



Figura 8. a) Caños pluviales colocados en la Av. Costanera, que descargan hacia la playa y el mar; b) desagüe que termina en la playa, donde posteriormente el flujo se conduce al mar; c) calles inundadas en la costanera de San Clemente del Tuyú.

realiza a través de un sistema de pozos Ranney y un sistema Wellpoint, ubicados en el cordón costero. Se considera que no existen pérdidas significativas de la red de distribución de agua que alimenta a la capa freática debido a que se trata de una red en buen estado, que cuenta con menos de 20 años de funcionamiento. Lo mismo ocurre con el servicio de saneamiento, que tiene menos de 10 años de instalación. Los bajos contenidos de nitratos en el agua freática son indicadores de tal situación (Carretero *et al.*, 2013b) y, a su vez, las redes de flujo subterráneo no muestran modificaciones apreciables que indiquen áreas de recarga como consecuencia de la pérdida de cañerías en el subsuelo.

De lo expuesto se observa que los ingresos al sistema acuífero se han reducido a lo largo del tiempo mientras que los egresos (consumo y pérdidas por escurrimiento superficial) han aumentado.

Variaciones de niveles freáticos

A partir de los datos de la red de monitoreo se confeccionaron mapas de flujo de la capa freática correspondientes a octubre de 2006 y noviembre de 2007 (figura 9).

Para 2006, en el sector sur se reconoce un área elevada en la morfología freática, con curvas isofreáticas que oscilan entre 1.5 y 2.5 msnm. A partir de los datos de 2007, como consecuencia de un año hidrológico con mayores excesos de agua y consecuentemente más infiltración, puede observarse que el sector delimitado por la curva de 1.5 msnm ha aumentado su expresión areal. También se manifiesta un área elevada con la curva de 1.5 msnm en el sector norte que no aparecía en 2006. En ambos casos se reconoce un gradiente hídrico en dos direcciones opuestas: hacia el este al mar y en dirección oeste hacia la llanura deprimida. Para



Figura 9. Mapas isofreáticos, censo 2006 y 2007.

2006, el gradiente hídrico máximo es de 0.0028, con una velocidad efectiva correspondiente a 0.056 m/d en el sector sur. El mínimo es de 0.0008 y 0.016 m/d, respectivamente, en la zona norte. En cambio, en el mapa de flujo de 2007, se obtuvo un gradiente hídrico de 0.0032 y una velocidad efectiva de 0.064 m/d, con máximos en la zona sur. Los mínimos tienen valores de 0.0009 de gradiente hídrico y 0.018 m/d de velocidad efectiva.

Se realizó una evaluación en forma detallada de las variaciones de los niveles freáticos entre 2006 y 2007, en dos áreas tipo seleccionadas, las cuales se corresponden con una duna netamente urbanizada (asignable a la zona 3)

y la otra con una duna natural (asignable a la zona 2).

Se efectuaron balances hídricos para los dos años hidrológicos, abarcando los periodos de octubre 2005 a septiembre 2006, y de octubre 2006 a septiembre 2007, fechas en las que se realizaron las mediciones de niveles freáticos. En 2006, las precipitaciones alcanzaron 811 mm, siendo los excesos de agua de 349 mm; mientras que en 2007, los valores son 1 000 mm y 442 mm, respectivamente. La precipitación media anual histórica (1990-2007) es de 1 000.1 mm, este valor es similar al registrado en 2007, encontrándose 2006 por debajo de la media.

Los resultados del balance hídrico se ven reflejados en el comportamiento de la capa freática. En 2007, año con mayores excesos, se observó un ascenso generalizado de los niveles freáticos en toda el área respecto del año anterior (figura 9), lo cual se traduce en una rápida respuesta en la recarga al acuífero.

A partir de los mapas de flujo obtenidos y considerando como plano de referencia el 0 msnm, se estimó el volumen de agua dulce disponible para 2006 y 2007 para las dos áreas tipo. Se presentan los resultados en el cuadro 5, donde puede observarse que en la zona urbanizada (zona 3), el incremento del volumen de agua dulce es de 0.04 hm³ de un año al otro, mientras que en el área de duna natural (zona 2) es de 0.14 hm³, triplicando el volumen de recarga.

El mapa de isovariación del nivel freático entre los dos periodos (figura 10) muestra un ascenso generalizado del nivel freático. Para la duna urbanizada, las variaciones entre los 0 y 0.3 m están ampliamente distribuidas, luego se ven aumentos dentro del rango 0.3 y 0.6 m en menor proporción (figura 10-1). En cambio, en la duna natural, se observan sectores con ascensos del nivel freático con rangos entre 0-0.3 m, 0.3-0.6 m y 0.6-0.95 m. Esta área presenta sectores con ascensos más pronunciados que la duna urbanizada, además de una distribución areal más amplia del rango 0.3-0.6 m (figura 10-2).

Los resultados muestran que los 442 mm de excesos del balance hídrico para 2007, transformados en recarga al sistema acuífero, se reflejan de manera diferencial según se trate de un área natural de duna o de un sector altamente urbanizado conformado por un elevado porcentaje de superficies impermeables.

Discusión

Si bien se han estudiado casos en donde la recarga puede mantenerse o aumentar a pesar del incremento de las áreas impermeables debido a superficies con permeabilidad secundaria o pérdidas provenientes de las redes de agua y saneamiento (Kruse *et al.*, 2013; Lerner, 2002; Lerner & Barrett, 1996; Hibbs & Sharp, 2012; Sharp, 2010; Sharp *et al.*, 2013; Wiles & Sharp, 2008), en la costa oriental de la provincia de Buenos Aires se ha observado una progresiva disminución de la recarga y, consecuentemente, de las reservas de agua subterránea.

En otras localidades del cordón costero, en donde la zona intensamente urbanizada no está provista de una red de abastecimiento de agua potable, se han registrado casos de intrusión salina que han degradado la calidad química del acuífero por sobreexplotación (Carretero, Kruse, & Rojo, 2013c; Perdomo, Carretero, Kruse, & Ainchil, 2013).

El hecho de que en San Clemente del Tuyú no se haya producido este fenómeno demuestra que en zonas costeras es fundamental contar con servicios de provisión de agua a la población, en especial en el área densamente urbanizada localizada sobre la línea costanera.

Otra cuestión a considerar es la proyección del crecimiento urbano sumado al aumento del nivel del mar, consecuencia del cambio climático global. Se han realizado pronósticos para la región (Partido de La Costa) con base en diferentes modelos (Carretero *et al.*, 2013a), en donde el escenario más desfavorable predice una intrusión de la cuña salina mayor a 200 m para un metro de aumento del nivel del mar. En el mismo trabajo se predijo un incremento de la población estable hasta los 100 000 habitantes (actualmente se registran 70 000),

Cuadro 5. Volumen almacenado e incremento.

Ambiente	Volumen (hm ³)		
	2006	2007	Incremento
Urbanizado	0.13	0.17	0.04
Duna	0.25	0.38	0.14

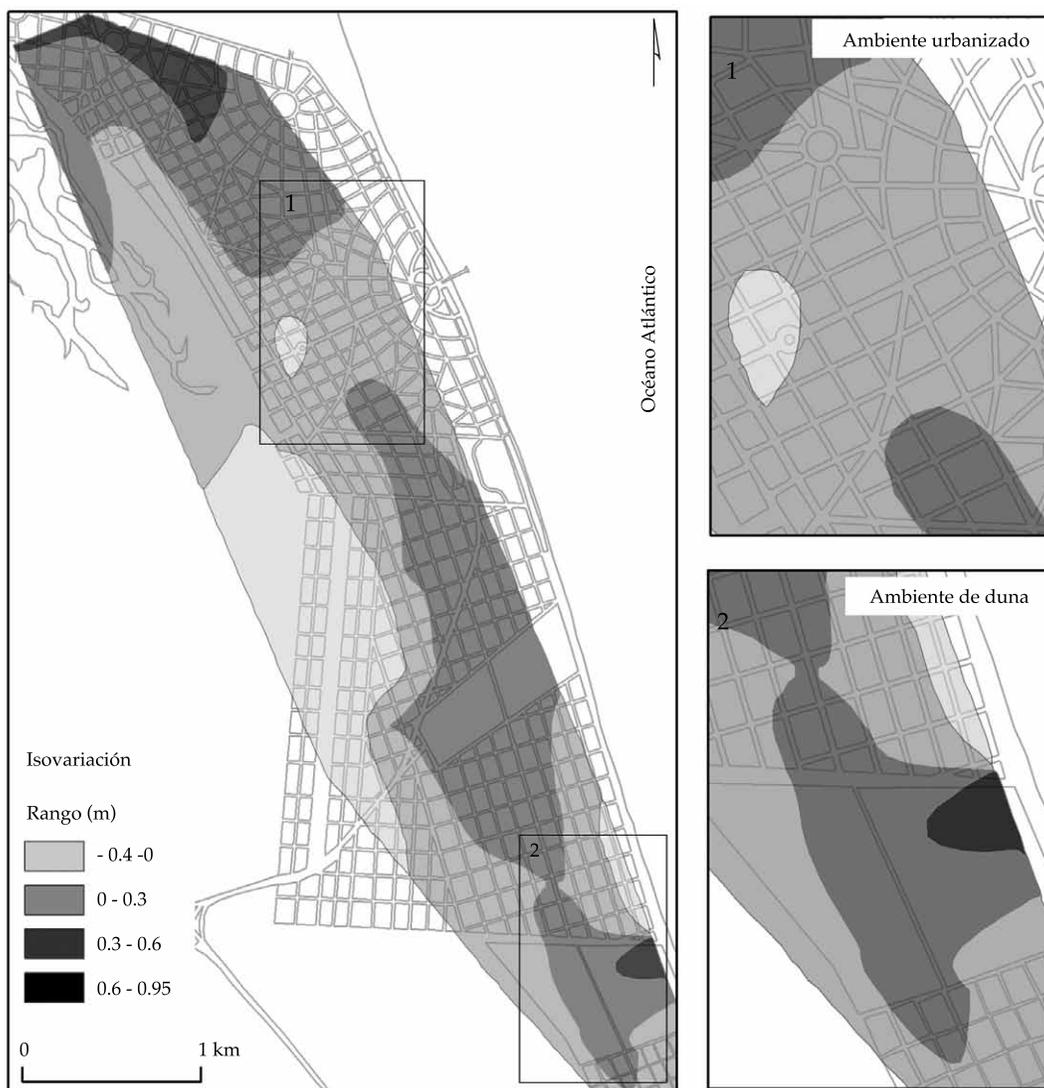


Figura 10. Mapa de isovariación entre los censos 2006 y 2007.

con lo cual el acuífero freático de agua dulce estaría fuertemente afectado con sólo 0.31 m de elevación del nivel del mar. Un crecimiento mayor, asociado con una tasa de consumo de agua superior, afectaría al acuífero con menores valores de incremento en el nivel medio del mar, resultando en una situación de riesgo a menor plazo.

El análisis de la calidad y protección del agua ha sido declarado como uno de los principales propósitos en distintos países, en

especial aquellos pertenecientes a la Unión Europea (EU Water Framework Directive). Si bien en Argentina no existen políticas explícitas referidas a la planificación y gestión de las zonas costeras, existe en cambio una profusa normativa general en los tres niveles (nacional, provincial y municipal), con competencias superpuestas en este ámbito (Barragán-Muñoz, 2005). Es evidente la necesidad de adoptar medidas de planificación y ordenamiento territorial frente al crecimiento de los núcleos

urbanos. Las zonas costeras, con la fuerte influencia de la actividad turística sumada a la alta vulnerabilidad de los acuíferos, deberían ser consideradas de manera especial a la hora de fijar las pautas de manejo del recurso.

Conclusiones

La urbanización y el aumento de la población han generado importantes modificaciones en el ambiente de la duna costera. En la duna activa, la infiltración de los excesos de agua a través de las arenas resulta de una mayor significación. Si esas arenas están más compactadas presentan una mayor cantidad de vegetación o se encuentran cubiertas por superficies impermeables (duna fija), disminuyen las posibilidades de infiltración.

En el análisis de la evolución de la duna costera a través del tiempo se ha advertido un incremento del área correspondiente a la duna fija, en detrimento de la duna activa. La duna fija ocupaba el 72% de la totalidad del ambiente dunar en 1958, pasando al 86% en 2005. En los 47 años considerados (1958-2005), la duna activa presenta una reducción del 4% en el sector norte, del 16% en el central y del 24% en el sur.

Se ha realizado un análisis temporal de la relación entre urbanización e infiltración en el sector central, considerando tres zonas con diferentes respuestas ante la infiltración. Este sector es el que presenta una mayor modificación en la morfología general del paisaje debido al desarrollo de la urbanización, que ha afectado el ciclo hidrológico natural. Se observa que la zona de duna natural (zona 2) ha desaparecido a partir de 1984, mientras que las zonas correspondientes a las áreas con diferentes grados de urbanización (zona 1 y 3) han incrementado su superficie de modo considerable. Asociado con estas variaciones, se advirtió que la recarga ha disminuido conforme ha avanzado el desarrollo de las superficies impermeables, pasando de 2.31 hm³ en 1958 a 1.19 hm³ en 2005. La infiltración

y, por consecuencia, la recarga en este sector sufrió una disminución de 48% en 47 años. La reducción en la recarga no se relaciona con factores climáticos sino con una menor infiltración de las precipitaciones causadas por el aumento de las superficies urbanizadas, dando lugar a un escurrimiento superficial que es descargado hacia el mar mediante desagües pluviales, perdiéndose dicho volumen de agua, que debería formar parte de la recarga subterránea.

Existe una estrecha relación entre la modificación geomorfológica de la duna debida al cambio en el uso del suelo y las posibilidades de infiltración. Los años con mayores excesos se reflejan en un ascenso generalizado de los niveles freáticos, tal como se ha observado en el análisis entre 2006 y 2007. Sin embargo, este comportamiento se manifiesta de manera diferencial según se trate de la zona de duna natural o de la duna urbanizada. En la duna natural se registran los mayores ascensos en el nivel freático, llegando hasta 0.95 m, con una mayor distribución del rango 0.3-0.6 m, lo que significa un mayor incremento en las reservas de agua subterránea. En cambio, en la duna urbanizada, los ascensos son menores, con un máximo dentro del rango 0.3-0.6 m y la mayor distribución entre los 0 y 0.3 m. La variación del volumen de agua dulce, calculado entre 2006 y 2007, da como resultado que en la duna urbanizada existe un aumento de 0.04 hm³ de un año al otro, mientras que la duna natural es de 0.14 hm³, valor que triplica el volumen de recarga, comparado con la duna urbanizada.

Para el manejo del agua proveniente de eventos de tormenta y para compensar las pérdidas en la recarga como consecuencia del aumento del escurrimiento superficial, sería imprescindible la modificación del sistema actual de drenajes hacia el mar, con la implementación de sistemas urbanos de diseño sustentable (SUDS), que podrían incluir métodos como pozos y zanjas de infiltración, depósitos o estanques de detención, y el reemplazo de zonas de estacionamiento por superficies

de pavimento permeable. También podrían implementarse sistemas de recolección de agua de lluvia por techos que serían llevados a sitios de almacenamiento y uso, o directamente dirigidos a lugares preferenciales para aportar a la recarga del acuífero. Cualquiera de estas metodologías deberá ser estudiada de manera detallada, para permitir la recuperación del mayor volumen de agua de lluvia y evitar que la materia en suspensión y contaminantes alcancen el agua subterránea. Existen medidas preventivas que competen a la legislación, educación y programación económica que deberían contemplarse para evitar mayores inconvenientes con el futuro crecimiento de la región.

El análisis presentado es de utilidad para los tomadores de decisiones a la hora de establecer pautas de manejo para el ordenamiento territorial y uso sustentable del recurso hídrico, no sólo en la localidad de San Clemente de Tuyú, sino en toda la costa arenosa de la provincia de Buenos Aires. Los valores de reducción en la recarga para las localidades en donde se cuenta con redes de flujo subterráneo podrían ser extrapolados al resto del Partido de La Costa. Las características naturales y problemáticas descritas afectan a la mayoría de las localidades de la región, sumándose, además, el hecho de que muchas no poseen servicio de abastecimiento de agua a la población y los habitantes se suplen mediante pozos individuales, sin control de la cantidad y/o calidad del agua extraída. La falta de redes de monitoreo en la región hace imposible un análisis detallado y de cuantificación de la reducción en la recarga. El desarrollo de investigaciones por medio de imágenes y fotos aéreas ayudaría a aproximar las superficies impermeables y su evolución, tal como se ha desarrollado en el presente estudio. La metodología planteada puede ser aplicable a cualquier región en donde se cuente con datos climáticos y cartografía suficientes como para desarrollar un estudio areal y temporal, y así generar proyecciones futuras.

Debe tenerse en cuenta que para una gestión sustentable del agua subterránea es necesaria una planificación racional del uso del suelo mediante la preservación de sectores sin urbanización o estableciendo áreas protegidas para facilitar la recarga del acuífero.

Referencias

- Allen, R. G., Pereira, L. S., Raes, D., & Smith, M. (1998). *Crop Evapotranspiration. Guidelines for Computing Crop Water Requirements* (300 pp.). Roma: FAO Irrigation and Drainage Papers 56.
- Almagro, L., & Custodio, E. (2004). Caracterización hidrogeoquímica de las aguas subterráneas de la Formación Chuy, en la franja costera del Este del Uruguay, fronteriza con Brasil. *Boletín Geológico y Minero*, 115, 357-378.
- Barragán-Muñoz, J. M. (2005). *La gestión de áreas litorales en España y Latinoamérica* (198 pp.). Cádiz, España: Universidad de Cádiz.
- Basile, P. A., & Riccardi, G. A. (2000). Procesos hidrológicos urbanos (pp. 253-280). En H. E. Orzoloni, E. D. Zimmermann, & P. A. Basile (Eds.). *Hidrología, procesos y métodos*. Rosario: UNR.
- Batrak, G., & Semenov, S. (2008). *Groundwaters Dynamic Regime in Urban Territories*. 33rd International Geological Congress. Abstract CD HYH-01 General contribution to hydrogeology, Oslo, Norway.
- Bellot, J., Bonet, A., Peña, J., & Sánchez, J. (March, 2007). Human Impacts on Land Cover and Water Balances in a Coastal Mediterranean County. *Environmental Management*, 39(3), 412-422.
- Bocanegra, E., Cardoso Da Silva, G. Jr., Custodio, E., Manzano, M., & Montenegro, S. (2010). State of Knowledge of Coastal Aquifer Management in South America. *Hydrogeology Journal*, 118, 261-267.
- Byrne, G. F., Crapper, P. F., & Mayo, K. K. (1980). Monitoring Land-Cover Change by Principal Component Analysis of Multitemporal Landsat Data. *Remote Sensing of Environment*, 10, 175-184.
- Carretero, S. (2011). *Comportamiento hidrológico de las dunas costeras en el sector nororiental de la provincia de Buenos Aires* [en línea]. Tesis doctoral. La Plata, Argentina: Facultad de Ciencias Naturales y Museo, Universidad Nacional de La Plata. Citado el 20 de febrero de 2012] Recuperado de http://sedici.unlp.edu.ar/search/request.php?id_documento=ARG-UNLP-TPG-0000002075&request=request.
- Carretero, S., & Kruse, E. (2010). Modificaciones en las áreas de recarga del acuífero freático en los médanos costeros de San Clemente del Tuyú, provincia de Buenos Aires. *Revista de la Asociación Geológica Argentina*, 66(4), 466-474.

- Carretero S., Kruse, E., & Forte-Lay, J. A. (2008). Efectos de la urbanización sobre la recarga en médanos costeros (pp. 1-8). *Actas IX Congreso Latinoamericano de Hidrología Subterránea*, Quito, Ecuador.
- Carretero, S., Rapaglia, J., Bokuniewicz, H., & Kruse, E. (2013a) Impact of Sea Level Rise on Saltwater Intrusion Length into the Coastal Aquifer, Partido de La Costa, Argentina. *Continental Shelf Research*, 61-62, 62-70.
- Carretero, S., Dapeña, C., & Kruse, E. (2013b). Hydrogeochemical and Isotopic Characterization of Groundwater in a Sand-Dune Phreatic Aquifer on the Northeastern Coast of the Province of Buenos Aires. *Isotopes in Environmental & Health Studies*, 49(3), 399-419.
- Carretero, S., Kruse, E., & Rojo, A. (2013c). Condiciones hidrogeológicas en Las Toninas y Santa Teresita, Partido de La Costa. En N. González, E. Kruse, M. M. Trovatto, & P. Laurencena (Eds.). *Temas actuales en hidrología subterránea* (pp. 36-43). La Plata, Argentina: EDULP.
- Custodio, E. (2010). Coastal Aquifers of Europe: An Overview. *Hydrogeology Journal*, 18, 269-280.
- Fitzgeralds, D. M., & Buynevich, I. V. (2006). Coastal Barriers [en línea]. En O. Iribarne, & F. Isla (Eds.). *Coastal Zone and Estuaries. Encyclopedia of Life Support Systems (EOLSS)*, Oxford, UK: Developed under the Auspices of the UNESCO, Eolss Publishers. Citado el 21 de mayo de 2014. Recuperado de <http://www.eolss.net/outlinecomponents/Coastal-Zones-Estuaries.aspx>.
- González, N. (2005). Los ambientes hidrogeológicos de la Provincia de Buenos Aires. En R. de Barrio, E. Etcheverry, M. Caballé, & E. Llambías (Eds.). *Geología y recursos minerales de la provincia de Buenos Aires* (pp. 359-374). *Relatorio del XVI Congreso Geológico Argentino*, Asociación Geológica Argentina, La Plata, Argentina.
- Hibbs, B. J., & Sharp, J. M. Jr. (2012). Hydrogeological Impacts of Urbanization. *Environmental & Engineering Geoscience*, 18, 3-24.
- Houlahan, J., & Findlay, C. (2004). Estimating the 'Critical' Distance at Which Adjacent Land-Use Degrades Wetland Water and Sediment Quality. *Landscape Ecology*, 19, 677-690.
- Huang, J., Gilmore-Pontius, R. Jr., Li, Q., & Zhang, Y. (2012). Use of Intensity Analysis to Link Patterns with Processes of Land Change from 1986 to 2007 in a Coastal Watershed of Southeast China. *Applied Geography*, 34, 371-384.
- INDEC (1960, 1970, 1980, 1991, 2001, 2010). *Censo Nacional de Población, Hogares y Viviendas* [en línea]. Buenos Aires: INDEC. Citado el 15 de febrero de 2012. Recuperado de <http://www.indec.gov.ar>.
- Kim, Y. (2004). Analysis of Hydrochemical Processes Controlling the Urban Groundwater System in Seoul Area, Korea. *Geosciences Journal*, 8(3), 313-318.
- Kim, Y., Lee, K., Koh, D., Lee, D., Lee, S., Park, W., Koh, G., & Woo, N. (2003). Hydrogeochemical and Isotopic Evidence of Groundwater Salinization in a Coastal Aquifer: A Case Study in Jeju Volcanic Island, Korea. *Journal of Hydrogeology*, 270, 282-294.
- Kruse, E., Varela, L., Laurencena, P., Deluchi, M., Rojo, A., & Carol, E. (2004). Modificaciones del ciclo hidrológico en un área del noreste de la provincia de Buenos Aires, Argentina (342 pp.). En Junta Directiva AIH-GD (Ed.). *Serie Hidrogeología y Aguas Subterráneas 11*. Madrid: Instituto Geológico Minero de España.
- Kruse, E., Carretero, S., Pousa, J., & Guaraglia, D. (2012). Critical Problems for the Fresh Water Supply to Summer Resorts on the Eastern Coast of the Buenos Aires Province, Argentina (pp. 105-120). In A. E. Rossi & L. S. Miranda (Eds.). *Argentina: Environmental, Geographical and Cultural Issues*. Hauppauge, New York: Nova Science Publishers.
- Kruse, E., Carol, E., Mancuso, M., Laurencena, P., Deluchi, M., & Rojo, A. (2013). Recharge Assessment in an Urban Area: A Case Study of La Plata, Argentina. *Hydrogeology Journal*, 21, 1091-1100.
- Kuleli, T., Guneruglu, A., Karsli, F., & Dihkan, M. (2011). Automatic Detection of Shoreline Change on Coastal Ramsar Wetlands of Turkey. *Ocean Engineering*, 38, 1141-1149.
- Lerner, D. N., & Barrett, M. H. (1996). Urban Groundwater Issues in the UK. *Hydrogeology Journal*, 4, 80-89.
- Lerner, D. N. (2002). Identifying and Quantifying Urban Recharge: A Review. *Hydrogeology Journal*, 10, 143-152.
- LeyVega De Seoane, C., Gallego-Fernández, J. B., & Vidal-Pascual, C. (2007). *Manual de restauración de dunas costeras* (244 pp.). Madrid: Ministerio de Medio Ambiente, Dirección General de Costas.
- Manzano, M. (2002). El papel de los acuíferos costeros en la gestión del medio natural (pp. 2017-2024). En E. Bocanegra, D. Martínez, & H. Massone (Eds.). *Groundwater and Human Development*. Mar del Plata: ALSHUD.
- Martínez, M. L., & Vázquez, G. (2006). Coastal Sand Dune and Barrier Island [en línea]. In O. Iribarne, & F. Isla (Eds.). *Coastal Zone and Estuaries. Encyclopedia of Life Support Systems (EOLSS)*. Oxford, UK: Developed under the Auspices of the UNESCO, Eolss Publishers. Citado el 21 de mayo de 2014. Recuperado de <http://www.eolss.net/outlinecomponents/Coastal-Zones-Estuaries.aspx>.
- Martínez, M. L., Psuty, N. P., & Lubke, R. A. (2008). A Perspective on Coastal Dunes (pp. 3-10). In M. L. Martínez & N. P. Psuty (Eds.). *Coastal Dunes, Ecology and Conservation, Ecological Studies Volume 171*. Berlin Heidelberg: Springer-Verlag.
- Park, S. S., Kim, S. O., Yun, S. T., Chae, G. T., Yu, S. Y., Kim, S., & Young, K. (2005). Effects of Land Use on the Spatial Distribution of Trace Metals and Volatile Organic Compounds in Urban Groundwater, Seoul, Korea. *Environmental Geology*, 48, 1116-1131.
- Perdomo, S., Carretero, S., Kruse, E., & Ainchil, J. (2013). Identificación de la intrusión salina en Santa Teresita

- (Buenos Aires), mediante la aplicación de métodos eléctricos (pp. 44-49). En N. González, E. Kruse, M. M. Trovatto, & P. Laurencena (Eds.). *Temas actuales en hidrología subterránea*. La Plata, Argentina: EDULP.
- Planas, A. C., Gaviño-Novillo, M., Mendiburo, N., Calcagno, A., & Urbano-Jáuregui, L. (2000). *Informe sobre la gestión del agua en la República Argentina* (146 pp.). Buenos Aires: JVP Consultores.
- Pousa, J., Tosi, L., Kruse, E., Guaraglia, D., Bonardi, M., Rizzetto, F., & Schnack, E. (2007). Coastal Processes and Environmental Hazards: The Buenos Aires (Argentina) and Venetian (Italy) Littorals. *Environmental Geology*, 51, 1307-1316.
- Ray, D. K., Pijanowski, B. C., Kendall, A. D., & Hyndman, D. W. (2012). Coupling Land Use and Groundwater Models to Map Land Use Legacies: Assessment of Model Uncertainties Relevant to Land Use Planning. *Applied Geography*, 34, 356-370.
- Rebouças, A. C. (1999). Groundwater Resources in South America. *Episodes*, 22(3), 232-237.
- Sala, J., González, N., Hernández, M., Martín De Uliana, E., Cheli, E., & Kruse, E. (1976). *Factibilidad de provisión de agua subterránea a la localidad de San Clemente de Tuyú-El Tala*. Provincia de Buenos Aires (42 pp.). Informe técnico. La Plata, Argentina: Convenio Cátedra de Hidrogeología, Facultad de Ciencias Naturales, Cooperativa de Obras Sanitarias de San Clemente del Tuyú.
- Seiler, K. P., & Gat, J. R. (2007). Man's Impact on the Groundwater Recharge (pp. 187-200). In *Groundwater Recharge from Run-Off, Infiltration and Percolation*. Netherlands: Springer.
- Shalaby, A., & Tateishi, R. (2007). Remote Sensing and GIS for Mapping and Monitoring Land Cover and Land-Use Changes in the Northwestern Coastal Zone of Egypt. *Applied Geography*, 27, 28-41.
- Sharp, J. M. Jr. (2010). The Impacts of Urbanization on Groundwater Systems and Recharge. *AQUAmundi*, 1, 51-56.
- Sharp, J. M., Krothe, J. N., Mather, J. D., Garcia-Fresca, B., & Stewart, C. A. (2013). Effects of Urbanization on Groundwater Systems (pp. 257-268). In G. Heiken, R. Fakundiny, & J. Sutter (Eds.). *Earth Science in the City: A Reader*. Washington, DC: American Geophysical Union.
- Spalletti, L. A., & Mazzoni, M. M. (1979). Caracteres granulométricos de arenas de playa frontal, playa distal y médano litoral atlántico bonaerense. *Revista de la Asociación Geológica Argentina*, 34(1), 12-30.
- Wang, X. (2001). Integrating Water-Quality Management and Land-Use Planning in a Watershed Context. *Journal of Environmental Management*, 61, 25-36.
- Wiles, T. J., & Sharp, J. M. Jr. (2008). The Secondary Permeability of Impervious Cover. *Environmental & Engineering Geoscience*, 14, 251-265.
- Thornthwaite, C., & Mather, J. (1955). The water balance. *Climatology*, 8, 1-37.
- Zuquette, L., Pejon, O., & Dos Santos Collares J. (2004). Land Degradation Assessment Based on Environmental Geoindicators in the Fortaleza Metropolitan Region, State of Ceará, Brazil. *Environmental Geology*, 45, 408-425.

Dirección institucional de los autores

Dra. Silvina Carretero

Facultad de Ciencias Naturales y Museo
Universidad Nacional de La Plata (UNLP)
64 núm. 3, 1900 La Plata, Argentina
Teléfono: +54 (221) 4249 049
scarretero@fcnym.unlp.edu.ar

Dr. Eduardo Kruse

Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas
(Conicet)

Facultad de Ciencias Naturales y Museo
Universidad Nacional de La Plata (UNLP)
64 núm. 3, 1900 La Plata, Argentina
Teléfono: +54 (221) 4249 049
kruse@fcnym.unlp.edu.ar



Haga clic aquí para escribir al autor

Metodología para investigar tendencias espacio-temporales en eventos meteorológicos extremos: caso Durango, México

• Ma. Esperanza Blanco* • Humberto Vaquera • José A. Villaseñor •

• J. René Valdez-Lazalde •

Colegio de Postgraduados, México

*Autor de correspondencia

• Michel Rosengaus •

Consultor privado en hidrometeorología

Resumen

Blanco, M. E., Vaquera, H., Villaseñor, J. A., Valdez-Lazalde, J. R., & Rosengaus, M. (noviembre-diciembre, 2014). Metodología para investigar tendencias espacio-temporales en eventos meteorológicos extremos: caso Durango, México. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(6), 25-39.

Se propone una metodología basada en la teoría de valores extremos para investigar cambios espacio temporales en la tendencia a largo plazo de las variables meteorológicas precipitación y temperatura. Se presenta un ejemplo de aplicación para el estado de Durango, México, analizando los máximos anuales de las variables temperatura máxima, temperatura mínima y precipitación ocurridos de 1961 a 2000. Los resultados se presentan en mapas de tendencias de eventos extremos. Para el caso del estado de Durango se observan cambios en el comportamiento de eventos extremos, manifestándose una clara tendencia a la ocurrencia de años más secos y más cálidos en algunas zonas del estado.

Palabras clave: series de tiempo, teoría de valores extremos, modelo lineal vectorial generalizado, interpolación espacial.

Abstract

Blanco, M. E., Vaquera, H., Villaseñor, J. A., Valdez-Lazalde, J. R., & Rosengaus, M. (November-December, 2014). *Methodology to Investigate Spatio-Temporal Trends in Extreme Weather Events: Case Durango, Mexico*. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(6), 25-39.

A methodology based on extreme value theory is proposed to investigate spatio-temporal changes in the long-term trend of the meteorological variables precipitation and temperature. We present an application for the state of Durango Mexico, analyzing maximum annual values of maximum temperature, minimum temperature, and precipitation registered during the time period 1961-2000. The presented results are trend maps of extreme events. For the case of Durango State, time changes in the behavior of extreme events are present, showing a clear trend towards the occurrence of dryer years and warmer temperatures in some areas of the state.

Keywords: Time series, extreme value theory, vector generalized linear model, spatial interpolation.

Recibido: 16/10/12

Aceptado: 21/07/14

Introducción

La variabilidad temporal del clima, en particular de la intensidad y frecuencia de fenómenos climáticos extremos, puede afectar a la sociedad con más fuerza que los cambios en los promedios de dichos fenómenos (Katz & Brown, 1992). En el mundo, los eventos climáticos extremos son causa de desastres naturales (inundaciones, incendios, sequías, etc.), lo cual afecta severamente el ambiente y la vida humana (Min,

Zhang, Zwiers, & Hegerl, 2011). En México, los estados de Coahuila, Chihuahua, Durango, Zacatecas, San Luis Potosí, Tamaulipas, Aguascalientes, Sonora y norte de Guanajuato fueron declarados zonas de desastre por una inusual sequía durante los años 2011 y 2012.

Según Allan y Soden (2008), y Min *et al.* (2011), es probable que la inusual frecuencia de eventos meteorológicos extremos esté relacionada con el incremento de los gases de efecto invernadero emitidos a la atmósfera por la actividad humana

y que causan el calentamiento global. La predicción de este tipo de eventos en el ámbito regional presenta un reto considerable; sin embargo, el esfuerzo bien vale la pena, dado lo esencial de la predicción en la formulación de estrategias para la adaptación y mitigación de los efectos negativos provocados por dichos cambios (Allan, 2011). Contar con métodos estadísticos adecuados para analizar el comportamiento espacio-temporal de variables meteorológicas extremas (temperatura máxima y mínima, precipitación máxima y mínima, velocidad máxima de vientos, etc.) es de suma importancia para la implementación de acciones de mitigación de dichos eventos.

Recientemente se ha realizado un esfuerzo científico importante (Rahmstorf & Coumou, 2011) para analizar las mediciones de temperatura inusualmente calientes (récord) y su relación con las tasas de calentamiento global y de eventos de precipitación extremos (She et al., 2013). De acuerdo con varios autores (Katz, Parlange, & Naveau, 2002; Cooley, 2009; Min et al., 2011; Rahmstorf & Coumou, 2011), el modelo probabilístico de la distribución de Valores Extremos Generalizada (*DGEV*) ofrece una base firme para modelar extremos climáticos. Una amplia base teórica sobre el modelo de *DGEV* se puede encontrar en Rolf-Dieter-Reiss (1997) y Coles (2001). Por otro lado, Yee y Stephenson (2007) proponen un caso particular del *VGAM* (*Vector Generalized Additive Models*), el *VGLM* (*Vector Generalized Linear Models*), para modelar los parámetros de la distribución de valores extremos como funciones lineales de covariables.

Objetivo general

Proponer una metodología estadística para identificar las tendencias espacio-temporales extremas de las variables climáticas temperatura máxima ($T_{\text{máx}}$), precipitación máxima (P) y temperatura mínima ($T_{\text{mín}}$), utilizando conjuntamente el modelo de *DVEG*, el modelo *VGAM* y herramientas geoestadísticas.

Objetivos particulares

- Investigar si las series climáticas del estado de Durango presentan comportamientos inusuales.
- Elaborar y mostrar mapas de tendencias espacio-temporales en variables climáticas del estado de Durango, como posible evidencia de áreas en donde pueden presentarse desastres naturales.

Metodología

Base de datos

La fuente de información utilizada en este trabajo es la malla uniformemente distribuida *Maya v1.0*, obtenida de las interpolaciones de *CLICOM* (México Climatological Station Network Data) del Servicio Meteorológico Nacional.

Se ubican, según coordenadas (latitud, longitud), los 270 nodos del estado de Durango de la *Maya v1.0*, que registran la información diaria de las observaciones de las variables meteorológicas (temperatura máxima ($T_{\text{máx}}$), temperatura mínima ($T_{\text{mín}}$) y precipitación máxima (P), del estado de Durango, en el periodo 1961-2000.

Se ordena la información de cada nodo por fecha y se obtienen los valores extremos (máximos, mínimos, percentiles), por bloques anuales, según el teorema de Fischer-Tippet en la teoría de valores extremos; los valores máximos (mínimos, percentiles) se modelan con la Distribución de Valores Extremos Generalizada (*DGEV*) como sigue:

Modelo estadístico propuesto

Distribución de valores extremos

Sean X_1, \dots, X_n variables aleatorias independientes e idénticamente distribuidas, con función de distribución F . Sea el máximo de las observaciones $M_n = \max\{X_1, \dots, X_n\}$. El teorema de Fischer Tippet (Rolf-Dieter Reiss,

1997) indica que $\left[\lim_{n \rightarrow \infty} P\left(\frac{M_n - a_n}{b_n} \leq z\right) \rightarrow G(z) \right]$ con $\{a_n\} \in \mathbb{R}$ y $\{b_n > 0\}$; $G(z)$ es llamada la Distribución de Valor Extremo Generalizada (DVEG), definida por:

$$G(z) = \exp \begin{cases} -\exp\left[-\left(\frac{z-\mu}{\sigma}\right)\right], \xi = 0 \\ \exp\left\{-\left[1 + \xi\left(\frac{z-\mu}{\sigma}\right)\right]^{\frac{1}{\xi}}\right\}, \xi \neq 0, 1 \\ +\xi\left(\frac{z-\mu}{\sigma}\right) > 0 \end{cases} \quad (1)$$

Donde μ es el parámetro de localidad, σ es el parámetro de escala y ξ es el parámetro de forma.

Según el límite de DGEV (1), cuando $\xi \rightarrow 0$, tenemos la llamada distribución Gumbel, la distribución Fréchet con $\xi > 0$ y la distribución Weibull con $\xi < 0$.

Modelo de regresión usando la DGEV

Un modelo que puede usarse para realizar regresión en los parámetros de DGEV (1) es el Modelo Lineal Generalizado Vectorial (VGLM), un caso particular del Modelo Lineal Generalizado de Vectores Aditivos (VGAM) propuesto por Yee y Stephenson (2007). El modelo VGLM permite que los parámetros de la distribución de valores extremos se puedan modelar como funciones lineales o suavizadas de covariables. Esto es:

$$y_i | x_i \sim DGEV(\mu(x_i), \sigma(x_i), \xi(x_i)) \quad (2)$$

La regresión en (2) de los parámetros del modelo DGEV (1) se realiza como sigue:

$$\eta_1 = \log\left(\xi + \frac{1}{2}\right) \beta_{11} + \beta_{12} x_i \quad (3)$$

$$\eta_2 = \log(\sigma) = \beta_{21} + \beta_{22} x_i \quad (4)$$

$$\eta_3 = \mu = \beta_{31} \quad (5)$$

con coeficientes de regresión desconocidos y donde $\eta = (\eta_3, \eta_2, \eta_1) = \left(\mu, \log(\sigma), \log\left(\xi + \frac{1}{2}\right)\right)$ representa la coordenada de funciones monótonas, llamadas "función liga". Es posible estimar los parámetros de la distribución DVEG y del modelo VGLM usando un paquete computacional del programa R, llamado VGAM (Yee, 2008).

Se utiliza una prueba de razón de verosimilitudes generalizada para probar la estacionariedad, usando la verosimilitud de los modelos completo y reducido.

Prueba de razón de verosimilitudes generalizada para tendencia en la serie de extremos

Se investiga la existencia de tendencia en series de valores extremos, se incluye el factor tiempo (t) como covariable x_i en la regresión (3), (4), (5) de los parámetros del modelo DGEV (1). Así, para $Y_t \sim DGEV(\mu, \sigma(t), \xi(t))$, los valores máximos (mínimos) anuales tomados en el tiempo (t). Se plantea la hipótesis de interés, como sigue:

H_0 : no existe evidencia estadística de tendencia en los parámetros de la distribución de valores extremos generalizada:

$$\begin{aligned} &\text{Modelo reducido } (M_0) \\ &= Y_1 \sim GEV(\eta_3^{-1}(\beta_3), \eta_2^{-1}(\beta_2), \eta_1^{-1}(\beta_1)) \end{aligned} \quad (6)$$

H_1 : existe evidencia estadística de tendencia con respecto a los parámetros de escala y de forma:

$$\begin{aligned} &\text{Modelo completo } (M_1) \\ &= Y_t \sim GEV(\eta_3^{-1}(\beta_{31}), \eta_2^{-1}(\beta_{21} + \beta_{22}t), \eta_1^{-1}(\beta_{11} + \beta_{12}t)) \end{aligned} \quad (7)$$

Se utiliza la estadística de prueba:

$$\chi_0^2 = 2[\ell(M_1) - \ell(M_0)] \sim \chi_{P_1 - P_0}^2 \quad (8)$$

Donde p_i es el número de parámetros de M_i ; $\ell(M_i)$ es la log-verosimilitud del modelo M_i con $i = 1, 0$.

La regla de decisión es rechazar la hipótesis nula si χ_0^2 es mayor que un valor de tablas de la distribución $\chi_{p_1-p_0}^2$. Se utiliza el paquete *VGLM* bajo el programa *R* (Team, 2008) para ajustar el modelo completo (7) (cuando el tiempo es la variable predictora), donde se asume que la serie es no estacionaria y suponiendo estacionariedad en el modelo reducido (sin el tiempo como covariable). Los coeficientes β_{12} y β_{22} del modelo (7) representan el efecto de tendencia en la variable de extremos.

Se estiman los coeficientes de tendencias bajo el modelo *VGLM*, los cuales, dado que se obtienen usando el método de máxima de verosimilitud para muestras grandes, se distribuyen normalmente.

Método de Interpolación

Se aplica el método kriging ordinario para interpolar las tendencias. Se presentan los mapas de tendencia para las variables meteorológicas utilizando la aplicación *ArcGIS 8.1*.

Kriging es un método de interpolación espacial usado en investigación climática (Drignei, 2009). El modelo ordinario de kriging es el siguiente:

$$Z(s) = \mu + \varepsilon(s) \quad (9)$$

donde $s = (x, y)$ es un punto en el espacio. El predictor está formado por la suma ponderada de los datos:

$$Z(s_0) = \sum_{i=1}^N \lambda_i Z(s_i) \quad (10)$$

donde s_0 es el punto sobre el que se requiere la estimación. N es el número de puntos alrededor de s_0 que se usan para la predicción. Los λ_i son los pesos para cada una de las mediciones. $Z(s_i)$ son los valores observados en el punto S_i , $\tilde{Z}(S_0)$ es la estimación sobre S_0 .

Los estimadores λ_i son los valores que minimizan:

$$\left(Z(s_0) - \sum_{i=1}^N \lambda_i Z(s_i) \right)^2 \quad (11)$$

Sujetos a la restricción de que la suma de los pesos λ_i sea igual a 1.

La solución a la minimización, sujeto a la restricción, está dada por la ecuación kriging siguiente:

$$\tilde{\lambda} = \Gamma^{-1}g \quad (12)$$

Donde:

$$\Gamma = \begin{bmatrix} \gamma_{11} & \dots & \gamma_{1N} & 1 \\ \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ \gamma_{N1} & \dots & \gamma_{NN} & 1 \\ 1 & \dots & 1 & 0 \end{bmatrix} \quad \lambda = \begin{bmatrix} \lambda_1 \\ \vdots \\ \lambda_N \\ m \end{bmatrix} \quad g = \begin{bmatrix} \gamma_{10} \\ \vdots \\ \gamma_{N0} \\ 1 \end{bmatrix}$$

Donde m es desconocido y es estimado de forma que se cumpla con la restricción $\sum_{i=1}^N \lambda_i = 1$, los γ_{ij} son las semivarianzas calculadas con el semivariograma ajustado, con la distancia entre los puntos s_i y s_j ; y los γ_{i0} son las semivarianzas calculadas con el semivariograma ajustado, con la distancias entre el punto s_0 y los puntos s_i .

El semivariograma ajustado es el modelo que ajusta al semivariograma empírico, el cual es una gráfica entre las distancias y la semivarianza promedio observada en dicha distancia. La semivarianza entre dos puntos es igual a 0.5 multiplicado por la diferencia entre los valores elevada al cuadrado.

El modelo esférico para el semivariograma es definido como sigue:

$$\gamma(h, \theta) = \begin{cases} \theta_s \left[\frac{3 \|h\|}{2 \theta_r} - \left(\frac{\|h\|}{2 \theta_r} \right)^3 \right] & \text{para } 0 \leq \|h\| \leq \theta_r \\ \theta_s & \text{para } \theta_r \leq \|h\| \end{cases} \quad (13)$$

Donde $\theta_s \geq 0$ es el parámetro de umbral y $\theta_r \geq 0$ es el parámetro de rango.

Validación del modelo

La validación del modelo es usando los valores de log verosimilitud reportados por VGAM.

Descripción esquemática

En las figuras 15 y 16 se muestra la síntesis de la metodología propuesta y el diagrama en general de la propuesta para analizar datos de eventos extremos, con la finalidad de que el uso de esta metodología aporte información, con otro conjunto de datos, en el análisis de valores extremos.

Resultados

Análisis descriptivo de las variables temperatura máxima ($T_{m\acute{a}x}$), temperatura mínima ($T_{m\acute{i}n}$) y precipitación máxima (P)

La variable $T_{m\acute{a}x}$ muestra una marcada variación en las pendientes de regresión asociadas con el parámetro de escala, lo cual indica que a lo largo de los cuarenta años analizados, los valores se han alejado de la media en temperatura máxima, significativamente. La ubicación de los 270 nodos (*Maya v1.0*) y de algunas localidades (puntos grises) en el estado de Durango se muestran en la figura 1.

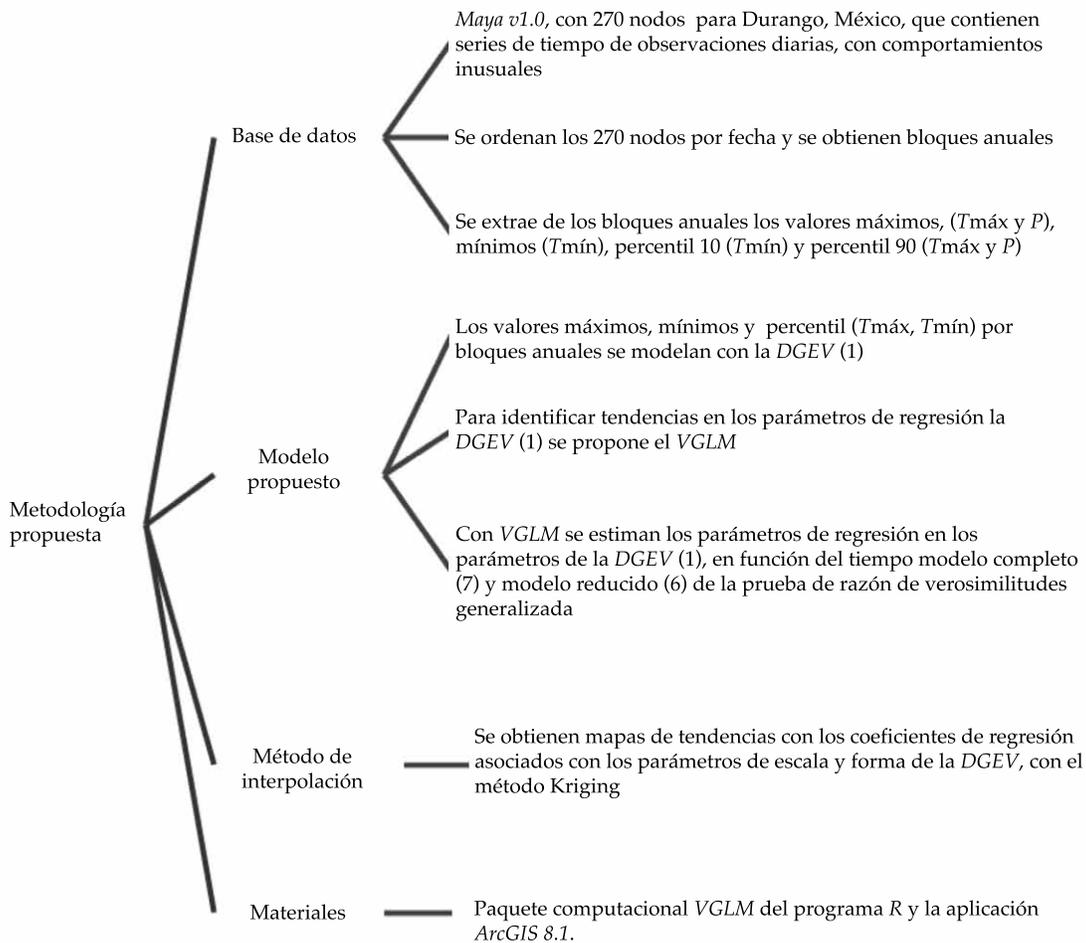


Figura 15. Descripción esquemática de la metodología que se propone.

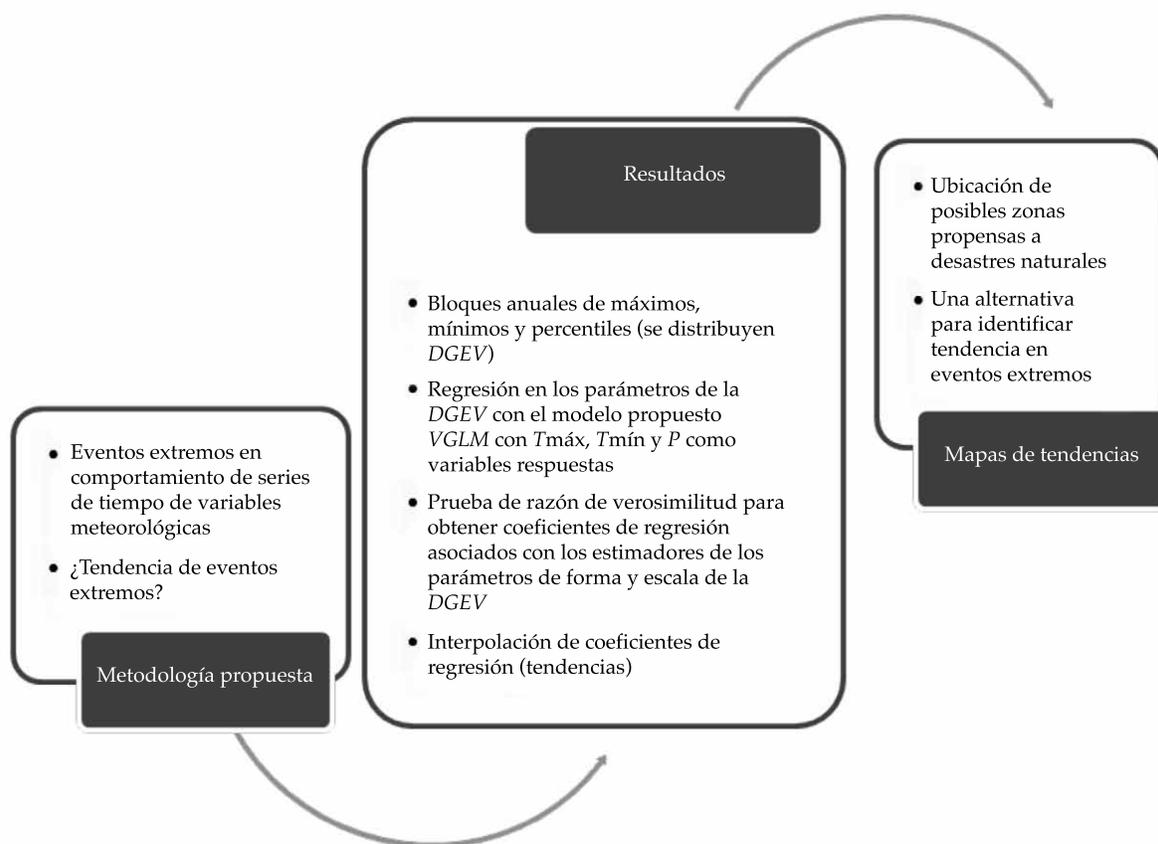


Figura 16. Diagrama en general de la propuesta para analizar datos de eventos extremos.

En las figuras 2, 3 y 4 se plasma el comportamiento de las series de tiempo de las variables climáticas temperatura máxima anual, temperatura mínima anual y precipitación, en algunas localidades señaladas.

Algunas localidades al norte del estado de Durango presentan temperatura máxima mayor que algunas localidades al sur; El Salto registra la temperatura máxima menor.

En la figura 3, algunas localidades al sur del estado de Durango presentan temperaturas mínimas menores que algunas localidades al norte a lo largo de cuarenta años; la localidad El Salto registra las temperaturas mínimas menores.

En la figura 4 se indica la variación anual en la precipitación máxima (milímetros) de las localidades. Las localidades de El Salto y Durango presentan en el inicio de la tercera

década una tendencia positiva; sin embargo, es complicado observar alguna tendencia.

En la figura 5 se presenta el comportamiento de los valores máximos y mínimos de temperatura (promedio diario de 14 600 días), del percentil 90 ($T_{máx}$, P) y del percentil 10 ($T_{mín}$). Los valores representan el promedio diario de los 270 nodos.

Los valores de percentil y los valores de máximos de los promedios diarios de las variables ($T_{máx}$, $T_{mín}$, P) indican que no hay tendencia, aunque el comportamiento de la serie de tiempo en las observaciones de percentil muestra que es posible cometer errores; a pesar de los cambios bruscos que se observan, ello no es evidencia de tendencia con los valores máximos. Luego es preciso realizar un estudio por nodo, en vez de los

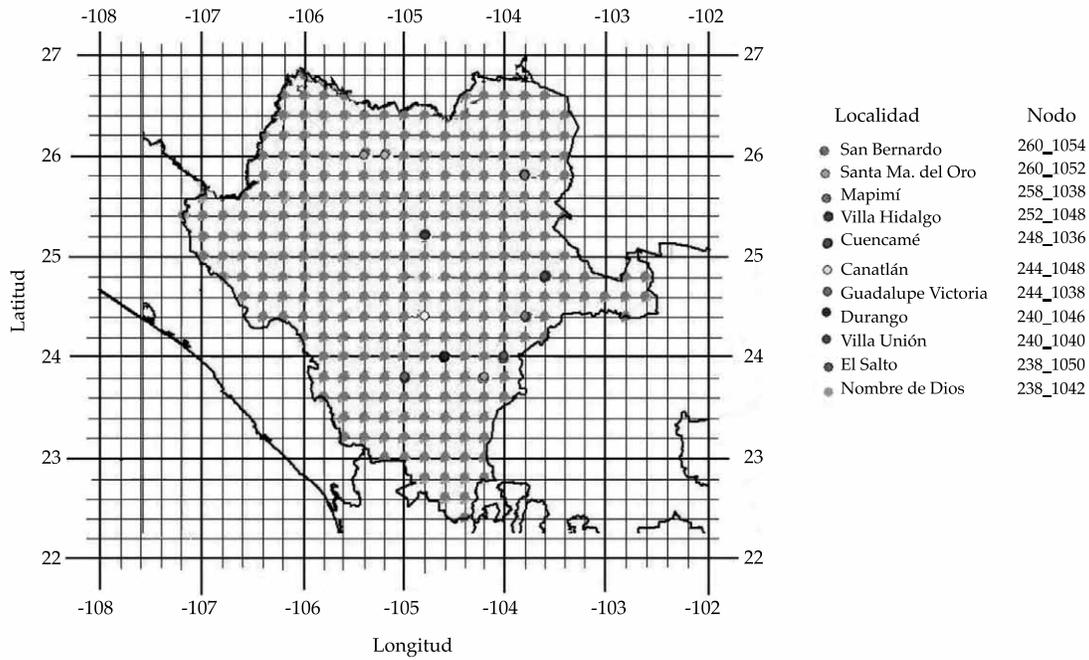


Figura 1. Nodos de *Maya v1.0* ubicados en el área de estudio.

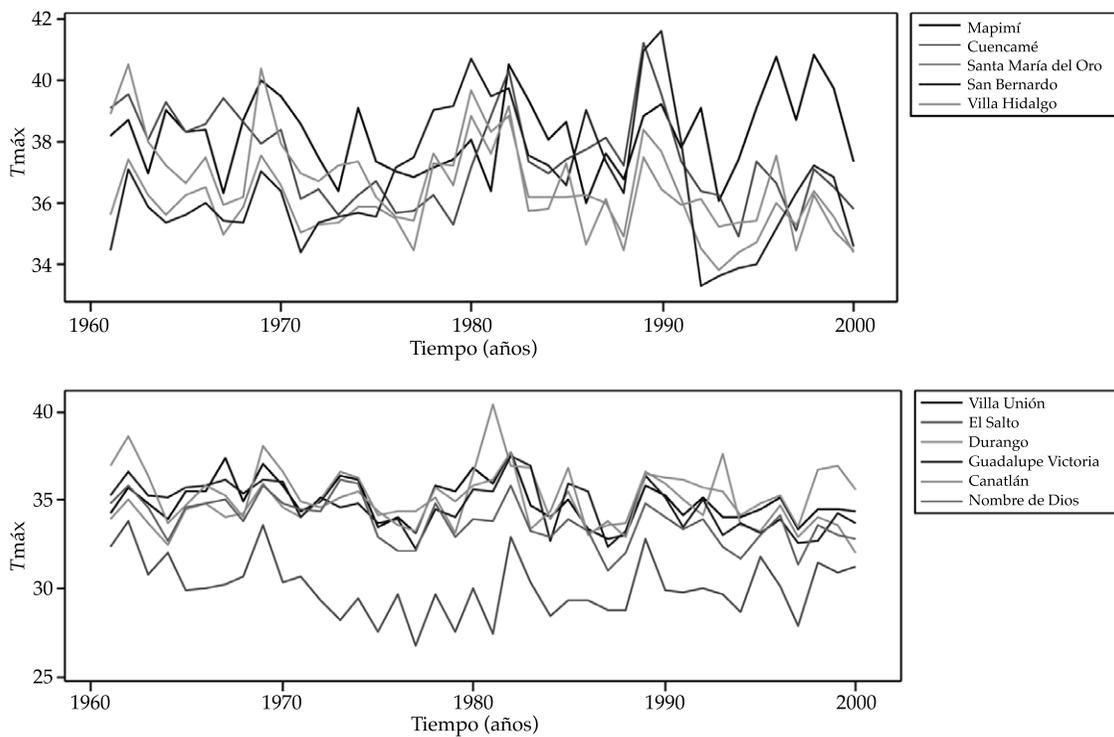


Figura 2. Series de tiempo anuales de $T_{máx}$ (grados) de algunas localidades del estado de Durango (1961-2000).

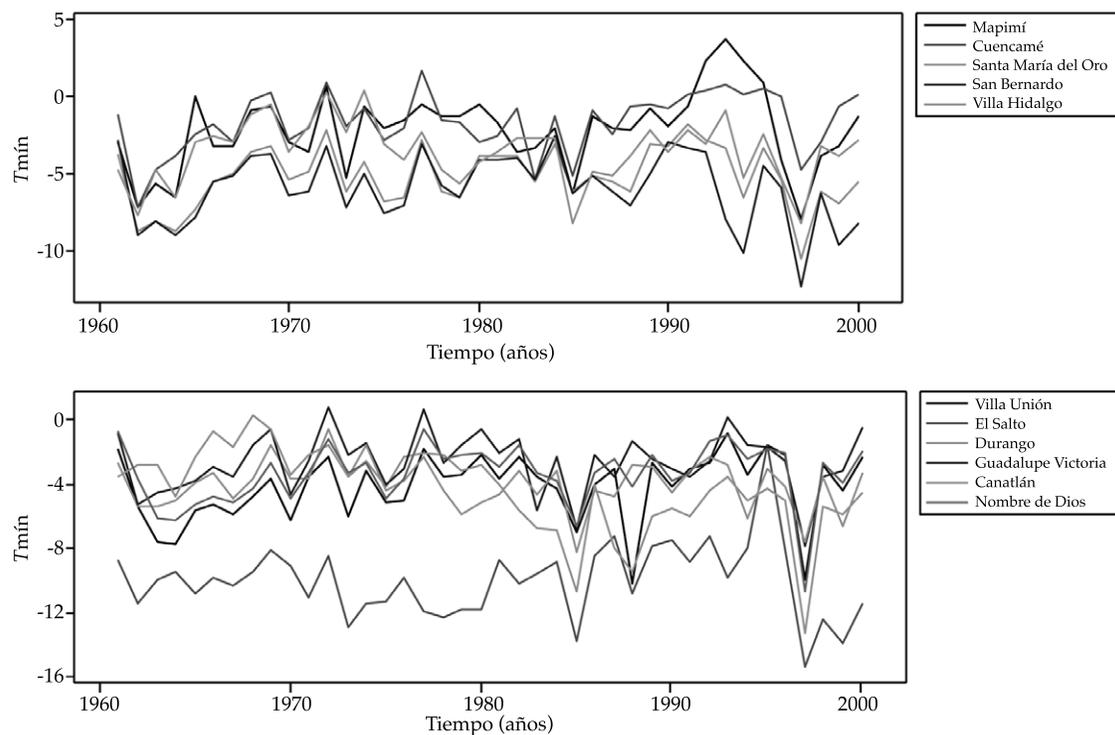


Figura 3. Series de tiempo anuales de $T_{mín}$ (grados) de algunas localidades del estado de Durango (1961-2000).

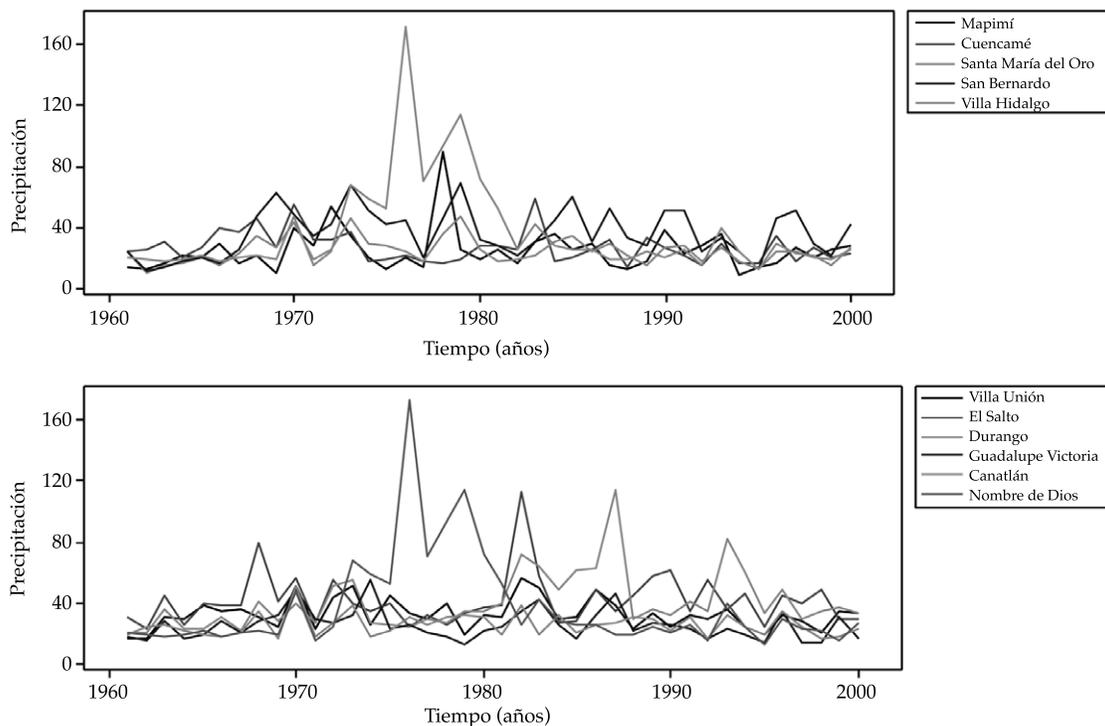


Figura 4. Series de tiempo de precipitaciones máximas (milímetros) anuales de algunas localidades del estado de Durango (1961-2000).

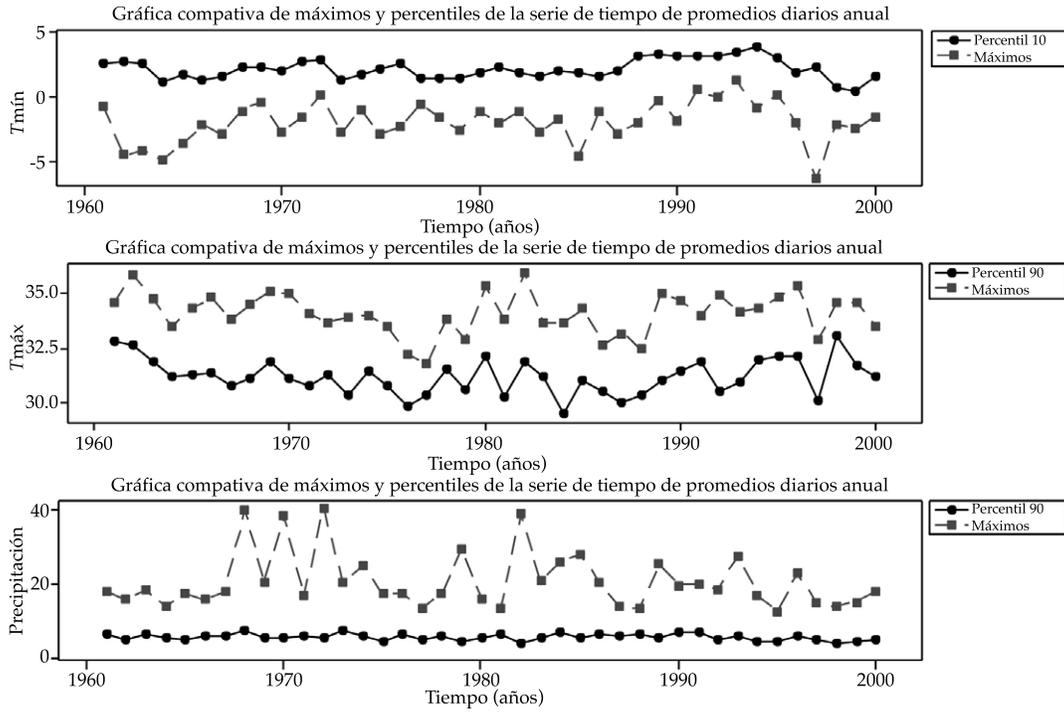


Figura 5. Series de tiempo de valores máximos y percentiles de promedios diarios, anuales de 270 nodos del estado de Durango (1961-2000).

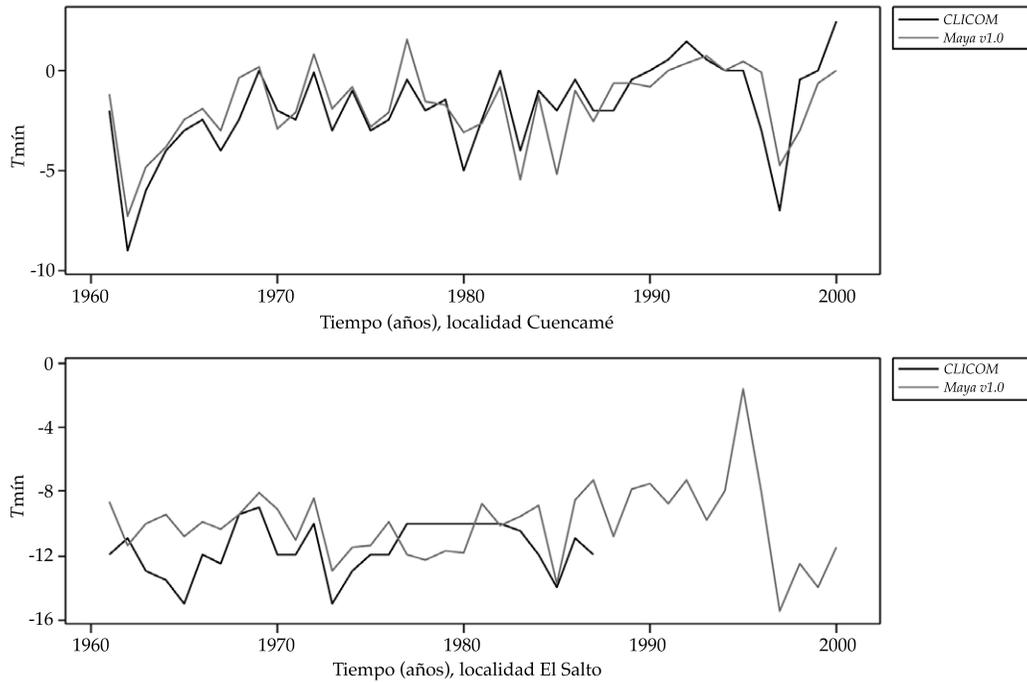


Figura 6. Series de tiempo de valores máximos de T_{mín} registrados en las bases de datos CLICOM y MAYA v1.0 para Cuencamé y El Salto, Durango, periodo (1961-2000).

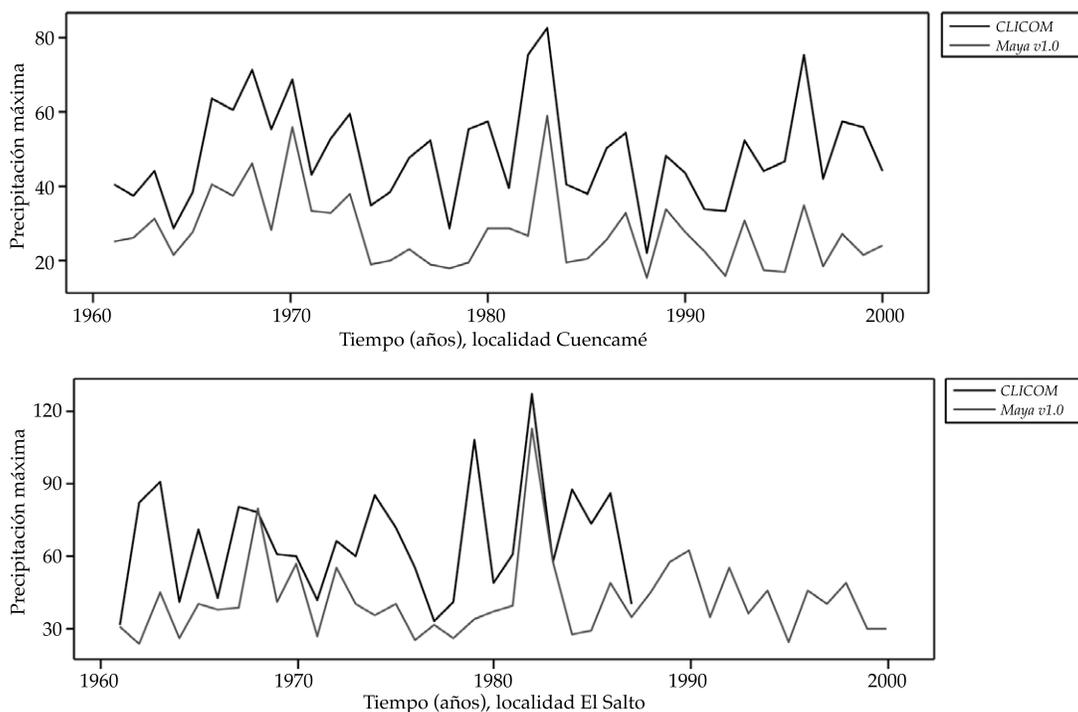


Figura 7. Series de tiempo de valores máximos de precipitación máxima registrados en las bases de datos CLICOM y Maya v1.0 para Cuencamé y El Salto, Durango, periodo 1961-2000.

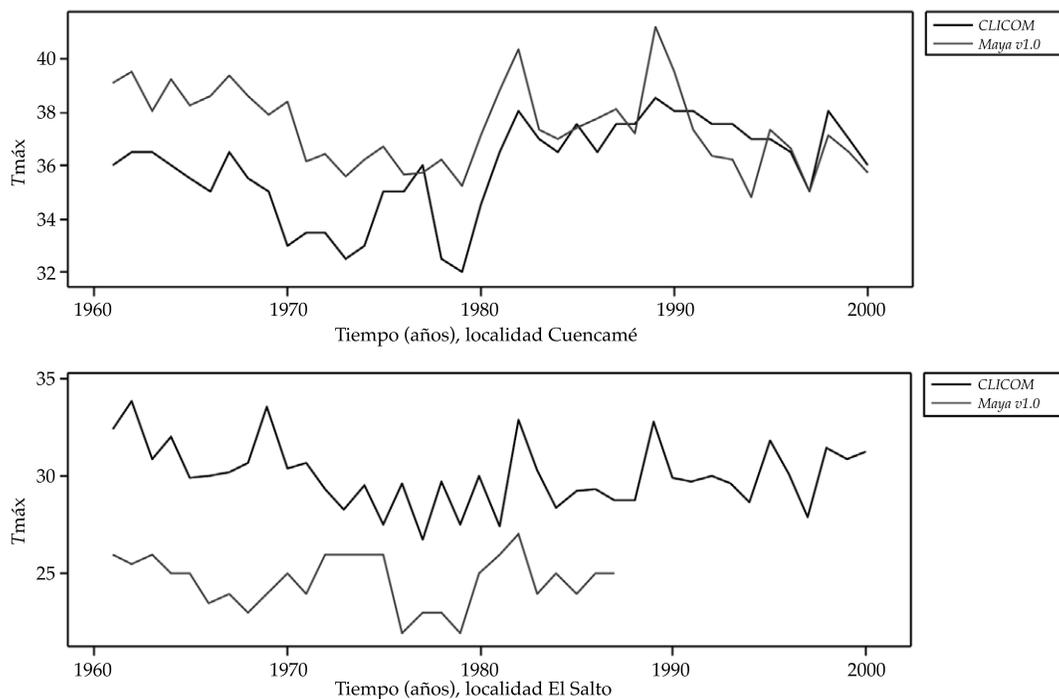


Figura 8. Series de tiempo de valores máximos de $T_{máx}$ registrados en la bases de datos CLICOM y Maya v1.0 para Cuencamé y El salto, Durango, periodo 1961-2000.

valores promedios diarios como gráfica representativa del estado de Durango.

Las figuras 6, 7 y 8 presentan un comparativo de las series de tiempo registradas en las bases de datos *CLICOM* y *Maya v1.0*, para algunas localidades. Se usaron valores máximos.

En la figura 6, la serie de tiempo registrada en *Maya v1.0* para la localidad de Cuencamé presenta similitud en su comportamiento, comparada con la serie de tiempo de *CLICOM*. Las series registradas en *CLICOM* para la localidad El Salto no está completa.

En la figura 7 se observa la serie de tiempo de la localidad Cuencamé; presenta valores máximos de *Maya v1.0* por debajo de las observaciones de *CLICOM*, con diferencias significativas. El Salto carece de información al término de la tercera década.

En la figura 8 se indica la serie de tiempo de la localidad de Cuencamé, que registra valores mayores de *Maya v1.0* en relación con los de *CLICOM*; los valores máximos de El Salto de *CLICOM* por encima de los valores máximos de *Maya v1.0*.

De las figuras 6, 7 y 8 se nota que es posible tomar un valor extremo en *Maya v1.0*, que esté muy alejado del valor extremo de *CLICOM*, para ubicar si los posibles cambios en las tendencias se preservan; se comparan los valores máximos anuales de las variables meteorológicas ($T_{\text{máx}}$, $T_{\text{mín}}$, P) con los valores percentiles 90 anuales (en $T_{\text{máx}}$, P) y percentil 10 anual (en $T_{\text{mín}}$), y se implementa la metodología propuesta tanto en valores máximos anuales como en percentiles anuales de *Maya v1.0*.

Estimación de tendencias en el comportamiento de las variables climáticas

Los cuadros 1, 2 y 3 contienen el modelo completo (7), el modelo reducido (8) y las pendientes de regresión (3) y (4) asociadas con los parámetros de escala y forma del modelo (1), además de los resultados de la estadística de prueba (8).

En el cuadro 4 se presentan las tendencias en el ajuste de *VGLM* con respecto a los parámetros

de escala y forma en los 270 nodos en el estado de Durango, bajo la hipótesis nula (tendencia) y la hipótesis alternativa (no tendencia) de la prueba de razón de verosimilitudes.

En el cuadro 5 se muestran las tendencias en el ajuste de *VGLM*, en cuanto a los valores percentil 90 y 10 de los coeficientes de regresión asociados con los parámetros de escala y forma en los 270 nodos en el estado de Durango, bajo la hipótesis nula (tendencia) y la hipótesis alternativa (no tendencia) de la prueba de razón de verosimilitudes generalizada.

Mapas de tendencias en las variables climáticas.

Se usan los coeficientes de regresión β_{12} y β_{22} (las pendientes de regresión asociadas con los parámetros de escala y forma, respectivamente), para obtener los mapas de tendencia para las variables meteorológicas mediante interpolación en la aplicación *ArcGIS 8.1*. Los resultados se presentan a continuación (figuras 9 a 14).

Se pudo notar que hay similitudes en ciertas regiones al comparar los mapas de tendencias, obtenidas con valores máximos anuales y los valores percentil 90 anuales.

En las figuras 9 a 14, se observa que hay un aumento considerable en la tendencia (positiva y negativa) en el parámetro de escala, en temperaturas máximas anuales en algunas áreas del estado, en temperaturas mínimas y precipitación máxima anual, lo cual significa que estas regiones son más propensas a manifestar algún fenómeno climático extremo (por la tendencia de los cuarenta años de estudio). Los mapas generados se pueden emplear para localizar áreas donde eventos extremos pueden ser aún más severos en el futuro. Al norte y al oeste del estado se presentan las temperaturas máximas mayores; al sureste del estado, temperaturas mínimas menores; y al sur y suroeste, precipitación máxima menor.

Cuadro 1. Modelo completo (M_1), donde β_{12} y β_{22} corresponden a las pendientes de regresión asociadas con los parámetros de la DGEV (1), y $\ell(M_1)$ el valor de log-verosimilitud.

Modelo completo (M_1)			
Localidad	β_{12}	β_{22}	$\ell(M_1)$
El Salto	0.10045735	0.002131688	-156.5825
Cuencamé	-0.20115133	-0.006367134	-138.919
Durango	0.42849085	0.30995383	-149.7359

Cuadro 2. Modelo reducido (6) de la prueba de razón de verosimilitud (8) para probar tendencias en la precipitación máxima (1961-2000) en algunas localidades de Durango.

Modelo reducido (M_0)	
Localidad	$\ell(M_0)$
El Salto	-156.9733
Cuencamé	-141.5256
Durango	-161.2376

Cuadro 3. Prueba de razón de verosimilitud (8) para detectar tendencias en la precipitación máxima (1961-2000) en algunas localidades de Durango. El estadístico de prueba es $\chi^2_{(0.95,1)} = 3.841459$.

Localidad	Regla de decisión	Tendencias
El Salto	$0.78152139 < \chi^2_{(0.95,1)}$	0
Cuencamé	$5.21314379 > \chi^2_{(0.95,1)}$	1
Durango	$23.003907 > \chi^2_{(0.95,1)}$	1

Cuadro 4. Resultados de ajuste usando VGAM, con valores máximos (para T_{\max} , P) y mínimos (T_{\min}).

Variable	Nodos no convergentes	Nodos convergentes	Tendencias significativas al 5%
Precipitación máxima	20	250	93
Temperatura máxima	18	252	161
Temperatura mínima	11	259	157

Cuadro 5. Resultados de ajuste usando VGAM, utilizando valores percentil 90 (T_{\max} , P) y percentil 10 (T_{\min}).

Variable	Nodos no convergentes	Nodos convergentes	Tendencias significativas al 5%
Precipitación	15	255	97
T_{\min}	20	250	183
T_{\max}	12	258	196

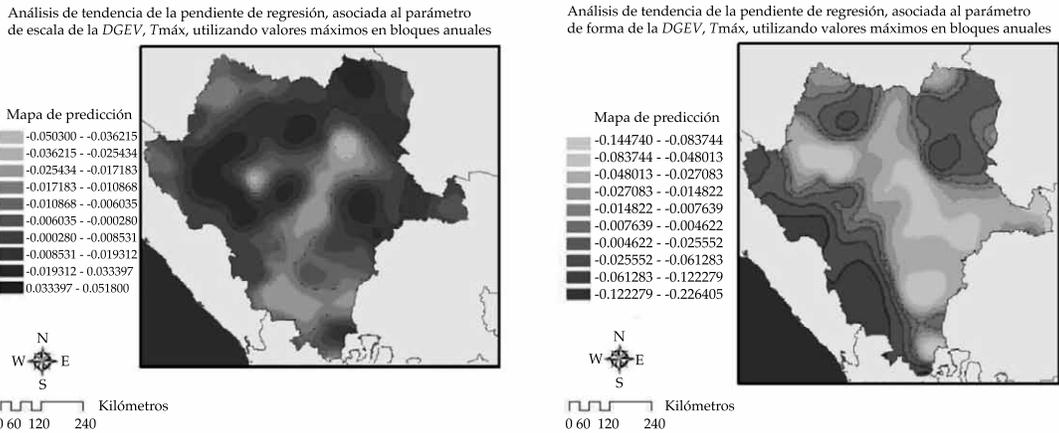


Figura 9. Mapas de tendencia de la pendiente de regresión asociada con el parámetro de escala y de forma de la DVEG para la variable $T_{máx}$. Se usaron valores máximos.

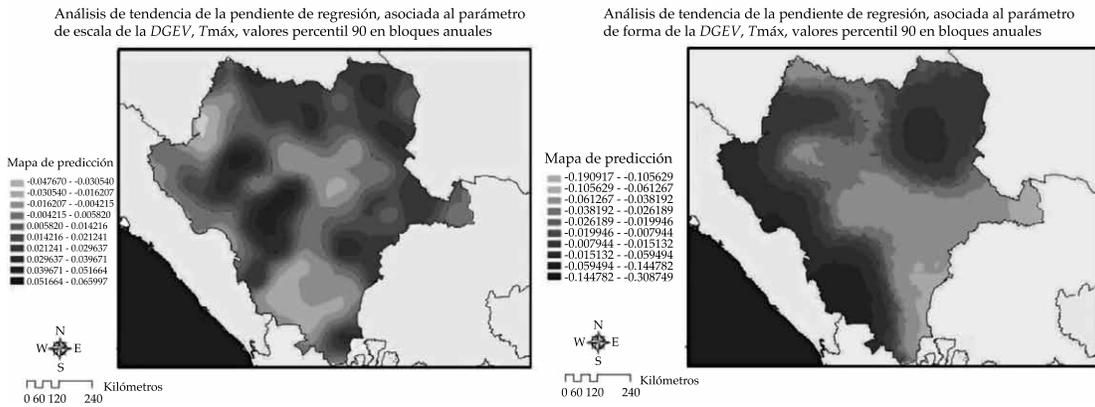


Figura 10. Mapas de tendencia de la pendiente de regresión asociada con el parámetro de escala y de forma de la DVEG para la variable $T_{máx}$. Se usaron valores del percentil 90.

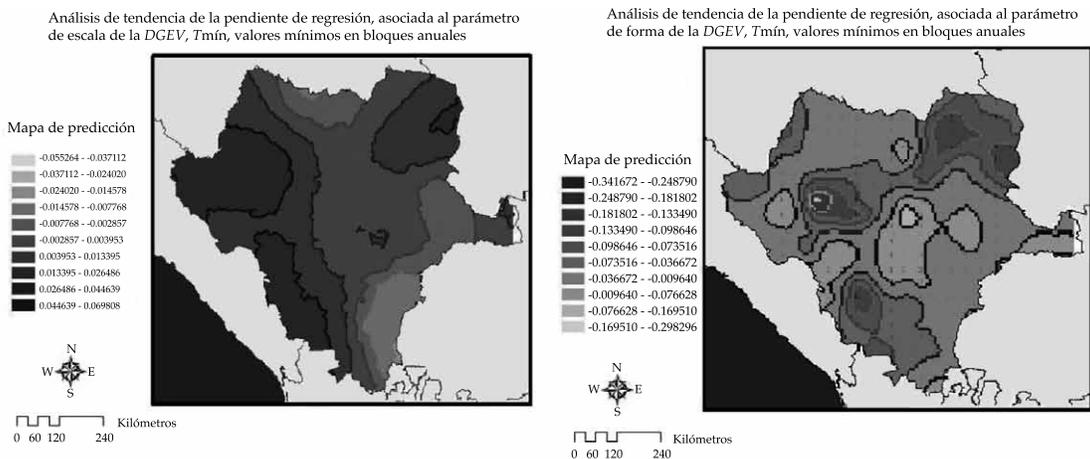


Figura 11. Mapas de tendencia de la pendiente de regresión asociada con el parámetro de escala y de forma de la DVEG para la variable $T_{mín}$. Se usaron valores máximos de los datos de *Maya v1.0*.

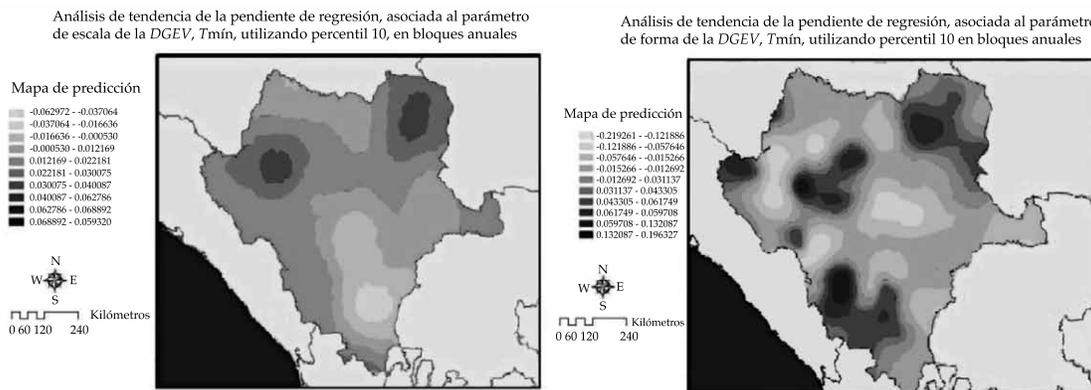


Figura 12. Mapas de tendencia de la pendiente de regresión asociada con el parámetro de escala y de forma de la DVEG para la variable $T_{mín}$. Se usaron valores percentil 10 de los datos de *Maya v1.0*.

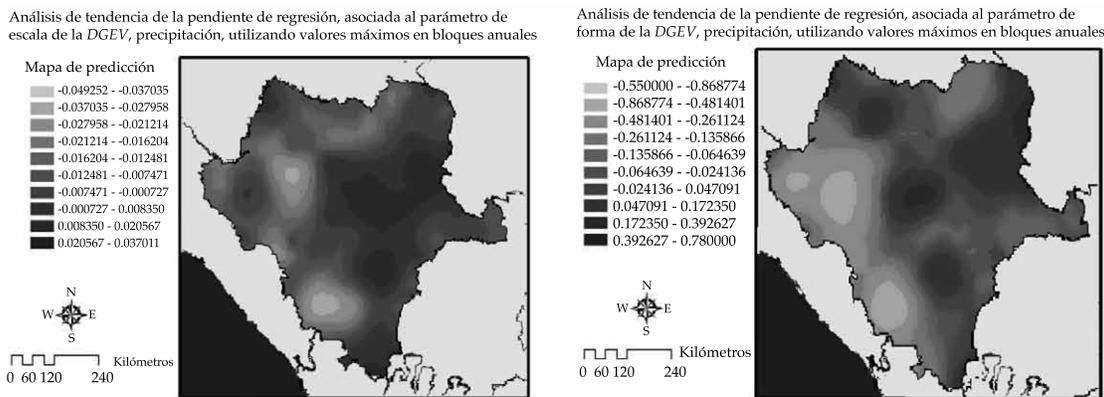


Figura 13. Mapas de tendencia de la pendiente de regresión asociada con el parámetro de escala y de forma de la DVEG para la variable precipitación máxima anual.

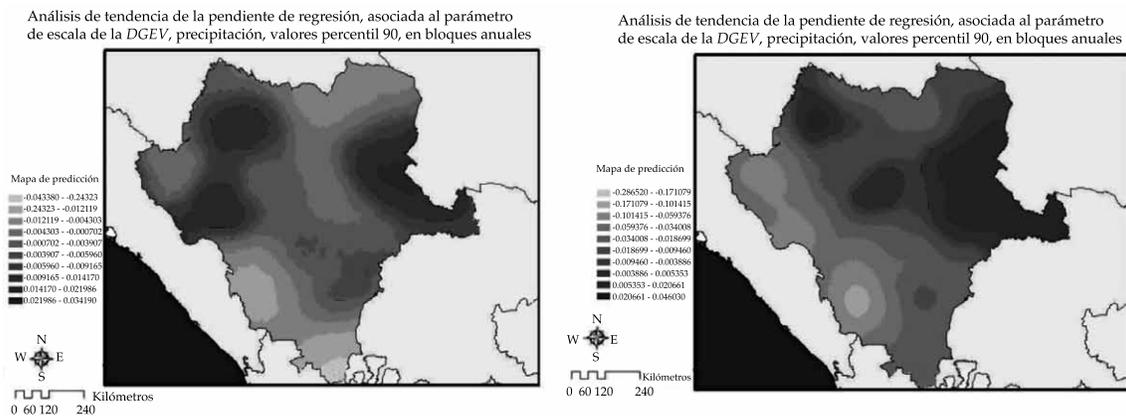


Figura 14. Mapas de tendencia de la pendiente de regresión asociada con el parámetro de escala y de forma de la DVEG para la variable precipitación. Se usaron valores del percentil 90 de los datos de *Maya v1.0*.

Conclusiones

Se muestra y prueba una metodología para investigar el comportamiento espacio-tiempo de valores extremos en series meteorológicas. Las tendencias obtenidas para el estado de Durango en las variables estudiadas sirven para monitorear los posibles cambios en variables climáticas y anticipar escenarios ante un eventual cambio climático.

Agradecimientos

A la línea de investigación 15: Estadística, modelado y tecnologías de información aplicadas a la agricultura y al medio rural del Colegio de Postgraduados.

Referencias

- Allan, R. P. (2011). Climate Change: Human Influence on Rainfall. *Nature*, 470, 344-345.
- Allan, R. P., & Soden, B. J. (2008). Atmospheric Warming and the Amplification of Precipitation Extremes. *Science*, 321, 1481-1484.
- Coles, S. (2001). *An introduction to Statistical Modeling of Extreme Values*. London: Springer.
- Cooley, D. (2009). Extreme Value Analysis and the Study of Climate Change. *Climatic Change*, 97(1), 77-83.
- Drignei, D. (2009). A Kriging Approach to the Analysis of Climate Model Experiments. *Journal of Agricultural, Biological, and Environmental Statistics*, 14, 99-114.
- She, D., Xia, J., Song, J., Du, H., Chen, J., & Wan, L. (2013). Spatio-temporal Variation and Statistical Characteristics of Extreme Dry Spell in Yellow River Basin, China. *Theoretical and Applied Climatology*, 112(1-2), 201-2013.
- Katz, R. W., & Brown, B. G. (1992). Extreme Events in a Changing Climate: Variability is More Important than Averages. *Climatic Change*, 21, 289-302.
- Katz, R. W., Parlange, M. B., & Naveau, P. (2002). Statistics of Extremes in Hydrology. *Advances in Water Resources*, 25, 1287-1304.
- Min, S. K., Zhang, X., Zwiers, F. W., & Hegerl, G. C. (2011). Human Contribution to More-Intense Precipitation Extremes. *Nature*, 470, 378-381.
- Rahmstorf, S., & Coumou, D. (2011). Increase of Extreme Events in a Warming World. *Proceedings of the National Academy of Sciences*, 108, 17905-17909.
- Reiss, R. D., & Thomas, M. (1997). *Statistical Analysis of Extreme Values*. Birkhäuser Verlag.
- Team, D. C. (2008). *R: A language and environment for statistical computing*. Recuperado de <http://www.R-project.org>.
- Yee, T., & Stephenson, A. (2007). Vector Generalized Linear and Additive Extreme Value Models. *Extremes*, 10, 1-19.
- Yee, T. W. (2008). The VGAM Package. *R News*, 8, 28-39.

Dirección institucional de los autores

M.C. Ma. Esperanza Blanco Ramírez

Colegio de Postgraduados
Posgrado en Socioeconomía, Estadística e Informática
Campus Montecillo
Km 36.5 carretera federal México-Texcoco
56230 Montecillo, Texcoco, Estado de México, MÉXICO
Teléfono: +52 (55) 5804 5900
blanco.maria@colpos.mx

Dr. Humberto Vaquera H.

Colegio de Postgraduados
Posgrado en Socioeconomía, Estadística e Informática
Campus Montecillo
Km 36.5 carretera federal México-Texcoco
56230 Montecillo, Texcoco, Estado de México, MÉXICO
Teléfono: +52 (595) 9520 200, extensiones 1459 y 1409
hvaquera@colpos.mx

Dr. José A. Villaseñor Alva

Colegio de Postgraduados
Posgrado en Socioeconomía, Estadística e Informática
Campus Montecillo
Km 36.5 carretera federal México-Texcoco
56230 Montecillo, Texcoco, Estado de México, MÉXICO
Teléfono: +52 (55) 5804 5900, extensión 1419
jvillasr@colpos.mx

Dr. J. René Valdez Lazalde

Colegio de Postgraduados
Posgrado Forestal, Campus Montecillo
Km 36.5 carretera federal México-Texcoco
56230 Montecillo, Texcoco, Estado de México, MÉXICO
Teléfono: +52 (595) 9520 265, extensión 1482
valdez@colpos.mx

Dr. Michel Rosengaus M.

Consultor privado en Hidrometeorología
Avenida Observatorio 192, Colonia Observatorio
Delegación Miguel Hidalgo
11860 México, D.F., MÉXICO
Teléfono: +52 (55) 2636 4600
mickros@prodigy.net.mx



Haga clic aquí para escribir al autor



Vista desde la torre Eiffel, París, Francia.

Foto: Edith Salcedo.

Criterio para la optimización energética de redes ramificadas de agua

• Víctor Luis de Nicolás* • Francisco Laguna-Peñuelas • Pablo Vidueira •
Universidad Politécnica de Madrid, España

*Autor de correspondencia

Resumen

De Nicolás, V. L., Laguna-Peñuelas, F., & Vidueira, P. (noviembre-diciembre, 2014). Criterio para la optimización energética de redes ramificadas de agua. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(6), 41-51.

La dependencia energética de las redes hidráulicas para su explotación hace que, a lo largo de los años, sus costos variables lleguen a ensombrecer los costos de construcción o costos fijos. El objetivo de este artículo es la minimización de los costos de explotación en redes ramificadas simples ya existentes y estudia la aplicación de las técnicas de sectorización, junto con el uso de variadores de velocidad, como medida de eficiencia energética. Se sugiere un criterio para determinar bajo qué circunstancias resulta favorable aplicar la sectorización. Se aplica en un caso de estudio real: una red simple ramificada existente con cuatro zonas hidráulicas usada para regadío en la provincia de Segovia, España, resultando en un ahorro energético de un 7.52%, pudiéndose llegar hasta un 26.31%, ampliando la franja horaria del bombeo inicial.

Palabras clave: redes ramificadas, sectorización, variadores de velocidad, optimización, eficiencia energética.

Abstract

De Nicolás, V. L., Laguna-Peñuelas, F., & Vidueira, P. (November-December, 2014). An Energy Optimization Criterion for Branching Water Networks. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(6), 41-51.

Hydraulic networks' energy dependence in order for them to be exploited causes that, over the years, its variable costs overshadow the construction costs or fixed costs. The aim of this paper is to minimize the operating cost in existing simple branching networks and it analyses the application of sectoring techniques together with the use of variable speed drives as an energy efficient measure. A criteria to determine if the use of sectoring is favorable, is suggested. It is applied to a real case study: a simple branching network with four hydraulic zones used for irrigation in the province of Segovia, Spain. It resulted in energy savings of 7.54%, which may reach 26.31% if the pumping time of the original case is increased.

Keywords: Branching networks, sectoring; variable speed drives, optimization, energy efficiency.

Recibido: 13/06/13

Aceptado: 18/03/14

Introducción

Las redes de topología ramificada son muy habituales en sistemas de regadío, cuyas características principales son una gran dispersión espacial de los puntos de consumo y una elevada demanda de caudal. La configuración de tipo ramificado también es usual en el caso de grandes sistemas regionales para el suministro de agua a poblaciones, en redes de tipo industrial y en redes de distribución en pequeños núcleos residenciales (Pérez, 1993).

Estas redes, como cualquier infraestructura, implican una serie de costos. En una primera

clasificación se dividen en costos de construcción o costos fijos, y costos de explotación o costos variables (Truyols, Hernaiz, & Martínez, 2007).

Los costos de construcción o costos fijos son los más inmediatos, aquellos que de forma ineludible hay que realizar para implantar y construir la red y prepararla para su pleno servicio. Estos costos tienen una valoración bastante objetiva, pudiendo verse aumentados durante la ejecución por imprevistos habituales intrínsecos a la misma obra.

Una vez ejecutada y puesta en marcha la red, los costos de explotación o costos variables son aquellos que se derivan de su uso haciendo

posible el funcionamiento y la rentabilidad de la misma. Dentro de estos últimos costos destaca por su importancia el costo energético, que puede alcanzar o incluso superar el valor de la amortización anual de la inversión, mientras que los apartados de mantenimiento y personal pueden cifrarse como una pequeña fracción de la misma.

El costo de operación del sistema está sin duda relacionado con el costo de inversión; por ejemplo, si se invierte en la automatización del sistema, ello revertirá en menores necesidades de personal.

Además, es preciso tener en cuenta que, por su naturaleza, los costos implicados están referidos a diferentes bases temporales. El costo de inversión constituye un pago único, expresado en unidades monetarias, que es necesario realizar para acometer la construcción y puesta en marcha de la red, mientras que los costos de operación corresponden a las cantidades devengadas periódicamente para mantener el funcionamiento del sistema en las condiciones de servicio; los periodos de referencia son por lo normal de duración anual y, en consecuencia, los gastos de operación se expresan en unidades monetarias por año. Surge por tanto la necesidad de expresar todos los costos implicados durante la vida útil de la red en referencia a una única base temporal, con la intención de hacer valoraciones económicas acertadas en un instante determinado (Pérez, 1993).

La minimización de los costos de construcción o costos fijos ha sido ampliamente estudiada en los problemas de optimización económica del diseño de redes de distribución. Este diseño pasa por dos etapas: se trata, por un lado, de la determinación del trazado de la red y el conexionado entre sus elementos y, por otro lado, del dimensionamiento de dichos elementos para cumplir de manera adecuada su función. El trazado de la red suele venir determinado a priori por multitud de condicionantes, por lo que desde el punto de vista de la optimización resulta mucho más interesante el estudio del dimensionamiento

de los elementos de la red. Ejemplos relevantes de métodos de optimización inicial en el diseño de diámetros de las conducciones son el de programación lineal (Laguna, 1972) o el método Granados (Granados, 1985). Como se verá más adelante, no son los costos de construcción el objeto de estudio de este artículo.

Por otra parte, en general, las redes hidráulicas se caracterizan por ser bastante longevas. No es extraño el caso de redes ya existentes en las que, al analizar los gastos implicados a lo largo de los años, encontramos que los costos de construcción, aunque en el momento de su ejecución fueron considerados como una fuerte inversión, quedan ensombrecidos por los no previstos siempre crecientes costos de mantenimiento y explotación.

De todos es sabido que el deterioro natural de cualquier sistema hace necesario un mantenimiento apropiado que cubra el arreglo de averías y desperfectos. En el caso de las redes hidráulicas hay dos aspectos que agravan esta situación: por una parte, los cambios en el sistema (demandas, regímenes de funcionamiento) que pueden hacer que las nuevas condiciones difieran ampliamente de las hipótesis iniciales (Cabrera-Béjar & Tzatchkov, 2012) que condicionaron su diseño y, por otra parte, su dependencia de la energía eléctrica para su explotación. Es un hecho que las tarifas eléctricas se caracterizan por su tendencia cambiante al alza y en ocasiones poco predecibles a largo plazo. En los últimos años hemos vivido importantes cambios en cuanto a subvenciones, limitaciones, tarifas reducidas, tarifas bonificadas, etc. Son precisamente estos cambios los que descuadran la estimación de los costos de explotación previstos en la fase inicial (Castañón, 2010).

En el caso más extremo, este incremento de los costos de mantenimiento y explotación puede dar lugar a la pérdida de competitividad de las redes, que dejan de ser rentables y las hacen necesitadas de una remodelación integral. Asoma entonces la tentación de su abandono. La necesidad de seguir prestando

servicios lleva, la mayoría de las veces, al alargamiento de su vida con mínimas y no siempre acertadas modificaciones, pese a su baja eficiencia energética y sus insostenibles costos de explotación. Se deduce, por tanto, que la eficiencia energética de estas infraestructuras ha pasado a un primer plano (Corominas, 2009).

Con el objetivo de minimizar los costos de explotación, en este artículo se aborda la optimización energética de una red hidráulica ramificada simple ya existente (diámetro, longitudes y árbol ya fijados), aplicando las técnicas de sectorización e incluyendo variadores de velocidad en las bombas de la impulsión.

Es muy común que entre los puntos receptores de una red ramificada existan diferencias importantes en cuanto a desniveles o demandas. La sectorización consiste en dividir la red en zonas que agrupen puntos receptores con los mismos atributos hidráulicos. Si no se sectoriza, el diseño de la impulsión vendrá limitado por los puntos críticos por cota y esto dará lugar a sobrepresiones en los puntos más bajos, haciendo necesarias reducciones de presión mediante válvulas de control y el consiguiente derroche energético (Rocamora, Abadía, & Cámara, 2011).

El siguiente paso a la sectorización es el diseño del funcionamiento de la impulsión. Las bombas operan casi siempre a velocidad constante o cuasi-constante, y con valores que dependen de la alimentación y de las características propias de la bomba, las cuales no se pueden modificar con facilidad. Por consiguiente, la capacidad de la bomba o, lo que es lo mismo, el caudal suministrado, es fijo para una misma bomba.

En este sentido, la sectorización carece de utilidad práctica, a no ser que o bien cada uno de los sectores sea atendido por un bombeo diferente dimensionado para la demanda de ese sector, o bien que se apliquen dispositivos para hacer que la capacidad de la bomba sea variable. Estos dispositivos son precisamente los variadores de velocidad.

Materiales y métodos

El objetivo de este artículo es la minimización de los costos de explotación en redes ramificadas de agua que ya han sido construidas. Se trata, pues, de un caso de optimización energética a posteriori.

Se plantea un criterio para determinar bajo qué circunstancias sería provechosa desde el punto de vista energético la implantación de la técnica de sectorización acompañada de variadores de velocidad en redes hidráulicas ramificadas simples ya existentes (diámetro, longitudes y árbol ya fijados).

Se compara la energía teórica y real consumida en una misma red operando bajo diferentes filosofías: sin aplicar y aplicando la sectorización.

En el primero de los casos se efectúa un bombeo continuo que abastece a todos los puntos durante un tiempo determinado de bombeo.

En el segundo caso, el mismo tiempo se divide en tantas fracciones como sectorizaciones se hayan aplicado. El bombeo abastece a cada uno de los sectores por separado en cada periodo de tiempo. Mediante la implantación de variadores de velocidad al equipo de bombeo existente se conseguirá la ampliación de su rango de trabajo (Sánchez *et al.*, 2008). Adaptando el punto de funcionamiento de la bomba al sector abastecido en cada caso se consiguen evitar las sobrepresiones y se consume sólo la energía demandada por cada sector.

Potencia y sectorización

La potencia de una bomba hidráulica se define por la siguiente expresión:

$$P = \gamma \cdot Q \cdot H_b / \eta \quad (1)$$

Donde:

P : potencia de la bomba.
 γ : peso específico del fluido (agua).

Q : caudal bombeado por la bomba.
 H_b : altura de bombeo.
 η : rendimiento.

La figura 1 muestra el esquema de una red ramificada funcionando sin la aplicación de la sectorización. Está compuesta por los siguientes elementos: bombeo, tramo común de tubería ($LC =$ longitud común y caudal $Q_T = Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n$) y n ramificaciones de diferentes diámetros (longitud L_i y caudal Q_i), que llegan a los n depósitos de regulación situados a cotas variables; y donde $i = 1$ para el sector que condiciona la red durante el bombeo continuo, por ser el que precisa mayor altura de energía.

La figura 2 muestra la misma red ramificada de la figura 1, pero esta vez aplicando la

técnica de sectorización (Tzatchkov & Alcocer-Yamanaka, 2011). Para evitar que queden tramos de tubería con presiones negativas, se incorporan válvulas de cierre en la propia bifurcación o incluso añadimos válvulas de retención.

Para el desarrollo de la formulación que se busca, la sectorización se aplica de la siguiente manera: la red se divide en tantos sectores como depósitos, de manera que cada uno de ellos constituye un sector. De aquí en adelante nos referiremos a este tipo de sectorización como sectorización individual. Se observa que en este caso los caudales se han acompañado de un apóstrofe para diferenciarlos de los caudales continuos, caso anterior que corresponde a todo el tiempo posible de bombeo. En la práctica, se adopta una cifra de 16 horas para conseguir

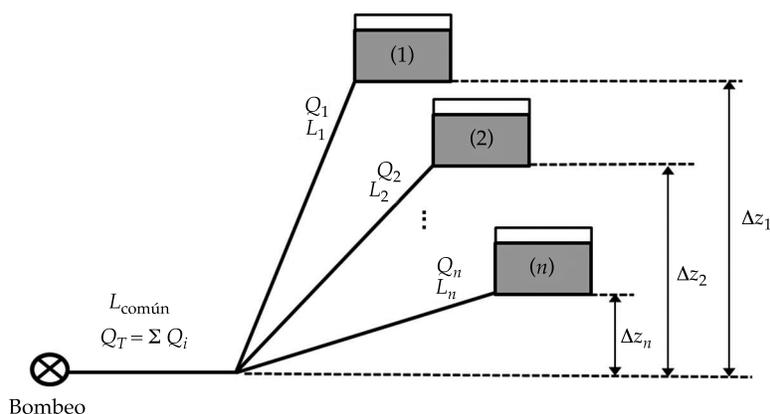


Figura 1. Red ramificada funcionando sin sectorización.

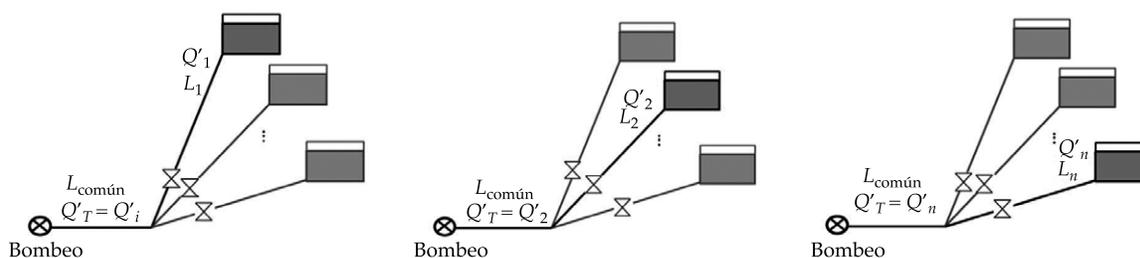


Figura 2. Red ramificada funcionando con sectorización individual.

tarifas más bajas y evitar la tarifa eléctrica de puntas.

Se toman las siguientes hipótesis de partida:

- 1) El tiempo total de bombeo "t" es el mismo para los dos regímenes de funcionamiento. En el segundo caso, el tiempo empleado en el bombeo de cada sector "ti" viene dado por:

$$t_i = \left(\frac{Q_i}{Q_T} \right) \cdot t \quad (2)$$

- 2) Como consecuencia de la anterior hipótesis, el caudal circulante por el tramo sectorizado *i* se incrementa por el factor $\frac{t}{t_i} = \frac{Q_T}{Q_i}$, quedando por tanto el caudal total como:

$$Q_T = Q_i \cdot \left(\frac{t}{t_i} \right) \quad (3)$$

- 3) La parte común tendrá siempre el mismo QT, y por lo tanto las pérdidas de carga de dicho tramo también serán siempre las mismas:

$$Q_T = \sum Q_i = Q'_T = Q'_i \quad (4)$$

Para determinar bajo qué circunstancias sería favorable la aplicación de la sectorización, buscamos el valor del desnivel mínimo Δ, que permita el cumplimiento de que la energía gastada sin sectorización (bombeo continuo) supere a la suma de las energías específicas en cada sector. Esta condición se expresa en la ecuación (4).

$$E_{\text{Bombeo continuo}} > E_1 + E_2 + \dots + E_n \quad (5)$$

Donde, según (1), para el bombeo continuo:

$$E_{\text{Bombeo continuo}} = \gamma \cdot Q_T \cdot \left(\Delta Z_1 + \Delta H_{L \text{ común}} + C_1 \cdot Q_T^2 \right) \cdot t \quad (6)$$

Y para cada uno de los sectores:

$$E_i = \gamma \cdot Q_T \cdot \left(\Delta Z_1 + \Delta H_{L \text{ común}} + C_i \cdot Q_T^2 \right) \cdot t_i \quad (7)$$

Por lo tanto:

$$E_{\text{Bombeo continuo}} > \sum_{i=1}^n E_i \quad (8)$$

Definiendo:

$$\Delta Z_m = \sum_i \frac{Q_i}{Q_T} \Delta Z_i \quad (9)$$

Resolviendo (5) se plantea la condición de la siguiente forma:

$$\Delta Z_1 - \Delta Z_m > Q_T \cdot \sum C_i \cdot Q_i - C_1 \cdot Q_T^2 \quad (10)$$

Donde:

C_i = constante de pérdidas de carga del tramo *i*.

Q_i = caudal del tramo *i*.

La fórmula (10) permite evaluar si es o no favorable, desde el punto de vista de la energía consumida, la sectorización individual de una red ramificada en la que los *n* depósitos están precedidos por un tramo común.

Sin embargo, el caso de una red dividida en tantos sectores como depósitos la componen, en raras ocasiones sería favorable desde el punto de vista energético (según (10), se precisaría un desnivel muy elevado). Prácticamente, sólo es posible aplicar este método a dos sectorizaciones.

Resolviendo la fórmula para dos sectores formados por dos depósitos, admitiendo, para simplificar, que tienen tramos iguales con consumos idénticos, se obtiene:

$$\Delta Z_1 - \frac{\Delta Z_1 - \Delta Z_2}{2} > Q_T \cdot \sum C_i \cdot Q_i - C_1 \cdot Q_T^2$$

$$\frac{\Delta Z_1 - \Delta Z_2}{2} > 2 \cdot Q_1 \cdot 2 \cdot C_1 \cdot Q_1 - C_1 \cdot Q_1^2 = 3 \cdot C_1 \cdot Q_1^2$$

Llamando Δ al desnivel entre los depósitos, se tiene la condición:

$$\Delta > 6 \cdot C_1 \cdot Q_1^2 \quad (11)$$

Es decir, sólo a partir de desniveles superiores a seis veces las pérdidas de carga en los tramos independientes de llegada al depósito sería favorable la sectorización.

Para tres depósitos o balsas de llegada, en el supuesto de tramos de llegada iguales en caudal y diámetro, así como desniveles entre depósitos equidistantes, se puede demostrar que para que fuera rentable la sectorización a tres depósitos se precisaría un desnivel entre el depósito superior y el inferior de valor al menos 16 veces las pérdidas de carga en cada ramal.

Pensando en la limitación anterior, puede ser interesante proceder a hacer dos sectores: uno de ellos absorbe un caudal Q_1 y el otro está formado por n ramales iguales, que parten del mismo tramo en común, con un caudal Q_2 en cada ramal.

La energía del bombeo para el primer sector será:

$$E_1 = \gamma \cdot Q_T \cdot (\Delta Z_1 + \Delta H_c + C_1 \cdot Q_T^2) \cdot t_1 \quad (12)$$

El bombeo para el segundo sector que agrupa n depósitos o balsas con caudal Q_2 de llegada para cada uno de ellos será:

$$E_2 = \gamma \cdot Q_T \cdot (\Delta Z_2 + \Delta H_c + C_2 \cdot Q_T^2) \cdot t_2 \quad (13)$$

Resultando:

$$\Delta Z_1 - \Delta Z_m > Q_T \left(C_1 \cdot Q_1 + \frac{C_2 \cdot Q_2}{n} \right) - C_1 \cdot Q_1^2 \quad (14)$$

Desarrollando:

$$\Delta Z_1 - \Delta Z_m = \frac{\Delta}{2} > Q_1 \cdot Q_2 \cdot \left(n \cdot C_1 + \frac{C_2}{n} \right) + C_2 \cdot Q_2^2 \quad (15)$$

Si los caudales son similares, para que pueda ser eficiente sectorizar en dos, el desnivel Δ debe ser superior al doble de las pérdidas de carga en el sector 2 y en el sector 1.

La fórmula (10) también puede ser aplicada de la siguiente forma para n diferente al número total de depósitos que componen la red. Por ejemplo, para una red compuesta de 10 depósitos (10), podría aplicarse con $n = 2$ para los pares de depósitos (1) y (2), (2) y (3), (3) y (4)... El valor obtenido nos permitiría determinar si es favorable bombear cada depósito de la pareja por separado. En caso afirmativo, cada uno de ellos debería formar parte de un sector diferente y la red debería tener como mínimo dos sectores. En caso negativo, la pareja estudiada debería formar parte siempre del mismo sector.

La aplicación sucesiva de este procedimiento determina el número óptimo de sectores en los que debe ser dividida la red desde el punto de vista energético, y qué depósitos deben formar parte de cada uno de los sectores.

Variador de velocidad y rendimiento de la bomba

La sectorización conlleva que las necesidades de presión y caudal para cada uno de los nuevos sectores sean diferentes entre sí y distintos además a las originales de diseño. Los puntos de funcionamiento de la bomba para la velocidad a la que fue diseñada constituyen su curva característica; estas nuevas necesidades difícilmente estarán dentro de dicha curva, por lo que para satisfacerlas, la bomba trabajará con una presión o un caudal excesivos, además de con un bajo rendimiento.

A fin de mejorar la eficiencia energética y la operatividad del sistema, se propone modificar el régimen de giro de la bomba mediante un variador de velocidad, es decir un dispositivo o conjunto de dispositivos mecánicos, hidráulicos, eléctricos o electrónicos empleados para controlar la velocidad giratoria de maquinaria. Controlar la velocidad de la bomba permitirá modificar su curva característica y natu-

ralmente los puntos de funcionamiento, adecuándolos para cada sector (Phipps, 1994; Al-Bassam & Maheshwari, 2011; Miller, Olateju, & Kumar, 2012). De esta manera se dotará a cada sector exactamente con la presión y caudales demandados, obteniendo rendimientos aceptables.

Si se conoce la curva característica de una bomba correspondiente a un número de revoluciones (n), se conocen todas las curvas características para un número de revoluciones cualquiera (Almondoz, Mongelo, & Pellejero, 2007). Conociendo la curva característica correspondiente a n_1 rpm, el punto de funcionamiento A1 dado por el caudal q_{A1} y la altura manométrica H_{mA1} de dicha curva característica, se puede determinar la constante K_A en la forma:

$$K_{A1} = \frac{H_{mA1}}{q_{A1}^2} \quad (16)$$

Para un mismo valor de K_A , el rendimiento de una bomba se mantiene constante para cualquier velocidad.

Por lo tanto, se puede conocer el rendimiento para el punto de funcionamiento A2 (q_{A2} , H_{mA2}) de uno de nuestros sectores encontrando su valor de K_A y buscando a qué punto de la curva característica primitiva K_A le corresponde.

Partiendo de los valores del punto de funcionamiento A1 en la curva característica primitiva, se puede conocer la velocidad n_2 a la que funcionaría la bomba dotada de variador de velocidad gracias a las siguientes expresiones:

$$H_{mA1} = H_{mA2} \cdot \left(\frac{n_2}{n_1}\right)^2 \quad (17)$$

$$Q_{A1} = Q_{A2} \cdot \left(\frac{n_2}{n_1}\right) \quad (18)$$

Caso de estudio

Se plantea como caso de estudio una red hidráulica existente en la provincia de Segovia,

sita en la comarca agraria de El Carracillo, perteneciente a un grupo de agricultores. Esta red se utiliza para el riego de remolacha azucarera y de cultivos hortícolas (patatas, zanahorias y cebolla).

Se trata de una red simple ramificada, con cuatro zonas hidráulicas (ver el esquema que se muestra en la figura 3). Cada zona hidráulica es regulada por una balsa, cuyo volumen es igual a la necesidad hídrica de un día cualquiera del mes con más demanda (agosto).

El agua es impulsada mediante una estación de bombeo, situada a la cota 800 m, compuesta por una única bomba de 1 332.5 kW de potencia, que funciona durante 16 horas diarias en el mes de máxima demanda (agosto). Esta bomba siempre impulsa en las mismas condiciones de caudal y altura, por tanto, durante los meses de menor demanda, el número de horas de funcionamiento disminuye.

Los cuadros 1 y 2 muestran la superficie regable de cada zona y la dotación requerida anual, y cómo se distribuye ésta a lo largo de los meses de regadío.

Discusión y resultados

Se aplicará (10) particularizada para $n = 2$ balsas, de esta forma se comprueba si es favorable bombear a cada pareja de balsas (precedidas de un tramo común) de manera conjunta o por separado; en nuestro caso, al tener cuatro zonas habrá un total de seis pares posibles ($n-1$), tal y como se muestra en el cuadro 3.

Es decir, en la situación óptima de bombeo, Z1 y Z4 pertenecen a dos sectores diferentes y, a su vez, Z2 y Z4, y Z3 y Z4 también pertenecen a sectores diferentes. Se desprende por ahora que existirán al menos dos sectores: uno de ellos (sector A) incluirá Z4, y el otro u otros están todavía por definirse. El análisis indica que no es favorable separar las zonas Z1 y Z3, por lo que existirá un segundo sector (sector B) que incluya estas dos zonas. Queda por determinar si se debe incluir Z2 en el sector B (por la topología de la red no se plantea la posibilidad de que forme parte del sector A) o

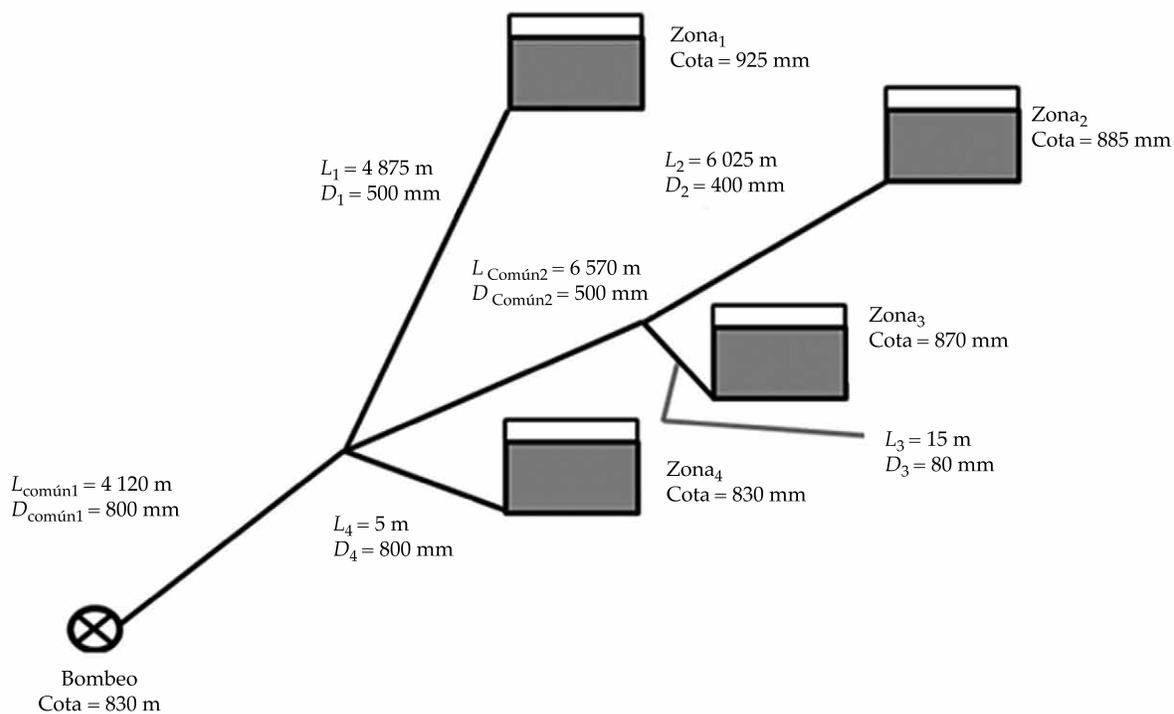


Figura 3. Red ramificada: caso de estudio.

Cuadro 1. Superficie regable por zonas y dotación requerida anual.

Zona	Superficie (ha)	Necesidad anual (m ³ /ha)
1	150	12 000
2	75	12 000
3	120	12 000
4	100	12 000

Cuadro 2. Distribución de la dotación anual por meses.

Zona	% de la dotación anual requerido para cada mes					
	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre
1, 2, 3 y 4	10	15	17	20	22	16

Cuadro 3. Discusión de la sectorización para parejas de zonas.

Zonas	¿Es favorable bombearlas por separado?
Z1 y Z2	No
Z1 y Z3	No
Z1 y Z4	Sí
Z2 y Z3	No
Z2 y Z4	Sí
Z3 y Z4	Sí

en uno nuevo. El análisis concluye que no es favorable bombear por separado Z2 y Z3, por lo que Z2 queda incluida en el sector B.

De esta manera, se puede determinar que la sectorización óptima es la siguiente:

Sector A: Z1 + Z2 + Z3

Sector B: Z4

También podríamos aplicar, de forma más general, la metodología aplicada por la fórmula (15), obteniendo los mismos resultados de sectorización.

Aplicando este criterio de sectorización se obtienen los resultados energéticos mostrados en el cuadro 4, manteniendo el número de horas originales estipuladas para el bombeo continuo.

Esta situación, además de suponer un ahorro energético, puede también verse beneficiada por la distribución del sistema tari-

fario eléctrico; puesto que para cada sector de bombeo se tendrá una potencia, se podrá impulsar el sector de mayor potencia en las horas valle y el sector de menor potencia en las horas punta.

Si se aumentan las horas de bombeo en relación con las originales estipuladas para el bombeo continuo, los caudales disminuirán. De esta forma, aunque la sectorización óptima descrita anteriormente no cambiara, esa disminución de caudal traería consigo la consiguiente disminución de pérdidas de carga en la red y el aumento de los rendimientos de la bomba, con lo cual, como se aprecia en el cuadro 5, el ahorro energético podría ser aún mayor.

Conclusiones

Es posible deducir la sectorización óptima desde el punto de vista energético para una red

Cuadro 4. Comparación de consumos energéticos (se mantienen las horas de bombeo).

Mes	Horas/día	Situación actual	Con sectorización	% ahorro
		Consumo energético (kWh/día)	Consumo energético (kWh/día)	
Abril	7.3	9 690	8 927	
Mayo	11	14 536	13 440	
Junio	12.4	16 774	15 343	
Julio	14.6	19 381	18 030	
Agosto	16	21 320	19 768	
Septiembre	11.7	15 505	14 393	
	Total	97 206	89 901	7.52

Cuadro 5. Comparación de consumos energéticos (se aumentan las horas de bombeo).

Mes	Situación actual		Con sectorización		% ahorro
	Horas/día	Consumo energético (kWh/día)	Horas/día	Consumo energético (kWh/día)	
Abril	7.3	9 690	16	6 911	
Mayo	11	14 536	16	10 607	
Junio	12.4	16 774	16	12 718	
Julio	14.6	19 381	20	14 417	
Agosto	16	21 320	24	15 453	
Septiembre	11.7	15 505	16	11 522	
	Total	97 206	Total	71 628	26.31

ramificada simple, en función de la diferencia de altura existente entre los elementos reguladores de la red.

En general, la sectorización en redes ramificadas simples es favorable desde el punto de vista energético siempre y cuando:

Las diferencias de altura entre las diferentes zonas de la red sean grandes. Por esta razón, sectorizar en tres o más zonas es algo complicado, pues sería necesario que existiera una elevada diferencia de cotas entre ellas.

Los tramos que salen del tramo común y llegan a los elementos de regulación sean de corta longitud. De esta forma la constante de las pérdidas de carga (C_i) será menor.

Aquellas redes que tengan el mismo diámetro en el tramo común que en los ramales de llegada a los depósitos o balsas presentan mayor facilidad para verse favorecidas por la sectorización.

Para el caso particular de una red compuesta por un tramo común y dos depósitos con las mismas necesidades hídricas, si los ramales de llegada a esos depósitos son iguales en longitud y diámetro, la sectorización es posible siempre que la diferencia de alturas entre ambos depósitos sea mayor a seis veces la pérdida de carga del ramal llegada a los mismos. En el caso de tres depósitos, se precisaría un desnivel entre el depósito superior y el inferior de valor al menos 16 veces las pérdidas de carga en cada ramal.

En los sistemas hidráulicos, cuya estación de bombeo tenga holgura horaria, la sectorización sería más positiva si se incrementaran las horas de bombeo. Al aumentar las horas de bombeo disminuyen los caudales circulantes por la red, circunstancia a la que es posible adaptarse gracias al uso de los variadores de velocidad.

La sectorización con variadores de velocidad, siempre que sea factible, permite un mayor ajuste del sistema hidráulico con el sistema tarifario eléctrico, permitiendo bombear los sectores de mayor potencia en las horas valle y los de menor en las horas punta.

Este artículo abre la posibilidad de replantear una nueva optimización de las redes

abiertas, basadas en la situación de bombeo alternativo en cada sector. Los algoritmos de la optimización a partir de la programación lineal o similares deben ser reformulados.

Referencias

- Al-Bassam, E., & Maheshwari, G. P. (July, 2011). A New Scheme for Cooling tower Water Conservation in Arid-Zone Countries. *Energy*, 36, 3985-3991, doi: 10.1016/j.energy.2011.05.003.
- Almondoz, J. M., Mongelo, M. B., & Pellejero, I. (2007). *Apuntes de máquinas hidráulicas* (349 pp.). Donosti: Universidad del País Vasco.
- Cabrera-Béjar, J. A., & Tzatchkov, V. G. (April, 2012). Modeling Water Distribution Networks with Intermittent Water Supply. *Water and Technology Science*, 3(2), 5-25.
- Castañón, G. (April, 2010). Optimización del regadío. *Cuides*, 4, 181-209.
- Corominas, J. (2009). Agua y energía en el riego, en la época de la sostenibilidad. En *Actas Jornadas de Ingeniería del Agua*. Madrid, 27-28 de octubre.
- Granados, A. (1985). *Cálculo de redes colectivas ramificadas de riego a presión*. Director: Florentino Santos García. Tesis doctoral. Madrid: ETSI Caminos, Canales y Puertos, Politécnica de Madrid.
- Laguna, F. V. (diciembre, 1972). *Cálculo de redes de aspersión*. Primeras Jornadas Nacionales sobre Aplicaciones de la Informática a la Ingeniería Civil, Madrid.
- Miller, P., Olateju, B., & Kumar, A. (February, 2012). A Techno-Economic Analysis of Cost Savings for Retrofitting Industrial Aerial Coolers with Variable Frequency Drives. *Energy Conversion and Management*, 54, 81-89, doi.org/10.1016/j.enconman.2011.09.018.
- Pérez, R. (1993). *Dimensionamiento óptimo de redes de distribución de agua ramificadas considerando los elementos de regulación*. Director: Fernando Martínez Alzamora. Tesis doctoral. Valencia: Universidad Politécnica de Valencia.
- Rocamora, M. C., Abadía, R., & Cámara, J. M. (2011). *Manual de auditorías energéticas en comunidades de regantes* (258 pp.). San Vicente: Editorial Club Universitario.
- Sánchez, R., Juana, L., Laguna, F. V., Castañón, G., & Rodríguez, L. (2008). Consumo de energía con bombas de velocidad variable. En: *Actas XXVI Congreso Nacional de Riegos*, Huesca, 24-26 de junio.
- Phipps, C. (1994). *Variable Speed Drive Fundamentals* (193 pp.). Liburn: Fairmont Press.
- Truyols, S., Hernaiz, A., & Martínez, J. M. (2007). *Organización de empresas para Ingeniería Civil: teoría y práctica* (454 pp.). Madrid: Delta Publicaciones.
- Tzatchkov, V. G., & Alcocer-Yamanaka, V. H. (July, 2011). Implementation of Graph Theory Based Algorithms in Water Distribution Network Sectorization Projects. *Water and Technology Science*, 2(3), 97-114.

Dirección institucional de los autores

M.I. Víctor Luis de Nicolás

Universidad Politécnica de Madrid
Departamento de Hidráulica y Energética
Avenida Complutense s/n
28040 Madrid, ESPAÑA
Teléfono: +34 (91) 3365 838
vl.denicolas@upm.es
Dr. Francisco V. Laguna-Peñuelas

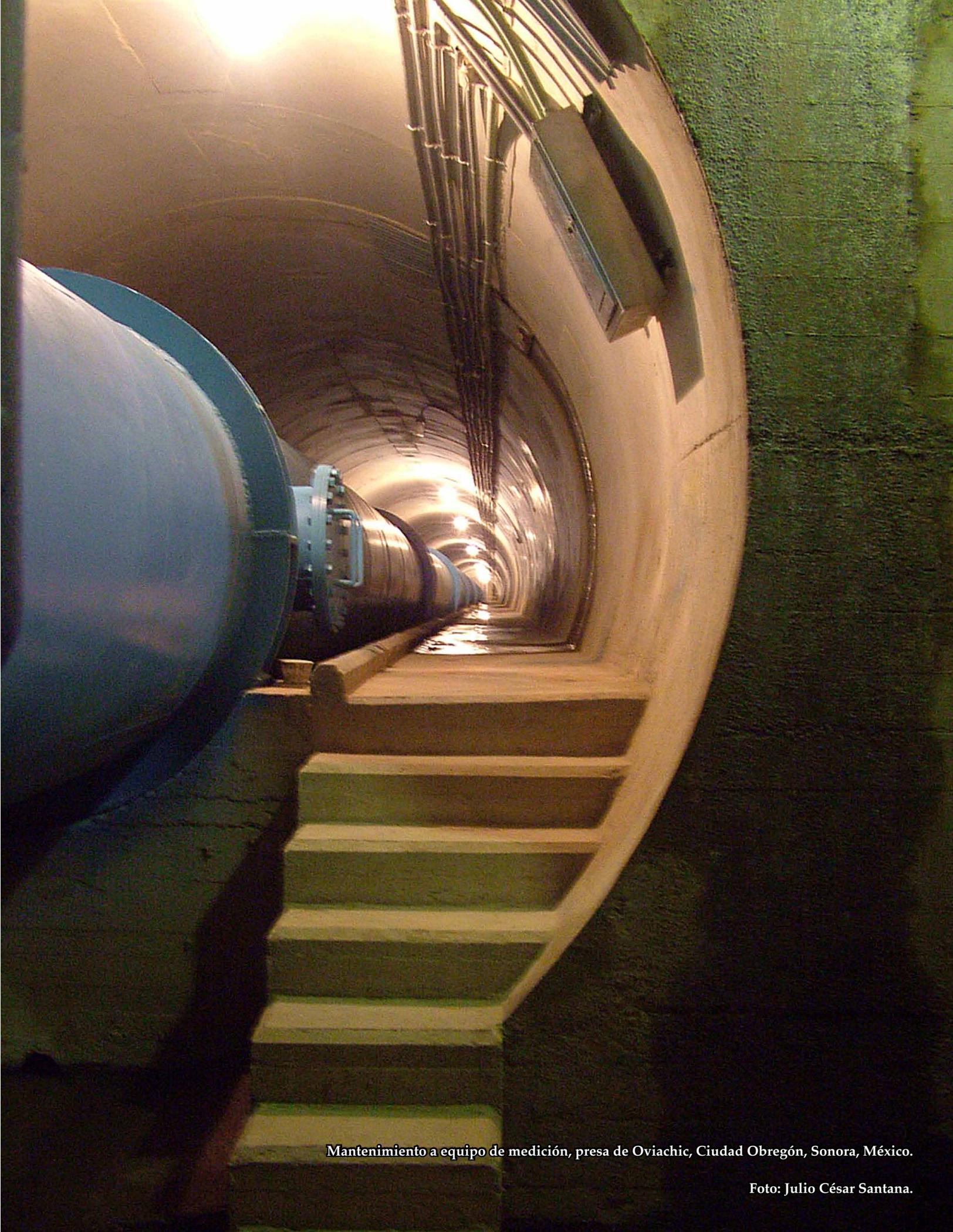
Universidad Politécnica de Madrid
Departamento de Hidráulica y Energética
Calle del Profesor Aranguren
28040 Madrid, ESPAÑA
Teléfono: +34 (91) 3365 838
franciscovicente.laguna@upm.es

M.I. Pablo Vidueira

Universidad Politécnica de Madrid
Departamento de Hidráulica y Energética
Avenida Complutense s/n
28040 Madrid, ESPAÑA
Teléfono: +34 (91) 3365 838
pablo.vidueira@upm.es



Haga clic aquí para escribir al autor



Mantenimiento a equipo de medición, presa de Oviachic, Ciudad Obregón, Sonora, México.

Foto: Julio César Santana.

Propuesta de un nuevo enfoque para evaluar la peligrosidad por inundaciones pluviales

• Luis Alejandro Sánchez* •

Universidad Nacional Experimental Francisco de Miranda, Venezuela

*Autor de correspondencia

• Yoel Martínez-González •

Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría, Cuba

Resumen

Sánchez, L. A., & Martínez-González, Y. (noviembre-diciembre, 2014). Propuesta de un nuevo enfoque para evaluar la peligrosidad por inundaciones pluviales. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(6), 53-67.

Los criterios de riesgo por inundaciones pluviales, que consideran la acción conjunta de calados y velocidades, en su mayoría han sido desarrollados para cuencas rurales y son aplicados en casos de inundaciones provocadas por desbordamiento de ríos. Sin embargo, con la aparición de los SIG y su potencialidad para la representación espacial, se han desarrollado diversas técnicas para el microanálisis de riesgo en cuencas urbanas basadas en análisis multicriterio y en la ponderación de factores combinatorios de distinta naturaleza. Este artículo busca realizar aportes al método de Zonensein, Miguez, De Magalhães, & Valentin, 2008, para calcular la peligrosidad o amenaza en zonas urbanas, específicamente en la escala de normalización del subíndice (I_{cot}) o indicador de propiedades de inundación, que aun siendo viable en el medio urbano no considera la afectación que generan láminas de agua inferiores a la altura promedio de aceras o bordillo sobre el tránsito de vehículos y transeúntes. Se construyó el mapa de peligrosidad tomando como caso de estudio una subcuenca urbana ubicada en la zona centro norte de la ciudad de Coro, Venezuela. Se demostró que el método propuesto arroja resultados más apegados a la realidad que el método de ponderación mixta tradicional, cuando se analizan calles con profundidades de agua inferiores al nivel promedio de acera. Por otro lado, este nuevo enfoque presenta mejores correlaciones en el ajuste de las funciones de normalización respecto al enfoque tradicional.

Palabras clave: SIG, inundaciones urbanas, análisis multicriterio.

Abstract

Sánchez, L. A., & Martínez-González, Y. (November-December, 2014). Proposal for a New Approach to Assessing Urban Flood Hazard. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(6), 53-67.

Flood hazard criteria in urban areas that consider combined action depth and velocity, have been developed for rural basins and are applied in Fluvial Flooding. However, with the advent of GIS tools and the modules for spatial analysis, various techniques have been developed for micro-analysis of Flood risk in watershed based on multi-criteria decision analysis and combinatorial weighting factors. The aim of this paper is make contributions to the method of (Zonensein, Miguez, De Magalhães, & Valentin, 2008) to estimate multi-criteria index, named Flood Hazard Index representative of the flood properties, for a rainfall with a certain return period and critical duration, specifically in normalized scale of (I_{cot}) sub-index, which still remain viable in urban areas, but does not consider the negative effects that generate depths below of curb on pedestrians and vehicles. Hazard maps were developed in a case study, then EPA_SWMM Model was applied to simulate a 1 hour and 28.8 mm depth rainfall event. Finally, new criterion was proposed for standardization of this indicator by changing the normalized scale, from a qualitative sensitivity analysis and comparing hazard maps and based both criteria.

Keywords: GIS, urban floods.

Recibido: 21/11/11
Aceptado: 15/05/14

Introducción

Las metodologías y los criterios utilizados para cuantificar la peligrosidad asociada con el flujo en calles es un tema en el cual no existe

consenso, por esta razón es común encontrarse investigaciones donde se construyen mapas de peligrosidad y riesgo pluvial aplicando los mismos criterios que se utilizan en la gestión de inundaciones ocurridas en ambientes rurales.

A diferencia de la gestión de inundaciones de origen fluvial (por desbordamiento de ríos), la gestión del drenaje pluvial urbano requiere del conocimiento exhaustivo de evolución de caudales y profundidades de flujo en las calles y avenidas de la zona urbana (Hauger, 2006). La revisión de conceptos realizada para este trabajo se basa en gran parte en los documentos producidos por el proyecto Floodsite (Samuels, 2006). El objetivo principal de este trabajo es aplicar una metodología para estimar la peligrosidad pluvial a través de un índice cuantitativo distribuido espacialmente y calculado a partir de análisis multicriterio y de la ponderación de diversos factores que permitan una evaluación objetiva de la cuenca urbana mediante la comparación entre áreas críticas y la valoración de escenarios sobre la misma región. Para el estudio de caso se seleccionó una subcuenca ubicada en la zona centro norte de la ciudad de Coro, capital del estado Falcón, Venezuela, y se implementó un modelo de simulación integrado previamente calibrado, a fin de obtener las profundidades y velocidades máximas de inundación de la red de calles, para contrastar las funciones propuesta por Zonensein, Miguez, De Magalhães, & Valentin (2008) con las del autor.

Materiales y métodos

Se levantó información de campo durante eventos de lluvia ocurridos en la zona, patrones de flujo superficial en calles y zonas críticas, a fin de validar la información obtenida en la simulación y además certificar los criterios de normalización para cada indicador.

Formulación del indicador de peligrosidad asociada con el flujo en calles

Se recomienda que la formulación no resulte altamente compleja desde el punto de vista matemático, ya que debe permitir su uso sin restricciones por técnicos no expertos. De forma preliminar se realizó una revisión exhaustiva de los criterios reportados en la literatura especializada sobre el tema y, en función de

esto, se optó por implementar un método basado en la ponderación mixta (ecuación (1)) y fundamentada en las técnicas de análisis multicriterio propuestas por Zonensein *et al.* (2008):

$$PI = \sum_{i=1}^n I_i P_i \quad (1)$$

Donde I_i representa el indicador previamente normalizado, que compone el subíndice PI , y varía en un rango de 0 como extremo mínimo y 100 como extremo máximo. En este caso se consideraron tres subíndices: I_{cot} (subíndice de profundidad de inundación), I_{FV} (factor de velocidad) e I_{FP} (factor de permanencia); n es el número total de indicadores que componen el índice PI ; y P_i es el peso asociado con el subíndice PI , atribuido en función de la importancia relativa, y debe atender las siguientes restricciones: $\sum_{i=1}^n P_i = 1$

Atendiendo a razones prácticas, se variaron algunas de las nomenclaturas utilizadas por (Zonensein *et al.*, 2008). Sin embargo, el aporte significativo del presente artículo radica en los criterios de normalización para cuantificar el subíndice de profundidad, ya que el enfoque expuesto por el mencionado autor calcula la peligrosidad en la cuenca urbana, asumiendo un nivel fijo promedio para alturas de acera o bordillos, lo cual dista mucho de la realidad y además para láminas menores de 10 cm en un tramo de calle, asume que el efecto sobre el tránsito de vehículos y personas es nulo, lo cual no es totalmente cierto, entre otras razones porque para una velocidad directriz de un vehículo cercana a los 70 km/h y con alturas de lámina de agua de unos 5 mm, se puede presentar el fenómeno de Hidroplaning (FHWA, 2009). Además, se busca optimizar los ajustes planteados por (Zonensein *et al.*, 2008) sobre las curvas de normalización para el cálculo del factor adimensional de permanencia (I_{FP}).

El método propuesto para la distribución de los pesos de cada subíndice fue el proceso

de análisis jerárquico (AHP) (Saaty, 1977), basado en el contexto del análisis multicriterio. El uso de este método permitió no sólo la determinación de los pesos para cada uno de los indicadores sino también realizar la prueba de consistencia, que mide la coherencia lógica en el juicio y que a su vez reduce altamente el grado de objetividad propio de este tipo de procesos. La peligrosidad pluvial depende de tres factores: la profundidad del flujo o lámina de agua en la calle, la velocidad y la duración de la inundación por encima de cierto calado. Esta hipótesis fue probada analizando tres escenarios y asignándole pesos diferentes a los indicadores correspondientes. La ecuación (2), formulada por Zonensein *et al.* (2008) para el cálculo de la peligrosidad es la siguiente:

$$PI = I_{Cot} \cdot P_{Cot} + I_{FV} \cdot P_{FV} + I_{FP} \cdot P_{FP} \quad (2)$$

Estimación del indicador de profundidad (I_{cot})

El criterio más utilizado para definir si en una determinada calle existe peligrosidad asociada con el flujo de aguas pluviales para una probabilidad de ocurrencia dada es el siguiente: tirantes en calles < altura de la acera (Dawson, Speight, Hall, Djordjevic, & Savic, 2008). La normalización de este indicador expresada en la ecuación (3) se fundamenta en criterio de expertos y observaciones de campo, simplificada por franjas sobre la base de un análisis detallado de daños posibles (absoluta y relativa) solamente en el intervalo $y < 1$ m:

$$I_{cot}(y) = \begin{cases} 0 & \text{si } y \leq 10 \text{ cm} \\ 2.5y - 25 & \text{si } 10 < y \leq 50 \text{ cm} \\ 100 & \text{si } y > 50 \text{ cm} \end{cases} \quad (3)$$

El límite superior de la primera función está definida por la altura de la acera, luego la siguiente función cubre la franja que va desde 10 hasta 50 cm; en este nivel, ya la inundación en la calle es total, y el flujo es capaz de afectar patios de fachada y estacionamientos; además, en este nivel se comienza a interrumpir el tráfico regular de vehículos y sobre todo de personas. Se asume que de allí en adelante

cualquier lámina de agua superior a 50 cm invade completamente las viviendas y edificaciones con los respectivos daños que esto conlleva. En definitiva, se calculó este indicador comparando la función mostrada en la ecuación (3) con la curva normalizada propuesta por Zonensein *et al.* (2008).

Estimación del indicador de velocidad o número del producto (I_{FV})

Los criterios de peligrosidad basados en la consideración conjunta de calados están ampliamente reportados en FEMA (1979) y Gómez *et al.* (2009). Desde el punto de vista experimental destacan los estudios experimentales publicados por ARMC (2000), Belleudy (2004) y el de Russo, Gómez y Macchione (2011). Sin embargo, el primero que utilizó el término “número del producto” fue Abt (1989), para incluir el efecto combinado de las fuerzas hidrodinámicas ejercidas por el vector velocidad y la profundidad $V \cdot Y$ sobre la estabilidad en los individuos. Con base en estos estudios y la normalización de este indicador propuesta por Zonensein *et al.* (2008) se elaboró la función de normalización (ecuación (4)) por franjas con interpolación lineal para este indicador:

$$I_{FV}(y) = \begin{cases} 0 & \text{si } vy \leq 0.10 \text{ m}^2/\text{s} \\ 266.67vy - 26.67 & \text{si } 0.10 \text{ m}^2/\text{s} < vy \leq 0.25 \text{ m}^2/\text{s} \\ 44.4vy + 28.29 & \text{si } 0.25 \text{ m}^2/\text{s} < vy \leq 0.70 \text{ m}^2/\text{s} \\ 25vy + 42.5 & \text{si } 0.70 \text{ m}^2/\text{s} < vy \leq 1.50 \text{ m}^2/\text{s} \\ 15vy + 57.5 & \text{si } 1.50 \text{ m}^2/\text{s} < vy \leq 2.50 \text{ m}^2/\text{s} \\ 1.1vy + 92.2 & \text{si } 2.50 \text{ m}^2/\text{s} < vy \leq 7 \text{ m}^2/\text{s} \\ 100 & \text{si } vy > 7 \text{ m}^2/\text{s} \end{cases} \quad (4)$$

Estimación del indicador de duración de inundación (I_{FP})

Considera los minutos/horas/días que una calle permanece inundada al menos ciertos cm de profundidad, considerando tres elementos en riesgo: los peatones, que son los primeros en verse afectados, ya que las zonas inundadas con pequeñas láminas de agua son suficientes

para dificultar o impedir su tránsito regular por las aceras; en segundo lugar, los vehículos, que al circular por zonas de encharcamiento causan trancas en el tráfico e incrementan el peligro de que se presente el fenómeno de “aquaplaning”, y por último, las viviendas o edificaciones expuestas frontalmente a la calle. Para obtener el valor de este indicador se definen los tiempos indicativos de efectos potenciales sobre peatones (t_{10}), el tráfico (t_{30}) y las viviendas (t_{50}). Éstos se refieren al tiempo durante el cual un área permanece inundada con lámina mayor de 10, 30 y 50 cm, respectivamente. La normalización formulada por Zonensein *et al.* (2008), en este caso fue por franjas de tipo logarítmicas (figura 1); sin embargo, el autor considera que para este tipo de ajustes, la correlación entre los datos puede mejorarse empleando otro modelo matemático. En tal sentido, se probaron distintos modelos orientados a perfeccionar los niveles de confiabilidad, el coeficiente de correlación y reducir el error cuadrático medio.

Los parámetros de la ecuación (5) sugeridos por Zonensein *et al.* (2008) para cada función ajustada se muestran en la figura 1:

$$I_{FP} = \alpha_1(a_1 \ln(t_{10}) - b_1) + \alpha_2(a_2 \ln(t_{30}) - b_2) + \alpha_3(a_3 \ln(t_{50}) - b_3) \quad (5)$$

Caso de aplicación en una subcuenca urbana de la ciudad de Coro

La región seleccionada para este estudio fue la ciudad de Coro, capital del estado Falcón, ubicada en la costa norte de Venezuela. El sistema de drenaje de la ciudad está constituido por 30 canales tanto artificiales como naturales, y más de 5 kilómetros de colectores enterrados que atraviesan la ciudad en varias direcciones y que conducen las aguas pluviales a los sitios de vertido final. La topografía urbana de la ciudad hace que aproximadamente el 70% de la escorrentía de origen pluvial drene a través de calles y colectores enterrados hacia el noreste y el resto fluya en dirección oeste, en donde predominan los canales artificiales y naturales. La cuenca seleccionada pertenece al sistema centro norte de la ciudad, tiene un área de aporte aproximada de 108.99 hectáreas y está delimitada por la Avenida Tirso Salavarría,

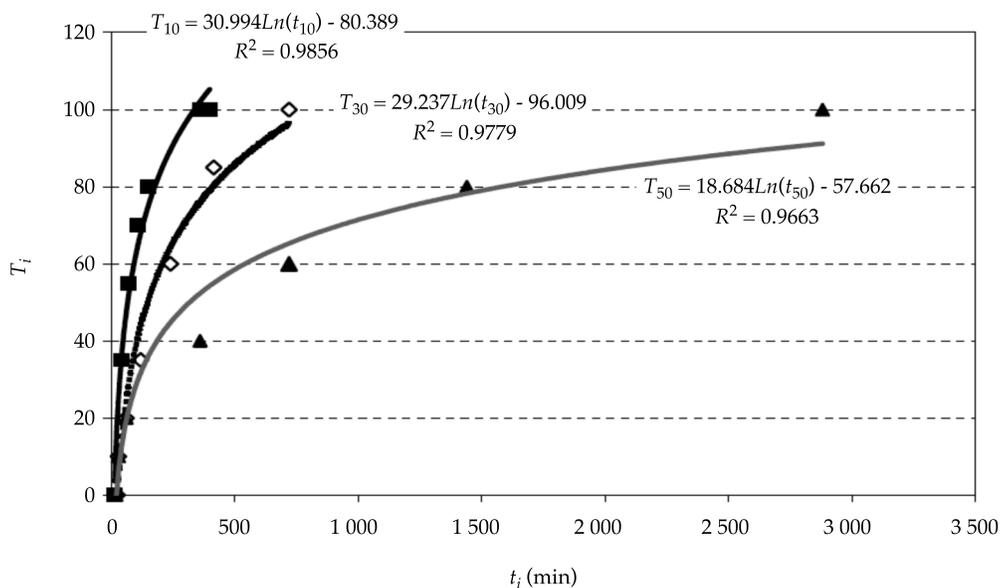


Figura 1. Función de normalización para T_{10} , T_{30} y T_{50} (Zonensein *et al.*, 2008).

Calle Garcés-Avenida Independencia y el sector Los Orumos.

Se construyó el modelo digital de elevaciones MDE de la subcuenca seleccionada, (Sánchez & Méndez, 2009). Se confeccionó el modelo

conceptual del sistema real y se discretizó la cuenca en un total de 122 subcuenas (figura 2), con fracciones impermeables que varían entre 40 y 65%, y valores del parámetro hidrológico Curva Número (SCS) (CN), variando entre 75 y



Figura 2. Conceptualización de la subcuenca centro norte de la ciudad de Coro, Venezuela.

85. Para obtener la distribución espacial de la peligrosidad en calles, se elaboraron los mapas temáticos respectivos para cada indicador. Para este nivel de análisis y en correspondencia con la escala espacial de decisión adoptada, se estimaron valores medios en los polígonos que representan cada calle o tramo de calle; por lo tanto, al definir el dominio del índice por calles, se trata de un proceso agregado, ya que la simulación hidráulica se basa en el análisis de tramos rectos de calles funcionamiento hidráulicamente como canales. Para obtener los calados o láminas en calles se calibró el modelo EPA-SWMM y se simuló la respuesta del sistema de drenaje ante una tormenta de duración e intensidad similar a la del evento utilizado para calibrar.

Calibración del modelo y simulación del evento ocurrido 01-02-2009 en la cuenca centro-norte de Coro

Previo al análisis de peligrosidad, se implementó y calibró el modelo SWMM, a partir del hietograma de tormenta para un evento en específico registrado el 01-02-2009 y del hidrograma de salida conocido en el nodo de

descarga del sistema. Esta cuenca se caracteriza por tener una topografía plana, con pendientes del orden del dos por mil, con un área de aporte cerrada que facilita la correcta cuantificación del escurrimiento urbano. El nodo de vertido se localiza en la Avenida Alí Primera, en específico detrás del Estadio Municipal J. M Ugarte, a las cercanías del Instituto Universitario de Tecnología Alonso Gamero (IUTAG). Con el levantamiento topográfico se constató que el sitio de descarga posee la cota altitud más baja de toda la cuenca seleccionada, esto hace suponer que toda la escorrentía que circula por calles tiene posibilidad de ingresar al colector a través de las obras de captación (sumideros). Por otro lado, la cantidad de agua que queda almacenada o retenida en calles, avenidas, y depresiones naturales o artificiales, sumada a la porción de agua que infiltra en las pocas áreas permeables, representa volúmenes importantes que no llegan a ingresar al sistema de manera superficial.

El caudal máximo observado en el nodo de descarga fue de 552 lps, con un tiempo al pico aproximado $T_p = 1$ hora y 15 minutos. Los datos de lluvia fueron registrados por la estación pluviométrica Coro-Aeropuerto y se muestran en la figura 3.

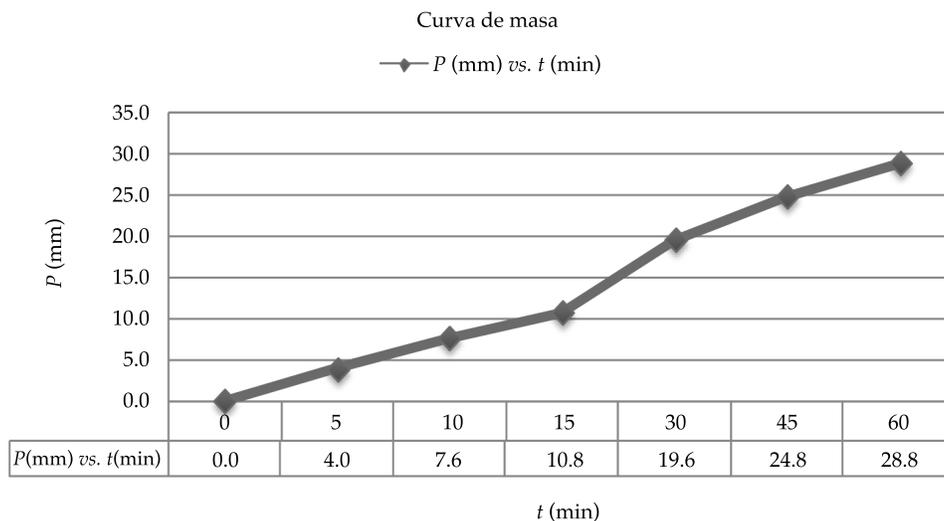


Figura 3. Curva de masa. Tormenta registrada en la estación Coro-Aeropuerto de fecha 01-02-09.

Definición de la estrategia de calibración

La cuenca se desagregó para una escala computacional de detalle conformada por 122 subcuencas; sin embargo, para realizar la prueba de sensibilidad y obtener una combinación de valores promedio para los parámetros, se construyó un modelo conceptual simplificado o idealizado, representado por subcuencas o segmentos dispuestos como dos planos asimétricos que aportan de manera concentrada un canal de drenaje. Para ello, se implementó un esquema de solución apoyado en las ecuaciones que rigen el módulo de cálculo hidrológico Runoff del SWMM para

flujo uniforme. Considerando que el SWMM no cuenta con un algoritmo para la calibración automática, se optó por diseñar una estrategia con base en seis etapas principales, combinando la respuesta hidrológica de los dos modelos conceptuales (figura 4).

La primera consiste en ingresar los datos de entrada al modelo conceptual idealizado (condiciones de frontera, parámetros, geometría y estructura del sistema). Luego, se procede a efectuar el análisis de sensibilidad para seleccionar los parámetros a ser calibrados; en este tipo de estrategia pueden identificarse y escogerse parámetros de naturaleza hidrológica o hidráulica, según la respuesta del modelo.

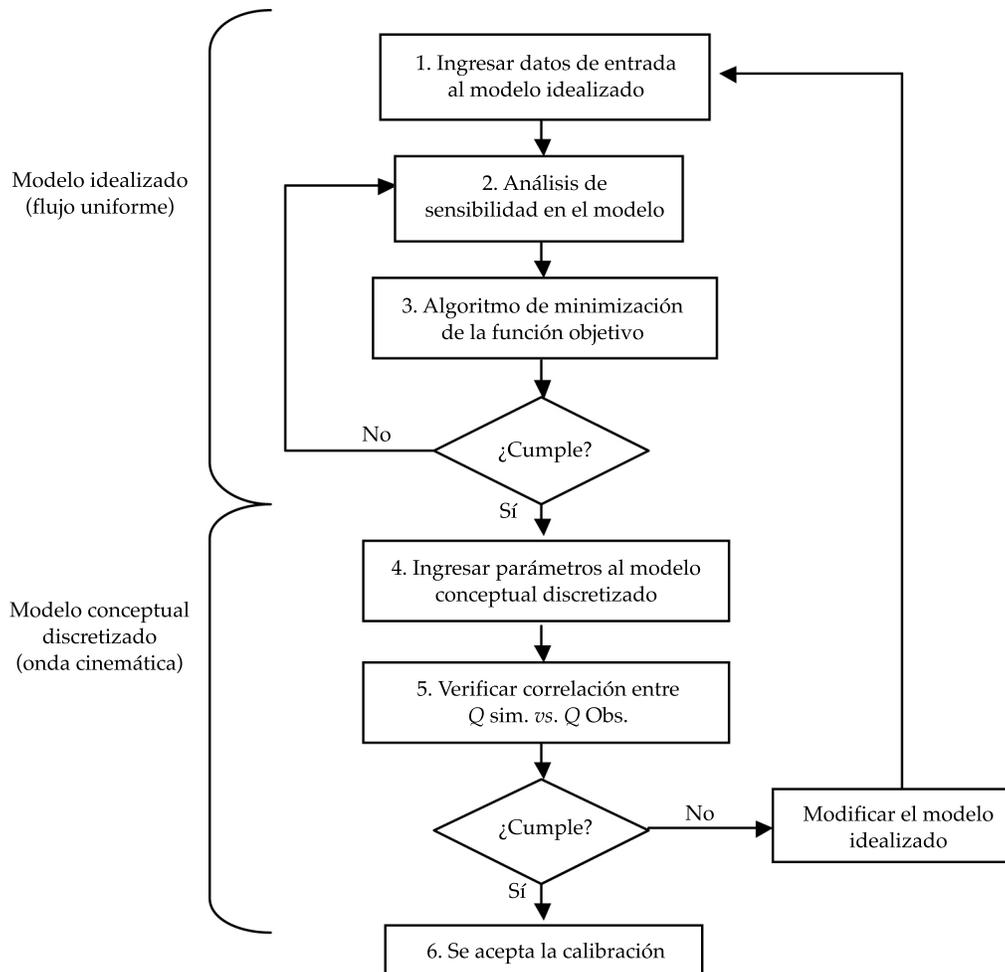


Figura 4. Estrategia para la calibración.

Conviene resaltar que los parámetros que se introducen en el modelo pueden servir para ajustar la respuesta del mismo, por ejemplo el ancho W corresponde a la anchura del depósito que está representando a una determinada subcuenca y que debe estimarse a partir de la forma geométrica real de la misma, que no será ni uniforme ni simétrica. Asumiendo una cuenca rectangular y para una misma superficie, un mayor ancho producirá hidrogramas de salida de la subcuenca de menor duración y mayor gasto máximo, mientras que un ancho menor retrasará la punta del hidrograma, produciendo un efecto de laminación. Sin embargo, si se conocen realmente los valores de estos parámetros geométricos y se asume que dependen exclusivamente de la representación que se haga del sistema físico real, conviene usar otras variables para el ajuste, como por ejemplo el coeficiente de rugosidad de Manning o los parámetros que influyen en las pérdidas por infiltración.

En este caso, se calibró la rugosidad para las áreas permeables e impermeables de la cuenca, y el parámetro curva número (CN). Con los parámetros seleccionados, se busca una función objetivo orientada a reducir la discrepancia entre los gastos modelados y medidos, para finalmente implementar algún algoritmo de calibración que minimice la diferencia entre éstos. Los valores obtenidos en el análisis sobre el modelo simplificado son introducidos en el modelo conceptual discretizado (sistema real) y se ejecuta la simulación del evento para verificar la calidad de la calibración con base en el nivel de correlación entre los valores simulados y observados.

La función objetivo (ecuación (6)) seleccionada le indica al algoritmo de optimización qué tan cerca está de llegar a los parámetros

óptimos; en este caso se utilizó el criterio de los mínimos cuadrados como función objetivo y un proceso iterativo basado en ensayo y error, o aproximaciones sucesivas para su minimización:

$$\min F(n) = \sum_{i=1}^m (Q_s^i - Q_o^i)^2 \quad (6)$$

Escenarios analizados para el cálculo de la peligrosidad

Para una profundidad de lluvia de 28.8 mm y una duración de 60 min, se analizaron tres grupos de pesos representando diferentes criterios sobre la importancia relativa de los indicadores de peligrosidad. Aplicando el método de análisis jerárquico (AHE) se establecieron estos tres grupos. En el primer escenario se asume que I_{cot} es extremadamente más importante que I_{FP} pero un poco menos importante que I_{FV} , que a su vez se considera más importante que I_{FP} . Para el segundo escenario, se acepta que I_{cot} es un poco más importante que I_{FP} y un poco menos importante que I_{FV} , que a su vez se considera más importante que I_{FP} . Finalmente, para el tercer escenario se adjudica igual importancia a los tres indicadores. El cuadro 1 explica con detalle cada uno de estos escenarios.

Análisis y discusión de resultados

El parámetro CN incluido en el modelo de pérdidas fue calibrado a partir de la lámina de escorrentía directa $LED = 3.362$ mm, obtenida con el volumen total observado $Vol = 3\,662.46$ m³ durante el evento, dando como valor promedio para toda la cuenca un valor de $CN = 88.1$. La prueba de sensibilidad sobre el modelo

Cuadro 1. Escenarios analizados para la construcción de los mapas de peligrosidad.

Valor del índice/pesos de los coeficientes								
Escenario 1			Escenario 2			Escenario 3		
I_{cot}	I_{FV}	I_{FP}	I_{cot}	I_{FV}	I_{FP}	I_{cot}	I_{FV}	I_{FP}
0.69	0.23	0.08	0.26	0.63	0.11	0.33	0.33	0.33

idealizado para “ n permeable e impermeable” y la evaluación de la función objetivo en las gráficas correspondientes (figura 5).

En la gráfica (a) se observa claramente el solapamiento de las funciones para valores de n permeable en el intervalo (0.3 - 0.6), presentando un mínimo global para una abscisa de 0.02. Igualmente, se aprecia en la gráfica (b) que la función se asintotiza a partir de valores de rugosidad en la zona permeable $n_{perm} = 0.3$. En seguida se muestra la comparación entre hidrogramas simulados y observados para el modelo idealizado, asignando los parámetros óptimos para los cuales se hace mínima la función objetivo.

Esta prueba preliminar sirve como punto de partida para el ajuste del modelo conceptual discretizado, en el cual de ser necesario y en función de la correlación se debe ir ajustando

hasta alcanzar un ajuste aceptable. Los resultados de la simulación luego de asignar estos parámetros como valores medios en las subcuencas se muestran en la figura 6.

Al comparar las series de gastos en la salida del modelo se puede observar para la primera corrida un acercamiento evidente entre las dos funciones y un patrón análogo tanto en la rama ascendente del hidrograma como en la parte descendente, lo cual demuestra que el análisis de sensibilidad realizado en el modelo preliminar idealizado constituye una técnica viable para seleccionar el primer juego de parámetros. Para esta corrida, el coeficiente de correlación fue de 0.961.

Por otra parte, al analizar diversos modelos y de realizar el tratamiento estadístico de los datos, se aplicó una estrategia orientada a homologar el criterio de ajuste para las tres

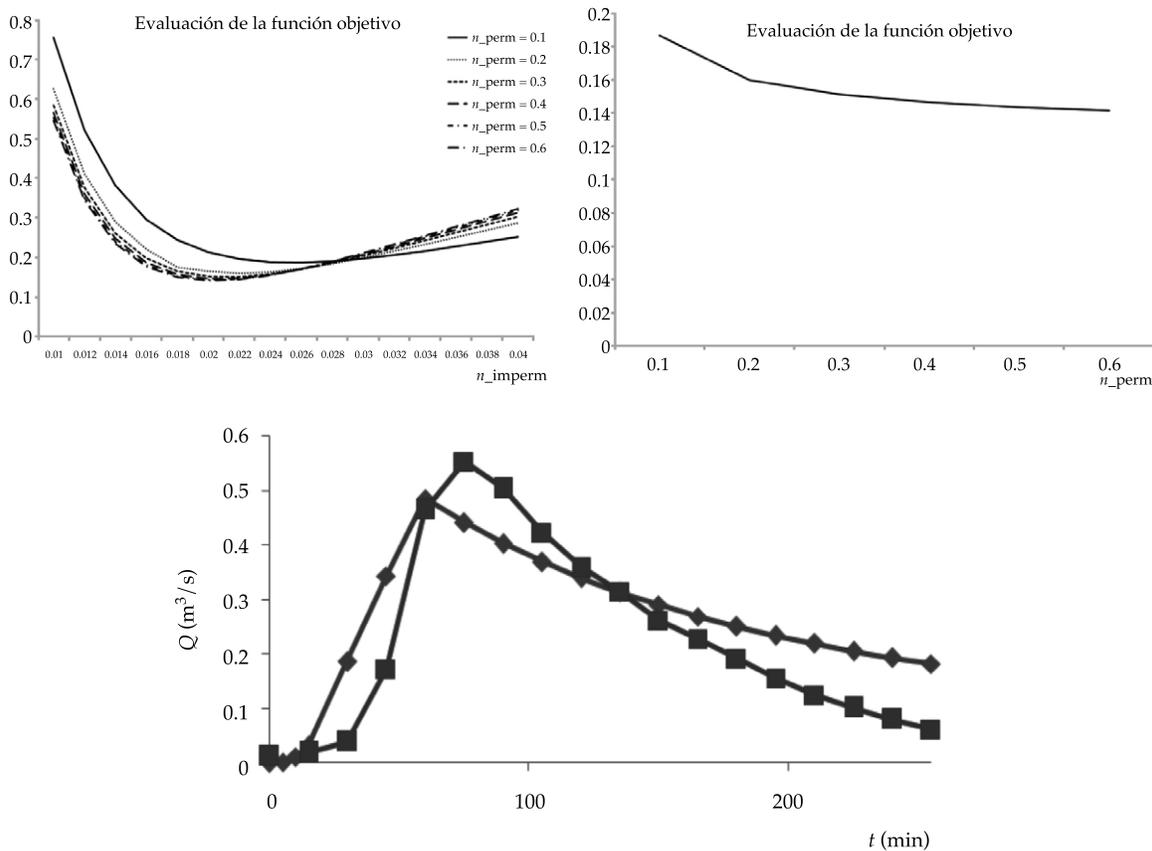


Figura 5. Análisis de sensibilidad y evaluación de la función objetivo.

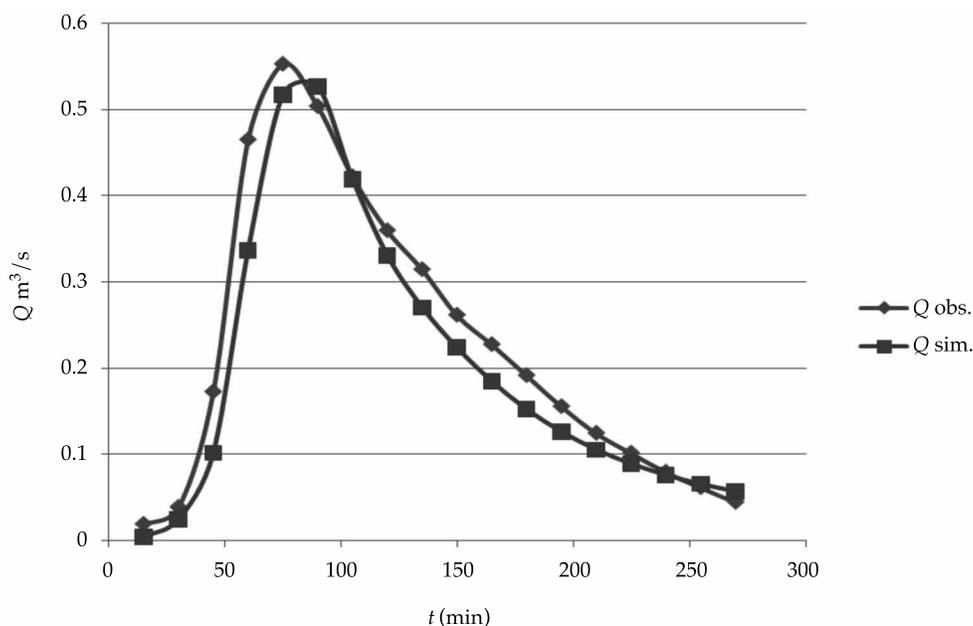


Figura 6. Resultado de la calibración en el modelo discretizado.

funciones bajo el mismo modelo matemático. Si se le asigna como variable dependiente normalizada T' a la nueva función expresada en la ecuación (7), la estructura de la ecuación con los parámetros (a, b, c, d, e, f) y sus respectivas curvas modificadas se resumen en la figura 7:

$$T'_i = a + b \ln(t_i) + c(\ln(t_i))^2 + d(\ln(t_i))^3 + e(\ln(t_i))^4 + f(\ln(t_i))^5 \quad (7)$$

La comparación entre los coeficientes de correlación (cuadro 2) es útil para evaluar la bondad del modelo de regresión obtenido por Zonensein *et al.* (2008) y los alcanzados por el autor para un 95% de confiabilidad, lo cual garantiza ajustes más útiles para la predicción de la variable dependiente en el dominio establecido.

Los resultados del modelo proporcionan información sobre la evolución temporal de profundidad de inundación y velocidad media en cada calle durante el periodo de simulación. Los mapas de la figura 8 muestran

las inundaciones localizadas en los puntos más críticos del periodo, considerando un tratamiento hidráulico para las calles de mayor importancia, en función del volumen vehicular y un tratamiento hidrológico para el resto de las calles. Se evidencia que la zona donde se presentan láminas de agua superiores a 15 cm es hacia el noreste de la cuenca (calle 40 y 56), alcanzando una profundidad máxima de 0.19 m. Se observan tramos con tirantes que no superan el nivel de acera en la mayoría de los tramos de calle analizadas, presentando velocidades bajas propias de zonas planas que van desde un mínimo de 0.10 m/s hasta 1 m/s (calle 54), con promedio total de la cuenca de 0.35 m/s. En la figura 9 se observan notables variaciones entre los dos casos analizados, al incluir dentro de las escalas de normalización el impacto de los tirantes que están en 15 y 30 cm (calles 40, 43, 56); queda en evidencia que los criterios de Zonensein *et al.* (2008) subestiman el efecto de láminas inferiores al nivel promedio de acera. Los resultados del indicador de permanencia de inundación, así como los del indicador de velocidad se

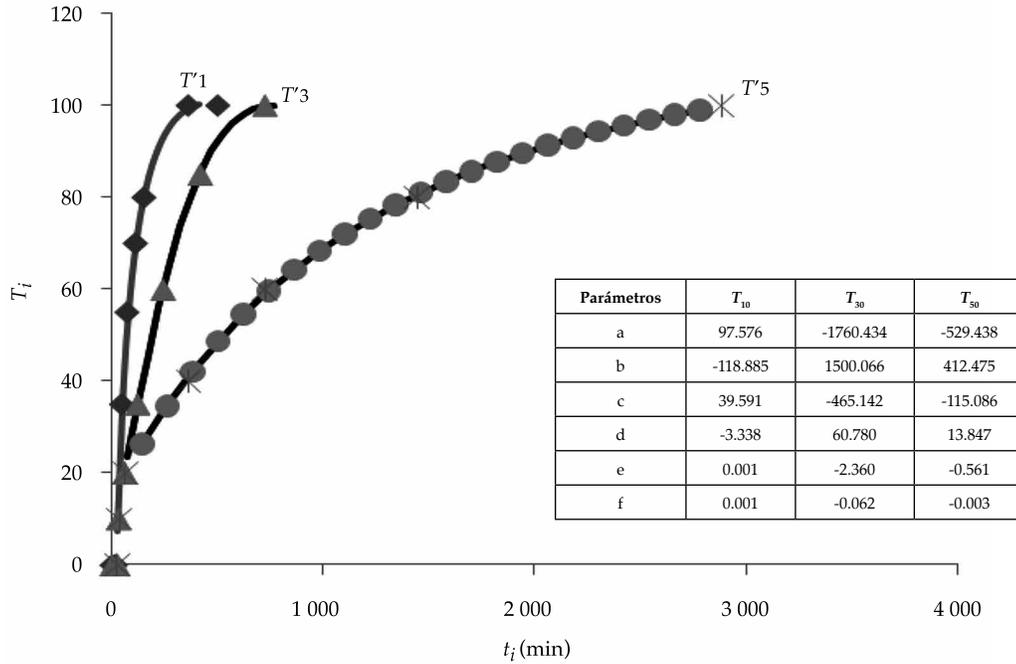


Figura 7. Funciones de normalización mejoradas.

Cuadro 2. Comparación de los ajustes obtenidos para las funciones normalizadas.

	Zonensein <i>et al.</i> (2008) R^2	Sánchez & Martínez-González 2011) R^2
T_{10}	0.9856	0.9995
T_{30}	0.9779	0.9993
T_{50}	0.9663	0.9996

muestran en la figura 10, y su comportamiento espacial, aunque coincide con lo esperado, sobre todo en las zonas de baja pendiente y en las zonas de encharcamiento, no representa un problema relevante en los tramos de calle estudiados, ya que su magnitud no supera en ningún caso el valor de 0.5 para el evento de lluvia analizado. Se observa además que los pesos atribuidos según Zonensein *et al.* (2008) a los factores de ponderación en la formulación del indicador I_{FP} están enfocados sólo al daño sobre viviendas, subestimando el impacto que tiene sobre el tránsito de vehículos y personas.

Finalmente, los mapas de peligrosidad (figura 11), correspondientes a los escenarios 2 y 3, no muestran diferencias importantes; no obstante, el escenario 1 sí arrojó resultados contrapuestos, evidenciando la sensibilidad del índice a la asignación de los pesos. Por otro lado, se observa que para los tres escenarios existe coincidencia en la identificación de zonas con mayor peligrosidad, lo que permite a las autoridades municipales decidir cuáles son las vías durante eventos de lluvia con probabilidad de ocurrencia igual o superior a la evaluada.



Figura 8. Mapa de niveles y velocidades medias máximas en calles para el modelo conceptual de la cuenca experimental.



Figura 9. Comparación del indicador de profundidad. Criterio de Sánchez (izq.) y criterio de Zonensein (der.).



Figura 10. Distribución espacial del factor de velocidad I_{FP} y el factor de permanencia de la inundación I_{FV} .

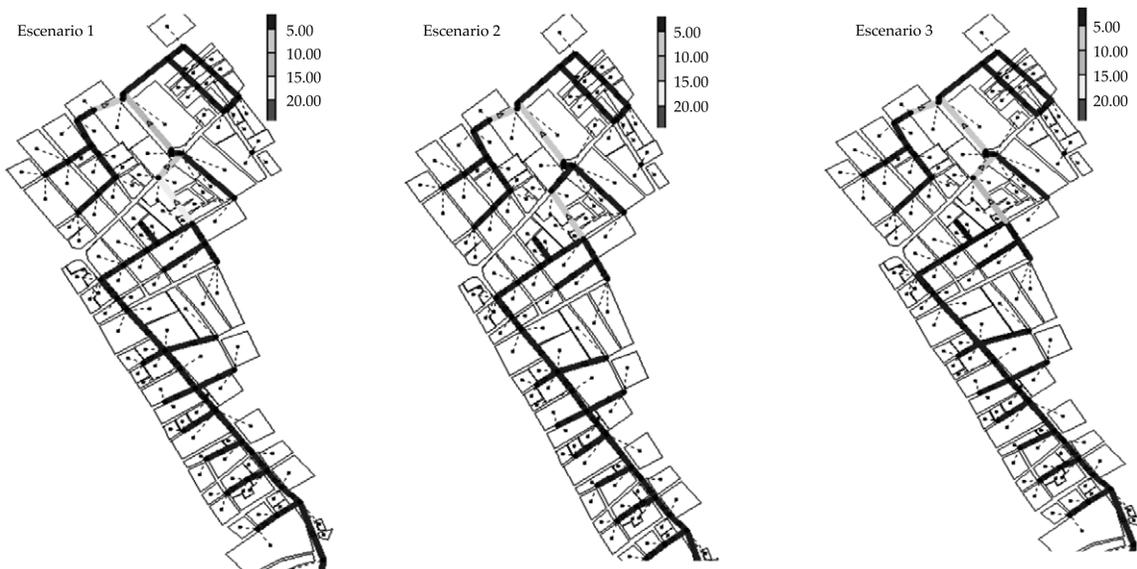


Figura 11. Resultados para los tres escenarios analizados.

Conclusiones

La metodología aplicada permitió conocer en la zona estudiada la distribución espacial del indicador de peligrosidad pluvial asociada con el flujo superficial en calles mediante una gama de colores, lo que constituye una herramienta valiosa para respaldar la toma de decisiones por parte de los gestores del sistema de drenaje pluvial urbano. El análisis realizado sobre el modelo conceptual de la subcuenca urbana evidenció la sensibilidad del parámetro de profundidad (I_{cot}) en relación con la escala de normalización adoptada en el rango $0 < y < 15$ cm, en función de los tirantes simulados. En cuanto a la ponderación de los indicadores, se demostró el valor que tiene precisar claramente cuáles son los elementos en riesgo y la magnitud de la afectación potencial, ya que algunos resultados pueden llegar a subestimar los efectos perjudiciales sobre algunos actores importantes (tránsito de vehículos y personas). Las validaciones de campo indican que la metodología puede ser considerada como eficaz; no obstante, a pesar de que el método es adaptable a diferentes percepciones de los gerentes, las escalas de normalización en todos los casos deben responder a criterios objetivos, a fin de mitigar este aspecto frágil del índice; sin embargo, esta clase de formulaciones se hacen aún más sólidas cuando se dispone de información de campo que permita validarla. Se demostró que el método propuesto arroja resultados más apegados a la realidad que el método de ponderación mixta tradicional cuando se analizan calles con profundidades de agua inferiores al nivel promedio de acera. Por otro lado, este nuevo enfoque presenta mejores correlaciones en el ajuste de las funciones de normalización respecto al enfoque tradicional. Se propone la aplicación de este método en cuencas urbanas con pendientes mayores a las evaluadas en el caso de estudio. Finalmente, se demuestra que a partir de los mapas presentados, se viabiliza la toma de decisiones en relación con ejecución de medidas estructurales para rehabilitar el sistema de

drenaje en función de modificar el mapa de peligrosidad y se facilita la definición de rutas de emergencia que pueden ser utilizadas en casos de eventos de lluvia extremo.

Referencias

- Abt, S. (August 14-18, 1989). Predicting Human Instability in Flood Flows. Hydraulic Engineering. Proceedings. National Conference on Hydraulic Engineering, ASCE, New Orleans, Louisiana, United States.
- ARMC (2000). *Floodplain Management in Australia. Best Practice Principles and Guidelines* (105 pp.). Australia: SCARM Report 73, Agricultural and Resource Management Council of Australia and New Zealand.
- Belleudy, P. (2004). Risques Hydro-Météorologiques, Crues Et Inondations / Risque, Aléa Et Vulnérabilité. / DDS-TUE364/ 9.
- Dawson, R. J., Speight, L., Hall, J. W., Djordjevic, S., & Savic, D. (2008). Attribution of Flood Risk in Urban Areas. *Journal of Hydroinformatics*, ASCE, 10(4), 275-288.
- FEMA (1979). *The Floodway: a Guide for Community Permit Officials* (156 pp.). No. 4. US: Federal Insurance Administration, Community Assistance, Federal Emergency Management Agency.
- FHWA (2009). *Urban Drainage Design Manual* (478 pp.). US Department of Transportation. Publication No. FHWA-NHI-10-009, Federal Highway Administration.
- Floodsite (2008). *Review of Flood Hazard Mapping. Integrated Flood Risk Analysis and Management methodologies*. Report Number T03-07-01. España, UPC, Task Leader.
- Gómez, M., Macchione, F., & Russo, B. (julio-septiembre, 2009). Comportamiento hidráulico de las calles durante lluvias extremas en zonas urbanas. *Ingeniería Hidráulica en México*, 24(3), 51-61.
- Hauger, M. B. (2006). Indicators of Hazard, Vulnerability and Risk in Urban Drainage. *Water Science and Technology*, 54(6-7), 441-450.
- Rossmann, L. (2004). *Storm Water Management Model User's Manual Version 5.0*. EPA/600/R-05/040. National Risk Management Research Laboratory. U.S. Environmental Protection Agency.
- Russo, B., Gómez, M., & Macchione, F. (2011). Experimental Approach to Determine Flood Hazard Criteria in Urban Areas. 12th International Conference on Urban Drainage, Porto Alegre, Brazil.
- Saaty, T. L. (1977). A Scaling Method for Priorities in Hierarchical Structures. *Journal of Mathematical Psychology*, 15(15), 234-281.
- Samuels, P. (2006). Flood Risk Analysis and Management – Achieving Benefits from Research, European Conference on Floods, GOCE-CT-2004-505420, Viena, Austria.

- Sánchez, L., & Méndez, L. (2009). *Modelo de elevación digital e informatización del sistema de drenaje mayor y menor de la zona oeste de la ciudad de Santa Ana de Coro, Falcón* (230 pp.). Trabajo de investigación. Coro, Venezuela: UNEFM.
- Zonensein, J., Miguez, M. G., De Magalhães, L. P. C., & Valentin, M. G. (2008). *Flood Risk Index as an Urban Management Tool*. 11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh, Scotland, UK.

Dirección Institucional de los autores

Dr. Luis Alejandro Sánchez Román

Profesor agregado
Especialista en Gestión de Recursos hidráulicos
Doctorante en el área de Ingeniería Hidráulica
Centro de Investigaciones de Recursos Hídricos (CIDRHI)
Universidad Nacional Experimental Francisco de Miranda
Complejo Académico Los Perozo
Coro, Estado Falcón, VENEZUELA
Teléfono: +58 (0268) 2524 685
luisanchezr@yahoo.com

Dr. Yoel Martínez González

Centro de Investigaciones Hidráulicas (CIH)
Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría
(ISPJAE)
Calle 114, Marianao
19390 Ciudad de La Habana, CUBA
Teléfono: +53 (7) 2663 383
ymarq@cih.cujae.edu.cu



Haga clic aquí para escribir al autor



Escurrimiento superficial sobre un vertedor triangular de pared delgada en una zona semiárida silvestre, El Mogor, Baja California, México.

Foto: Francisco José Del Toro Guerrero.

Estimación del balance hídrico en una cuenca semiárida, El Mogor, Baja California, México

• Francisco José del Toro-Guerrero • Thomas Kretzschmar* •
• Alejandro Hinojosa-Corona •

Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada, México

*Autor de correspondencia

Resumen

Del Toro-Guerrero, F. J., Kretzschmar, T., & Hinojosa-Corona, A. (noviembre-diciembre, 2014). Estimación del balance hídrico en una cuenca semiárida, El Mogor, Baja California, México. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(6), 69-81.

El trabajo de investigación se efectuó en la subcuenca El Mogor en el Valle de Guadalupe (VG) en Baja California, México. Se realizó una caracterización integral, con el objetivo de hacer una cuantificación del aporte hidrogeológico de la subcuenca hacia el valle en el año hidrológico 2010-2011. Esta región presenta un clima semiárido y se realizan actividades agrícolas de gran importancia, donde sobresale la viticultura. Como parte de la caracterización, se estableció la conductividad hidráulica no saturada utilizando la ecuación de Kozeny-Carman (KC). Se llevó a cabo el cálculo de la evapotranspiración potencial (ETP) utilizando el método de Thornthwaite (Thw), el cual se comparó con la evaporación potencial (EP) estimada con la charola de Penman (CHP) y con la ETP calculada por la estación del CICESE (CIC), cuyo programa utiliza la ecuación de Penman-Monteith para su cálculo. Se estimó un balance hídrico (Almorox, 2003) utilizando el resultado obtenido de la ETP de Thw y los datos de precipitación (P), con los que se obtuvo una infiltración potencial (I) generalizada en la subcuenca de $\sim 974\,000\text{ m}^3$ y un escurrimiento (Es) de $\sim 86\,000\text{ m}^3$. Asimismo, se calculó de forma directa el escurrimiento superficial mediante el uso de un vertedor triangular de pared delgada con el que se estimó un volumen de $\sim 60\,000\text{ m}^3$. Finalmente, mediante fórmulas empíricas, se calculó una recarga (vertical, de sistema montañoso, horizontal y por percolación por agua de riego) de $\sim 466\,000\text{ m}^3$, que fue equivalente al 7% de la precipitación infiltrable en el año hidrológico en estudio.

Palabras clave: acuífero Guadalupe, escurrimiento, balance hídrico, vertedor triangular.

Abstract

Del Toro-Guerrero, F. J., Kretzschmar, T., & Hinojosa-Corona, A. (November-December, 2014). *Hydric Balance in a Semi-Arid Basin, El Mogor, Baja California, Mexico*. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(6), 69-81.

The research was conducted in the sub-basin El Mogor in the Valle de Guadalupe (VG) in BC, Mexico. In which an integral characterization was performed with the objective of doing a quantification of the hydrogeologic contribution; from the sub-basin toward the valley in the hydrological year 2010-2011. This region has a semiarid climate and it carries out agricultural activities of great importance, where stands viticulture. As part of the characterization, we established the unsaturated hydraulic conductivity using the Kozeny-Carman equation (KC). Also took out the calculation of the potential evapotranspiration (ETP) in the region using the Thornthwaite method (Thw), which was compared to the potential evaporation (EP) estimated by Penman tray (CHP) and the ETP calculated with the CICESE station whose program uses the Penman-Monteith equation for their calculation. A water balance was conducted (Almorox, 2003) using the result of the ETP Thw and precipitation data (P), with which we obtained a generalized potential infiltration (I) sub-basin $\sim 974\,000\text{ m}^3$ and a runoff (Es) of $\sim 86\,000\text{ m}^3$. Likewise, the superficial runoff was determined through the use of a thin-walled triangular weir, where a volume of $\sim 60\,000\text{ m}^3$ was estimated. Finally, using empirical formulae we calculated a recharge (vertical, mountain system, horizontal recharge and irrigation water percolation) of $\sim 466\,000\text{ m}^3$ which was equivalent to 7% of rainfall in the hydrological year in study.

Keywords: Acuífero Guadalupe, runoff, water balance, triangular weir.

Recibido: 27/11/12
Aceptado: 07/04/14

Introducción

El principal suministro directo de agua hacia los continentes es la precipitación. Sin embargo, ésta no se distribuye de manera homogénea

en el planeta y su disponibilidad varía de región en región, dependiendo de su clima y ubicación geográfica. Las regiones semiáridas se caracterizan por presentar baja precipitación anual, que oscila entre los 200 y 400 mm (Kottek,

Grieser, Beck, Rudolf, & Rubel, 2006). Según la clasificación climática de Köppen, se consideran climas intermedios entre los desérticos y los húmedos. En México, los climas secos y muy secos se encuentran distribuidos en la mayor parte del centro y norte del país, región que comprende el 49% del territorio nacional (SMN, 2010). El estado de Baja California se caracteriza por tener un clima semiárido con baja disponibilidad hidráulica superficial; por lo tanto, el desarrollo económico de la región depende de la disponibilidad de agua subterránea (Campos, 2008). Kurczyn (2005) indicó que el VG tiene un tipo de clima semidesértico mediterráneo, el cual es propio entre los 30° y los 45° de latitud en el oeste de los continentes y está asociado con características climáticas particulares, ya que la precipitación se distribuye de manera opuesta a la zona intertropical. No llueve en verano, lo que puede generar un gran estrés hídrico (Di Castri, 1981).

En el VG se realizan diversas actividades agrícolas de gran importancia estatal, nacional y mundial, donde destaca la viticultura, la cual es sustentada gracias a la extracción de agua subterránea suministrada por el acuífero Guadalupe. Este acuífero es de vital importancia para el valle y sus alrededores, ya que abastece hasta un 40% del agua de la ciudad de Ensenada (CNA, 2008) y es la única fuente de agua para solventar las necesidades agrícolas de la región durante gran parte del año. Según la Comisión Nacional del Agua (CNA, 2008), el acuífero se encuentra en estado de sobreexplotación, pues en la actualidad hay un abatimiento en su nivel freático como resultado de una extracción mayor al nivel de recarga. Esto se debe principalmente a que en los últimos años, las áreas agrícolas bajo riego han ido en aumento, existe un alto grado de sobre concesión y, en algunos casos, extracción sin control. A lo mencionado anteriormente se le añade su tipo de clima, ya que la región ha presentado periodos de estiaje prolongados.

Estudios previos en la región han evaluado las condiciones hidrológicas del acuífero

para conocer el comportamiento del recurso, en función de necesidades antropogénicas y caracterizar la zona para poder regular el aprovechamiento del agua subterránea de forma sustentable (Kurczyn, 2005; Badan *et al.*, 2005; CNA, 2008; Campos, 2008; IMIP, 2008; Tsegaye, 2009; Moraila, 2010; Barradas, 2010).

Objetivos

El objetivo principal del estudio consistió en llevar a cabo una cuantificación hidrogeológica integral en una zona semiárida silvestre del aporte que genera la subcuenca El Mogor hacia el flujo superficial del Valle de Guadalupe y la recarga a su acuífero. Para llevar a cabo dicho objetivo se evaluaron dos metodologías para el cálculo del escurrimiento superficial: se utilizó un método empírico para evaluar el sistema hidrológico de cuenca mediante el balance hídrico directo (Almorox, 2003) y se comparó con la estimación directa del flujo superficial mediante la instalación de una estructura de aforo, la cual se instaló sobre el cauce principal próximo a la salida de la subcuenca. Además, se analizó la contribución a la recarga natural por infiltración por parte de la subcuenca hacia el acuífero Guadalupe, a partir de ecuaciones empíricas.

Área de estudio

La subcuenca El Mogor pertenece a la Región Hidrológica núm. 1 (CNA, 2008) dentro de la cuenca Guadalupe. Está delimitada entre los 32° 04' 14" y 32° 01' 15" norte, y entre los 116° 37' 16" y 116° 30' 33" oeste. Se localiza a unos 26 km al noreste de Ensenada, tomando la carretera Ensenada-Tecate dentro del Valle de Guadalupe. Tiene una superficie aproximada de 19 km² y elevaciones que van de los ~300 a los ~1 300 msnm. Presenta corrientes de tipo efímero, ya que sólo tiene flujo superficial en tiempo de lluvia, un modelo de drenaje de tipo dendrítico con orden de corriente cuatro y un colector principal con una longitud aproximada de 15 km, el cual se une al arroyo

Guadalupe. El 85% de la superficie total de la subcuenca tiene pendientes fuertes, que van de las accidentadas medias a las muy escarpadas; el área restante (15%) posee pendientes suaves y llanas (figura 1). La temperatura media anual para la región es de 16.8 °C (Desarrollo y Sistemas, S.A., 1999). La precipitación media se ha estimado en 288 mm/año (CNA, 2008) y acontece generalmente en los meses de diciembre a febrero, y es la principal fuente de recarga del acuífero Guadalupe.

El acuífero Guadalupe se considera como un manto libre intermontano y heterogéneo, cuya unidad impermeable está representada por las rocas ígneas y metamórficas que delimitan al valle (Hernández & Mejía, 2003). Tiene una superficie aproximada de 70 km², que conforma el área granular del acuífero (figura 1).

Materiales y métodos

El cumplimiento de los objetivos de este trabajo de investigación se llevó a cabo al realizar trabajo técnico de campo, el análisis de los resultados de laboratorio y, finalmente, se complementó con trabajo en gabinete.

En el trabajo de campo se realizaron visitas periódicas a la zona de estudio, comenzando en octubre de 2010 y finalizando en julio de 2011. El cambio en el nivel piezométrico de los pozos agrícolas fue monitoreado de forma constante (dos veces por mes) durante el mismo periodo. Se recolectó el dato generalmente después de algún evento de precipitación. Los datos de la precipitación pluvial fueron derivados de la estación climatológica del CICESE (CIC), ubicada a ~1.5 km al SO de la

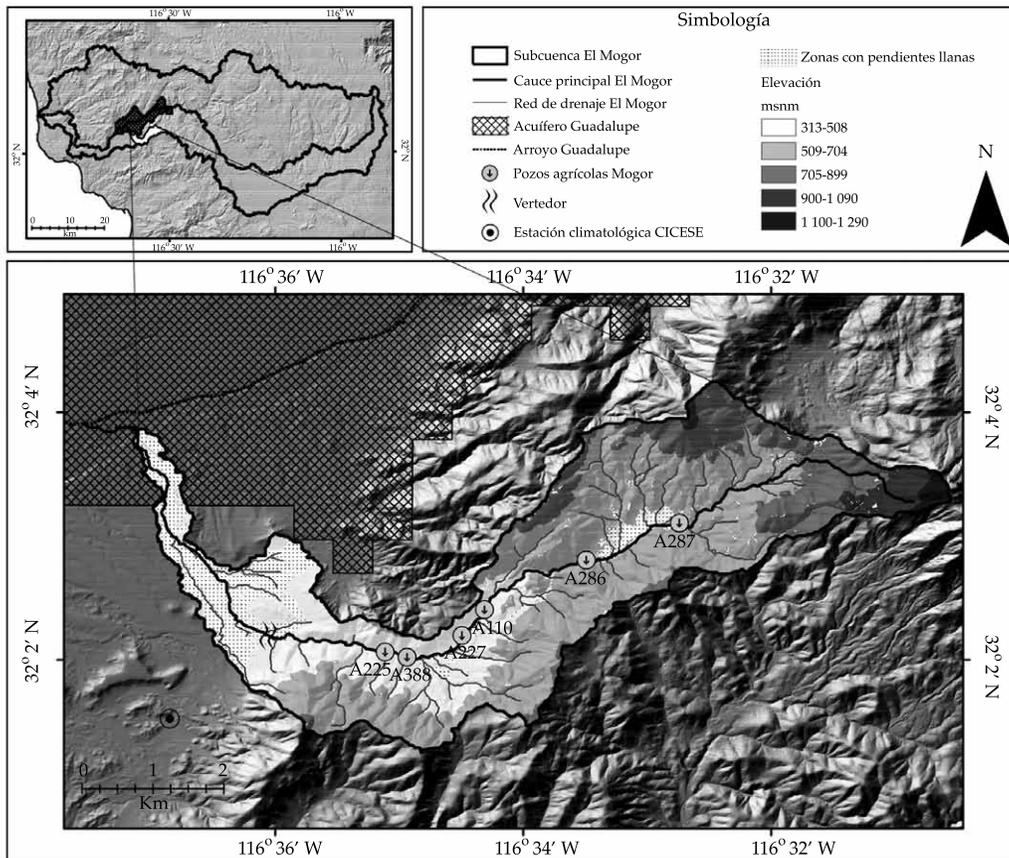


Figura 1. Localización del área de estudio, distribución de la red de drenaje, estación climatológica, pozos agrícolas y localización del vertedor.

zona de estudio. Finalmente, como apoyo, se utilizó un modelo digital de elevación de alta resolución LIDAR de 5 x 5 metros tipo terreno y junto con observaciones directas en campo se identificaron sitios idóneos para llevar a cabo el muestreo, así como la instalación de estructuras y equipo para realizar la cuantificación del escurrimiento superficial.

Estimación empírica del escurrimiento superficial

El balance hídrico directo (BHD) es un método empírico que estima el balance de todo el sistema, utilizando el cálculo de la precipitación mensual y anual para el año hidrológico en análisis, y la estimación de la evapotranspiración potencial mensual y anual (Marini & Piccolo, 2000). El método supone que el agua del suelo se va perdiendo conforme pasa el tiempo hasta agotar su reserva y así cubrir las necesidades hídricas del sistema. Este método consiste en estimar mes con mes los siguientes parámetros (Almorox, 2003):

- Precipitación (P): es el componente de mayor importancia, al ser el que aporta directamente el recurso hacia el sistema.
- Evapotranspiración potencial (ETP): se calculó mediante el método de Thornthwaite (1948), el cual brinda una aproximación de lo que se puede evapotranspirar en el sistema si éste no tuviera restricción alguna del recurso hídrico.
- $P-ETP$: al calcular esta diferencia entre las entradas y salidas potenciales de agua en el suelo, se pueden clasificar los meses húmedos (si $P > ETP$) y los meses secos (si $P < ETP$).
- Reserva de agua en el suelo (R): depende de las características físicas y biológicas del suelo (textura del suelo y cobertura vegetal). En algunos casos se puede utilizar como reserva máxima 100 mm (Thornthwaite, 1948), sin hacer diferencia entre el tipo de suelo y la cobertura vegetal.

Se estima sumando los incrementos $P-ETP$ sólo cuando son meses húmedos. A estos incrementos se le agrega la reserva del mes anterior al mes que se está calculando:

$$R = R_{i-1} + (P - ETP) \quad (1)$$

- Variación de la reserva (VR): se calcula con la diferencia entre la reserva del mes en el que se realiza el cálculo y la reserva del mes anterior:

$$VR = R_i - R_{i-1} \quad (2)$$

- Evapotranspiración real (ETR): se considera que es el volumen de agua que realmente se evapotranspira en el mes y depende estrechamente del volumen de agua disponible. Esto quiere decir que la P en el mes considerado y la R existente será el agua disponible para evaporar. Cuando la P cubre la demanda potencial (generalmente en el periodo húmedo), se puede decir que:

$$ETR = ETP \quad (3)$$

- Si la ETP excede a la P (periodo seco), el agua que se evapora será la de la $P + VR$ (tomada como valor absoluto):

$$ETR = P + |VR| \quad (4)$$

- Falta de agua (F): se considera como el volumen de agua faltante para cubrir las necesidades hídricas potenciales del sistema (para evapotranspirar):

$$F = ETP - ETR \quad (5)$$

- Exceso de agua (Ex): es el recurso que excede la reserva máxima y que se habrá perdido por escurrimiento superficial:

$$Ex = P - ETP - VR \quad (6)$$

- Desagüe (D): el exceso de agua se dirigirá hacia los cauces naturales y una parte engrosará el manto freático. Thornthwaite señaló que el 50% del excedente de agua de un mes en cuestión escurre hacia los ríos, mientras que el resto se infiltra:

$$D = 0.5 * (D_{i-1} + Ex) \quad (7)$$

Finalmente la ecuación para estimar el balance hidrológico de la subcuenca es:

$$\begin{aligned} P &= ETR + \text{infiltración} \\ &+ \text{escurrimiento superficial} \\ \text{o } P &= ETR + D \end{aligned} \quad (8)$$

Si la estimación en el balance es correcta, la precipitación será igual a la suma de la evapotranspiración real más el desagüe en el sistema.

Estimación in situ del escurrimiento superficial

Como método de aforo se utilizó un vertedor triangular de pared delgada (figura 2), con una abertura de 56° , con el que se cuantificó el flujo superficial que llegó al VG. Los datos fueron recolectados cada dos minutos de forma continua del 27 de febrero al 4 de mayo de 2011 (tiempo que duró el escurrimiento) mediante un medidor de nivel de presión Levelogger Gold modelo 3001. Posteriormente se utilizó la ecuación de Sellin (1969) para estimar el volumen de agua que pasó por el vertedor durante el escurrimiento:

$$Q = \left(\frac{8}{15}\right) * \sqrt{2G} * C * \frac{\tan \theta}{2} * H^{5/2} \quad (9)$$

Donde Q = descarga en m^3/s ; C = coeficiente de descarga (valor cercano al 0.6); θ = ángulo de abertura del vertedor; H = altura del agua (medido del comienzo de la



Figura 2. Vertedor triangular de pared delgada.

abertura del vertedor al espejo del agua) en m; G = aceleración de la gravedad (9.8 m/s^2).

Análisis de la conductividad hidráulica a partir de la granulometría

La conductividad hidráulica se estimó a partir del análisis de los distintos tamaños de granos del suelo por medio de la ecuación empírica de Kozeny-Carman, que tiene relación con las propiedades de los sedimentos. Esta ecuación es ampliamente aceptada para estimar la permeabilidad en función de las características del suelo (Odong, 2007):

$$K = \frac{G}{V} * 8.3 * 10^{-3} * \left[\frac{n^3}{(1-n)^2} \right] * D_{10}^2 \quad (10)$$

Donde K = conductividad hidráulica en m/s ; G = aceleración de la gravedad en m/s^2 ; V = viscosidad cinemática del líquido en m^2/s ; n = porosidad, y D_{10} = diámetro efectivo en m. La porosidad (n) puede ser calculada con base en la relación empírica que existe entre la porosidad y el coeficiente de uniformidad (C_u) (Vukovic & Soro, 1992):

$$n = 0.255 * (1 - 0.83^{C_u}) \quad (11)$$

Monitoreo del nivel piezométrico en pozos y estimación empírica de la recarga

El monitoreo del nivel freático se llevó a cabo en seis pozos de muestreo (figura 1). Se midió el nivel en cada visita al área de estudio utilizando una sonda freatimétrica Solinst de octubre de 2010 a julio de 2011 para observar la variación del nivel ante las demandas hídricas del sistema, bombeo agrícola y la recuperación del manto acuífero en los meses de precipitación.

En la subcuenca, la recarga del acuífero está constituida básicamente por tres elementos:

- 1) Infiltración vertical de la precipitación en el área de recarga y a través del medio fracturado circundante.
 - 2) Infiltración directa de agua por parte del arroyo principal que drena hacia el valle, incluyendo entradas horizontales a través del subálveo.
 - 3) Percolación de agua de riego agrícola.
1. Recarga vertical por lluvia (RV) y de sistema de montaña (RSM)

La CNA (2008) definió la infiltración por lluvia con la siguiente ecuación:

$$I = PAC \quad (12)$$

Donde P = precipitación media anual en m; A = área de captación vertical m^2 ; C = coeficiente de proporcionalidad, que incluye todos los parámetros que intervienen en el proceso de infiltración por parte de la precipitación (Desarrollo y Sistemas, S.A., 1999; CNA, 2002).

La recarga efectuada por infiltración de lluvia en el frente de montaña y bloque montañoso (RSM, recarga del sistema de montaña) (Ajami, Hogan, Maddock, Meixner, & Troch, 2009) se estimó mediante el uso de la ecuación empírica propuesta por Anderson, Freethy y Tucci (1992), basada en un balance de agua estimado en Arizona, y en algunos estados adyacentes que tienen climas áridos y semiáridos:

$$RSM = 0.042 * (P - 203)^{0.98} \quad (13)$$

Donde RSM = recarga de sistema de montaña en mm/y , y P = precipitación anual en mm .

2. Recarga horizontal (RH)

La recarga horizontal se estimó utilizando la ecuación de Dupuit (Fetter, 2001) para acuíferos libres con un flujo en estado estacionario; el gradiente hidráulico se calculó con la medición del nivel piezométrico en cada visita y se utilizó una conductividad hidráulica variable (ecuación (10)), la cual se promedió utilizando los resultados del análisis textural:

$$q = K * \left(\frac{H1 + H2}{2} \right) * \left(\frac{H1 - H2}{L} \right) \quad (14)$$

Donde q = flujo por unidad de área m^2/d ; K = conductividad hidráulica m/d ; $H1$ = nivel freático del pozo 1 medido con respecto al fondo impermeable que se considera plano en m ; $H2$ = nivel freático del pozo 2 medido con respecto al fondo impermeable que se considera plano en m , y L = distancia medida entre pozos en m .

3. Extracción por bombeo y percolación de agua de riego

El volumen aproximado de extracción de los pozos se calculó con la información obtenida por el título de concesión de los pozos, información proporcionada por el Comité Técnico de Aguas Subterráneas en el año 2011. El tiempo de operación de bombeo es cercano a ocho horas diarias durante ocho meses en el año (abril-noviembre). En esta época, los viticultores dependen de la extracción de agua subterránea para fines de riego y consumo. Asimismo, las pérdidas de lluvia por intercepción anual de la vegetación se llevó a cabo mediante la ecuación empírica formulada por Merriam (1960), cuyo procedimiento lo describe Campos-Aranda (1992) en la siguiente ecuación:

$$I = 2.1082 * \left(1 - e^{(-0.4743 * P)}\right) + 0.062 * P \quad (15)$$

Donde I = pérdida de la precipitación por intercepción de la vegetación en mm, y P = precipitación en mm.

Resultados y discusión

Balance hídrico directo y cuantificación in situ del escurrimiento superficial

El cálculo del BHD partió del resultado obtenido de la ETP estimada mediante el método de Thw y de la precipitación mensual descrito por Almorox (2003). Sin embargo, se tomó la iniciativa de comparar el resultado de la ETP obtenida con Thw con la información de la EP histórica calculada con la CHP (CNA) y los valores obtenidos durante el periodo del estudio por la estación climatológica CIC (cuadro 1). El objetivo de esta comparación fue seleccionar los datos más adecuados para llevar a cabo la estimación del balance.

Se apreció que las diferencias mensuales con Thw fueron ~50% menores, en comparación con los datos obtenidos con los otros métodos (cuadro 1). Xu, Zhang, Xue y Zhao (1998) indicaron que el método de Thw tiende a subestimar la EP o ETP de forma significativa, ya que se basa casi exclusivamente en la temperatura media, sobre todo en los meses invernales. Sin embargo, este método sólo requiere de algunos datos meteorológicos, como la temperatura media del aire, el número de horas de Sol y el índice de calor mensual. Por lo tanto, tiene la ventaja ser uno de los métodos empíricos más utilizados en el mundo debido

a la sencillez de su cálculo. Jensen, en 1973, citado por Bautista y Bautista (2009), hizo la observación de que el cálculo de dicha variable a través de este método no se recomienda en áreas que son climáticamente diferentes al este-central de Estados Unidos, lugar donde se desarrolló el método. Sin embargo, en este estudio los datos se adaptaron adecuadamente, al llevar a cabo el cálculo del balance hídrico con el método directo y estimar a través de su resultado la ETR durante el periodo de análisis (cuadro 2).

La subcuenca El Mogor tiene una superficie aproximada de 19.29 km². En el ciclo hidrológico 2010-2011 se estimó una P anual de 389 mm (cuadro 2), con un volumen anual de ~7.5 Mm³ (cuadro 3) y una ETR anual de 334 mm (cuadro 2), cuyo volumen se calculó en ~6.4 Mm³ (cuadro 3). La diferencia entre el volumen de la P y de la ETR fue de 55 mm (cuadro 2), volumen que constituyó la parte del recurso que representa la I y el Es , el cual se estimó en ~1.06 Mm³ (cuadro 3).

Kretzschmar (2004), citado por Badán et al. (2005), calculó que podría efectuarse una infiltración como mínimo del 10% y como máximo de un 25% de la precipitación anual en el VG. De acuerdo con el resultado del balance, en este trabajo no se consideró una infiltración máxima, ya que el espesor de la lámina de precipitación no fue suficiente para llevar a cabo dicho supuesto, sin embargo se estableció que:

- La infiltración mínima (10%) = 0.76 Mm³ y el escurrimiento máximo = 0.30 Mm³ (cuadro 3).

Cuadro 1. Comparación entre la ETP calculada con el método de Thornthwaite (Thw), ETP estimada por la estación de CICESE (CIC) en el año hidrológico 2010-2011 y la EP histórica medida con las charolas de Penman (CHP) de la estación Olivares Mexicanos de la CNA del año 1952-1989.

ETP	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	Mayo	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Anual
Thw	61	42	35	36	26	46	57	67	76	111	109	92	758
CIC	86	95	65	94	85	116	129	159	157	163	171	150	1 470
CHP	134	90	69	74	80	103	130	159	192	216	201	171	1 619

Cuadro 2. BHD para el año hidrológico 2010-2011 (ecuación (8)). (*P*) precipitación, (*I_n*) intercepción por la vegetación, (*P_{in}*) precipitación infiltrable, (*ETP*) evapotranspiración potencial, (*R*) reserva del suelo, (*VR*) variación en la reserva, (*ETR*) evapotranspiración real, (*F*) falta de agua, (*Ex*) exceso y (*D*) desagüe en mm.

Mes	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	Mayo	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Anual
<i>P</i>	43	26	104	13	135	42	14	10	2	0	0	0	389
<i>I_n</i>	5	4	9	3	10	5	3	3	1	0	0	0	43
<i>P_{in}</i>	38	22	95	10	125	37	11	7	1	0	0	0	346
<i>T °C</i>	16.2	13.6	12.2	12.2	10.2	13.1	14.6	15.3	16.7	20.8	21.6	20.3	
<i>ETP</i>	61	42	35	36	26	46	57	67	76	111	109	92	758
<i>P-ETP</i>	-18	-16	69	-23	109	-4	-43	-57	-74	-111	-109	-92	
<i>R</i>	0	0	69	46	100	96	53	0	0	0	0	0	
<i>VR</i>	0	0	69	-23	54	-4	-43	-53	0	0	0	0	
<i>ETR</i>	43	26	35	36	26	46	57	63	2	0	0	0	334
<i>F</i>	18	16	0	0	0	0	0	4	74	111	109	92	424
<i>Ex</i>	0	0	0	0	55	0	0	0	0	0	0	0	
<i>D</i>	0	0	0	0	28	14	7	3	2	1	0	0	55

Cuadro 3. Resultado del BHD, donde se presentan precipitación (*P*), evapotranspiración real (*ETR*), desagüe (*D*), infiltración mínima (*I_{mín}* 10%) y escurrimiento máximo (*Emáx*).

Resultado del balance hídrico directo						
	<i>P</i>	<i>ETR</i>	<i>D</i>		<i>I_{mín}</i> 10%	<i>Emáx</i>
mm	389	334	55	55	39	16
Mm ³	7.5	6.4	1.06	1.06	0.76	0.30
%	100	86	14	100	71	29

Asimismo, Ponce, Pandey y Kumar (1999), y Kresic (1997) señalaron un volumen de *I* que equivale al 10% del agua precipitada anualmente en la cuenca Guadalupe, mientras que Marsily (1986), citado en Campos (2008), mencionó que en las zonas áridas, la recarga superficial es casi cero debido a que la lluvia es mucho más baja que la *ETP*. Sin embargo, la estimación del volumen de *I* y *Es* puede variar enormemente en espacio y tiempo, por lo tanto es común llegar a tener sobrestimaciones del recurso.

Para minimizar estos errores y no generalizar la *I* y el *Es* a lo largo del año hidrológico, se dividió el ciclo en dos partes: la primera previa al *Es*, donde el excedente del recurso se consideró como la diferencia entre la *P* y la *ETR*, cuyo resultado representó la lámina que potencialmente se infiltró en la zona de estudio. La segunda parte inició cuando

comenzó a generarse el *Es* hasta el final del año hidrológico. En este segundo periodo, el exceso que provino de la diferencia entre la *P* y la *ETR* fue parte de la suma de la lámina que potencialmente se infiltró y el *Es* (cuadro 4).

Al llevar a cabo esta separación en el año hidrológico entre antes y después del *Es* y complementándolo con lo propuesto por Thw de que el 50% del exceso de agua de un mes drena hacia los ríos durante el mes en cuestión, mientras que el resto se infiltra hacia las capas profundas (Almorox, 2003), se calculó una *I* en el primer periodo de ~887 000 m³, mientras que para el segundo periodo se estimó una *I* + *Es* de ~173 000 m³. Por lo tanto, siguiendo lo propuesto por Thw, el *Es* que se estimó en la zona de estudio fue de ~86 000 m³, mientras que la suma del volumen de *I* potencial en los dos periodos fue de ~974 000 m³.

Cuadro 4. Evaluación de las variables ambientales de precipitación (P), evapotranspiración real (ETR), infiltración potencial (I) y escurrimiento superficial (Es), pre y pos escurrimiento 2010-2011.

Variable ambiental	Octubre-enero (mm)	Febrero-septiembre (mm)
P	186	203
ETR	140	194
$P - ETR = I$	46	
$P - ETR = I + Es$		9

La cuantificación *in situ* del escurrimiento superficial se determinó al procesar alrededor de 23 000 datos almacenados en el medidor de presión, los que se compensaron barométricamente para obtener la altura del nivel del agua, la cual se midió desde la abertura del vertedor hasta el espejo del agua (figura 3b). Se estimó un escurrimiento superficial de 60 000 m³, que fueron aportados directamente de la subcuenca El Mogor hacia el VG (figura 3a).

Se observó que al dividir el año hidrológico en pre y pos Es (cuadro 4), la estimación del mismo se acerca de forma clara a la cuantificación realizada *in situ*, al comparar sus respectivos resultados. Moore (1975) mencionó que aunque hay errores asociados con el uso de vertedores triangulares, éstos permiten obtener una cuantificación razonable del flujo en arroyos pequeños.

Recarga vertical, de sistema de montaña, horizontal y por percolación por riego agrícola

La estimación de la pérdida de lluvia por intercepción de la vegetación sumó 43 mm de la lámina precipitada (ecuación (15)). Su cálculo fue necesario para tratar de minimizar errores al estimar el proceso de recarga hacia el acuífero. Por lo tanto, la P infiltrable se redujo a 346 mm (cuadro 2). En este estudio se calculó que el 11% de la P se perdió por intercepción de la vegetación. Schosinsky y Losilla (2000) hicieron la observación que niveles de lluvia menores a 5 mm mensuales no generan I , ya que al menos 5 mm son retenidos por la vegetación sin llegar al suelo. Butler (1957), citado en Schosinsky (2006), consideró que la retención de lluvia en follajes es del 12% y en

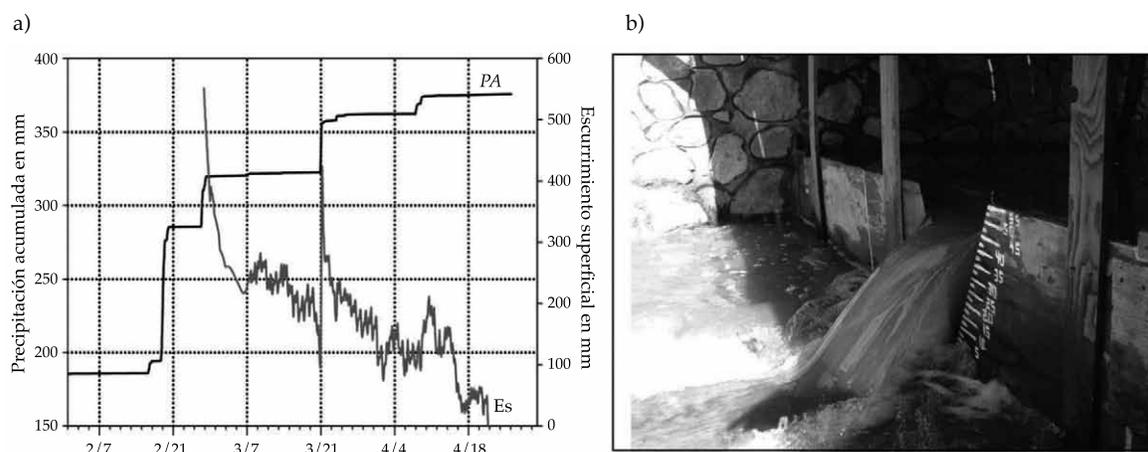


Figura 3. a) Escurrimiento superficial (Es) y precipitación acumulada (PA) generados en la zona de estudio durante el año hidrológico 2010-2011; b) altura máxima del Es registrada sobre el vertedor triangular durante el periodo del estudio.

bosques muy densos puede llegar a ser del 20% (Linsley, Kohler, & Paulus, 1958).

La superficie de captación vertical se calculó mediante un modelo de pendiente del terreno. Se consideró que la *RV* se llevaría a cabo en zonas con pendientes menores a 5° (pendientes suaves y llanas). Esta superficie tiene una extensión de ~2.88 km² (15% área total). El resultado del cálculo indicó que en esa zona se captó un volumen aproximado de 1 000 000 m³. En trabajos anteriores de la región se estimó un coeficiente de infiltración para el VG de 0.36 (Desarrollo y Sistemas, S.A., 1999; CNA, 2002). Con este valor se complementó el cálculo de la *RV* por lluvia, la cual se estimó en ~360 000 m³ (ecuación (12)).

En lo que corresponde a la *RSM*, se consideró la zona a lo largo del frente de montaña y todo el bloque montañoso. Estas zonas tienen pendientes mayores a 5°, que se clasifican desde accidentadas medias a las muy escarpadas. El área de la subcuenca que representa el sistema de montaña tiene un total de ~16.42 km². De acuerdo con la ecuación (13), propuesta por Anderson et al. (1992), la *P* que captó la porción montañosa de la subcuenca se estimó en 5.58 mm. Por lo tanto, el volumen de agua que se calculó como fuente de abastecimiento hacia el manto acuífero fue de ~95 000 m³ durante el periodo del estudio.

La *RH* se estimó utilizando como dato principal la variación de nivel piezométrico de los pozos agrícolas (figura 4) que se localizan dentro de la subcuenca (figura 1). El cambio en el nivel piezométrico registrado en los pozos fue producto de las necesidades hidrológicas del sistema de cuenca y su recarga (figura 4), ya que en el periodo del estudio, la extracción por bombeo agrícola fue mínima. Asimismo, la mayor parte del nivel piezométrico se localizó por debajo de la zona de influencia radicular, por lo tanto el consumo del recurso por parte de la vegetación no se tomó en cuenta. Se calculó un volumen aproximado de 11 000 m³ en lo que a recarga horizontal se refiere a lo largo de diez meses de muestreo (ecuación (14)).

Los datos de los volúmenes de extracción de los pozos agrícolas fueron obtenidos por

medio del título de concesión proporcionado por el Comité Técnico de Aguas Subterráneas (COTAS), cuyo volumen sumó ~181 300 m³ anuales. Estudios realizados en la región exponen que aproximadamente el 12% del volumen de agua que se usa para riego retorna al acuífero mediante el proceso de percolación (Desarrollo y Sistemas, S. A., 1999, citado en CNA, 2008). Esto quiere decir que ~21 800 m³ regresan a formar parte del agua subterránea anualmente. Por lo tanto, las pérdidas por bombeo agrícola se reducen a ~159 500 m³/año.

Finalmente, el volumen total de la recarga en la subcuenca se estimó mediante la suma de las entradas y salidas del recurso (*RV* + *RSM* + *RH*). El volumen total de recarga potencial se calculó en ~466 000 m³, que corresponde al 7% de la precipitación infiltrable en el año hidrológico 2010-2011. Cabe mencionar que en este cálculo no se consideraron las salidas en el sistema (*ETP*, *Es* y extracción por bombeo) debido a que las ecuaciones para estimar la *RV* y la *RSM* consideran estas pérdidas, con excepción de la extracción por bombeo. La percolación de agua de riego y la extracción por bombeo no se consideraron en el cálculo de la recarga porque no se reportó riego ni extracción de los pozos agrícolas durante el periodo de estudio. Sin embargo, al tomar en cuenta estos factores (percolación y extracción), la recarga potencial hacia el acuífero disminuyó un 30%, mostrando un volumen de ~328 300 m³, que corresponde al 4.9% de la precipitación infiltrable. Los resultados correspondientes a la recarga son similares a los reportados por otros autores (Marsily, 1986; Kresic 1997; Ponce et al., 1999; Badán et al., 2005).

Conclusiones

En este trabajo se observó que los resultados obtenidos con el método del balance hídrico directo durante el periodo del estudio sobrestiman el volumen de *I* (760 000 m³) y *Es* (300 000 m³), al considerar una *I* mínima del 10% de la precipitación y un *Es* máximo (cuadro 3). Es probable que la *ETP* calculada con el

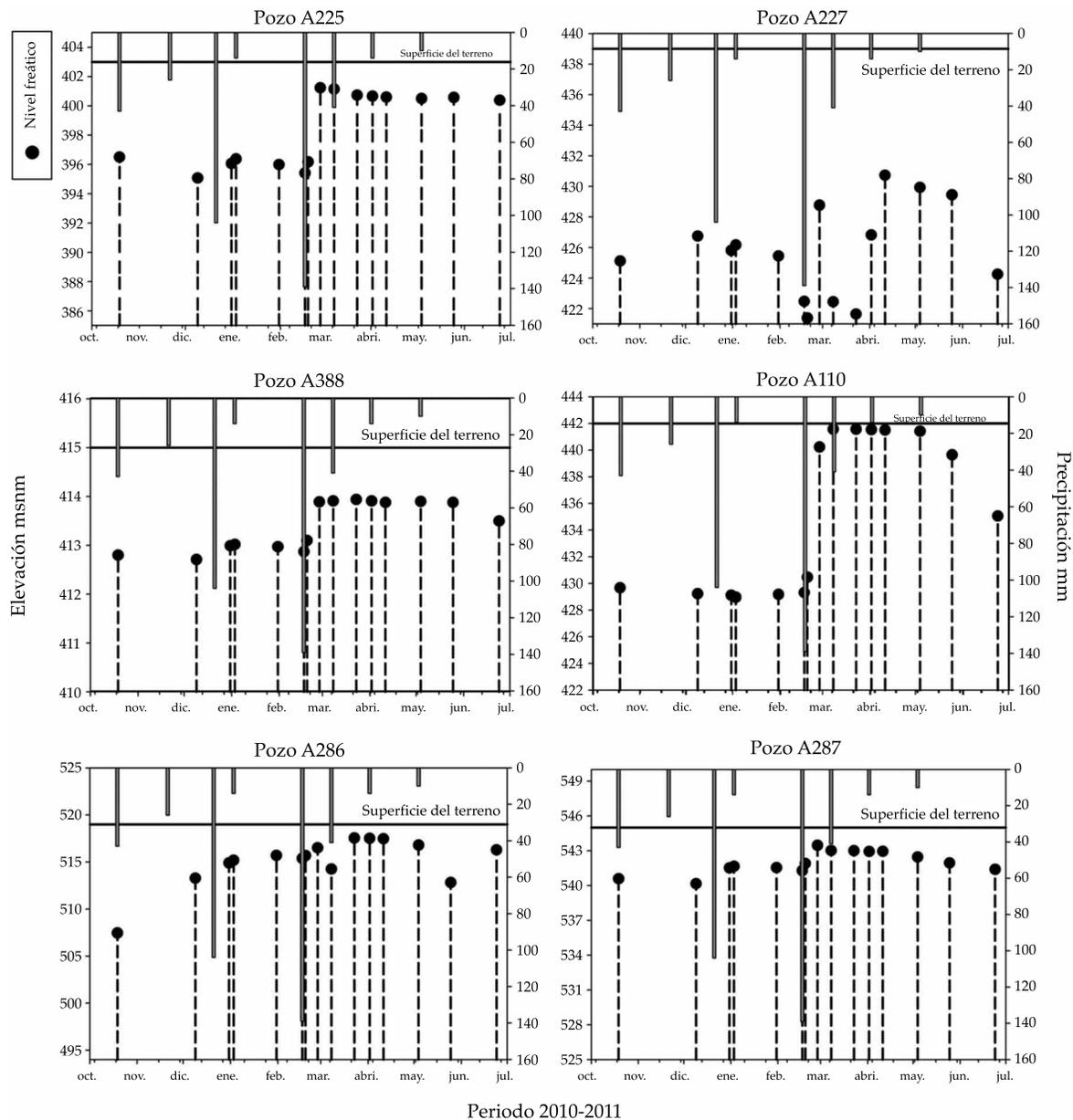


Figura 4. Variación del nivel piezométrico y su relación con la precipitación.

método de Thw no sea la metodología más adecuada a utilizar en esta zona climática, ya que en la comparación realizada en el cuadro 1, se observó un déficit del 50%, en comparación con los otros métodos, lo que puede generar sobrestimaciones. Sin embargo, para minimizar los posibles errores se dividió el ciclo hidrológico en dos periodos (pre y pos E_s , cuadro 4). Al llevar a cabo esta estrategia y

complementarla con lo propuesto por Thw, de que el 50% del exceso de agua de un mes drena hacia los ríos, mientras que el resto se infiltra hacia las capas profundas (Almorox, 2003), se observó un mejor ajuste al comparar los resultados obtenidos con el BHD (86 000 m³) y el E_s (60 000 m³) cuantificado *in situ*.

Se demostró que la estimación del E_s con el método de aforo y un medidor de presión en

conjunto representa una alternativa altamente aplicable en zonas silvestres para cuantificarlo en tiempo real y de forma continua. Además, permite llevar a cabo estimaciones puntuales en las salidas de las subcuencas que drenan hacia los valles y el error en la estimación del E_s se minimiza. Esto permite plantear alternativas sobre el manejo del agua superficial en zonas semiáridas cuando se presente el E_s , ya que en esta región es muy limitado y cuando llega a ocurrir no se aprovecha y se pierde en el océano.

En lo que a $I - R$ se refiere, al llevar a cabo la división del ciclo hidrológico en los dos periodos, se estimó una I potencial de 974 000 m³, 12% mayor a la calculada inicialmente, al considerar una I mínima del 10% de la precipitación. Estos resultados pueden tener errores importantes en su estimación, ya que no se consideran los factores físicos, biológicos y antropogénicos, como el relieve, la textura del suelo, la pérdida de la P por intercepción de la vegetación y la extracción por bombeo agrícola. Por lo tanto, es impreciso generalizar y considerar el mismo volumen de la infiltración en toda la subcuenca, ya que su estructura y uso no es uniforme.

Los métodos empíricos que se utilizaron en este trabajo, específicamente para estimar la recarga hacia el acuífero, toman en cuenta los parámetros antes mencionados. Por consiguiente, existe una mayor fidelidad en los resultados obtenidos al estimar una recarga de 466 000 m³ por parte de la subcuenca El Mogor hacia el acuífero, que equivale al 7%, de la precipitación infiltrable en el año hidrológico 2010-2011.

Referencias

- Almorox, J. (2003). *Climatología aplicada al medio ambiente y agricultura* (201 pp.). Madrid: Escuela Técnica Superior de Ingenieros Agrónomos.
- Anderson, T., Freethey, G., & Tucci, P. (1992). *Geohydrology and Water Resources of Alluvial Basins in South-Central Arizona and Parts of Adjacent States* (77 pp.). Washington, DC: U.S. Geological Survey, Professional Paper 1406-B.
- Badán, A., Kretschmar, T., Espejel, I., Cavazos, T., D'Acosta, H., Vargas, P., Mendoza, L., Leyva, C., Arámburo, G., Daesslé, W., & Ahumada, B. (2005). Hacia un plan de manejo del agua en Valle de Guadalupe, Baja California (pp. 45-64). En *Memorias del II Seminario Internacional de Vitivinicultura: Ensenada, Baja California, México*, INIFAP.
- Barradas, R. (2010). *Cambios hidrológicos en las cuencas que abastecen de agua a la zona de Ensenada, Baja California, México* (66 pp.). Tesis de maestría. Ensenada, México: Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada (CICESE).
- Bautista, F., & Bautista, D. (2009). Calibration of Equations of Hargreaves and Thornthwaite to Estimate the Potential Evapotranspiration in Semi-Arid and Subhumid Tropical Climates for Regional Applications. Centro de investigaciones en Geografía Ambiental. Universidad Autónoma de México. *Atmósfera*, 22(4), 331-348.
- Butler, S. (1957). *Engineering Hydrology* (356 pp.). USA: Prentice Hall Inc.
- Campos-Aranda, D. F. (1992). *Procesos del ciclo hidrológico* (pp. 1-30). México, DF: Universidad Autónoma de San Luis Potosí.
- Campos, R. (2008). *Simulación del flujo de agua subterránea en el acuífero del Valle de Guadalupe, Baja California, México* (220 pp.). Tesis de doctorado. Ensenada, México: Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada (CICESE).
- CNA (2002). *Determinación de la disponibilidad de agua en el Acuífero Guadalupe, estado de Baja California* (19 pp.). México, DF: Comisión Nacional del Agua, Subdirección General Técnica, Gerencia de Aguas Subterráneas, Subgerencia de Evaluación y Modelación Hidrogeológica.
- CNA (2008). *Plan maestro de manejo del acuífero Guadalupe, Municipio de Ensenada, B.C.* (111 pp.). Tomo III. Informe técnico. Ensenada, México: Comisión Nacional del Agua.
- Desarrollo y Sistemas, S. A. (1999). *Estudio de simulación hidrodinámica del acuífero de Guadalupe, B.C.* (220 pp.). Informe final. México, DF: Comisión Nacional de Agua, Subdirección Técnica. Gerencia de Aguas Subterráneas.
- Di Castri, F. (1981). Mediterranean-Type Shrublands of the World (pp. 1-52). Vol. 11. In F. Di Castri, D. W. Goodall, R. L. Specht (Eds). *Mediterranean-Type Shrublands, Ecosystems of the World*. Amsterdam: Elsevier.
- Fetter, W. (2001). *Applied Hydrogeology* (691 pp.). 4th edition. New York: Macmillan College Publishing Company.
- Hernández, M., & Mejía, R. (2003). *Relación de las aguas superficiales y subterráneas del acuífero BC-07, Valle de Guadalupe, Municipio de Ensenada, B.C.* (13 pp.). Ensenada,

- México: Comisión Nacional del Agua, Gerencia Regional de la Península de Baja California, Subgerencia Regional Técnica.
- IMIP (2008). *Programa integral del agua de Ensenada*. Ensenada, B.C. (132 pp.). Ensenada, México: Instituto Municipal de Investigación y Planeación de Ensenada, B.C.
- Jensen, M. (1973). *Consumptive Use of Water and Irrigation Water Requirements* (215 pp.). New York: American Society of Civil Engineering.
- Kottke, M., Grieser, J., Beck, C., Rudolf, B., & Rubel, F. (2006). World Map of the Köppen-Geiger Climate Classification Updated. *Meteorologische Zeitschrift*, 15, 259-263.
- Kresic, N. (1997). *Quantitative Solutions in Hydrogeology and Groundwater Modeling* (461 pp.). Boca Raton, USA: CRC Press, Lewis Publishers.
- Kretzschmar, T. (2004). *Memorias del II Seminario Internacional de Vitivinicultura*, Ensenada, Baja California, México.
- Kurczyn, A. (2005). *Evaluación del potencial de escurrimiento superficial al noroeste del Valle de Guadalupe, B.C., usando el método de las curvas numeradas e imágenes de satélite* (90 pp.). Tesis de maestría. Ensenada, México: Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada (CICESE).
- Linsley, R., Kohler, M., & Paulus, L. (1958). *Hydrology for Engineers* (340 pp.). New York: McGraw Hill.
- Marini, M., & Piccolo, M. (2000). El balance hídrico en la cuenca del río Quequén Salado, Argentina. *Papeles de Geografía, Murcia, España*, 31, 39-53.
- Marsily, G. (1986). *Quantitative Hydrogeology: Groundwater Hydrology for Engineers* (440 pp.). San Diego: Academic Press, Inc.
- Merriam, A. (1960). A Note on the Interception Loss Equation. *Journal of Geophysical Research*, 65(11), 3850-3851.
- Moore, R. (1975). Measuring Flow of Small Streams: Use of a Portable Weir. *Tane*, 21, 147-152.
- Moraila, T. (2010). *Modelación hidrológica de escurrimiento superficial en la subcuenca Santa Rosa, B.C.* (60 pp.). Tesis de maestría. Ensenada, México: Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada (CICESE).
- Odong, J. (2007). Evaluation of Empirical Formulae for Determination of Hydraulic Conductivity Based on Grain-Size Analysis. *Journal of American Science*, 3, 54-60. Consultado en: mayo-junio 2011. Recuperado de <http://www.jofamericanscience.org/journals/am-sci/0303/10-0284-Odong-Evaluation-am.pdf>.
- Ponce, V., Pandey, R., & Kumar, S. (1999). Groundwater Recharge by Channel Infiltration in El Barbon Basin, Baja California, Mexico. *Journal of Hydrology*, 214(1-4), 1-7.
- SMN (2010) *Climas de México*. México, DF: Servicio Meteorológico Nacional. Consultado en abril de 2010. Recuperado de http://smn.cna.gob.mx/index.php?option=com_content&view=article&id=103&Itemid=80.
- Schosinsky, G., & Losilla, M. (2000). Modelo analítico para determinar la infiltración con base en la lluvia mensual. *Revista Geológica de América Central*, 23, 45-55. Consultado en junio 2011]. Recuperado de <http://www.ambientales.una.ac.cr/files/Pablo%20Ramirez/Manejo%20y%20Evaluacion%20del%20Recurso%20Hidrico/23-SHOSINSKI.pdf>.
- Schosinsky, G. (2006). Cálculo de la recarga potencial de acuíferos mediante un balance hídrico de suelos. *Revista Geológica de América Central*, 34-35, 13-30. Consultado en junio de 2011. Recuperado de <http://www.latindex.ucr.ac.cr/geologica-34-35/02-Schosinsky1.pdf>.
- Sellin, R. H. J. (1969). *Flow in Channels* (149 pp.) London: Macmillan.
- Thornthwaite, C. W. (1948). An Approach toward a Rational Classification of Climate. *Geographical Review*, 38, 55-94.
- Tsegaye, M. (2009). *Potential for Groundwater Recharge in an Arid Catchment in México* (71 pp.). Darmstadt, Germany: Technische Universität Darmstadt.
- Vukovic, M., & Soro, A. (1992). *Determination of Hydraulic Conductivity of Porous Media from Grain Size Distribution* (83 pp.). Littleton, USA: Water Resources Publications.
- Xu, X., Zhang, R., Xue, X. & Zhao, M. (1998). Determination of Evapotranspiration in the Desert Area Using Lysimeters. *Communications in Soil Science and Plant Analysis*, 29, 1-13.

Dirección institucional de los autores

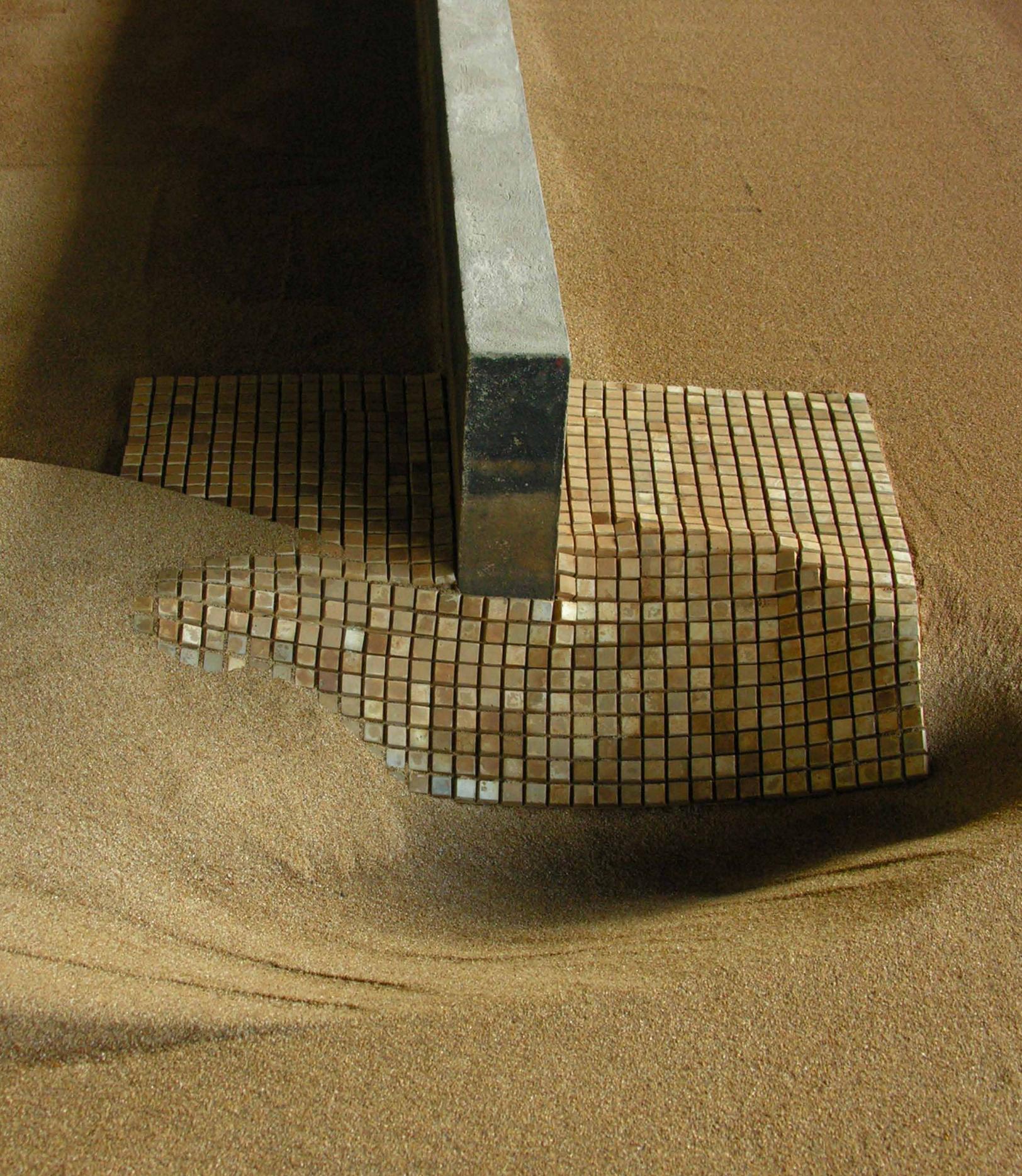
M.C. Francisco José del Toro-Guerrero
Dr. Thomas Kretzschmar
M.C. Alejandro Hinojosa-Corona

Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada (CICESE)
Carretera Ensenada-Tijuana núm. 3918
22860 Ensenada, Baja California, MÉXICO

Departamento de Geología
Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada (CICESE)
Carretera Ensenada-Tijuana núm. 3918
22860 Ensenada, Baja California, MÉXICO
Teléfono: +52 (646) 1750 500
Fax: +52 (646) 1750 557
fdeltoro@cicese.edu.mx
tkretzsc@cicese.mx
alhinc@cicese.mx



Haga clic aquí para escribir al autor



Vista lateral de la hoya de erosión local desarrollada junto a un estribo largo, protegido con un revestimiento flexible de 0.25 m de ancho. Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas de la Universidad Nacional del Litoral, Santa Fe, Argentina.

Foto: Marcela Leticia Reynares.

Dimensiones en planta de una protección de estribo y erosiones resultantes

• Marcela L. Reynares* • Mario I. Schreider • Graciela B. Scacchi •
Universidad Nacional del Litoral, Argentina

*Autor de correspondencia

Resumen

Reynares, M. L., Schreider, M. I., & Scacchi, G. B. (noviembre-diciembre, 2014). Dimensiones en planta de una protección de estribo y erosiones resultantes. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(6), 83-101.

Las protecciones flexibles son un recurso ingenieril ampliamente utilizado para contrarrestar los procesos erosivos locales que se desarrollan en torno a los estribos de puentes. En la literatura especializada se ha puesto énfasis en determinar el espesor adecuado de los elementos que constituyen el revestimiento. Sin embargo, son limitados los estudios que refieren a las dimensiones en planta mínimas requeridas y su influencia sobre las máximas profundidades de erosión. En este trabajo se analiza de manera experimental la incidencia que la extensión de una protección flexible colocada junto a un estribo de un puente aliviador tiene tanto sobre las máximas profundidades de erosión resultantes como sobre la geometría de las hoyas de socavación desarrolladas. La experimentación fue realizada en un canal de grandes dimensiones, capaz de representar de forma adecuada las particulares condiciones del flujo en las inmediaciones de un puente aliviador. Se ensayaron diferentes tamaños de protección flexible y anchos del escurrimiento en la sección del puente, manteniendo constante la geometría del estribo y las condiciones hidráulicas, estas últimas evaluadas en término del tirante y velocidad media del flujo junto al estribo. Los resultados obtenidos demostraron que las máximas profundidades de erosión son independientes del ancho de la protección, pero la posición de las mismas y la geometría que adquiere la hoya de erosión están fuertemente gobernadas por esas características del revestimiento. Asimismo, se ha comprobado que los volúmenes removidos se encuentran muy influenciados por la proporción de sección de paso del puente que está protegida.

Palabras clave: estribo, protecciones flexibles, erosión local.

Abstract

Reynares, M. L., Schreider, M. I., & Scacchi, G. B. (November-December, 2014). Plan Dimensions of an Abutment Revetment and its Resulting Scours. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(6), 83-101.

Flexible revetments are often used in Engineering as countermeasures to reduce local scour at bridge location. This kind of countermeasure do not avoid that the scour hole occurs, In fact, the revetments only move the scour hole beyond the outer limit of the blanket. An experimental study of scour processes related to the vertical-wall abutments protected with articulated mats which were placed in a river flood plain is reported in this paper. The purpose of this study was to determine the influence of apron width related to the maximum scour depth, the shape and volume of the scour hole, and its location. The experiments were carried out in a wide channel, which was able to suitably represent the conditions of the flow around of a relief bridge, keeping constant the geometry of the abutment and the hydraulic conditions. The results show that the maximum scour depths do not change respect to the observed one, when the abutment was not protected. The Froude number where the characteristic dimension is the bridge width remains as a representative parameter. The scour hole was deflected further away from the abutment, a distance proportional to the width of the protection, changing its shape. The scour hole was more elongate and therefore its volume increased in relation to the same experiment but without protection.

Keywords: Abutment, flexible revetment, local scour.

Recibido: 22/04/13

Aceptado: 25/04/14

Introducción

La colocación de protecciones flexibles junto a pilas y estribos de puentes son herramientas de la ingeniería cuyo uso ha tenido una creciente aceptación en los últimos tiempos como medida

para contrarrestar los procesos erosivos locales que se desarrollan en las inmediaciones de estas estructuras.

En general, en la literatura, las dimensiones en planta de una protección se asocian con las erosiones esperables junto a un estribo no

protegido o a la profundidad del flujo en las proximidades de la estructura. Sin embargo, es dable considerar que dicha erosión podría modificarse tanto en profundidad como en ubicación por la misma presencia de la protección y, aún más, que exista una relación entre las dimensiones de la protección y la configuración geométrica de la hoya de erosión resultante.

El presente estudio se enmarca en una investigación de mayor alcance sobre los procesos erosivos desarrollados en torno a estribos largos protegidos en valles de inundación, aspecto aún no resuelto por completo en la bibliografía especializada.

Enfoque metodológico

Del análisis de antecedentes bibliográficos surgen dos aspectos que se consideran claves a la hora de estudiar los procesos de erosión junto a un estribo largo protegido.

En primer lugar, la presencia de la protección junto a un estribo impide que tengan lugar profundizaciones del lecho en las inmediaciones del mismo, pero promueve el desarrollo de erosiones en sectores del canal que no se veían afectados para la situación sin protección (Reynares, Roca-Collell, Scacchi, & Schreider, 2005; Melville, Van Ballegooy, Coleman, & Barkdoll, 2006a y 2006b; Morales, Ettema, & Barkdoll, 2008; Cardoso & Fael, 2009). En particular, Melville *et al.* (2006a y b) llevaron a cabo un estudio experimental donde ensayaron protecciones constituidas por riprap y por bloques de concreto unidos con cables (CTB) en estribos ataludados intermedios, situados en valles de inundación de secciones compuestas. Los autores propusieron una expresión mediante la cual se obtiene la extensión del delantal en función de la erosión (y_E), evaluando la estabilidad del material de relleno del estribo. Una continuación de este trabajo fue presentado por Morales *et al.* (2008), quienes incorporaron una serie adicional de experimentos, mediante la cual comprobaron que resulta adecuado adoptar

un ancho de protección igual a dos veces el tirante en el valle de inundación. Por su parte, Cardoso y Fael (2009) estudiaron el diseño de mantos de riprap en torno a estribos de pared vertical bajo condiciones de agua clara. Los experimentos se hicieron en un canal de sección rectangular con distintas longitudes de estribos y configuraciones de riprap. Los autores sugieren una nueva ecuación para la evaluación de la extensión W , que depende de la relación entre la longitud del estribo y la profundidad del flujo, relación que en sus experimentos siempre fue menor de 9.42. Finalmente, Reynares *et al.* (2005) han puesto de manifiesto que la ubicación y geometría de la hoya de socavación se modifica para igual ancho de brecha (B), conforme cambia el ancho (W) de una protección rígida apoyada en el lecho.

En segundo lugar, Scacchi, Schreider y Fuentes (2005) demostraron que en la sección de emplazamiento de puentes aliviadores existe una interacción entre el desarrollo de las erosiones locales junto al estribo y la distribución transversal de caudales en dicha sección. Este proceso resulta directamente dependiente del semi-ancho del puente, definido como "Brecha", por lo que la máxima profundidad de erosión en un puente aliviador puede ser estimada mediante la siguiente expresión:

$$\frac{y_E}{B} = 2.3057 F_{rB} - 0.0315 \quad (1)$$

F_{rB} : $V/(g.B)^{0.5}$ (denominado número de Froude de la brecha).

V : velocidad inicial del flujo en la sección del puente.

B : semi-ancho del puente o "Brecha".

Sobre la base de tales premisas surge entonces la necesidad de considerar en el presente estudio como variables determinantes de los procesos mencionados a B y aquellas que definen las dimensiones en planta de la protección.

La profundidad de erosión junto al estribo protegido (y_{EP}) puede ser expresada mediante una relación funcional del tipo:

$$y_{EP} = f_1(B, L, E, \theta, K_{Sh}, W, W_L, D_n, \rho_p, h, V, g, d_s, \rho_s, \sigma_g, \rho, \nu, t) \quad (2)$$

donde B es el ancho de la brecha (semi-sección del puente); L , la longitud del estribo (sentido transversal al escurrimiento); E , el espesor del estribo (sentido del escurrimiento); θ , el ángulo respecto del flujo; K_{Sh} , el factor por forma del estribo; W , la extensión de la protección en el sentido transversal a la dirección principal del escurrimiento; W_L , la extensión de la protección en el sentido longitudinal a la dirección principal del escurrimiento; D_n , el espesor de la protección; ρ_p , la densidad de la protección; h , la profundidad del escurrimiento; V , la velocidad media del flujo; g , la aceleración de la gravedad; d_s , el diámetro característico del sedimento; ρ_s , la densidad del sedimento; σ_g , el desvío estándar; ρ , la densidad del fluido; ν , la viscosidad cinemática, y t es el tiempo.

Si a estas variables se les aplica un análisis adimensional, considerando como variables fundamentales B , ρ , V , se obtiene la siguiente expresión adimensional:

$$\frac{y_{EP}}{B} = f_2\left(\frac{L}{B}, \frac{E}{B}, \theta, K_{Sh}, \frac{W}{B}, \frac{W_L}{B}, \frac{D_n}{B}, \frac{\rho_p}{\rho}, \frac{h}{B}, \frac{V^2}{Bg}, \frac{d_s}{B}, \frac{\rho_s}{\rho}, \sigma_g, \frac{VB}{\nu}, \frac{Vt}{B}\right) \quad (3)$$

Del análisis adimensional surge que la erosión local junto al estribo protegido adimensionalizado por el ancho de la brecha es una función de 15 grupos adimensionales que reflejan la incidencia de las variables en juego. Sin embargo, un análisis de la preponderancia que esos distintos grupos tienen, o el hecho de que determinados parámetros fueron considerados constantes a lo largo de toda la secuencia experimental, permite reducir la cantidad de grupos a considerar, simplificando

el análisis del problema y facilitando la verificación experimental. A continuación se fundamenta la razón por la cual no fue considerado cada uno de los grupos eliminados:

L/B : se ha demostrado que para el caso de estribos largos, la erosión local es independiente de la longitud del mismo.

E/B : su influencia se considera despreciable, ya que los torbellinos verticales en el borde de ataque del estribo son mayores que el espesor (E) de éste.

θ : el ángulo de ataque del escurrimiento se mantuvo constante durante todas las experimentaciones.

K_{Sh} : la forma del estribo no se modificó.

D_n/B : el espesor de la protección no se modificó a lo largo de la experimentación, ya que su estudio no es objeto de este trabajo.

ρ_p/ρ : la relación de densidades se mantuvo constante, pues la protección utilizada fue siempre la misma.

h/B : este parámetro presentó variaciones pequeñas en el desarrollo experimental propuesto.

d_s/B : distintos autores coinciden en señalar la baja influencia de este parámetro en los procesos de erosión local cuando su tamaño es despreciable en relación con el obstáculo. En el presente estudio, d_s se mantuvo constante, determinando un valor de $L/d_s = 3\ 650$.

ρ_s/ρ : la relación de densidades resultó constante para todos los ensayos (arena/agua).

σ_g : el sedimento empleado para la realización de los ensayos fue arena uniforme.

$U.B/\nu$: se considera que es escasa la influencia de los efectos viscosos en los fenómenos de erosión local.

$U.t/B$: sólo se consideraron las profundidades de erosión correspondiente a situaciones próximas al equilibrio, por lo que el tiempo no resulta una variable relevante.

De este modo, la expresión anterior queda reducida a:

$$\frac{y_{EP}}{B} = f_3\left(\frac{W}{B}, \frac{W_L}{B}, \frac{V^2}{Bg}\right) \quad (4)$$

El análisis de los resultados obtenidos de las experiencias de laboratorio permitirá evaluar la dependencia existente entre las variables adimensionales presentadas en la relación funcional (4), e identificar la importancia relativa de cada una de ellas en el fenómeno en estudio.

Objetivos

El objetivo general que persigue el desarrollo del presente trabajo consiste en evaluar la incidencia que sobre las erosiones resultantes junto a un estribo largo protegido tienen la extensión de la cubierta y el ancho del puente, con el propósito de profundizar la comprensión de los mecanismos actuantes y brindar orientaciones generales para el diseño en planta del revestimiento.

El cumplimiento del objetivo general conlleva al establecimiento de los siguientes objetivos particulares:

- Determinar patrones de comportamiento de las erosiones observadas acordes con las variaciones de las geometrías en planta de la protección para un puente de ancho constante.
- Determinar las modificaciones sufridas por esos patrones de erosión ante cambios en el ancho del puente para iguales condiciones hidráulicas y de las características de la protección adoptada.

- Desarrollar lineamientos para el diseño del ancho de la protección.

Diseño experimental

Las características que presenta el escurrimiento en un puente aliviador determinó la necesidad de contar con un particular dispositivo experimental que permitiera representar de manera adecuada los fenómenos intervinientes.

Se contó para ello con un canal de ensayos de 18.50 m de largo, 7.65 m de ancho y 0.90 m de profundidad, que posee el Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas (FICH) en su Nave I (figura 1a).

El canal posee un tramo de ingreso a fondo fijo de 3.50 m de longitud, luego del cual se desarrolla un sector con lecho móvil de 11 m de longitud, un ancho igual al del canal y 0.60 m de espesor. El tramo final está conformado por otro sector rígido de 3.50 m de longitud (figura 1b).

El sector a fondo móvil se materializó colocando arena uniforme de 1 mm de diámetro medio, con un peso específico de 2 650 kg/m³ y un desvío estándar $\sigma_g = 1.3$. Las características señaladas del material empleado se mantuvieron constantes durante todo el desarrollo experimental.

Tanto al tramo inicial como al final con fondo rígido se les adhirió una delgada capa

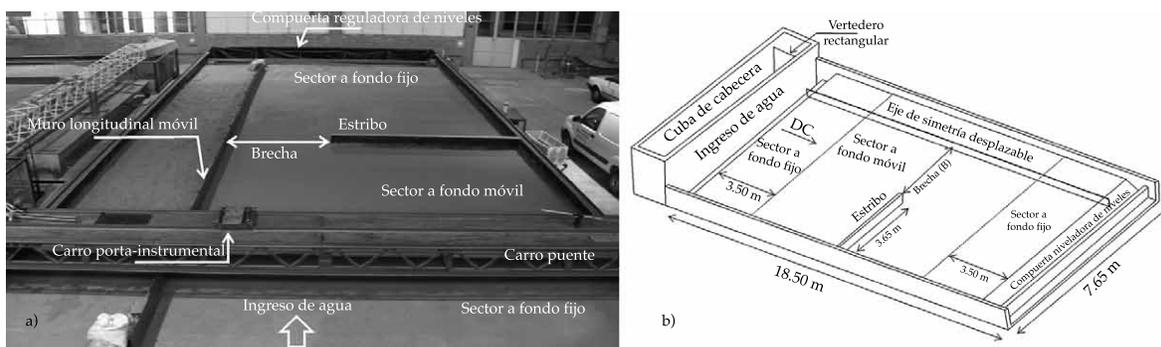


Figura 1. (a) Vista general y (b) croquis del canal de ensayos.

conformada por igual material que el del lecho móvil, con el fin de mantener una rugosidad superficial semejante en todo el recorrido del flujo.

A 8.50 m aguas abajo de la sección de entrada, en el sector a fondo móvil, se encuentra materializado un cierre parcial de 3.65 metros de extensión, con origen en la margen derecha del cuenco, configurando así un estribo prismático de pared vertical y 0.12 m de espesor. En todos los casos, la relación L / h fue mayor a 25, asegurando con ello la condición de estribo largo (figura 1).

Mediante el uso de un muro longitudinal móvil se modificó el ancho de la sección, manteniendo fija la longitud del estribo de acuerdo con los objetivos planteados en el presente trabajo. En adelante, el ancho de la sección de paso será denominado como brecha (B) y se estará refiriendo al semi-ancho del puente. Así, la pared móvil, opuesta al estribo, se constituye en un eje de simetría, no sólo desde el punto de vista geométrico sino también en cuanto al fenómeno en estudio, lo que permitió trabajar con un solo estribo.

En el extremo de aguas abajo del canal existe una trampa de sedimentos que retiene el material que pueda ser arrastrado por la corriente. Luego de la misma se encuentra una compuerta reguladora de niveles de eje vertical.

El canal cuenta con una serie de drenes ubicados debajo del manto de arena, apoyados en el fondo, mediante los cuales es posible desagotarlo sin afectar la morfología del lecho resultante.

En cuanto al sistema de protección utilizado en la experimentación, de todas las opciones disponibles en el mercado se buscó aquella que cumpliera con determinadas características constructivas y operativas, a fin de poder facilitar y agilizar la puesta a punto de cada experimento. Se priorizaron los siguientes requerimientos: integridad en todo momento (por lo que no debían poseer componentes metálicos o degradables), buena flexibilidad, permeabilidad, y colocación rápida y sencilla. Las protecciones de bloques de concreto adheridos a geotextil cumplían con todos los requerimientos, por lo que se constituyó en el revestimiento más apropiado para los experimentos planteados (figura 2).

Las protecciones utilizadas fueron suministradas por una empresa que se dedica al diseño y construcción de revestimientos flexibles. Fueron confeccionadas especialmente para este dispositivo experimental, ya que la altura del bloque fue determinada a partir de la expresión de Pilarczyk (1997), considerando las condiciones hidráulicas junto al estribo. Las protecciones fueron suministradas en paños de 1.00 m de largo y 0.50 m de ancho. Los bloques

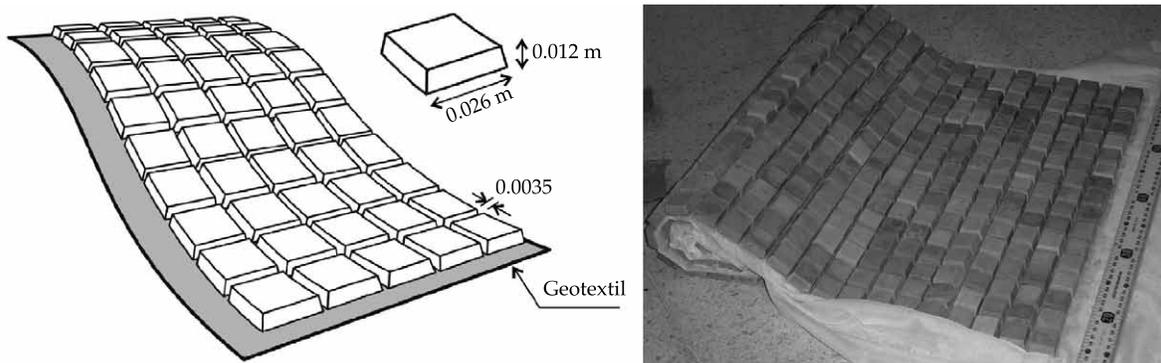


Figura 2. Mantas de bloques de concreto adheridos a geotextil usadas en los experimentos.

que componen las mantas son prismas tronco piramidal de base cuadrada, con lados de 0.026 metros, un espesor de 0.012 m y se encuentran separados entre sí a una distancia media de 0.003 m (figura 2).

A fin de validar la hipótesis de partida traducida en la relación funcional (4), se diseñó una secuencia de experimentos de laboratorio. Su desarrollo permitió evaluar el grado de representatividad de los parámetros seleccionados y visualizar los mecanismos actuantes responsables del proceso.

A modo de referencia, se consideraron los experimentos de Scacchi *et al.* (2005). En función de ello se adoptó un caudal específico $q = 0.036 \text{ m}^2/\text{s}$, el cual se mantuvo constante para toda la secuencia experimental desarrollada. Este caudal específico permitió, por un lado, el diseño de experimentos con una variación significativa del ancho del canal y, por otro, utilizar caudales totales compatibles con la capacidad de bombeo del sistema.

Se experimentaron distintos anchos de brecha B , logrados con el desplazamiento del muro longitudinal móvil (figura 1a y b). En consecuencia, se diseñaron series de ensayos en las que, sobre la base de un valor de B constante, se variaron las dimensiones de la protección.

El diseño en planta de la protección consideró las siguientes dimensiones (figura 3):

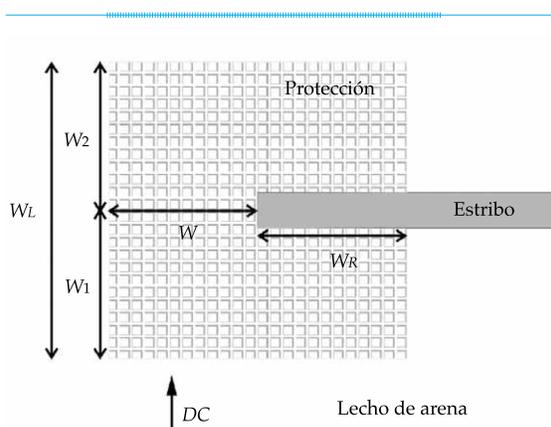


Figura 3. Esquema de las dimensiones en planta de la protección.

- W : distancia medida desde el extremo del estribo en sentido transversal a la corriente.
- W_L : longitud total de la protección en sentido del escurrimiento ($W_L = W_1 + W_2$).
- W_1 : longitud de la protección en dirección hacia aguas arriba, medida desde el eje del estribo.
- W_2 : longitud de la protección en dirección hacia aguas abajo, medida desde el eje del estribo.
- W_R : sobreebanco de protección medido desde el extremo del estribo en dirección hacia el margen.

Todos los experimentos se desarrollaron en condición de agua clara, esto es, sin aporte de sedimentos desde agua arriba, tal como ocurre en los puentes aliviadores emplazados en valles de inundación. De este modo, la ausencia de formas de fondo tanto en la hoya como en la zona contraída permitió una mayor precisión al momento de relevar la geometría del fondo resultante.

El tiempo de duración de los ensayos fue de 24 horas, suficiente para desarrollar más del 80% de la máxima profundidad de erosión local en la situación de estribo no protegido (Schreider, Zanardi, Scacchi, & Franco, 1998).

Las extensiones W_1 , W_2 y W_R adoptaron el valor de 0.50 m, determinado a partir de una serie de experimentos mediante los cuales se analizó la influencia de la magnitud de dichas extensiones sobre las erosiones locales resultantes (Reynares, Schreider, & Scacchi, 2010).

Con el fin de validar la hipótesis de partida presentada en la relación funcional (4), se consideraron tres (3) anchos de brecha (B), los que identificaron a cada una de las series de ensayos. Para cada serie se hizo un ensayo de referencia, donde se dejó desarrollar la hoya de erosión para el estribo sin protección, y cuatro (4) experimentos más, donde en cada uno de ellos se consideró un ancho de protección W diferente. El caudal total debió ser modificado en cada serie para mantener constante el caudal específico adoptado ($q_m = 0.036 \text{ m}^2/\text{s}$).

Los valores de B y W adoptados fueron:

- B : 2, 3 y 4 metros.
- W : 0.25, 0.50, 0.75 y 1.00 metros.

En el cuadro 1 se presentan los ensayos realizados; se puede observar la combinación de anchos de brecha (B) y de protección (W) considerados.

En ninguna de las situaciones previstas en la experimentación, el sector protegido superó el 50% del ancho de la brecha, por lo que en todos los ensayos existió una porción de la sección de paso que no se vio afectada por procesos erosivos.

En cada uno de los ensayos se midieron perfiles de velocidades (en sus tres componentes) en las siguientes secciones transversales:

1. Sección de la brecha coincidente con la cara de aguas arriba del estribo.
2. Sección coincidente con las máximas profundidades de erosión observadas.

Las velocidades del escurrimiento fueron medidas con un velocímetro acústico Doppler (ADV).

Una vez finalizado cada ensayo y desagotado el canal, se realizó un relevamiento topográfico de detalle del lecho, para lo cual se realizaron numerosos perfiles transversales en la zona afectada por los procesos erosivos, con el objetivo de poder reproducir la geometría final de la hoya de erosión y la protección deformada.

En cada uno de los experimentos se realizó un exhaustivo registro fotográfico de la configuración inicial y final del lecho por medio de una cámara digital de alta resolución, ubicada mediante un trípode en posiciones previamente seleccionadas. Esta herramienta fue de vital importancia para hacer análisis comparativos cualitativos de las distintas situaciones ensayadas.

Análisis de resultados

Los resultados alcanzados muestran que la presencia de la protección no evita la

Cuadro 1. Condiciones geométricas e hidráulicas ensayadas en la secuencia experimental realizada.

Serie y ensayo número		Ancho de la brecha (B)	Ancho de protección (W)	Caudal total (Q) Tirante medio (h)
Serie 1	E_1	4 m	Sin protección	$Q = 0.144 \text{ m}^3/\text{s}$ $h = 0.120 \text{ m}$
	E_2	4 m	0.25 m	
	E_3	4 m	0.50 m	
	E_4	4 m	0.75 m	
	E_5	4 m	1.00 m	
Serie 2	E_6	3 m	Sin protección	$Q = 0.108 \text{ m}^3/\text{s}$ $h = 0.115 \text{ m}$
	E_7	3 m	0.25 m	
	E_8	3 m	0.50 m	
	E_9	3 m	0.75 m	
	E_{10}	3 m	1.00 m	
Serie 3	E_{11}	2 m	Sin protección	$Q = 0.072 \text{ m}^3/\text{s}$ $h = 0.110 \text{ m}$
	E_{12}	2 m	0.25 m	
	E_{13}	2 m	0.50 m	
	E_{14}	2 m	0.75 m	
	E_{15}	2 m	1.00 m	

formación de la hoya de erosión sino que la aleja del estribo. Esto ya ha sido observado en la bibliografía especializada, tal como fue detallado en el enfoque metodológico.

A continuación se presenta el análisis de las máximas profundidades alcanzadas en la hoya de erosión y la ubicación que las mismas tienen en relación con el sitio de emplazamiento del estribo y las dimensiones de la protección colocada.

Magnitud de las máximas profundidades de la hoya de erosión

Para analizar el comportamiento de las máximas erosiones observadas en relación con el ancho de la protección se elaboró la figura 4, donde se vincularon las máximas profundidades de erosión relevadas adimensionalizadas con el ancho de la brecha (y_{EP}/B) versus el porcentaje de sección de paso protegido (W/B).

Las máximas profundizaciones prácticamente no tuvieron variación para los distintos anchos de protección considerados en cada una de las series de ensayo (figura 4). Por el contrario, sí fue evidente la dependencia

respecto del ancho de la brecha B , pudiéndose observar las variaciones de la profundidad de erosión para los distintos valores dados a este parámetro.

En la figura 5 se contrastan las máximas erosiones observadas en la hoya en cada uno de los ensayos realizados con el valor calculado para esas condiciones por la ecuación (1). Los resultados muestran el buen ajuste de la expresión propuesta, con errores que, salvo en un solo dato, son menores al 10%.

La figura 5 estaría indicando que la ecuación (1) (Scacchi *et al.*, 2005) resulta una herramienta válida para estimar las máximas erosiones que se producen en la hoya. Ello estaría ratificando al número de Froude de la brecha (F_{rB}) como un parámetro representativo del fenómeno en estudio a la hora de evaluar las máximas profundidades de erosión, con independencia del lugar donde se producen.

Ubicación de las máximas profundidades de la hoya de erosión

Si bien la magnitud de las máximas erosiones no parecería verse influenciada por los distintos

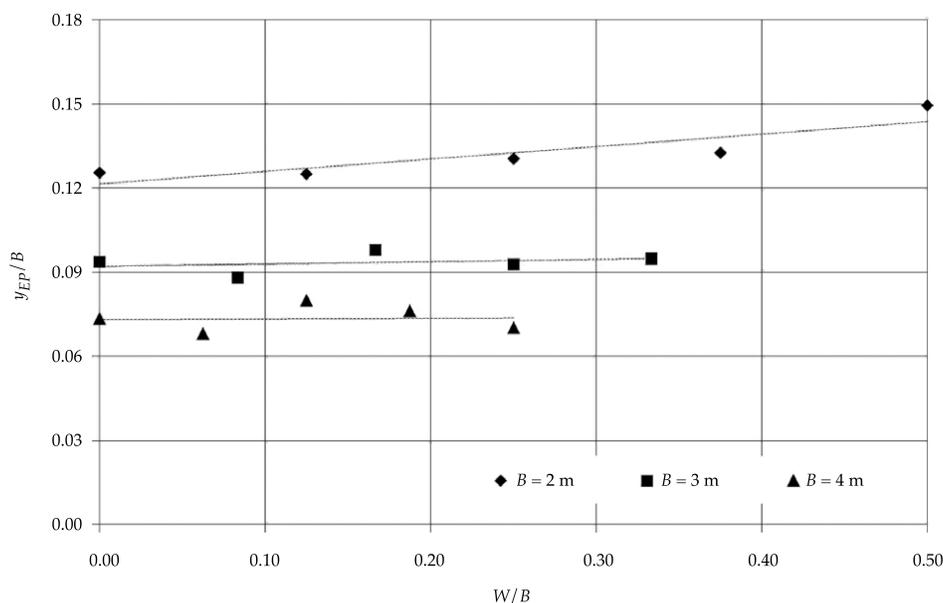


Figura 4. Máximas erosiones observadas en la hoya.

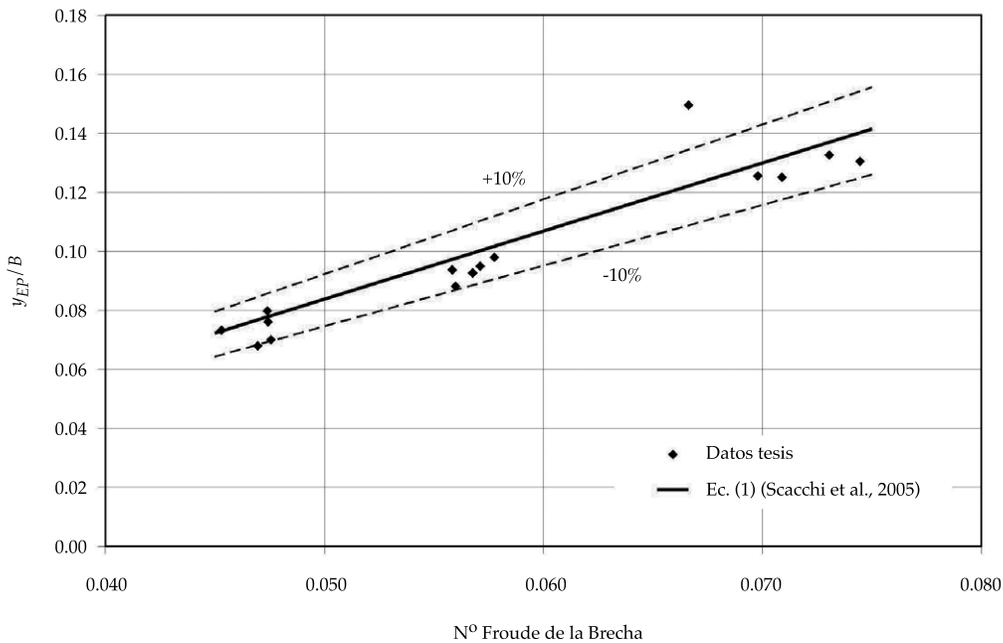


Figura 5. Máxima profundidad de erosión en función del número de Froude de la brecha.

anchos de protección, su posición sí resulta dependiente de W . En efecto, la presencia de la protección induce un desplazamiento de la hoya de erosión y , por lo tanto, de las mayores profundidades respecto de su posición típica en un estribo no protegido.

Los relevamientos de detalle que se realizaron al finalizar cada una de las experiencias de laboratorio permitieron contar de manera precisa con la configuración adquirida por el lecho en las inmediaciones del estribo y su protección. Información mediante la cual fue posible reconstruir cada una de las hoyas de erosión resultante, con el fin de caracterizarlas geoméricamente.

En la figura 6 se reproduce la topografía del lecho erosionado para cada uno de los ensayos realizados. La figura ha sido agrupada de modo que cada columna reproduce los resultados correspondientes a un dado ancho de brecha (B) y los diferentes anchos de protección ensayados (W). En tanto, las filas se agrupan en función de cada valor del W considerado. La mencionada figura permite apreciar cómo las máximas profundidades de erosión modifican

su posición en función del ancho de protección W y de brecha B considerados.

En efecto, para un ancho de brecha determinado se puede observar claramente cómo las máximas profundidades de erosión se alejan del estribo en la medida que la protección fue más ancha. Este efecto fue menos notable para la brecha mayor ($B = 4$ m) y más significativo para la menos ancha ($B = 2$ m).

Las distancias desde el extremo del estribo al punto donde se ubicó dicha profundidad fueron medidas en cada una de las experiencias e identificadas con la letra R (figura 7).

Las distancias dy y dx definen las componentes de R paralela y transversal a la alineación del estribo (figura 7). La distancia R y sus componentes se representaron en la figura 8, adimensionalizadas con el ancho de la brecha (B), en función del ancho relativo ocupado por la protección (W/B).

La figura 8 pone de manifiesto un comportamiento singular del desplazamiento de las máximas profundidades de erosión en la dirección de la corriente (dx), conforme se

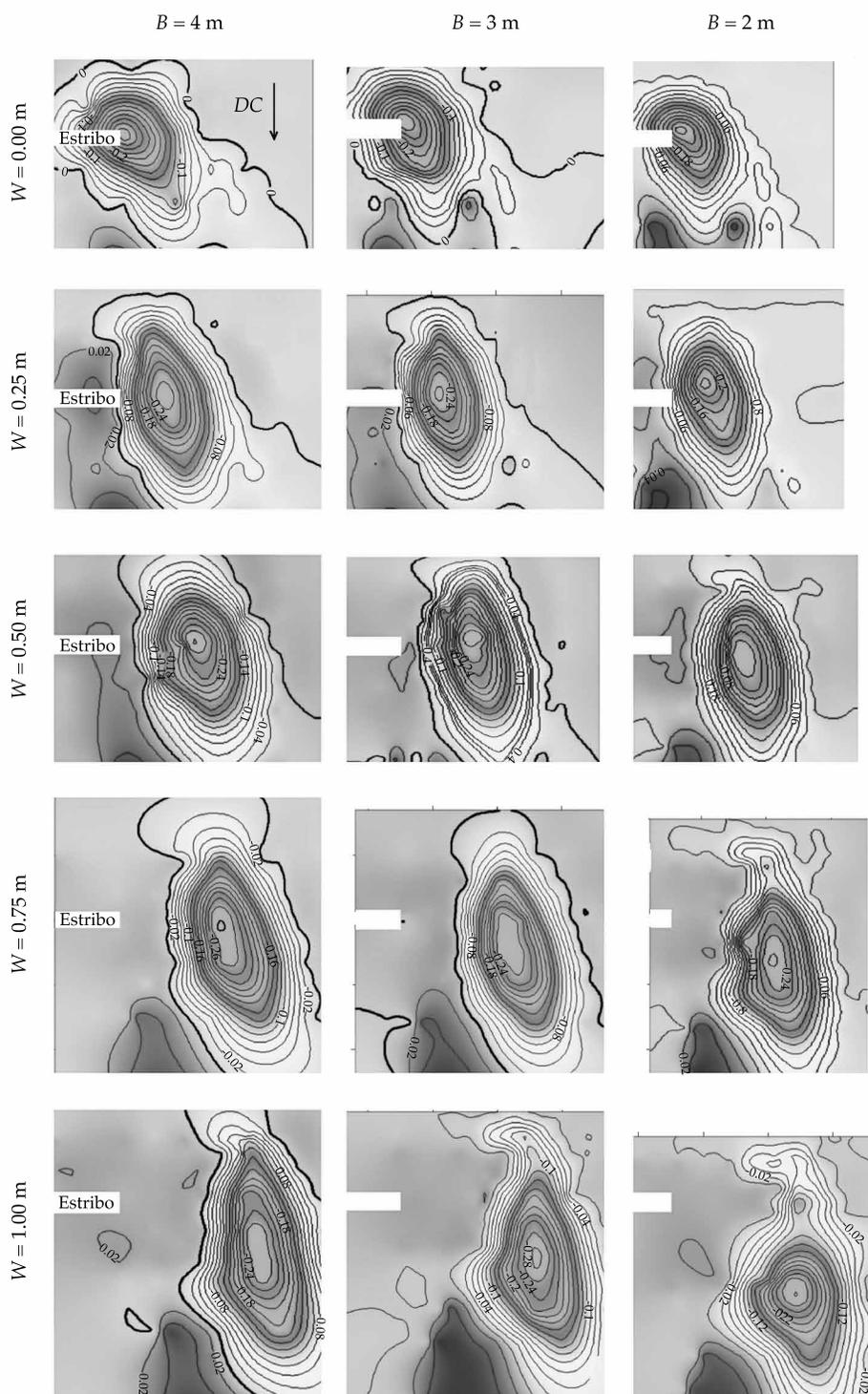


Figura 6. Topografía del lecho resultante para los ensayos realizados.

incrementa la relación W/B . En efecto, para valores de esa relación menores a 0.20, el desplazamiento de la hoja en el sentido de

la corriente es prácticamente despreciable, posicionándose las máximas socavaciones en la traza de la sección del estribo. En

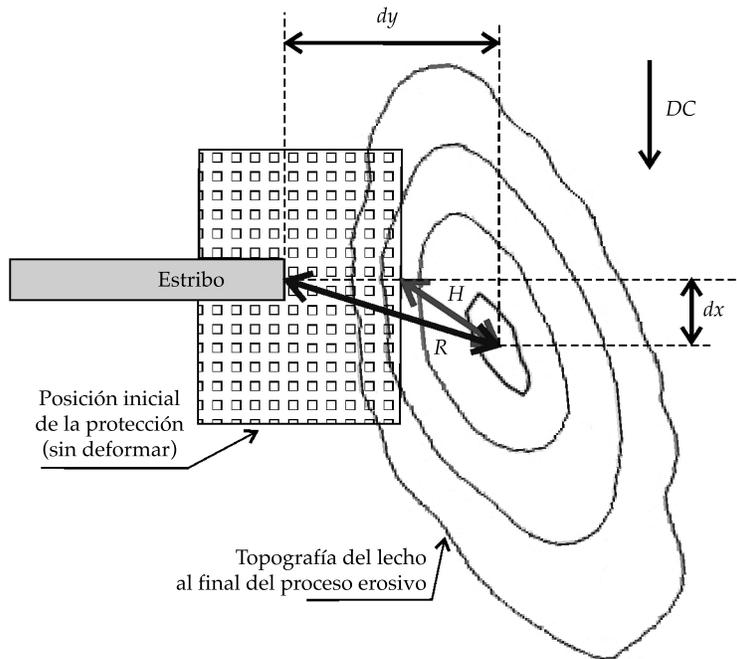


Figura 7. Esquema de definición de las distancias R y H .

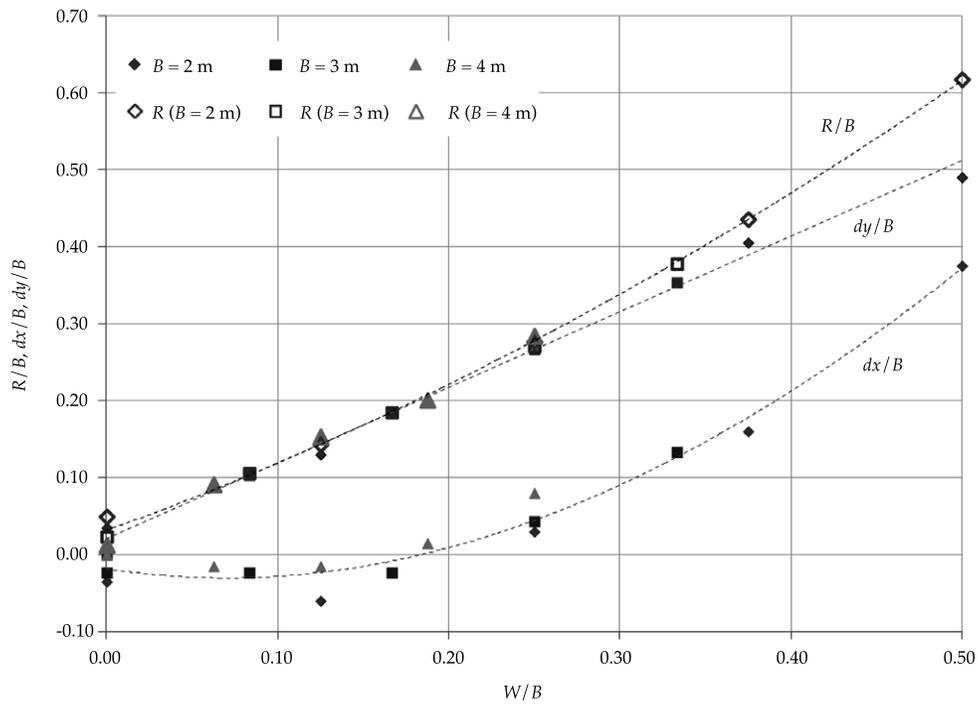


Figura 8. Variación de las distancias R , dx y dy , en función de la fracción del ancho de la brecha que se encuentra protegido.

tales circunstancias coinciden las máximas profundidades de erosión observadas en la sección de la brecha con las máximas absolutas verificadas en el ensayo.

Para valores de $W/B > 0.20$, la distancia dx se incrementa de forma significativa, evidenciando un corrimiento hacia aguas abajo del ápice de la hoya, tal como se observa en la figura 6 para la columna de $B = 2$ m. Por su parte, el desplazamiento lateral de las máximas erosiones presenta un comportamiento único cualquiera sea el valor de W/B . Es decir, las mayores profundidades de erosión se desplazan linealmente con el incremento del ancho de la protección.

En la figura 9 se analiza el comportamiento de la distancia entre el punto de máxima erosión y el extremo de la protección en su posición inicial, previa al desarrollo de las socavaciones (H , en la figura 7). Dicho análisis obedece al interés de descontar el ancho de la protección de los desplazamientos observados, definiendo para ello un sistema de referencia

móvil, cuyo origen en x coincide con el sistema de referencia fijo, pero el de y se sitúa a una distancia variable W , medida desde el extremo del estribo.

La distancia de la máxima profundidad de erosión sobre la protección resultó dependiente de la porción del ancho de brecha que se encuentra protegida. Cuando las relaciones de W/B fueron menores a 0.20, la distancia H se mantuvo prácticamente invariable y con valores próximos a cero. Ello se visualiza en la figura 9, donde la distancia adimensional H/B adquirió valores menores a 0.05 para dicho rango de W/B . Los valores resultantes estarían indicando que, para anchos de protección pequeños, en relación con la sección de escurrimiento, las máximas profundidades de erosión se ubican en las proximidades de la sección del estribo, con un comportamiento erosivo que puede aproximarse a la de la situación del estribo sin protección.

En aquellas situaciones donde el ancho protegido respecto del total de la brecha fue

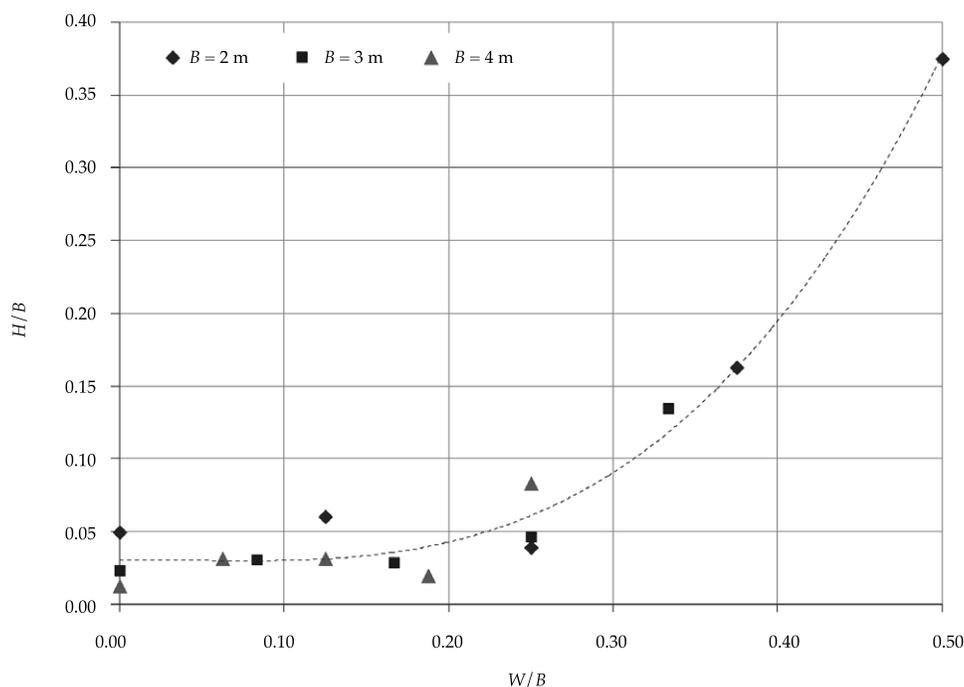


Figura 9. Variación de la distancia H , en función de la fracción del ancho de la brecha que se encuentra protegido.

significativo (valores grandes de W/B), la distancia H se incrementa de modo considerable. La figura 9 demuestra que cuando W/B fue mayor que 0.30, H se modifica de manera significativa ante pequeños incrementos de W/B , generando desplazamientos importantes de la máxima profundidad de erosión hacia aguas abajo.

Al observar el comportamiento de la distancia adimensional H/B , en función del ancho de la brecha, se puede apreciar cómo a medida que ésta es más ancha, esas distancias tienden a ser pequeñas y aproximadamente constantes, aun para el mayor valor de W . El efecto contrario se advierte cuando las secciones de escurrimiento disminuyen, observándose las mayores variaciones de H/B , lo que indica un distanciamiento de las máximas erosiones respecto del eje del estribo.

Geometría de la hoya de erosión y volumen erosionado

Los resultados obtenidos (figura 6) muestran que el distanciamiento de las máximas erosiones

respecto de la sección de emplazamiento del estribo fue acompañado por un incremento en las longitudes de las hoyas en el sentido principal del escurrimiento.

La típica forma cónica que adquieren las hoyas de erosión junto a un estribo no protegido se ve afectada al incorporar la protección. Este aspecto fue analizado por medio de la introducción del factor de forma F , el cual se determinó para cada uno de los experimentos como la relación entre el tamaño de los ejes longitudinal (a) y transversal (b) del área en planta de la hoya de erosión en estudio, esto es $F = a/b$ (figura 10). Con los valores calculados del coeficiente de forma se confeccionó la figura 10, en la cual en abscisas se presenta la relación W/B y en ordenadas la relación F/F_0 , donde F_0 corresponde a la geometría de la hoya del ensayo de referencia que sirvió para contraste en cada una de las series.

La figura 10 muestra cómo a medida que la protección se agranda en proporción al ancho total de la brecha, se incrementa la elongación de la zona erosionada, tendiendo a un valor

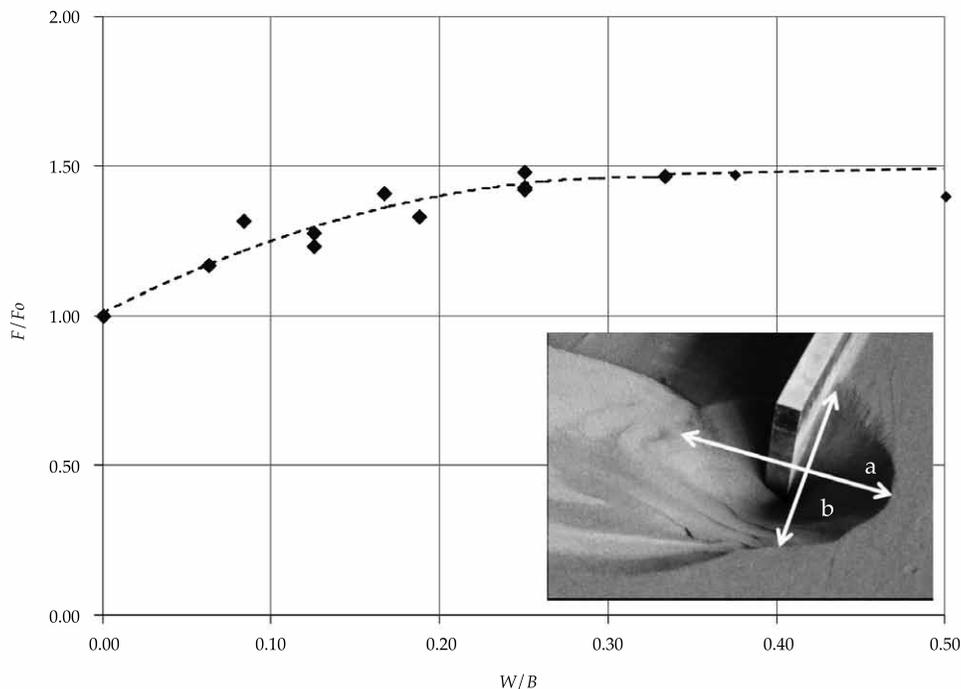


Figura 10. Variación del coeficiente de forma F , en función de la fracción del ancho de la brecha que se encuentra protegido.

próximo a 1.50 para las mayores relaciones de W/B .

En consecuencia, surge la interrogante de si esa mayor elongación de la hoya se debe a un incremento de su longitud, una reducción de su ancho o un efecto concurrente de ambos factores. Para este análisis se elaboró la figura 11, en donde se presentan los valores de los ejes longitudinales (a) y transversales (b) de las hoyas de erosión adimensionalizados con el ancho de la brecha (B), en función de la relación W/B .

Las magnitudes que adquirieron los anchos adimensionales de las hoyas de erosión (b/B) resultaron no tener variaciones significativas respecto de W/B , cuando B se mantuvo constante. Por el contrario, las longitudes adimensionales (a/B) se vieron afectadas por esta proporción. En efecto, de la observación de la figura 11 surge que para el rango de W/B ensayados en cada serie, los incrementos de las longitudes a/B de las hoyas fueron mayores

del 85%, con un valor notablemente superior a los verificados en las hoyas de referencia.

En resumen, si a medida que el ancho de la protección crece para un dado B , las máximas profundidades de erosión se mantienen, los anchos son semejantes y las extensiones de las hoyas se incrementan; en tales circunstancias, los volúmenes erosionados deberían mostrar una tendencia creciente. Con ese fin fueron calculados los volúmenes removidos en cada una de las experiencias realizadas y representados en la figura 12, en función del ancho de la protección.

En dicha figura se observa cómo los datos se agrupan por series de ensayos, en función del ancho de brecha B , pero con una tendencia creciente en todos los casos. El hecho de que las máximas profundidades de erosión se comporten de acuerdo con lo señalado por Scacchi *et al.* (2005), esto es, con una tendencia creciente ante el aumento del ancho de la brecha B y que la longitud a de la hoya crezca

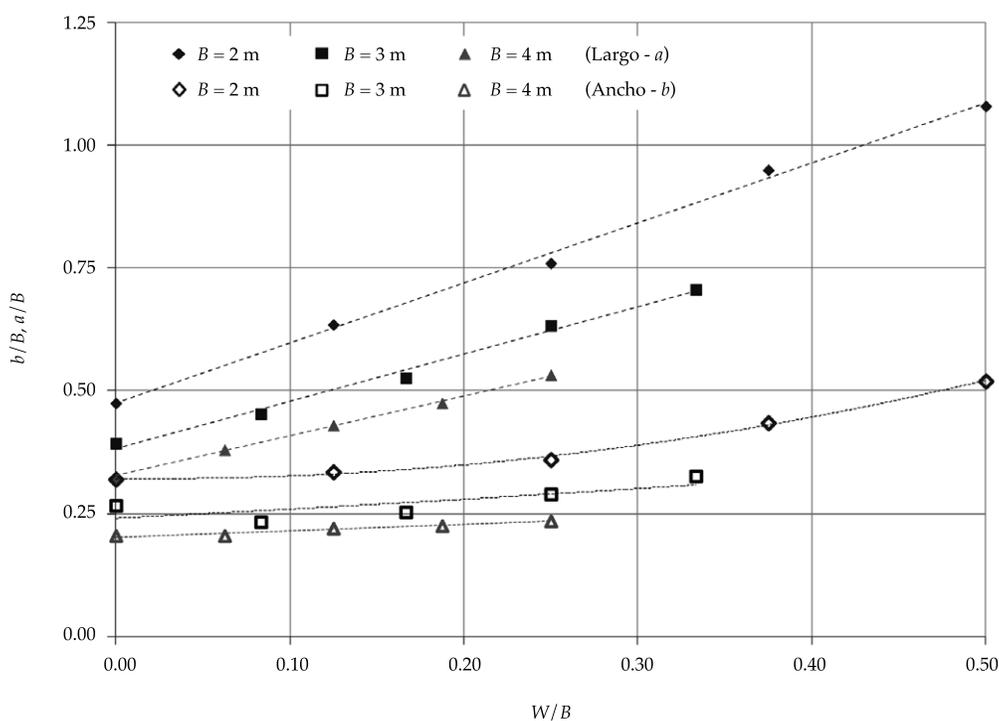


Figura 11. Variación del ancho y la longitud de la hoya de erosión en función de la fracción del ancho de la brecha que se encuentra protegido.

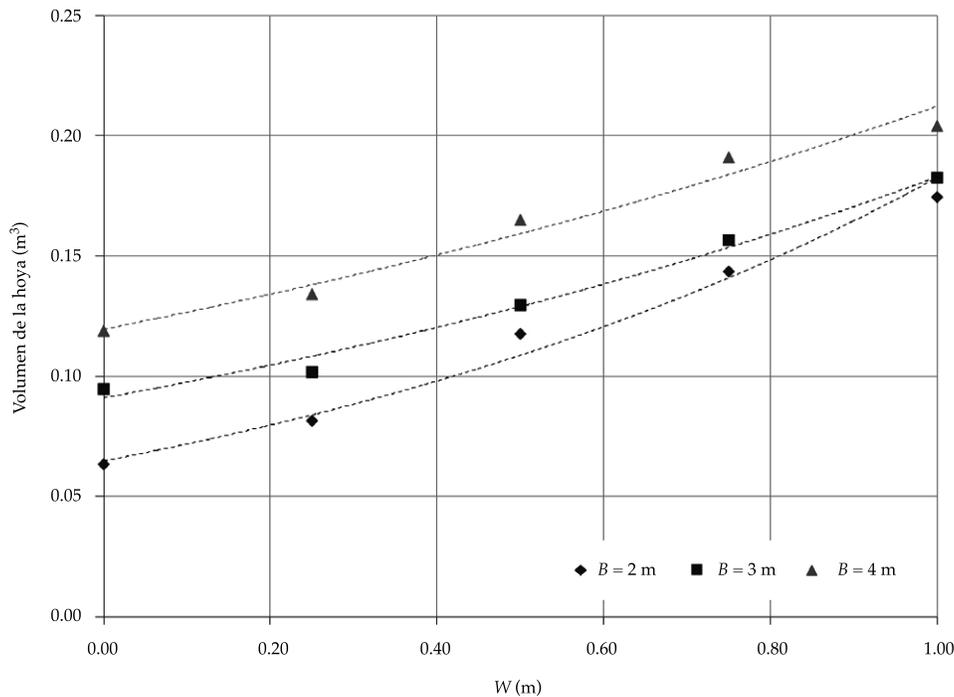


Figura 12. Variación del volumen de la hoya en función del ancho de la protección W para cada ancho de brecha ensayado.

en función del incremento de W para un dado valor de B , permite suponer una dependencia del volumen erosionado de los parámetros antes señalados: B y W .

Para contrastar la afirmación precedente se elaboró la figura 13, donde se presentan los volúmenes erosionados adimensionalizados con el parámetro B^3 , en función de la relación W/B .

La figura 13 muestra que existe una tendencia creciente del volumen adimensional de la hoya de erosión a medida que la protección abarca una fracción mayor del ancho de la brecha. Los resultados se agrupan por cada ancho de brecha, con una tasa de crecimiento diferente según sea el valor que adopte B . En efecto, para el mayor ancho de brecha, $B = 4$ m, el volumen erosionado resultó tener las menores variaciones con respecto a W , verificándose en dicha circunstancia un incremento máximo del volumen de sedimento removido del 50%, mientras que si se consideran los resultados correspondientes a la brecha de 2 m, dicha variación fue del orden del 200%.

La dependencia de las dimensiones en planta de la hoya con la relación W/B (figura 11) y la adecuada representación que de la máxima profundidad de erosión hace el número de Froude de la brecha (figura 5), permite suponer que el volumen erosionado debiera ser función de una determinada combinación de los parámetros que ajustan las tres dimensiones que conforman el volumen de la hoya de erosión, a , b y y_{EP} .

El ajuste de los datos disponibles permitió elaborar la figura 14, en donde se observa cómo el volumen erosionado adimensional responde en forma exponencial al $Fr_B (W/B)^{0.1}$.

Resulta importante mencionar que el ajuste encontrado en la figura 14 fue realizado considerando constante la longitud de la protección W_L ; por lo tanto, la incorporación de una longitud de protección variable podría modificar la relación funcional representada.

De este modo, las variables adimensionales referidas en la relación funcional (4) Fr_B , W_L/B y W/B representan de forma adecuada el proceso erosivo asociado con la presencia de un estribo

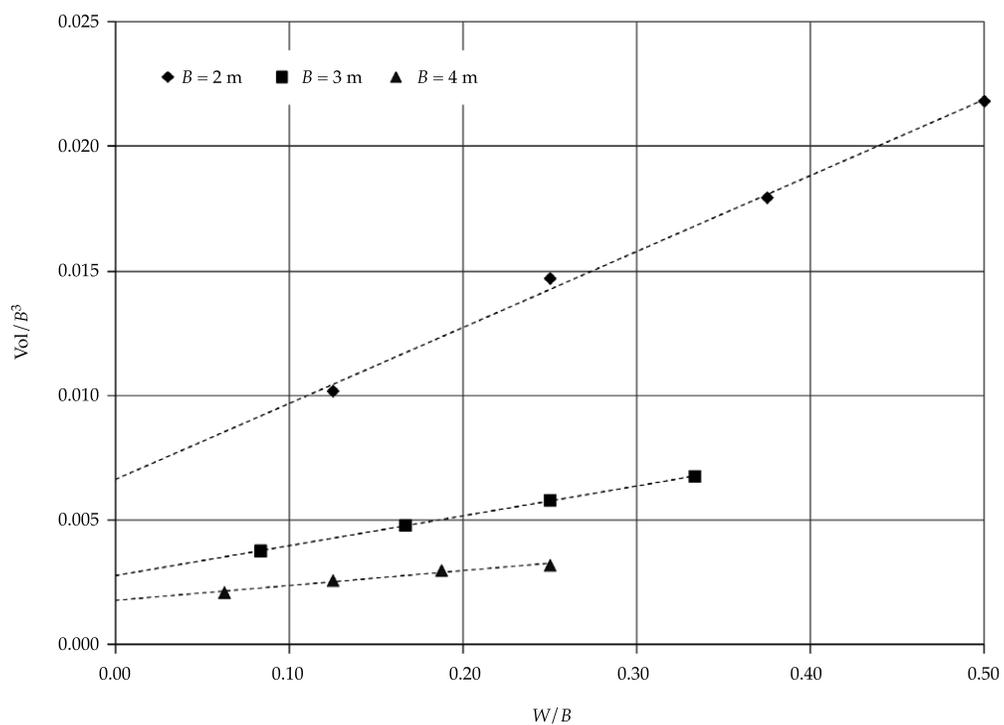


Figura 13. Variación del volumen de sedimento removido adimensional, en función de la fracción del ancho de la brecha que se encuentra protegido, W/B .

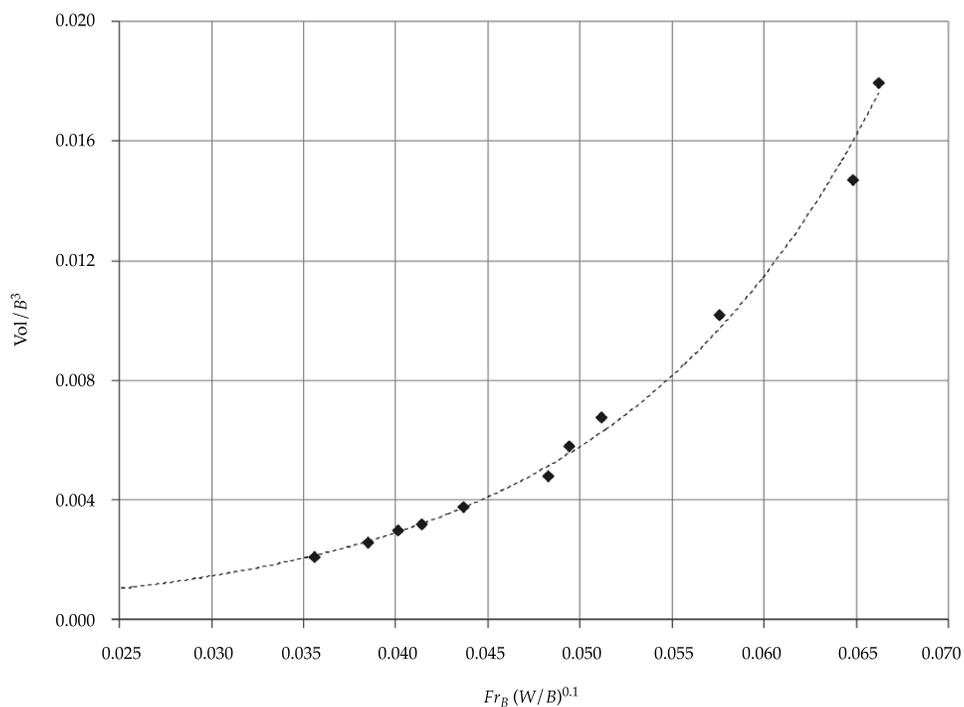


Figura 14. Variación del volumen adimensional erosionado Vol/B^3 como una función de las variables independientes Fr_B y W/B .

protegido, pero no en términos de su máxima profundidad sino del volumen erosionado.

En síntesis, en función del análisis realizado sobre las máximas profundidades de erosión observadas y la geometría, ubicación y volumen de la hoya de erosión resultante, se puede señalar que:

1. La máxima profundidad de la hoya de erosión no tuvo variación significativa cuando se consideraron distintos anchos de protección W , para un dado ancho de la brecha B .
2. El número de Froude de la brecha es un parámetro representativo del fenómeno, aun cuando se coloca una protección del lecho junto al estribo largo, por lo que se deduce que las máximas profundidades de erosión pueden ser estimadas correctamente por medio de expresiones como la sugerida por Scacchi *et al.* (2005) (figura 5).
3. La posición de la máxima profundidad de erosión está fuertemente gobernada por el ancho de la protección (figuras 6 a 9). Para valores de W/B menores a 0.20, las mismas se ubicaron en las inmediaciones de la sección de emplazamiento del estribo, mientras que para valores de W/B mayores a 0.20, las máximas profundidades se alejan de la traza del eje del estribo, desplazándose hacia aguas abajo.
4. Las hoyas de erosión aumentan su longitud en mayor medida que su ancho cuando se consideran protecciones más extensas, generando fosas más elongadas en relación con la situación de referencia, donde no estaba presente la protección (figuras 10 y 11).
5. Los volúmenes erosionados aumentan de manera exponencial, llegando a alcanzar incrementos que prácticamente triplicaron el volumen de la situación sin protección para un ancho de brecha $B = 2$ m, cuando se ensayó el mayor ancho de protección de esa serie, $W = 1.00$ m (figura 12).

6. El volumen erosionado adimensional responde incrementándose en forma exponencial a medida que $Fr_B W/B^{0.1}$ aumenta (figura 14). Se resalta que el ajuste encontrado fue realizado considerando constante la longitud de la protección W_L , por lo tanto la incorporación de una longitud de protección variable podría arrojar como resultado un nuevo ajuste a la relación funcional propuesta.

Conclusiones

- Los resultados alcanzados muestran que las profundidades máximas de erosión obtenidas para distintos anchos de protección fueron semejantes y muy próximas al valor testigo del ensayo $E_{R'}$ por lo que continúan dependiendo del ancho de puente considerado.
- En el 80% de los experimentos, la máxima profundidad se ubicó en las inmediaciones del eje del estribo. Sin embargo, el sector erosionado se desplazó de manera proporcional al ancho de la protección, desarrollándose en el extremo lateral de la misma y, en consecuencia, afectando zonas antes no comprometidas por los procesos erosivos.
- Cuando las protecciones de lecho estuvieron presentes junto al estribo, el número de Froude de la brecha continuó siendo un parámetro representativo del fenómeno. Este hecho sugiere que las máximas profundidades de erosión pueden ser estimadas correctamente por medio de expresiones como la sugerida por Scacchi *et al.* (2005).
- Cuando en los experimentos se consideraron protecciones más extensas, las hoyas de erosión aumentaron su longitud en mayor medida que su ancho, generando fosas más elongadas respecto de la relevada en la situación de referencia, esto es, cuando la protección no estaba presente.

- Los volúmenes erosionados aumentaron de manera exponencial cuando se consideraron anchos de protección mayores. La forma adimensional del volumen mostró un adecuado ajuste cuando se le vinculó con una combinación de las variables Fr_B y W/B . Se recuerda que el mismo fue realizado considerando constante la longitud de la protección W_L ; por lo tanto, la incorporación de una longitud de protección variable podría arrojar como resultado un nuevo ajuste de la relación funcional propuesta.
- En relación con la conclusión anterior, se puede señalar por último que las tres variables adimensionales referidas en la relación funcional (4) Fr_B , W_L/B y W/B representan de forma adecuada el proceso erosivo asociado a la presencia de un estribo largo protegido, pero no en términos de su máxima profundidad sino del volumen erosionado.

Es necesario remarcar que todo lo aquí señalado está restringido por el rango de los experimentos realizados. En este sentido, las conclusiones que aquí se presentan de ningún modo habilitan una extrapolación cuantitativa a prototipo alguno, ni constituyen una regla general de aplicación. Sí pretenden contribuir con la comprensión de los procesos físicos involucrados. En este sentido, los resultados encontrados en el marco del presente trabajo permiten recomendar que al momento del diseño ingenieril de puentes debería contemplarse que en situaciones de estribos protegidos se desarrollen hoyas de erosión que podrían condicionar el diseño de sus fundaciones y sus protecciones, no sólo del mismo estribo sino también de algunas de sus pilas y protecciones correspondientes. La continuidad de las investigaciones en este tema, actualmente en desarrollo, permitirán sugerir metodologías de cálculo que contemplen los procesos físicos mencionados para lograr diseños de fundaciones de puentes aliviadores

en valles de inundación de grandes ríos de llanura cada vez más confiables y económicos.

Agradecimientos

A la Universidad Nacional del Litoral, que financió, por medio de los Cursos de Acción para la Investigación (CAI+D), el proyecto de Investigación en el marco del cual se desarrolló este trabajo.

A la empresa CORIPA S. A., por el suministro de las mantas de bloques de concreto confeccionadas especialmente para este dispositivo experimental.

Al Sr. Sebastián Schmidt, por su apoyo técnico en la puesta a punto de los experimentos.

Referencias

- Cardoso, A. H., & Fael, C. (2009). Protecting Vertical-Wall Abutments with Riprap Mattresses. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 135(6), 457-465.
- Melville, B. W., Van Ballegooy, S., Coleman, S. E., & Barkdoll, B. (2006a). Countermeasure Toe Protection at Spill-Through Abutments. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 132(3), 235-245.
- Melville, B. W., Van Ballegooy, S., Coleman, S. E., & Barkdoll, B. (2006b). Scour Countermeasures for Wing-Wall Abutments. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 132(6), 563-574.
- Morales, R., Ettema, R., & Barkdoll, B. (2008). Large-Scale Flume Tests of Riprap-Apron Performance at a Bridge Abutment on a Floodplain. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 134(6), 800-809.
- Reynares, M. L., Roca-Collell, M., Scacchi, G. B., & Schreider, M. I. (2005). *Incidencia de las protecciones de estribo en el desarrollo de la erosión local*. XX Congreso Nacional del Agua, Mendoza, Argentina.
- Reynares, M. L., Schreider, M. I., & Scacchi, G. B. (2010). Consideraciones en el diseño de protecciones flexibles en torno a un estribo. *Revista Ingeniería del Agua*, 17(2), 154-170.
- Pilarczyk, K. W. (1997). Simplified Unification of Stability Formulae for Revetment. Chapter 4. In C. R. Thorne, S. R. Abt, F. B. J. Barends, S. T. Maynard & K. W. Pilarczyk (Eds.). *River, Coastal and Shoreline Protection*. New York: John Wiley & Sons Inc.
- Scacchi, G. B., Schreider, M. I., & Fuentes, R. (July-September, 2005). Abutment Scout at the Relief Bridge Placed in a Flood Plain. *Hydraulic Engineering in Mexico*, 20(3), 43-59.
- Schreider, M. I., Zanardi, L., Scacchi, G. B., & Franco, F. R. (1998). Erosión por contracción y por estribo en puentes aliviadores en valle de inundación. *Revista Ingeniería del Agua*, 5(2), 23-34.

Dirección institucional de los autores

Marcela L. Reynares

Mario I. Schreider

Graciela B. Scacchi

Laboratorio de Hidráulica
Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas
Universidad Nacional del Litoral
Bv. Pellegrini 2750, 3000 Santa Fe, ARGENTINA
Teléfono: +54 (342) 4571 110
reynares@fich1.unl.edu.ar
mschreider@gmail.com
gscacchi@fich1.unl.edu.ar



Haga clic aquí para escribir al autor



Vista desde aguas abajo de la hoya de erosión local desarrollada junto a un estribo largo, protegido con un revestimiento flexible de 0.50 m de ancho. Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas de la Universidad Nacional del Litoral, Santa Fe, Argentina.

Foto: Marcela Leticia Reynares.

Amenaza de contaminación del agua subterránea en el sector norte del acuífero Barva, Heredia, Costa Rica

• Helga Madrigal-Solís* • Alicia Fonseca-Sánchez •
• Christian Núñez-Solís • Alicia Gómez-Cruz •

Universidad Nacional de Costa Rica

Autor de correspondencia

Resumen

Madrigal-Solís, H., Fonseca-Sánchez, A., Núñez-Solís, C., & Gómez-Cruz, A. (noviembre-diciembre, 2014). Amenaza de contaminación del agua subterránea en el sector norte del acuífero Barva, Heredia, Costa Rica. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(6), 103-118.

La mayor parte del agua para consumo humano y para el desarrollo de las actividades económicas en el Valle Central de Costa Rica proviene de los acuíferos ubicados en dicha región. Sin embargo, muchas de estas actividades se llevan a cabo sobre la zona de recarga del acuífero libre Barva, representando una amenaza a la calidad de sus aguas. El objetivo de este estudio fue elaborar un mapa de carga contaminante para los cantones de Santa Bárbara, Barva y San Rafael, Heredia, Costa Rica, como un primer paso en la generación de un mapa de riesgo para el acuífero Barva. Para esto, se seleccionaron, ubicaron y clasificaron las actividades, según el método POSH (Pollutant Origin Surcharge Hydraulically). Luego, el territorio se subdividió en celdas de 250 x 250 m y a cada una se le asignó el valor máximo de potencial de carga contaminante, según el valor asignado a las fuentes en esa celda. De las 2103 celdas, un 45% se encontró bajo al menos una actividad con potencial de carga contaminante elevado, un 32% con al menos una actividad con potencial moderado, un 14% con al menos una actividad con potencial reducido y un 9% con potencial nulo. Además, los subacuíferos Bambinos y Los Ángeles fueron identificados como los sectores más críticos. La información generada contribuirá al diseño e implementación de medidas de control más estrictas, encaminadas a minimizar la probabilidad de contaminación.

Palabras clave: amenaza, agua subterránea, acuífero Barva, fuentes puntuales, fuentes difusas, contaminación, carga contaminante, POSH method.

Abstract

Madrigal-Solís, H., Fonseca-Sánchez, A., Núñez-Solís, C., & Gómez-Cruz, A. (November-December, 2014). Potential Pollution Sources to Groundwater in the North Region of Barva Aquifer, Heredia, Costa Rica. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(6), 103-118.

Most of the drinking water and the water for economic activities in the Central Valley of Costa Rica come from aquifers located in this region. However, many of these activities take place on the recharge zone of unconfined Barva aquifer, posing a threat to water quality. The aim of this study was to develop a map of pollution load to the Counties of Santa Barbara, and San Rafael Barva, Heredia, Costa Rica, as a first step in the generation of a risk map for Barva aquifer. Activities were selected and classified according to the POSH method (Origin Surcharge Hydraulically Pollutant). Then, the study area was divided into a grid of 250 x 250 m and the maximum value of the potential for generation of a pollutant load was assigned, according to the value assigned to the activities into that cell. Of the 2103 cells, 45% had at least one activity with an elevated potential, 32% with at least one activity with moderate potential, 14% with at least one activity with reduced potential and 9% with zero potential. Furthermore, the areas above Bambinos and Los Angeles sub aquifers were identified as the most critical. The information generated will contribute to the design and implementation of more stringent control measures, designed to minimize the probability of contamination.

Keywords: Threat, groundwater, Barva aquifer, point sources, non-point sources, pollution, pollution surcharge, POSH method.

Recibido: 17/05/13

Aceptado: 19/05/14

Introducción

En muchos países, la dependencia del agua subterránea para el desarrollo es generalizada, al igual que la amenaza a la que están expuestos

estos cuerpos del agua a la contaminación. Como una medida para la protección de la calidad de las aguas subterráneas, el Banco Mundial recomienda la elaboración de las cartografías de amenaza, vulnerabilidad y riesgo de los

acuíferos a la contaminación (Foster, Hirata, Gomes, D'Elia, & Paris, 2002).

Para conocer la amenaza de contaminación que sufre un acuífero es necesario la identificación y caracterización de las actividades potencialmente contaminantes. Para esto, lo mejor es obtener la siguiente información sobre cada actividad antropogénica (Hirata, 2002): la clase de contaminante, la concentración y el volumen de la carga contaminante, el modo de disposición en el subsuelo y el tiempo de aplicación de la carga contaminante. Sin embargo, la complejidad y cantidad de información que se debe recabar hace que este acercamiento sea casi imposible de abordar. Debido a esto, Foster *et al.* (2002) propusieron un método basado en el origen del contaminante y su sobrecarga hidráulica, conocido como POSH, por sus siglas en inglés (Pollutant Origin Surcharge Hydraulically), para evaluar y clasificar las actividades humanas contaminantes al subsuelo, priorizando sobre las que presentan mayor probabilidad de generación de cargas contaminantes hacia el acuífero. Dicho método ha sido utilizado en países como España, Brasil, México y Argentina (Banda & Ruiz de Galarreta, 2002; González, López-Vera, Gomez, & Lacalle-Pareja, 2006; González, 2008; Oliveira & Guimarães, 2010).

La integración del potencial de carga contaminante con el mapa de vulnerabilidad, propiedad intrínseca de los sistemas de agua subterránea que depende de sus características geológicas e hidrogeológicas, permite una visualización del riesgo, es decir, del peligro a la contaminación al que está expuesto el acuífero estudiado. Por lo tanto, se contribuye con la identificación de zonas de conflicto en donde existe vulnerabilidad y, además, el desarrollo de una o varias actividades potencialmente contaminantes, con el propósito de diseñar o corregir medidas regulatorias para la protección del agua subterránea.

La importancia del agua subterránea en Costa Rica es incuestionable, ya que la mayoría de la población costarricense se abastece de agua proveniente de fuentes subterráneas. Sólo para el Gran Área Metropolitana (GAM), más

del 50% del volumen de agua que demanda la población para el desarrollo, urbano, agrícola, comercial e industrial proviene de agua subterránea (Reynolds-Vargas y Fraile, 2002). A pesar de esto, las mismas actividades antropogénicas que utilizan el agua subterránea de estos acuíferos también se ubican en sus zonas de recarga, por lo que podrían considerarse como fuentes potenciales importantes de contaminación. Por su parte, el aumento de las concentraciones de nitratos en algunos puntos que captan agua de acuífero Barva (Reynolds-Vargas, Fraile, & Hirata, 2006) confirman su vulnerabilidad. El uso de tanques sépticos como sistema generalizado de eliminación de excretas y la aplicación intensiva de fertilizantes en el cultivo del café se han identificado como las principales fuentes de nitratos al flujo de agua subterránea (Reynolds-Vargas & Richter, 1994; Reynolds-Vargas *et al.*, 2006). A pesar de que la aplicación de fertilizantes nitrogenados recomendada por el ICAFE (2011) es de aproximadamente unos 325 kg/ha, tres veces al año (ICAFE, 2011), es posible que por mucho tiempo los agricultores hayan aplicado cantidades mayores, favoreciendo la lixiviación de nitrato hacia el agua subterránea (Reynolds-Vargas & Richter, 1994; Reynolds-Vargas, Richter, & Bomemisca, 1994).

En las últimas décadas se ha producido sobre el acuífero Barva un aumento en el área cubierta por asentamientos humanos. Por ejemplo, en la cuenca del río Ciruelas, el uso urbano pasó de 14.6% a 20.8% de 1989 a 2003, en detrimento del uso agrícola (Ureña, Jiménez, Reynolds-Vargas, Jones, & Prins, 2006). Según Reynolds-Vargas *et al.* (2006), el cambio de uso agrícola a urbano sin un sistema adecuado de alcantarillado sanitario puede representar un aumento de hasta un 40% en la carga contaminante de nitratos. Asimismo, el aumento de áreas urbanas ha implicado un incremento en la demanda de servicios, como estaciones gasolineras, lubricentros, talleres de mecánica y otras actividades ligadas al uso de hidrocarburos, los cuales, debido a su baja solubilidad y alta densidad les permite

lixiviarse hacia el agua subterránea, en donde pueden persistir por décadas o siglos. Estos compuestos son altamente tóxicos en organismos vivos aun en bajas concentraciones y tienden a acumularse en el cuerpo. Otras actividades, como ebanisterías, centros de belleza, viveros e industrias de todo tipo utilizan sustancias que podrían ser altamente contaminantes si se lixivian a través de la zona no saturada hacia las aguas subterráneas (Musolff, 2009).

Otra forma en la que el agua del acuífero Barva se puede contaminar es por el uso de plaguicidas desde zonas de cultivos y por el transporte de contaminantes desde cuerpos de agua superficial influentes al acuífero. El aporte casi inmediato desde zonas agrícolas, efluentes de aguas servidas, procesos industriales y plantas de tratamiento, afecta la calidad de los ríos de la cuenca del río Virilla, especialmente en puntos intermedios y bajos de las subcuencas (Calvo & Mora, 2007; Leandro, Coto, & Salgado, 2010). Además, en esta cuenca, de 62 sitios monitoreados desde 2006 hasta 2009, un 56% presentó niveles de contaminación de moderado a severo (Jorge Herrera, Laboratorio de Análisis Ambiental, Universidad Nacional de Costa Rica, datos sin publicar).

A pesar de la amenaza que representan estas fuentes potenciales de contaminación al agua subterránea, aún no se ha efectuado ni el mapeo ni la caracterización de estas fuentes sobre las partes altas del acuífero Barva, por lo que tampoco se han elaborado los mapas de riesgo. Debido a que este acuífero posee un alto potencial para el abastecimiento de los pobladores y el desarrollo de actividades económicas en la región noroeste del Valle Central y a que su agua es de calidad aceptable, emerge la necesidad de desarrollar la cartografía de amenaza como un paso necesario en la creación de mapas de riesgo. Esto es especialmente importante para las zonas altas del acuífero, en donde se da la mayor recarga del acuífero (Reynolds-Vargas & Fraile, 2009).

Los cantones de Santa Bárbara, Barva y San Rafael, en las partes altas del acuífero, cuentan con una población mayor a los 123

000 habitantes (INEC, 2011), la cual depende del agua subterránea casi por completo. El desarrollo de un mapa de amenaza contribuirá al diseño e implementación de medidas de control más estrictas, encaminadas a minimizar la probabilidad de contaminación. Por esta razón, el objetivo de este estudio fue elaborar la cartografía de amenaza a la que está expuesta el agua subterránea del acuífero Barva en los cantones de Santa Bárbara, Barva y San Rafael, ubicados en las partes altas y medias del acuífero, a través de la ubicación y caracterización de la carga contaminante.

Materiales y métodos

Área de estudio

El espacio en investigación comprende una porción del acuífero Barva dentro de los cantones de Santa Bárbara, Barva y San Rafael, en la provincia de Heredia, Costa Rica, específicamente entre las coordenadas geográficas $-84^{\circ} 10' 26, 19''$ y $-84^{\circ} 3' 50.7''$ longitud oeste, y $-9^{\circ} 59' 56, 48''$ y $10^{\circ} 8' 0.8''$ latitud norte, según el sistema de coordenadas WGS84 (figura 1). Esta zona comprende un área de 123.6 km² y presenta una gradiente altitudinal que va desde los 960 msnm hasta los 2 840 msnm. Se ubica en una zona con relieve irregular, con la existencia de pasos entre montañas y la influencia de masas de aire provenientes tanto de la vertiente pacífica como la vertiente atlántica (Reynolds-Vargas & Fraile, 2009). El promedio anual de precipitación en las partes de mayor altitud es de 5 750 mm y de 2 250 mm en las más bajas (IMN, 2012). Las temperaturas anuales van de 18.63 a 23.95 °C. Los suelos predominantes son andisoles (INTA-MAG, 1996).

Esta zona se ubica sobre la formación Barva, la cual está conformada por una intercalación de lavas y tobas (Denyer & Arias, 1991). Entre estas capas se distinguen al menos tres coladas de lava que reciben los nombres de Bermúdez, Los Ángeles y Bambino (Losilla, Rodríguez, Schosinsky, Stimson, & Bethune, 2001). Las dos últimas se encuentran sobreyaciendo a las

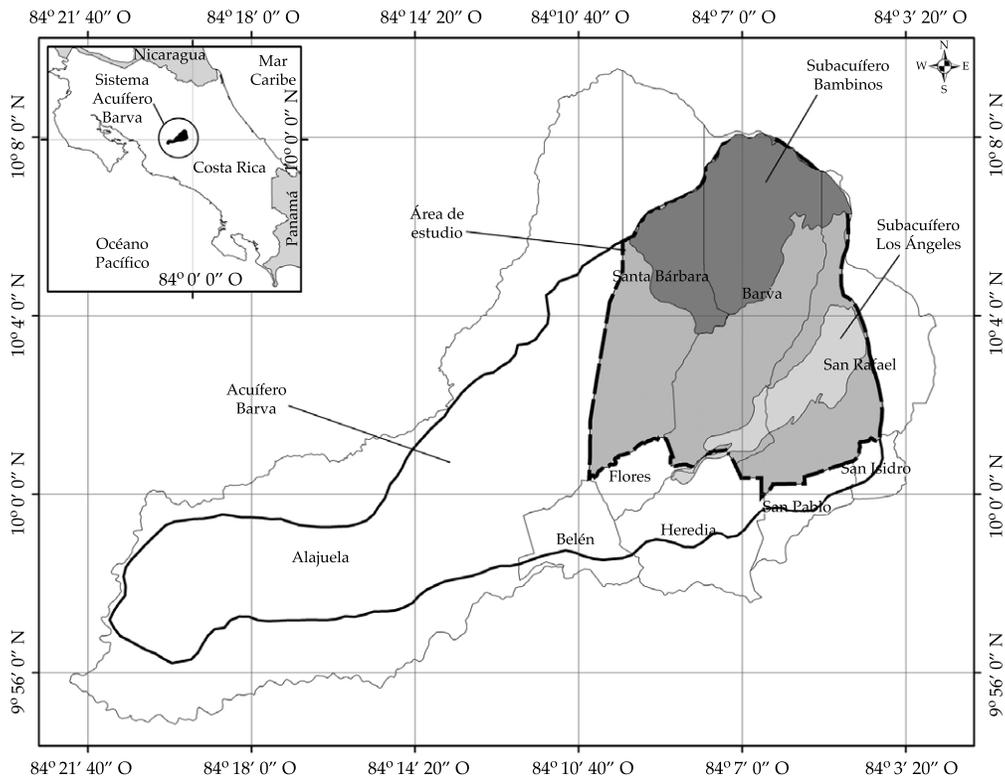


Figura 1. Zona de estudio, Sistema Acuífero Barva, Costa Rica.

lavas de Bermúdez y separados de estas lavas por una capa de tobas líticas y de ceniza muy meteorizadas que ha recibido el nombre de tobas carbonal (Protti, 1986). Las lavas, por lo general, son fracturadas o brechosas, y es en estas coladas de lava que se han desarrollado los acuíferos volcánicos y libres conocidos con los nombres de Barva y los subacuíferos Los Ángeles y Bambinos (figura 2). Todos ellos forman el Sistema Acuífero Barva, que a su vez también han sido denominados Barva Superior (Los Ángeles y Bambinos) y Barva Inferior (acuífero Barva). Subyaciendo el Sistema Acuífero Barva, se encuentran los acuíferos Colima Superior e Inferior, que a su vez componen el Sistema Acuífero Colima (figura 2).

El movimiento del agua subterránea en los acuíferos se da a través de fracturas en las lavas, por lo que el flujo es fisural. La dirección

del flujo de agua subterránea es hacia el suroeste, de preferencia siguiendo a grandes rasgos la morfología de la base del acuífero (Rodríguez, 2002). Los acuíferos Los Ángeles y Bambinos son de poca extensión, con niveles de agua desde 1 hasta 5 metros de profundidad y tienen recarga directa por la precipitación, lo cual indica que ésta se da en época de lluvias, condición que se refleja en la disminución de los caudales en los manantiales en verano.

La recarga al acuífero Barva tiene varios componentes, como drenaje desde los acuíferos superiores (Los Ángeles y Bambinos) y directamente a través de las tobas de Carbonal, las cuales lo sobreyacen donde los acuíferos superiores están ausentes. La infiltración a través de los lechos de los ríos se considera como un tercer mecanismo de recarga significativa al acuífero (Vargas, 2002; SENARA, 2007; Reynolds-Vargas & Fraile, 2009). Asimismo,

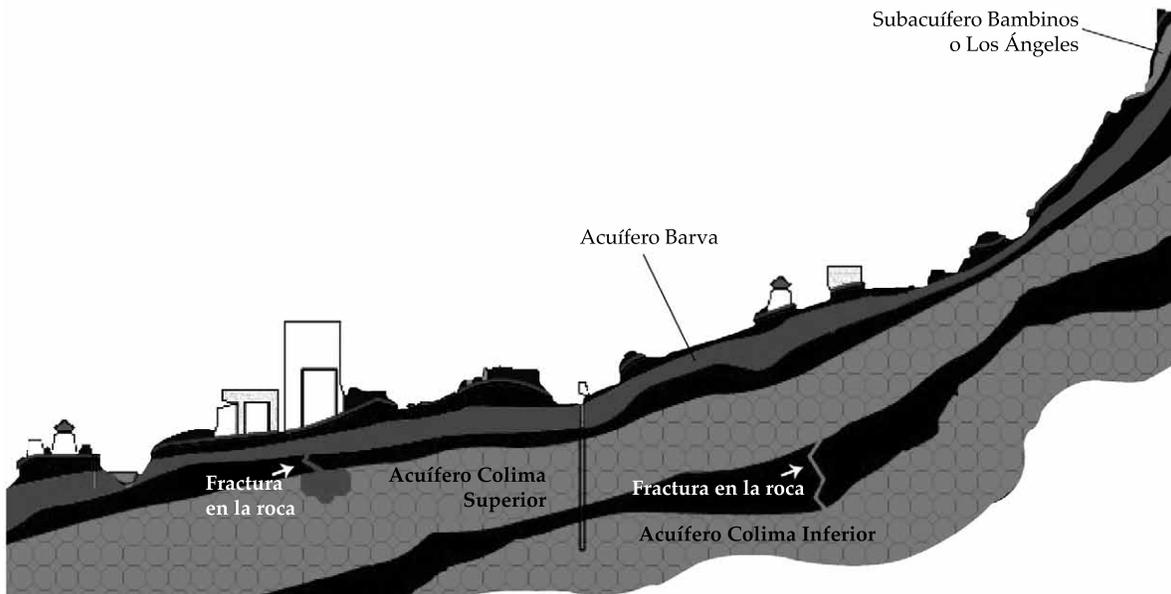


Figura 2. Esquema transversal del Sistema Acuífero Barva y Sistema Acuífero Colima en el área de estudio.

cada río en la zona presenta algunos tramos en que se comportan como efluentes y otros como influentes, dependiendo de la estación y de la geología (British Geological Survey, 1988; Marchand, Ryan, Bethune, & Chu, 2002).

Para 2008, la distribución del uso del suelo se caracterizó por un agrupamiento de zonas urbanas en las cabeceras de cantón (Santa Bárbara, Barva y San Rafael), correspondiente a un 13%. En las partes medias se combinaban las actividades agropecuarias, representadas de la siguiente manera: cultivos mixtos, en un 9%; plantaciones de café, en un 26%; pastos, en un 20%. Por último, las áreas de bosque son las predominantes en los sectores de mayor altitud, cuantificadas en un 32% (PRUGAM, 2008).

Aplicación de la metodología POSH

Para la elaboración del mapa de fuentes potenciales de contaminación se seleccionaron las actividades que según el método POSH (Foster *et al.*, 2002) son las que representaban un mayor potencial de generación de carga

contaminante al subsuelo. Durante esta investigación se tomaron en cuenta las fuentes potenciales puntuales, lineales y difusas. Según esta metodología, las fuentes puntuales a considerar son las siguientes: sitios de disposición de residuos sólidos, áreas industriales, lagunas de efluentes, gasolineras y cementerios, las cuales se clasificaron, según la metodología, en fuentes con potencial de generación de carga contaminante reducido, moderado y elevado. Además de las actividades consideradas por estos autores, se incluyeron y clasificaron con potencial de generación de carga contaminante reducido actividades como viveros, fábricas de alimentos, cementerios y ebanisterías; con potencial moderado, centros de belleza, lavandería, viveros, reparación de electrodomésticos, lavado de autos y gasolineras. También se clasificaron con potencial de generación de carga contaminante elevado las lecherías, porciculturas, talleres de enderezado y pintura, y beneficios de café.

La información sobre el nombre, la dirección y el tipo de actividad para cada

una de las fuentes potenciales puntuales de contaminación se obtuvo a partir de los registros de patentes otorgadas por los gobiernos locales hasta 2012. Además, se recopilaron los registros de permisos de funcionamiento otorgados hasta enero de 2013 por el Ministerio de Salud, en las Sedes Regionales. De estas instancias se obtuvo también la dirección de las plantas de tratamiento. La ubicación exacta de las actividades ganaderas, porcinas y avícolas, y las ventas de combustible al por menor, reportadas a 2012, se obtuvo del Servicio Nacional de Salud Animal (SENASA) y del Ministerio de Ambiente, Energía y Telecomunicaciones (MINAET), respectivamente.

Una vez que se realizó la clasificación de las fuentes puntuales según su potencial, siguiendo el criterio de la metodología POSH, se procedió a su ubicación. De más de 750 fuentes clasificadas, se lograron ubicar 691. Para la localización geoespacial de aquellas actividades con direcciones claras se utilizó el *software Google Earth*, versión 6, con imágenes satelitales Ikonos, tomadas el 6 de abril de 2006. Para ubicar las actividades que no se pudieron localizar, por no contar con una dirección, o estaba incompleta, se realizaron seis campañas para su búsqueda y georreferenciación. Durante estas campañas se localizaron, además, actividades que no estaban inscritas en los registros de patentes o permisos de funcionamiento.

Para obtener la ubicación de las fuentes potenciales difusas se utilizó el uso del suelo de 2005, con comprobación de campo en 2008, elaborado ese año por el Programa de Planificación Regional y Urbana de la GAM (PRUGAM, 2008). Específicamente, se utilizó el mapa de uso del suelo de la Gran Área Metropolitana, incluido en los Índices de Fragilidad Ambiental (IFA), según los criterios de clasificación creados por el PRUGAM. Este uso del suelo consta de 21 categorías, sin embargo, para los objetivos de este artículo se reclasificaron en cinco coberturas: bosque, pastos, cultivos mixtos, café y asentamientos humanos, en correspondencia con la metodología descrita por Foster et al. (2002). El cultivo

de café en la zona de estudio se consideró con potencial moderado, por ser un cultivo que necesita agroquímicos en menor intensidad que los cultivos anuales, como tomate, piña, banano, papa y otras hortalizas (De la Cruz et al., 2004). Debido a que la cobertura del servicio de alcantarillado en viviendas fue menor a un 1.3% en la zona de estudio y a que ningún distrito en la zona contó con una densidad poblacional superior a 100 personas/ha (INEC, 2011), el saneamiento *in situ* se consideró como moderado, según el criterio establecido por Foster et al. (2002).

Los cauces de los ríos fueron considerados como fuentes potenciales de contaminación lineal y se clasificaron de acuerdo con la presencia o ausencia de fuentes potenciales de contaminación puntual o difusa a su alrededor: con potencial reducido, los tramos de los ríos que cursaron terrenos con bosque; reducido, los tramos bajo cobertura de pastos; moderado si hubo presencia de fuentes potenciales clasificadas como moderadas, y elevado cuando el río se ubica cerca de una fuente elevada. Se asumió que la calidad del agua disminuyó conforme el río atravesaba zonas con fuentes potenciales de contaminación moderada y elevadas, sin capacidad para autodepurarse.

Elaboración del mapa de amenaza

Se utilizó el programa *ArcGIS*, versión 10, con el fin de generar tres capas vectoriales, una para cada grupo de fuente contaminante: puntual, difusa y lineal. Estas capas se combinaron y sobrepusieron para obtener el mapa de carga contaminante. El territorio se subdividió en celdas de 250 x 250 m, para un total de 2 013 celdas de 0.0625 km² cada una. A cada celda se le asignó el valor máximo de potencial de carga contaminante, según el valor que presentaron las fuentes en esa celda.

Resultados y discusión

Si bien el agua subterránea es un insumo fundamental para el desarrollo social y

económico en los cantones de Santa Bárbara, Barva y San Rafael, este recurso se encuentra bajo una presión a la contaminación que va desde reducida hasta elevada. A pesar de que los incentivos que han promovido una u otra actividad han cambiado a través del tiempo, una característica se mantuvo invariable: controles para la planificación agrícola, urbana e industrial inadecuados o ausentes con respecto a la protección de la calidad del agua subterránea.

Primero se dio un cambio en la mayor parte de la superficie, de cobertura boscosa a pastos, luego a fincas cafetaleras y cultivos mixtos, y luego a proyectos habitacionales, lo que a su vez propició una transformación en la amenaza ejercida sobre la calidad del agua del acuífero Barva, la cual pasó de ser nula a moderada y elevada. Es así como, para el año 2008, cerca de un 40% del territorio estuvo cubierto por cultivo de café y asentamientos humanos, ambos con potencial de generación moderado; una quinta parte, por pastos con potencial reducido, y por cultivos mixtos con potencial elevado en una menor proporción (figura 3). Los cultivos mixtos cubren menos de una décima parte y, sin embargo, son los que requieren mayor cantidad de agroquímicos. Por su parte, la conversión de muchas fincas en proyectos ha-

bitacionales ha implicado también un posible aumento en la carga orgánica contaminante debido al uso generalizado de tanques sépticos, así como también en la inorgánica, por el uso indiscriminado de sustancias de limpieza, como detergentes y desinfectantes, y la lixiviación de antibióticos y otros fármacos desechados del cuerpo a través de la orina.

Como consecuencia de lo anterior, en los cantones estudiados, la cobertura boscosa se ha eliminado en un 70% del territorio, concentrándose principalmente en las zonas altas del acuífero, cerca del Parque Nacional Braulio Carrillo, sector Volcán Barva. Asimismo, las actividades con potencial reducido se localizaron principalmente en la parte alta y media, y las actividades difusas con potenciales moderados y elevados se ubicaron en la parte media y baja de la zona de estudio (figura 4).

Además, la expansión de las zonas urbanas también favoreció la aparición de fuentes potenciales de contaminación puntual. En este estudio se encontró que unas 691 actividades puntuales involucraron el manejo y/o desecho de hidrocarburos, metales pesados, nitratos y otras sustancias químicas tóxicas y patógenas. La mayor densidad de estas fuentes se encontró dentro o en los alrededores de los cascos urbanos, correspondientes a las cabeceras

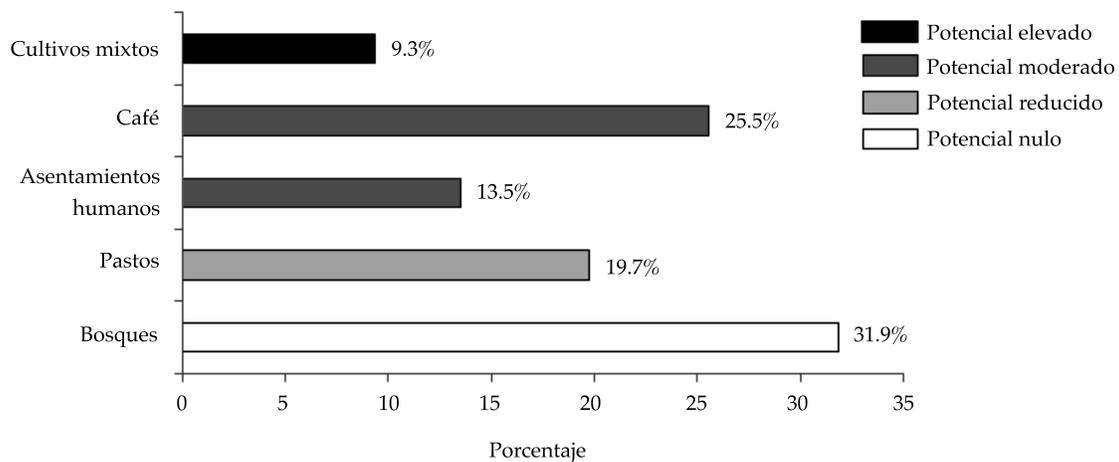


Figura 3. Fuentes difusas con potencial de generación de carga contaminante en el sector norte del Sistema Acuífero Barva.

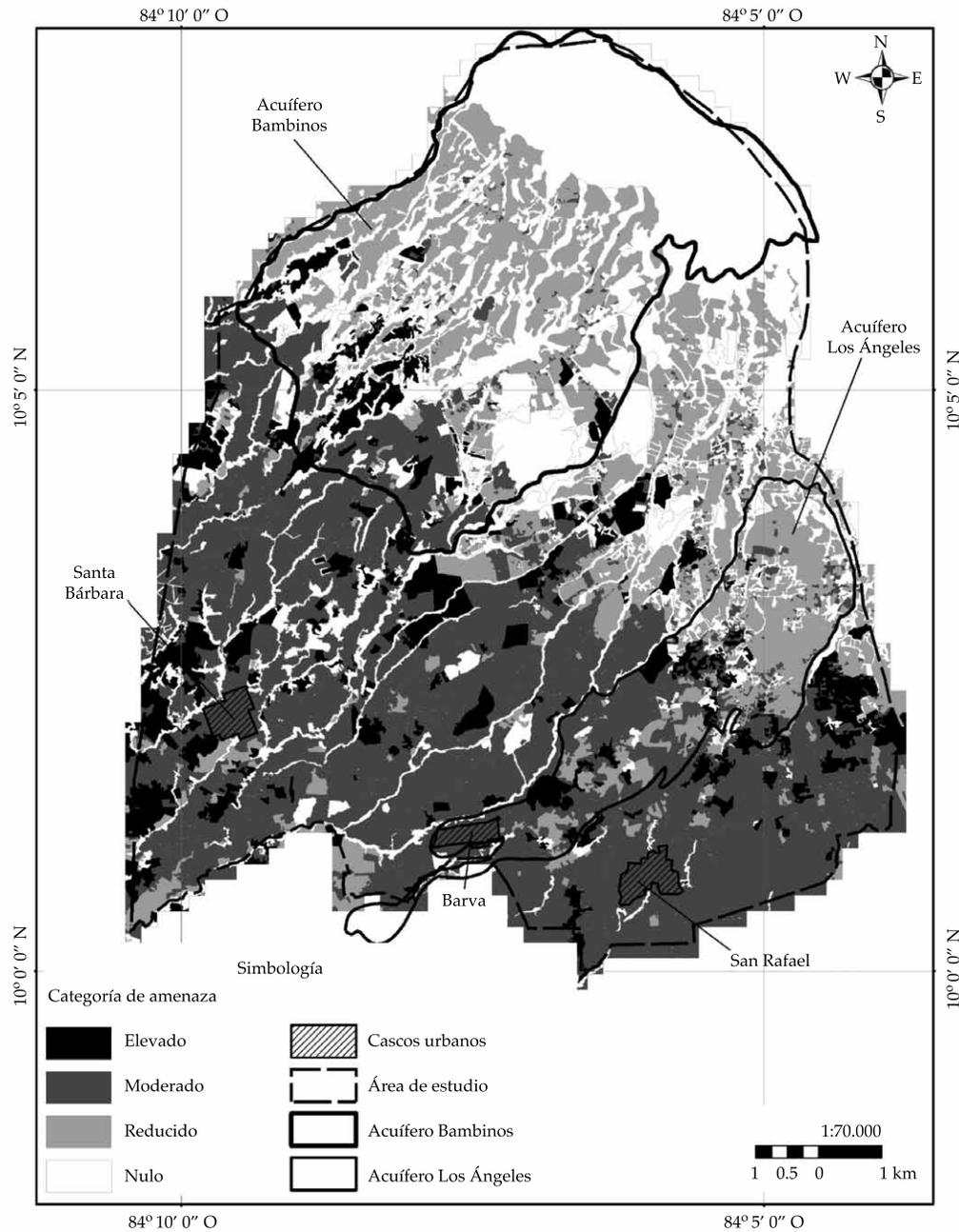


Figura 4. Fuentes difusas clasificadas según su potencial de generación de carga contaminante al subsuelo reducido, moderado y elevado en el sector norte del Sistema Acuífero Barva.

de cada cantón (figura 5). De estas fuentes puntuales, una décima parte (12%) se clasificó con un potencial de generación de carga reducido, un 44% con potencial moderado y con potencial elevado, otro 44%.

De las 303 fuentes puntuales con potencial elevado, los talleres mecánicos, de enderezado y pintura, lubricentros y otros talleres, representaron un 95%, lo que equivale a un 42% de todas las actividades puntuales consideradas

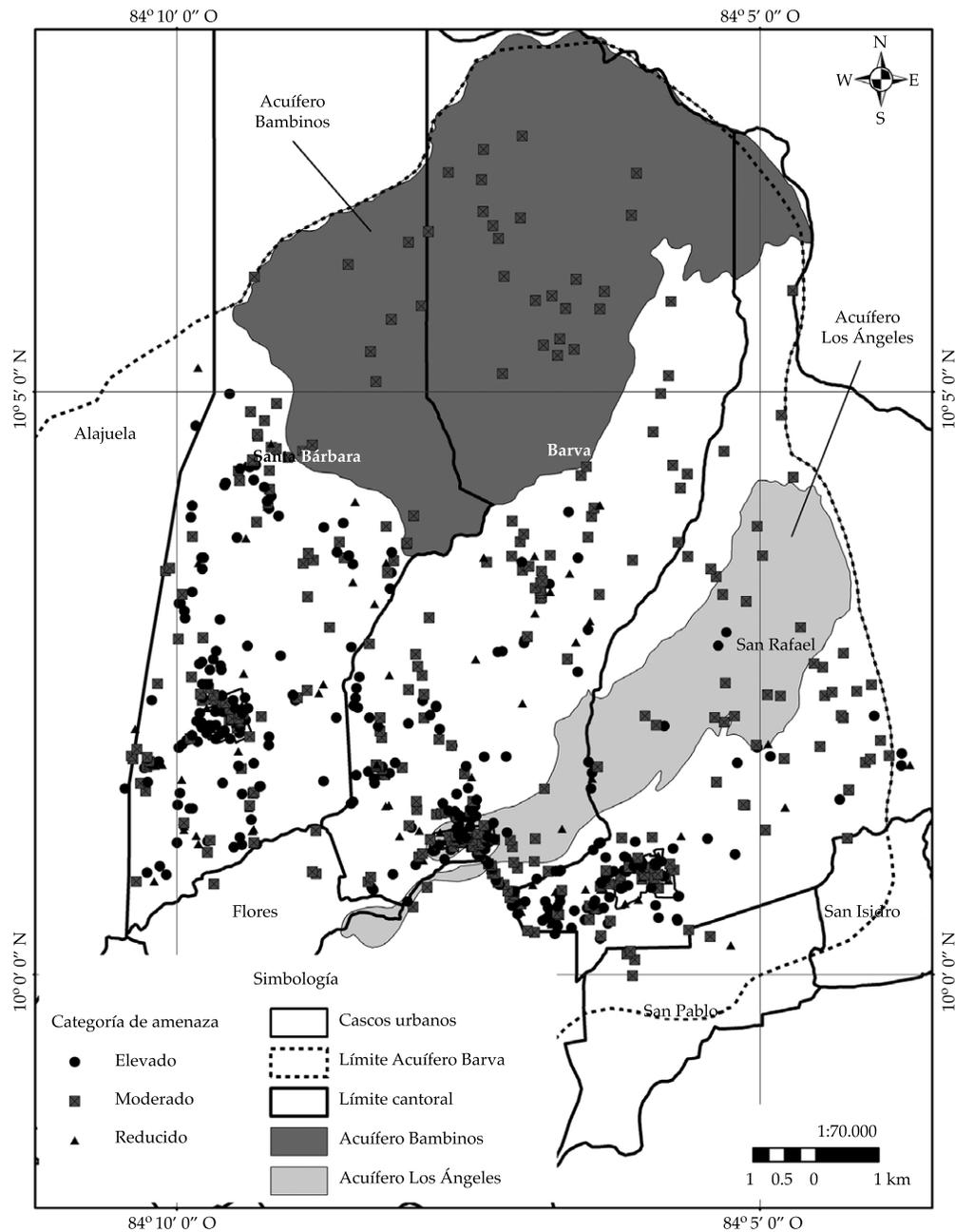


Figura 5. Fuentes puntuales clasificadas según su potencial de generación de carga contaminante al subsuelo reducido, moderado y elevado en el sector norte del Sistema Acuífero Barva.

en este estudio (figura 6). Los controles para prevenir la contaminación en estos lugares deberían ser también elevados debido a que en estos sitios se utilizan cantidades relativamente grandes de lubricantes, pinturas

y otras sustancias altamente tóxicas durante el mantenimiento de vehículos. En otros casos, los aceites quemados se desechan mediante el uso de trampas de grasas para retener tales aceites, según las recomendaciones técnicas.

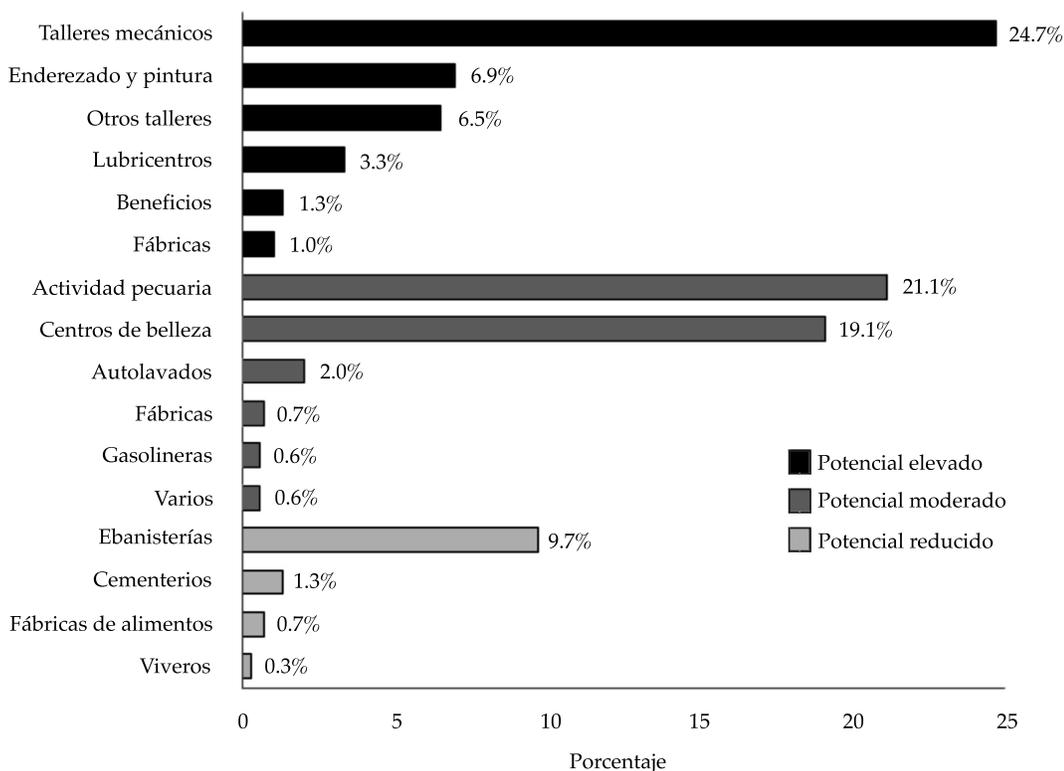


Figura 6. Porcentaje de cada fuente puntual con potencial de generación de carga contaminante elevado, moderado y reducido, con respecto al total de fuentes puntuales en el sector norte del Sistema Acuífero Barva.

Sin embargo, como consecuencia de un control inadecuado o ausente por parte de las instituciones encargadas de esta supervisión, en muchos lugares las trampas no reciben el mantenimiento adecuado o simplemente se encuentran ausentes, por lo que los aceites y grasas desechados se vierten de manera directa en la calzada o río más cercano (Cutrim & Campos, 2010).

Entre las 305 fuentes puntuales con potencial moderado, las actividades pecuarias, es decir, las lecherías, las chancheras, los establos para ganado y actividades avícolas, representaron casi la mitad, mientras que los centros de belleza cerca del 43%. Aún más, de todas las fuentes puntuales con potencial de generación de carga contaminante, los centros de belleza y las actividades pecuarias, representaron una quinta parte cada una (figura 6). Por su parte, las ebanisterías, consideradas con potencial

reducido por la utilización de pinturas y otros químicos que conlleva esta actividad, componen cerca del 10% de todas las fuentes puntuales sobre el área de estudio.

En resumen, las actividades potenciales de contaminación puntual con mayor representatividad en la zona de estudio son las relacionadas con el mantenimiento de vehículos de transporte y los centros de belleza, lo que coincide con los datos aportados por Vargas (2009) en un estudio en cantón de Belén, zona que también se sitúa sobre el acuífero Barva. Una situación preocupante surge en el caso de los centros de belleza ubicados en zonas rurales o urbanas sin conexión a sistemas de alcantarillado. Aquí, los desechos líquidos de tintes, permanentes y otros tratamientos son enviados a sistemas de drenaje, en donde se da una limitada o nula degradación de las sustancias químicas, consideradas como tóxicas por contener

metales pesados y otros contaminantes orgánicos persistentes (Schwarzenbach *et al.*, 2006).

Por otra parte, las actividades antropogénicas, tanto puntuales como difusas, además de representar una amenaza a la calidad del agua subterránea, también significan una presión sobre la calidad del agua en ríos y quebradas aledaños, en especial por la elevada carga contaminante que se descarga en estos cuerpos de agua con poco o ningún nivel de tratamiento previo (Programa Estado de la Nación, 2012; Vargas, 2012; Contraloría General de la República, 2013). Es por esto que de los 217 km lineales de ríos y quebradas existentes en la zona, cerca de 37% se clasificó con potencial elevado de generación de carga contaminante al subsuelo; 31%, con moderado; 27%, reducido, y 5% con potencial nulo (figura 7). Debido a las conexiones hidráulicas existentes entre aguas superficiales y subterráneas en el acuífero Barva, el control estricto sobre la calidad y cantidad de las descargas sobre los cuerpos superficiales debe ser tomado como una de las prioridades entre gobiernos locales y autoridades encargadas de la protección al ambiente.

Asimismo, de las 2103 celdas en las que quedó subdividido el área de estudio, un 45% se encontró, al menos, bajo una actividad con potencial de carga contaminante elevado, un 32% con al menos una actividad con potencial moderado, un 14% con al menos una actividad con potencial reducido y un 9% con potencial nulo (figura 8). La diferencia entre el 30% de cobertura boscosa y el 9% de las celdas con potencial nulo se debe a que cerca de los pequeños parches boscosos que se encuentran fuera del Parque Nacional Braulio Carrillo se desarrollan actividades que representan alguna amenaza y si existe dentro de la celda una actividad con valor contaminante mayor a nulo, automáticamente la celda adopta este valor.

De igual forma, en el Cantón de Santa Bárbara, más de la mitad del territorio está bajo la amenaza de actividades con potencial

elevado de generación de cargas contaminantes al subsuelo, mientras que el Cantón de San Rafael presentó cerca de la mitad de su territorio bajo este mismo nivel de amenaza. Además, el cantón con mayor territorio bajo amenaza nula fue Barva (cuadro 1 y figura 8), debido a una mayor cobertura boscosa en la zona de protección del Parque Nacional.

Conclusiones y recomendaciones

El hecho de que cerca del 70% del territorio cuenta con actividades antropogénicas que representan una amenaza a la calidad del agua subterránea resulta alarmante, si se toma en cuenta que el acuífero Barva presenta vulnerabilidad a la contaminación. La situación más preocupante se podría presentar en los subacuíferos de Los Ángeles y Bambinos, considerados como sistemas altamente vulnerables a la contaminación debido a que su nivel estático es muy superficial. Cerca de un 90% y un 50% del territorio sobre Los Ángeles y Bambinos, respectivamente, está bajo una amenaza de contaminación por presencia de actividades con potencial de generación de carga contaminante de elevada a moderada. Debido a ello, estas áreas son consideradas las más críticas en este estudio.

Hasta ahora, la ubicación de las actividades antropogénicas potencialmente contaminantes ha sido resultado de una inadecuada planificación urbana, agropecuaria e industrial, a pesar de que desde la aprobación de la Ley de Planificación Urbana en 1968 y de una serie de leyes sectoriales después de 1997, el gobierno ha desarrollado una serie de lineamientos relacionados con el ordenamiento territorial. Por ejemplo, algunas fuentes puntuales, tales como chancheras y lecherías, se han localizado cerca de ríos y quebradas, y probablemente utilizan estos cuerpos de agua para la eliminación de desechos. En el caso de actividades puntuales, como lubricentros, talleres mecánicos y centros de belleza, la distribución se ha concentrado dentro y alrededor de los principales cascos urbanos. Dado que estas actividades son

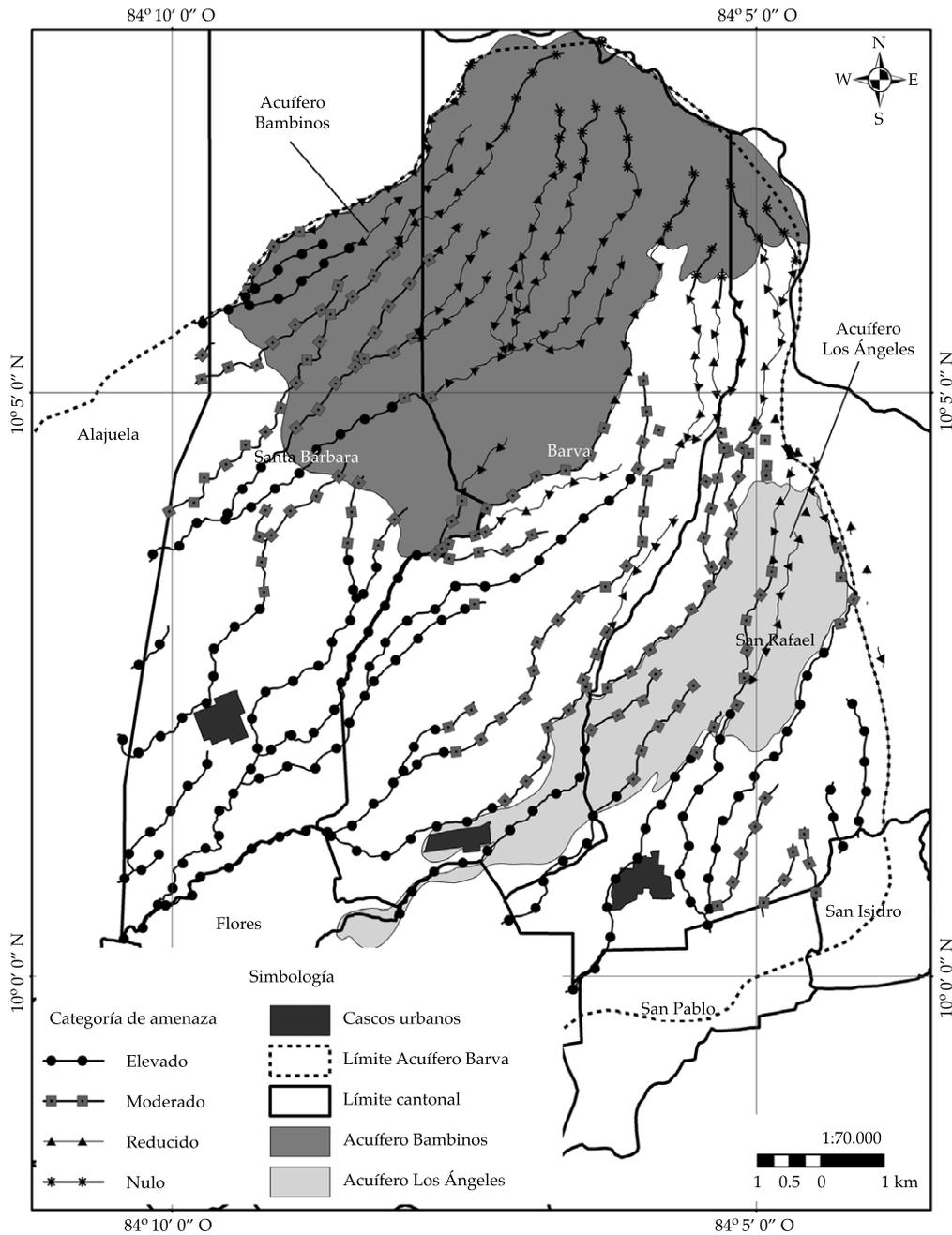


Figura 7. Tramos de ríos clasificados según su potencial de generación de carga contaminante al subsuelo reducido, moderado y elevado en el sector norte del Sistema Acuífero Barva.

mayoría, resulta urgente la exigencia de normas estrictas para el manejo y desecho de sustancias contaminantes por parte de las instancias gubernamentales encargadas de la protección del agua.

Actualmente, en ninguno de los tres cantones se han aprobado ni ejecutado los planes reguladores con los que cada gobierno local debería corregir y planificar a futuro el ordenamiento territorial dentro de su cantón.

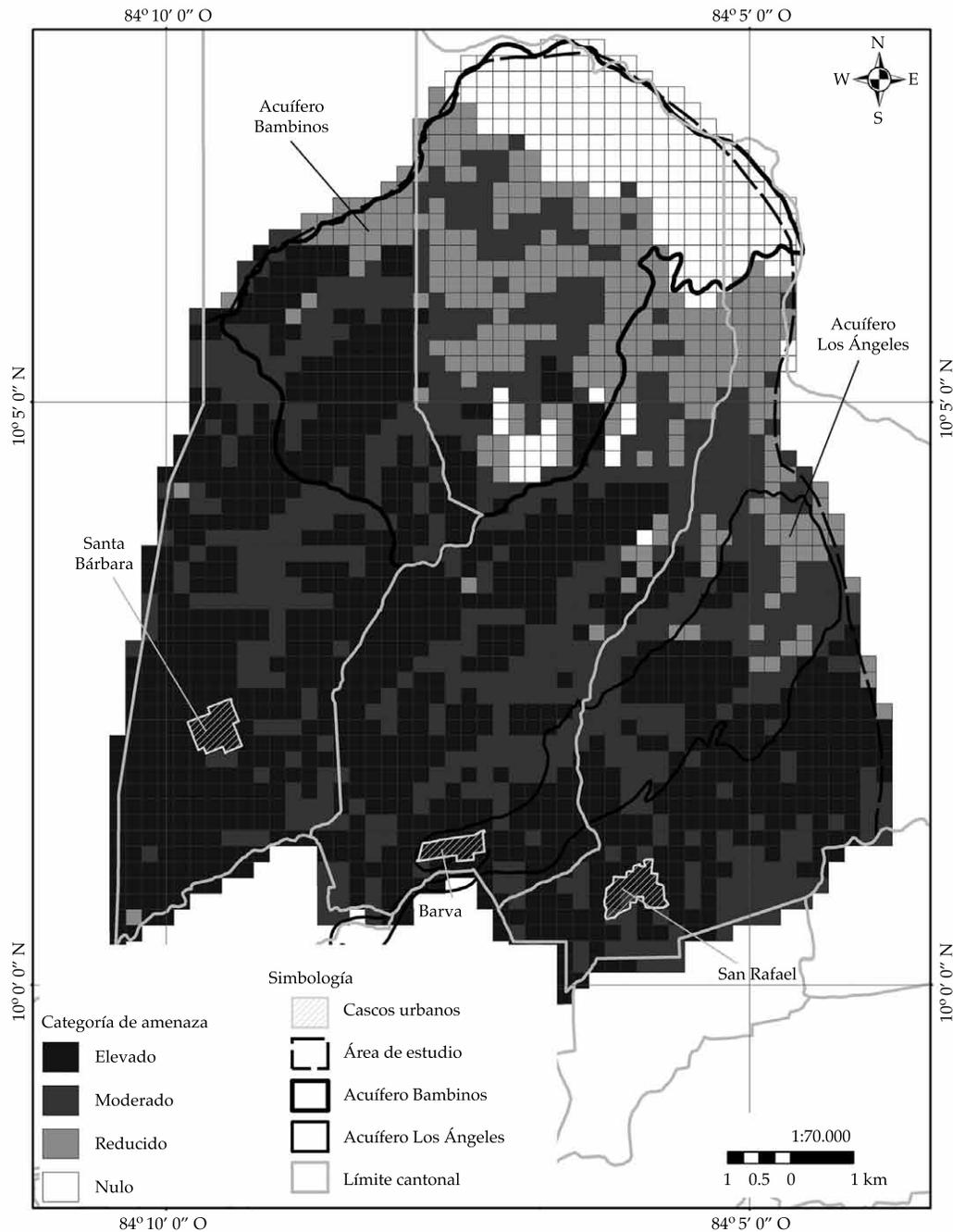


Figura 8. Mapa de carga contaminante del sector norte del Sistema Acuífero Barva.

Sin embargo, dichos planes se encuentran en sus últimas etapas de elaboración y, por tanto, recomendamos que la información generada durante este estudio sea incorporada como información base, lo que constituye el

primer paso en la determinación del riesgo a la contaminación. Esto representaría una herramienta para controlar el tipo y tamaño de actividades permitidas, según el nivel de riesgo que presenta cada sector, de manera tal

Cuadro 1. Cobertura con presencia de actividades con potencial de contaminación reducido, moderado y elevado por cantón en la parte norte del acuífero Barva.

Cantón	Área (km ²)	Nulo (%)	Reducido (%)	Moderado (%)	Elevado (%)
Santa Bárbara	36	0	4	29	67
Barva	55	17	22	31	31
San Rafael	33	4	12	39	45

que se disminuya o, al menos, no se incremente la amenaza existente.

Para esto, es fundamental sobreponer a la cartografía de amenaza la vulnerabilidad de la zona, para complementar la información generada en este estudio. Con ello se podrá tener mayor claridad del riesgo en zonas críticas, en donde la vulnerabilidad moderada, elevada o extrema, coincide con una amenaza de contaminación moderada o elevada. Por fortuna, en la actualidad, cada gobierno local sobre el acuífero debe elaborar un mapa de vulnerabilidad para su cantón, según un mandato de la Sala Constitucional de Costa Rica. Una vez que se aprueben estos mapas por parte de las autoridades correspondientes, se podrán generar los mapas de riesgo a la contaminación.

En cuanto a la utilización de la metodología POSH, se recomienda que el potencial de generación de carga contaminante asignado a los cultivos deba analizarse de acuerdo con el tipo de manejo que recibe ese cultivo en cada región. Por ejemplo, el potencial moderado considerado en este estudio para el cultivo del café podría ser mayor para cafetales en otras zonas del país. Se recomienda que en cada zona se evalúe el criterio de clasificación en potencial moderado o elevado según el caso.

Por su parte, la caracterización de las fuentes potenciales de contaminación a través del método POSH permite una visualización de la amenaza de una forma práctica, y es especialmente útil en sitios donde no existe o se dificulta la obtención de información detallada sobre todas las actividades antropogénicas, tal como ocurrió en la zona que nos ocupa. Sin embargo, se recomienda a las instituciones y

gobiernos locales que se exija a los propietarios información más detallada sobre el tipo, cantidad y frecuencia de todas las sustancias utilizadas y desechadas en cada actividad, y posteriormente corroborar esta información. Con esto se podrían estimar las cargas contaminantes.

Finalmente, los autores recomiendan implementar o seguir implementando otras herramientas de protección: perímetros de protección para manantiales y pozos de abastecimiento humano; incentivos económicos para promover cambios hacia actividades con menor potencial contaminante en zonas con riesgo moderado y elevado; redes de monitoreo para la calidad del agua subterránea; e implementación de programas de concientización social derivados de un manejo de cuencas conjunto entre cantones y localidades, apoyados por universidades, municipalidad, gobierno y empresa privada.

Agradecimientos

Los autores agradecen a las instituciones gubernamentales y municipales que aportaron la información requerida para realizar la investigación, entre ellas, Municipalidad de Santa Bárbara, Municipalidad de San Rafael, Municipalidad de Barva, Área Rectora del Ministerio de Salud Barva-San Rafael y Área Rectora de Santa Bárbara, SENASA y Dirección General de Transporte y Comercialización de Combustibles (DGTCC) del MINAET.

Referencias

- Banda, R., & Ruiz De la Garraleta, A. (2002). Riesgo de contaminación hídrica subterránea por actividad industrial, cuenca de los arroyos Martín y Carnaval, Buenos Aires, Argentina (pp. 153-162). En E. Bocanegra, D. Martínez, & H. Massone (Eds.). *Groundwater and*

- Human Development*. Recuperado de <http://www.alhsud.com/public/articulos/BandaNoriega.pdf>.
- British Geological Survey (1988). *The Continuation of Hydrogeological Investigations in the North and East of the Valle Central, Costa Rica: Final Report 1984-88* (120 pp.). United Kingdom: British Geological Survey Technical Report WD/88/13R. Hydrogeological Series.
- Calvo, G., & Mora, J. (2007). Evaluación y clasificación preliminar de la calidad de agua de la cuenca del río Tárcoles y el Reventazón. Parte III: calidad de cuerpos receptores de agua, según el Sistema Holandés de Valoración. *Tecnología en Marcha*, 20(4), 59-67.
- Contraloría General de la República (2013). *Informe No. DFOE-AE-IF-01-2013 informe acerca de la eficacia del estado para garantizar la calidad del agua en sus diferentes usos* (69 pp.). San José Costa Rica: División de Fiscalización Operativa y Evaluativa, Área de Servicios Ambientales y de Energía.
- Cutrim, O., & Campos, J. E. G. (2010). Avaliação da vulnerabilidade e perigo à contaminação do Aquífero Furnas na Cidade De Rondonópolis (MT) com aplicação dos métodos GOD e POSH. *Geociências*, 29(3), 401-411.
- Denyer, P. & Arias, O. (1991). Estratigrafía de la región central de Costa Rica. *Revista Geológica de Costa Rica*, 12, 1-59.
- De La Cruz, E., Ruepert, C., Wesseling, C., Monge, P., Chaverri, F., Castillo, L., & Bravo, V. (2004). *Los plaguicidas de uso agropecuario en Costa Rica: impacto en la salud y el ambiente* (224 pp.). Informe de consultoría para Área de Servicio Agropecuario y Medio Ambiente de la Contraloría General de la República. Heredia, Costa Rica: IRET, Universidad Nacional Autónoma.
- Foster, S., Hirata, R., Gomes, D., D'elia, M., & Paris, M. (2002). *Groundwater Quality Protection: a Guide for Water Service Companies, Municipal Authorities and Environmental Agencies* (130 pp.). Washington, DC: The World Bank.
- González, M. (2008). *Evaluación del peligro de contaminación del acuífero del arroyo Alamar, Tijuana, Baja California* (103 pp.). Tesis para optar por el grado de Maestría en Administración Integral del Ambiental. Tijuana, México: El Colegio de la Frontera del Norte.
- González, P., López-Vera, F., Gomez, C., & Lacalle-Pareja, B. (2006). Evaluación del peligro de contaminación de las aguas subterráneas de un municipio residencial (Villanueva de la Cañada, Madrid). *Boletín Geológico y Minero*, 117(3), 413-422.
- Hirata, R. (2002). Carga contaminante y peligros a las aguas subterráneas. *Revista Latino-Americana de Hidrogeología*, 3, 81-90.
- ICAFFE (2011). *Guía Técnica para el Cultivo del Café* (72 pp.). Heredia, Costa Rica: Instituto del Café de Costa Rica (ICAFFE-CICAFFE).
- IMN (2012). *Archivos de Precipitación del Instituto Meteorológico Nacional (IMN)*. San José, Costa Rica: Instituto Meteorológico Nacional.
- INTA-MAG (2008). *Mapa de grupos y subgrupos de suelos para Costa Rica, 1996. Escala 1:200000. Cartografía digital del Atlas de Costa Rica*. Costa Rica: ITCR.
- INEC (2011). *X Censo Nacional de Población y VI de Vivienda: Resultados Generales* (140 pp.). San José, Costa Rica: Instituto Nacional de Estadísticas y Censos de Costa Rica.
- Leandro, H., Coto, J., & Salgado, V. (2010). Calidad del agua de los ríos de la microcuenca del río Virilla. *Umiciencia*, 24, 69-74.
- Losilla, M., Rodríguez, H., Schosinsky, G., Stimson, J., & Bethune, D. (2001). *Los acuíferos volcánicos y el desarrollo sostenible en América Central* (205 pp.). San Pedro de Montes de Oca, Costa Rica: Editorial de la Universidad de Costa Rica.
- Marchand, G., Ryan, M., Bethune, D., & Chu, A. (2002). *Groundwater-Surface Water Interaction and Nitrate Origin in Municipal Water Supply Aquifers, San Jose, Costa Rica* [en línea]. Releva NX, Innovation, Sustainability, Development, Calgary, Alberta. Citado en febrero de 2013. Recuperado de <http://relevanx.com/web/guest/technology-articles/article/-/article/N2ze/21607/-/1/1699/groundwater-surface-water-interaction-and-nitrate-origin-in-municipal-water-supply-aquifers,-san-jose,-costa-rica>.
- Musloff, A. (2009). Micropollutants: Challenges in Hydrogeology. *Hydrogeology Journal*, 17, 763-766.
- Oliveira, A., & Guimarães, J. (2010). Aplicação dos Métodos Drastic e Posch para Determinação da Vulnerabilidade e Perigo à Contaminação do Aquífero Furnas na Cidade de Rondonópolis-MT. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 15(2), 127-142.
- Programa Estado de la Nación (2012). *Decimotavo Informe Estado de la Nación en Desarrollo Humano Sostenible/ Programa Estado de la Nación* (65 pp.). 18 edición. San José, Costa Rica: El Programa Estado de la Nación.
- Protti, R. (1986). Geología del flanco Sur del volcán Barba. *Bol. Vulcanología UINA*, 17, 23-31.
- PRUGAM (2008). *Cartografía 1: 10 000, Uso de la Tierra Gran Área Metropolitana. Proyecto de Actualización Cartográfica de Usos de la Tierra a escala 1:10.000 GAM de Costa Rica. Elaboración de Cartografía digital y Ortofotos*. Costa Rica: PRUGAM.
- Reynolds-Vargas, J., & Fraile, J. (2002). Presente y futuro de las aguas subterráneas en el Valle Central (325 pp.). En J. Reynolds-Vargas (Ed.). *Manejo integrado de aguas subterráneas: un reto para el futuro*. San José, Costa Rica: Editorial UNED.
- Reynolds-Vargas, J., & Fraile, J. (2009). Utilización de isótopos estables en la precipitación para determinar zonas de recarga del acuífero Barva, Costa Rica (pp. 83-95). En *Estudios de Hidrología Isotópica en América Latina*. Viena: Organismo Internacional de Energía Atómica, IAEA-TECDOC 1611.

- Reynolds-Vargas, J., & Richter, D. (1994). Nitrate in Groundwaters of the Central Valley, Costa Rica. *Environment International*, 21, 71-79.
- Reynolds-Vargas, J., Richter, D., & Bomemisca, E. (1994). Environmental Impacts of Nitrification and Nitrate Adsorption in Fertilized Andisols in the Valle Central of Costa Rica. *Soil Science*, 157, 289-299.
- Reynolds-Vargas, J., Fraile, J., & Hirata, R. (2006). Trends in Nitrate Concentrations and Determination of its Origin Using Stable Isotopes (^{18}O and ^2H) in Groundwater of the Western Central Valley, Costa Rica. *Ambio.*, 35(5), 229-236.
- Rodríguez, H. (2002). *Características hidrogeológicas y físicas del acuífero Barva* (9 pp.). Informe técnico para Universidad Nacional. Heredia, Costa Rica: Laboratorio de Hidrología Ambiental.
- Schwarzenbach, R. P., Escher, B. I., Fenner, K., Hofstetter, T. B., Johnson, C. A., Von Gunten, U., & Wehrli, B. (2006). The Challenge of Micropollutants in Aquatic System. *Science*, 313, 1072-1077.
- SENARA (2007). *Recarga potencial del acuífero Colima y Barva, Valle Central, Costa Rica* (41 pp.). Informe técnico. San José, Costa Rica: SENARA.
- Ureña, N., Jiménez, F., Reynolds-Vargas, J., Jones, J., & Prins, C. (2006). Efectos del aumento poblacional y del cambio de uso del suelo en los recursos hídricos en la microcuenca del río Ciruelas, Costa Rica. *Recursos Naturales y Ambiente*, 48, 75-80.
- Vargas, A. (2002). Manantiales de una parte del Valle Central de Costa Rica. *Revista Geológica de América Central*, 27, 39-52.
- Vargas, I. (2009). *Informe final. Estudio para la delimitación de las zonas de protección de los pozos de abastecimiento público* (70 pp.). Heredia, Costa Rica: Municipalidad de Belén.
- Vargas, I. (2012). Informe final. Recurso hídrico y saneamiento (34 pp.). En *Decimotercero Informe Estado de la Nación en Desarrollo Humano Sostenible*. San José, Costa Rica: Programa Estado de la Nación.

Dirección institucional de los autores

M.C. Helga Madrigal Solís
Lic. Alicia Fonseca Sánchez
Lic. Christian Núñez Solís
Lic. Alicia Gómez Cruz

Laboratorio de Hidrología Ambiental
Universidad Nacional de Costa Rica
Campus Omar Dengo, Heredia, COSTA RICA
Calle 9, Avenidas 0 y 1
Costa Rica 86-3000
Teléfono: +50 (6) 2260 2715, 2277 3494
helga.madrigal.solis@una.cr
alicia.fonseca.sanchez@una.cr
christian.nunez.solis@una.cr
agomezacruz@gmail.com



Haga clic aquí para escribir al autor

Comparación de metodologías de análisis de declinación de la productividad en pozos

• Alfonso Aragón-Aguilar* • Georgina Izquierdo-Montalvo •
Instituto de Investigaciones Eléctricas, México

*Autor de correspondencia

• Rafael Gómez-Mendoza •
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

Resumen

Aragón-Aguilar, A., Izquierdo-Montalvo, G., & Gómez-Mendoza, R. (noviembre-diciembre, 2014). Comparación de metodologías de análisis de declinación de la productividad en pozos. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(6), 119-134.

Se presentan aplicaciones y resultados de dos de los diversos métodos existentes para el análisis de declinación de la producción: a) método gráfico de ajuste por medio de curvas-tipo y b) método de normalización de flujo. Los valores obtenidos representan propiedades de los cuatro pozos productores analizados (P5, P13, P17 y P22). Extendiendo la aplicación del método a cuando menos el 75% de pozos de cada campo es posible caracterizar los yacimientos. El diagnóstico general del comportamiento de la producción a partir del flujo másico y presión contra el tiempo, aplicado en este trabajo, se puede sugerir como una metodología confiable al inicio del análisis completo. A partir de las gráficas de diagnóstico general se puede identificar que cada pozo muestra comportamientos particulares de acuerdo con cada diferente diámetro de producción que se utiliza durante su explotación. El comportamiento del pozo a cada diámetro de apertura es útil en el diseño de su análisis. Es recomendable el uso de al menos dos métodos de análisis en la solución de un problema, con el objeto de comparar las determinaciones entre ambos y alcanzar un criterio objetivo sobre los resultados. Al aplicar la técnica de análisis por medio de ajuste con curvas-tipo se obtienen valores menores respecto a los obtenidos con la técnica de normalización de flujo. Lo anterior debido al planteamiento de generalización de parámetros que se usa en su construcción. Las metodologías de análisis usadas en este trabajo son aplicables a pozos de aceite, gas, geotérmicos y de agua.

Palabras clave: declinación de la producción, ritmo de declinación, producción acumulada, recuperación esperada, vida operativa, transmisividad, permeabilidad de la formación.

Abstract

Aragón-Aguilar, A., Izquierdo-Montalvo, G., & Gómez-Mendoza, R. (November-December, 2014). Comparison of Methodologies of Productivity Decline Analysis in Wells. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(6), 119-134.

Among the different methods for productivity decline analysis, are shown applications and results, using two of them, which are: a) Graphic method of type curves, and b) Analysis method by normalizing flow. The obtained values represent properties of the four analyzed producer wells (P5, P13, P17 and P22). Through expanding the analysis to at least 75% of the wells in a field it is feasible the reservoirs characterization. The general diagnosis of the production performance using flow rate data and pressure related with time can be suggested as a reliable methodology. In this paper a general diagnosis using this methodology was applied before start overall analysis. From the general diagnosis graphs, it can be identified the single behavior of each well related to the discharge diameters during exploitation. The behavior of the well, respect to each production diameter is useful in its design for the decline analysis. It is highly recommended the use of at least two of the methodologies for decline productivity analysis in order to obtain a solution with objective criteria. Because in the development of type curve were assumed generalized parameters, the obtained values through application of this analysis are lesser than those obtained using the normalized flow technique. The analysis methodologies used in this work can be applied to oil, geothermal and water wells.

Keywords: Production decline, decline rate, cumulative production, expected recovery, operative life, transmissivity, formation permeability.

Recibido: 27/11/13
Aceptado: 24/06/14

Introducción

La declinación en un pozo se identifica por la disminución en sus características productivas, las cuales llegan a alcanzar con el tiempo un límite crítico de condiciones que reducen su rentabilidad. Arps (1945) realizó un primer enfoque para analizar datos de producción de pozos de aceite y gas. En la industria petrolera, el análisis de las curvas de declinación se ha usado para describir la proyección de la futura tendencia de la declinación del flujo (Hughes, 1967). Una de las aplicaciones prácticas es que a partir de tal proyección es factible determinar la reserva remanente y la vida útil del pozo.

Las técnicas de análisis de la producción han evolucionado; sin embargo, no se puede señalar un método único que proporcione los resultados con la mejor precisión. Lo anterior se debe a las particulares suposiciones con que cada uno de éstos fue desarrollado. Las suposiciones principales de los métodos de análisis son flujo en una sola fase y yacimiento volumétrico. La suposición de una sola fase en los yacimientos se considera válida especialmente en pozos de gas debido a que su compresibilidad tiene influencia en el balance de materia. Los efectos volumétricos, como la entrada de agua y la sobre-posición entre pozos, se pueden manejar de modo eficiente, usando las funciones de influencia (Mattar & Anderson, 2003).

Los análisis de declinación de la productividad fueron iniciados por Arps (1945) y su metodología aún se sigue usando. En la formulación inicial se estableció que para condiciones de presión constante, el flujo declina de manera exponencial, hiperbólica o armónica. Fetkovich (1980) introdujo el uso de curvas-tipo para el análisis de la declinación. Diferentes curvas-tipo se desarrollaron posteriormente para el análisis de la declinación (Carter, 1985; Fraim & Wattenbarger, 1987; Palacio & Blasingame, 1993; Agarwal, Gardner, Kleinstieber, & Fussel, 1999, entre otros), asumiendo particulares condiciones de pozos y yacimientos. Una técnica para

análisis de producción en campos maduros fue introducida por Gaskari, Mohagheghi y Jalali (2007). Camacho-Velázquez, Fuentes-Cruz y Vázquez-Cruz (2008) investigaron el comportamiento de la declinación de la producción en yacimientos naturalmente fracturados. Análisis de declinación en pozos de gas de baja permeabilidad usando curvas tipo fueron realizados por Shen, Wang y He (2013).

Los análisis de declinación de la producción constituyen un medio para identificar los problemas de productividad en los pozos, con el objeto de estimar su rendimiento futuro y límite de vida útil. El comportamiento de la productividad durante la declinación del yacimiento permite determinar: a) la caída de presión en el cabezal del pozo, necesaria para mantener constante el flujo; y b) el flujo de declinación bajo condición constante de la presión en el cabezal. La figura 1 muestra el comportamiento de la presión respecto al tiempo bajo condiciones de flujo constante. La figura 2 muestra el comportamiento del flujo respecto al tiempo para presión constante.

Inicialmente el análisis por medio de curvas de declinación se derivó de observaciones empíricas del comportamiento de la producción en pozos de gas y aceite. Los tres principales modelos usados históricamente en el análisis son: a) declinación exponencial, b) declinación armónica y c) declinación hiperbólica.

Las curvas de declinación representan la producción del yacimiento bajo condiciones de frontera dominada por el flujo, lo cual significa que durante la vida temprana del pozo, mientras domina el estado transitorio, aún no se alcanza el efecto de las fronteras del yacimiento. Durante este periodo, el ritmo de declinación normalmente es alto, sin embargo se estabiliza tan pronto el efecto de frontera domina el flujo. Cada pozo tiene comportamientos particulares, los cuales son función de las propiedades del yacimiento. Es conveniente tener en cuenta que el flujo transitorio puede durar en algunos pozos sólo unos pocos meses, mientras que en otros puede prolongarse por varios años.

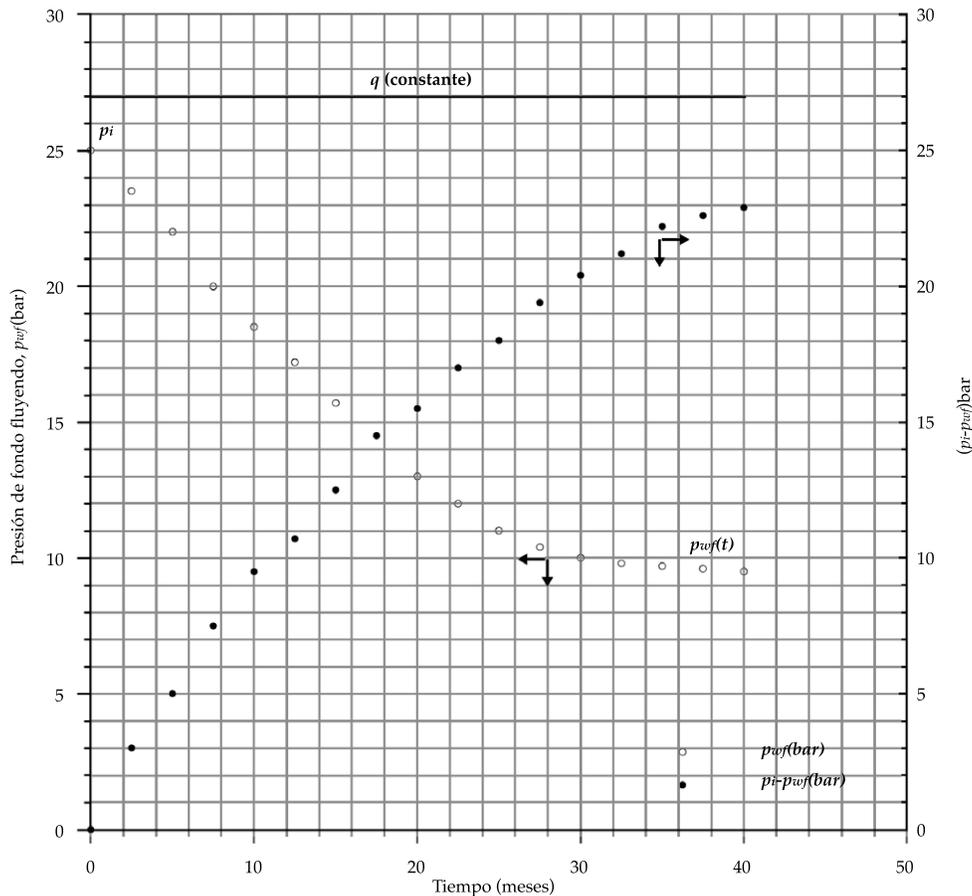


Figura 1. Comportamiento de la presión para condiciones de flujo constante.

Objetivo

El objetivo principal de este trabajo es presentar y comparar los resultados de la aplicación en pozos geotérmicos de dos de los métodos de análisis de declinación: a) análisis por curvas-tipo y b) análisis por normalización del flujo. El análisis del comportamiento de la producción de los pozos está orientado a mejorar su productividad. A partir del conocimiento del comportamiento de los pozos se pueden establecer los diseños para su explotación y disminuir los efectos de la declinación.

Metodología

Las diversas técnicas para el cálculo de las reservas en los yacimientos son: a) métodos

determinísticos, b) métodos estadísticos, c) balance de materia, d) curvas de declinación y e) la simulación numérica (Ahmed, 2010). En este trabajo se usa la técnica de curvas de declinación, la cual es confiable cuando se aplica en pozos productores maduros, esto es, con suficiente historial de producción y donde han sido superados los efectos transitorios. Los datos se pueden obtener sin mucho riesgo de incertidumbre, a diferencia de los métodos determinístico, estadístico, balance de materia y simulación numérica. Los dos métodos aplicados se seleccionaron porque en uno (ajuste por curvas tipo) su planteamiento original está orientado al flujo en dos fases y han sido superados los efectos transitorios en la producción; el segundo (normalización del flujo) es aplicable para etapas de producción

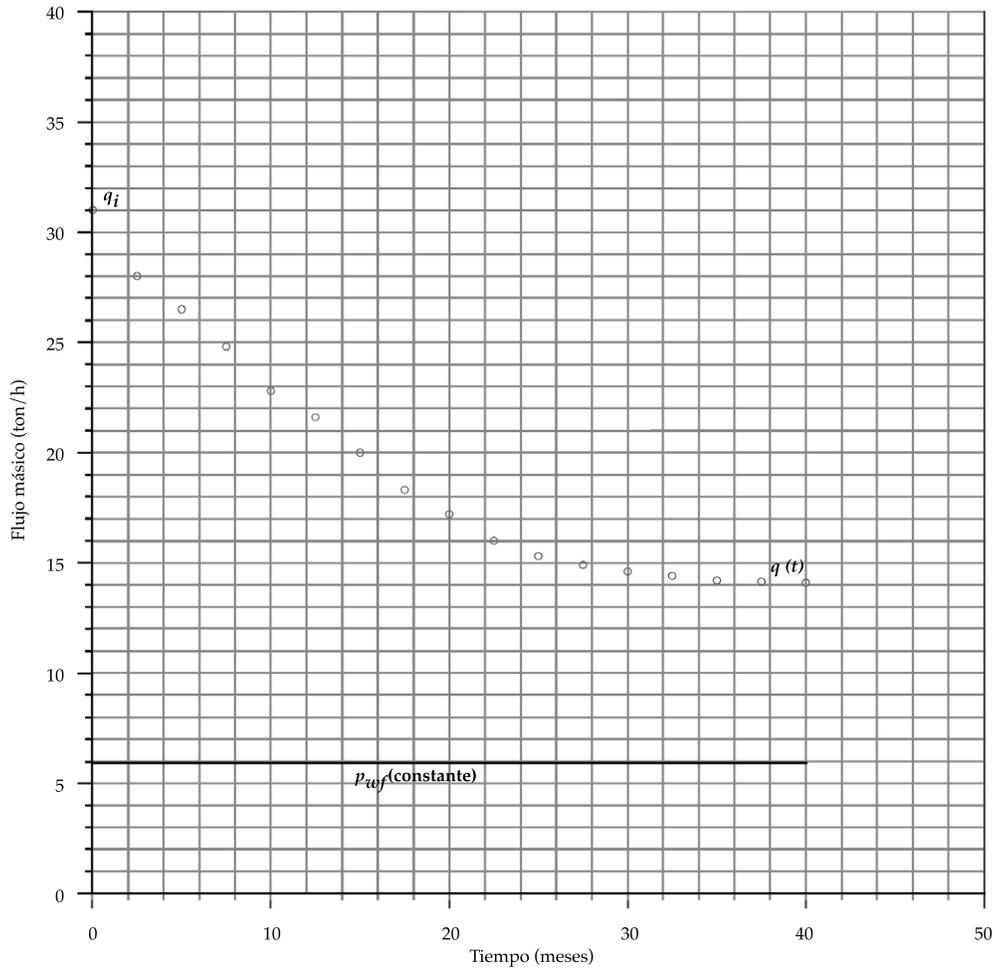


Figura 2. Comportamiento del flujo másico para condiciones de presión constante.

posteriores a los efectos transitorios, y al tomar en consideración las fases del flujo, sus densidades y temperaturas, es factible aplicarlo a pozos de agua y geotérmicos.

La declinación se define como el ritmo instantáneo de disminución de la productividad:

$$D = -\frac{q}{\Delta t} \frac{\Delta q}{q} \quad (1)$$

donde D es el ritmo de declinación, q es el flujo másico y t es el tiempo de flujo. Los tres modelos de declinación propuestos por Arps (1945) están relacionados a través de la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{q} \frac{dq}{dt} = -Dq^b \quad (2)$$

donde b es una constante empírica que varía entre 0 y 1, por lo que para $b = 0$, la ecuación (2) genera un modelo de declinación exponencial; para $b = 1$, la ecuación (2) proporciona un modelo de declinación armónico. Para valores de $0 < b < 1$, se tiene un modelo de declinación hiperbólico.

La declinación exponencial ($b = 0$) se identifica porque el flujo presenta una disminución fraccional constante. La rapidez de declinación (D) se puede determinar a partir de los datos de la historia de producción, usando la expresión:

$$D = \frac{1}{(t_2 - t_1)} \ln \left(\frac{q_1}{q_2} \right) \quad (3)$$

donde q_1 y q_2 son los flujos medidos a los tiempos sucesivos t_1 y t_2 . Otra forma de calcular D es a partir de la pendiente de la gráfica de $\log(q)$ contra tiempo. Además, conociendo el flujo (q) y la producción acumulada (N_p), también se puede obtener el valor de D utilizando dos mediciones sucesivas: (N_{p1} , q_1) y (N_{p2} , q_2), a través de la siguiente expresión:

$$D = \frac{q_1 - q_2}{Np_2 - Np_1} \quad (4)$$

Para el caso de declinación armónica ($b = 1$), a partir de la ecuación (2) se obtiene:

$$q = \frac{q_0}{1 + Dt} \quad (5)$$

Donde q_0 es el flujo a un tiempo $t = 0$.

Tomando dos valores sucesivos del flujo (q_0 y q_1) dentro de un periodo de tiempo unitario (t) y despejando (D) de la ecuación (5), se obtiene el valor del ritmo de declinación:

$$D = \frac{q_0 - q_1}{q_1 t} \quad (6)$$

Bajo un modelo de declinación armónica, la producción acumulada se determina por medio de:

$$Np = \frac{q_0}{D} \ln(1 + Dt) \quad (7)$$

En algunas ocasiones los pozos muestran cambios graduales en su declinación, lo cual sugiere una tendencia a ajustarse al modelo hiperbólico (Blasingame, McCray, & Lee, 1991). Se ha encontrado (Mattar & Anderson, 2003) que la declinación tipo hiperbólica ocurre bajo la existencia de diferentes energías, naturales o artificiales en el área cercana al pozo, como inyección, efectos de frontera, efectos de sobreposición. Para un modelo de tipo hiperbólico, el ritmo de declinación (D) se determina a partir de la siguiente expresión:

$$D = - \frac{\frac{q}{dq/dt}}{dt} \quad (8)$$

La ecuación para la determinación del flujo por medio de este tipo de modelo de declinación es:

$$q = \frac{q_0}{(1 + D_i b t)^{\frac{1}{b}}} \quad (9)$$

donde $1 < b < 0$; D_i es el ritmo de declinación inicial; t es el periodo de tiempo.

Uno de los criterios básicos para identificar la declinación tipo exponencial consiste en investigar si se obtiene una recta a partir de la gráfica de $\log(q)$ contra tiempo, que conduce a la expresión:

$$\ln(q) = \ln(q_i) - Dt \quad (10)$$

El ritmo de declinación se puede determinar a partir de los datos de producción usando la pendiente de la línea resultante de la gráfica. De esta manera se toman dos valores (t_1 , q_1) y (t_2 , q_2) y se despeja el valor de (D), tal como también se muestra en la ecuación (3).

El modelo de declinación tipo armónico se identifica si se obtiene una recta al graficar $\log(q)$ contra $\log(t)$. En este caso se usa la ecuación (6) para determinar el ritmo de declinación, tomando dos valores sucesivos de flujo durante un periodo de tiempo.

Para los casos en que no se obtiene una recta usando alguno de estos dos tipos de gráfica, se considera que la declinación es del tipo hiperbólico. Este tipo de declinación ocurre en los tiempos tardíos de agotamiento del pozo, cuando se empiezan a manifestar los efectos de los mecanismos de empuje. A partir de la ecuación (9) se pueden hacer estimaciones del ritmo de producción utilizando el valor del tiempo al cual se requiere determinar el flujo.

Las propiedades del yacimiento se pueden calcular usando los datos de la historia de producción con la curva-tipo propuesta por

Arps (1945) y Fetkovich (1980). A partir de esta curva se determinan las propiedades del yacimiento (kh/μ , $\phi c_i h$), usando la conocida ecuación de difusión radial (Faulder, 1996):

$$\frac{kh}{\mu} = 141.2B \left[\frac{\left(\frac{q}{\Delta p} \right)}{q_{Dd}} \right]_{\text{ajuste}} \left[\ln \left(\frac{r_e}{r_{wa}} \right) - 0.75 \right] \quad (11)$$

donde k es la permeabilidad; h , el espesor de la formación; μ , la viscosidad del fluido; r_p el radio de drene del pozo; r_{wa} el radio aparente del pozo; $q/\Delta p$ y q_{Dd} se obtienen en el punto de ajuste de la comparación de la gráfica de t contra Δp con la curva tipo. El almacenaje se obtiene usando:

$$\phi c_i h = \frac{0.00633t \left(\frac{kh}{\mu} \right)}{0.5t_{Dd} r_{wa}^2 \left(\left(\frac{r_e}{r_{wa}} \right)^2 - 1 \right) \left(\ln \left(\frac{r_e}{r_{wa}} \right) - 0.75 \right)} \quad (12)$$

Donde c_i es la compresibilidad de la formación; t y t_{Dd} se determinan a partir del punto de ajuste de la comparación de la gráfica de t contra Δp con la curva tipo.

Otro de los diferentes métodos para el análisis de declinación de la producción es el de normalización del flujo (Sanyal, Menzies, Brown, Eneedy, & Eneedy, 1989). Entre sus aplicaciones, el método es útil en la identificación de los pozos que necesitan ser reparados. El método prevé la carencia de datos de la presión estática y/o del flujo, que muchas veces no se obtienen por alguna de las siguientes razones: a) porque las presiones estáticas sólo se miden ocasionalmente, cuando los pozos se desconectan del sistema de producción; y b) la presión de cabezal no se mantiene constante. A partir de la ecuación empírica adaptada para pozos de gas (Williamson, 1990) se desarrolló la relación entre el flujo de producción (W) y la presión de cabezal (p_p) a condiciones fluyentes:

$$W = C(p^2 - p_f^2)^n \quad (13)$$

donde p es la presión de cabezal a condiciones estáticas; p_f la presión de cabezal a condiciones fluyentes; n , un parámetro empírico, conocido frecuentemente como factor de turbulencia, que varía entre 0.5 y 1. El valor de C a condiciones iniciales se determina a partir de:

$$C_i = \frac{W_i}{(p_i^2 - p_{fi}^2)^n} \quad (14)$$

Para cualquier instante de la vida productiva del pozo, usando la ecuación anterior se puede determinar la presión estática (p):

$$p = \sqrt{\left(\frac{W}{C} \right)^{\frac{1}{n}} + p_f^2} \quad (15)$$

Este valor de presión estática que se determina a cualquier tiempo de la vida productiva del pozo permite el monitoreo continuo de su comportamiento. Los datos de producción de un pozo están asociados con sus diferentes diámetros de apertura, lo cual ocasiona que la presión de cabezal no sea constante, haciendo difícil la identificación de una verdadera tendencia de declinación de la productividad. Para calcular el flujo normalizado en función de los cambios de presión (p_p) que se van generando en el pozo, Sanyal et al. (1989) propusieron la ecuación:

$$W_n = \frac{(p^2 - p_{std}^2)^n}{(p^2 - p_f^2)^n} W \quad (16)$$

donde W_n es el flujo de producción normalizado y p_{std} es la presión de cabezal estándar del pozo, que es la presión de cabezal al inicio de su etapa de producción bajo condiciones de flujo constante.

Para casos complejos y datos con mucha incertidumbre que obstruyen la identificación de una tendencia de comportamiento, las gráficas cartesianas de presión y flujo contra

tiempo resultan ser una herramienta útil de diagnóstico. Además, como diagnóstico inicial, una gráfica log-log con los mismos parámetros permite identificar los dos principales regímenes de flujo que se podrían presentar en los datos de producción: a) flujo radial infinito y b) estado pseudoestable.

Resultados

Con el objeto de mostrar el uso de los dos métodos de análisis que se presentan en este trabajo, se usaron datos de historias de producción de cuatro de los pozos de campos geotérmicos mexicanos. Los pozos seleccionados cuentan con datos de producción de un periodo cercano a los 15 años. La primera etapa del análisis consistió en construir una gráfica de diagnóstico general (flujo, presión y diámetro de orificio contra tiempo), la cual se muestra en la figura 3. Se encontró que la variación en la producción es ocasionada por manipulaciones del orificio de descarga de los pozos. En esta misma figura se puede observar que cada uno de los pozos analizados en este trabajo presenta historias particulares de producción. De la gráfica de diagnóstico general, se estableció el tiempo cero de la producción y se fijaron los valores iniciales de los parámetros (p_i, p_e, W).

Los pozos seleccionados para el análisis se consideran característicos del campo debido al comportamiento en su producción; permiten demostrar la aplicabilidad de los métodos de análisis expuestos. A partir de la gráfica de la figura 3 se pueden identificar los cambios en el orificio de descarga de los pozos y su influencia sobre los efectos transitorios de la presión de cabezal y del flujo. Se identificó que la etapa de explotación continua del pozo P5 se inició después del mes 40 y de esta forma se estableció $t = 0$ para el inicio del análisis. Otra de las gráficas auxiliares que se usan como diagnóstico del análisis de la producción de los pozos es la gráfica de flujo y producción acumulada, contra el tiempo, como se muestra en la figura 4.

La figura 5 muestra, con datos del pozo P5, la gráfica de $\log(W)$ contra el tiempo para el periodo de tiempo analizado, con el objeto de identificar su modelo de declinación dominante. Se puede observar que los datos medidos no se ajustan a una línea. Por tanto se concluye que el modelo de declinación en el pozo no es del tipo exponencial.

A través de un nuevo ensayo se grafica $\log(W)$ contra $\log(t)$, sin embargo se encuentra que los datos de la historia de producción tampoco se ajustan a una línea (figura 6), lo cual permite asumir que la declinación en este pozo no es del tipo armónico. De acuerdo con los resultados previos de las gráficas, se concluye que el modelo de declinación en el pozo es del tipo hiperbólico.

Habiendo identificado el modelo de declinación, se determina el ritmo de declinación (D), para lo cual se usan dos puntos (t_1, q_1) y (t_2, q_2) dentro de la ecuación (10). Al aplicar el mismo proceso a los otros tres pozos analizados en este trabajo, se obtuvo un modelo de declinación del tipo exponencial debido a que la gráfica de $\log(q)$ contra tiempo resultó en una recta en los tres casos.

Se determinaron los parámetros del yacimiento ($kh/\mu, \phi c_i h$) usando la curva tipo con la gráfica doble logarítmica de flujo contra tiempo de los datos del pozo P5. Se tuvo especial cuidado en usar iguales dimensiones en los ejes de las gráficas, para una buena comparación entre ambas curvas. Al obtener el mejor ajuste se elige un punto en la curva tipo (t_D, q_D) y otro en la gráfica (t, q) con los datos del pozo. La figura 7 muestra el proceso usando los datos de producción del pozo P5.

La metodología de normalización del flujo propuesta por Sanyal *et al.* (1989) usa como parámetros principales la presión estática de cabezal (p_i) a $W = 0$; la presión de cabezal estándar del pozo (p_{std}); el factor de turbulencia (n), y la historia de producción (W, pc), en función del tiempo.

Aplicando las ecuaciones (13) a (16) se determina el flujo másico normalizado (Wn) del pozo. Con el objeto de probar la certidumbre

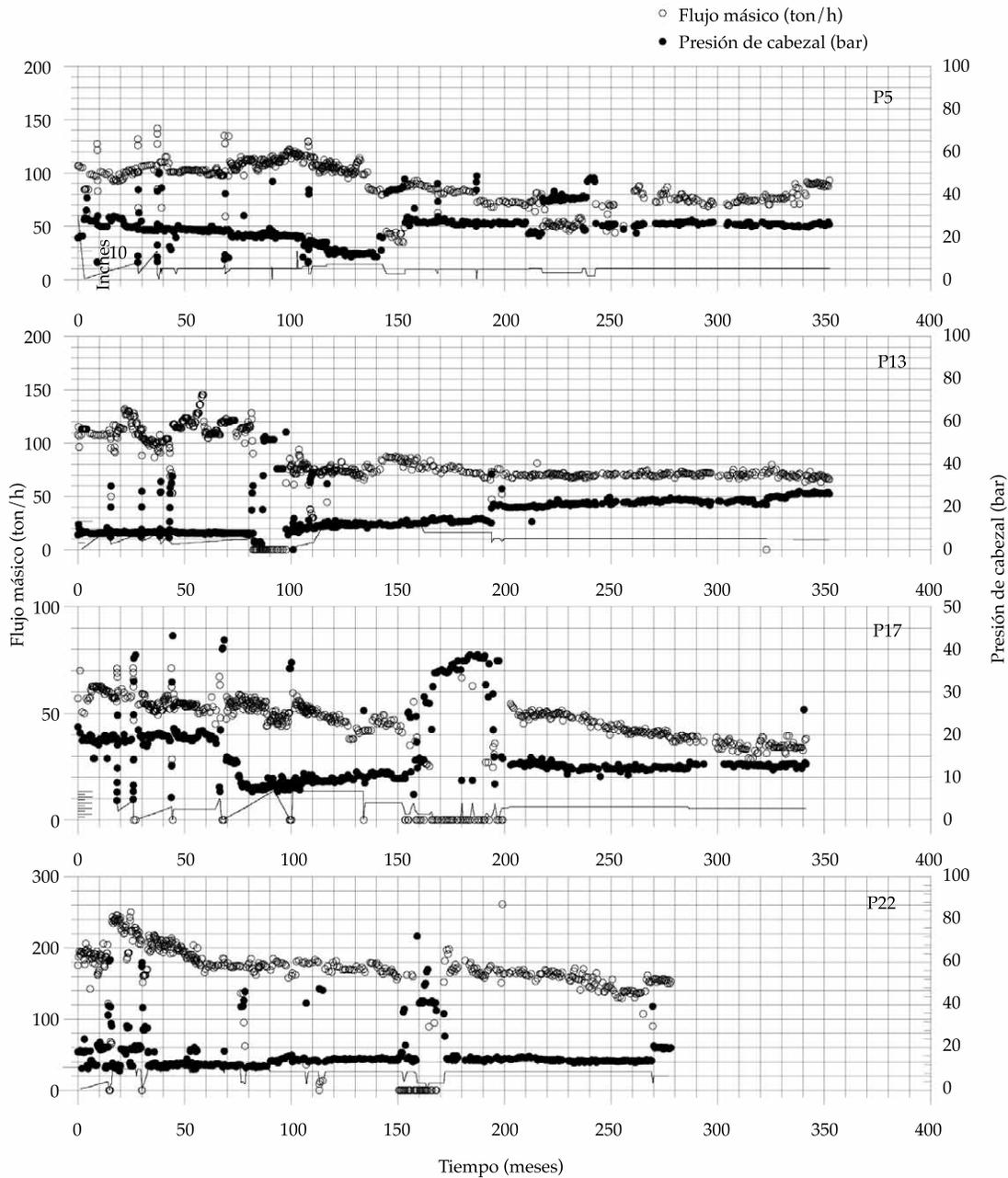


Figura 3. Gráfica del comportamiento general del flujo, presión de cabezal y diámetro de producción respecto al tiempo de los cuatro pozos analizados.

de los parámetros calculados, los resultados se comparan con los datos medidos usando dos gráficas diferentes: a) flujo (W) contra tiempo y b) $\log(W)$ contra tiempo. En la figura 8 se muestran las gráficas comparativas de los resultados con los datos del pozo P5; se puede

observar una buena precisión entre los datos medidos y los valores predichos usando la normalización. La condición para la precisión del método entre los datos y los resultados es la determinación apropiada de los valores de p_i y p_{std} .

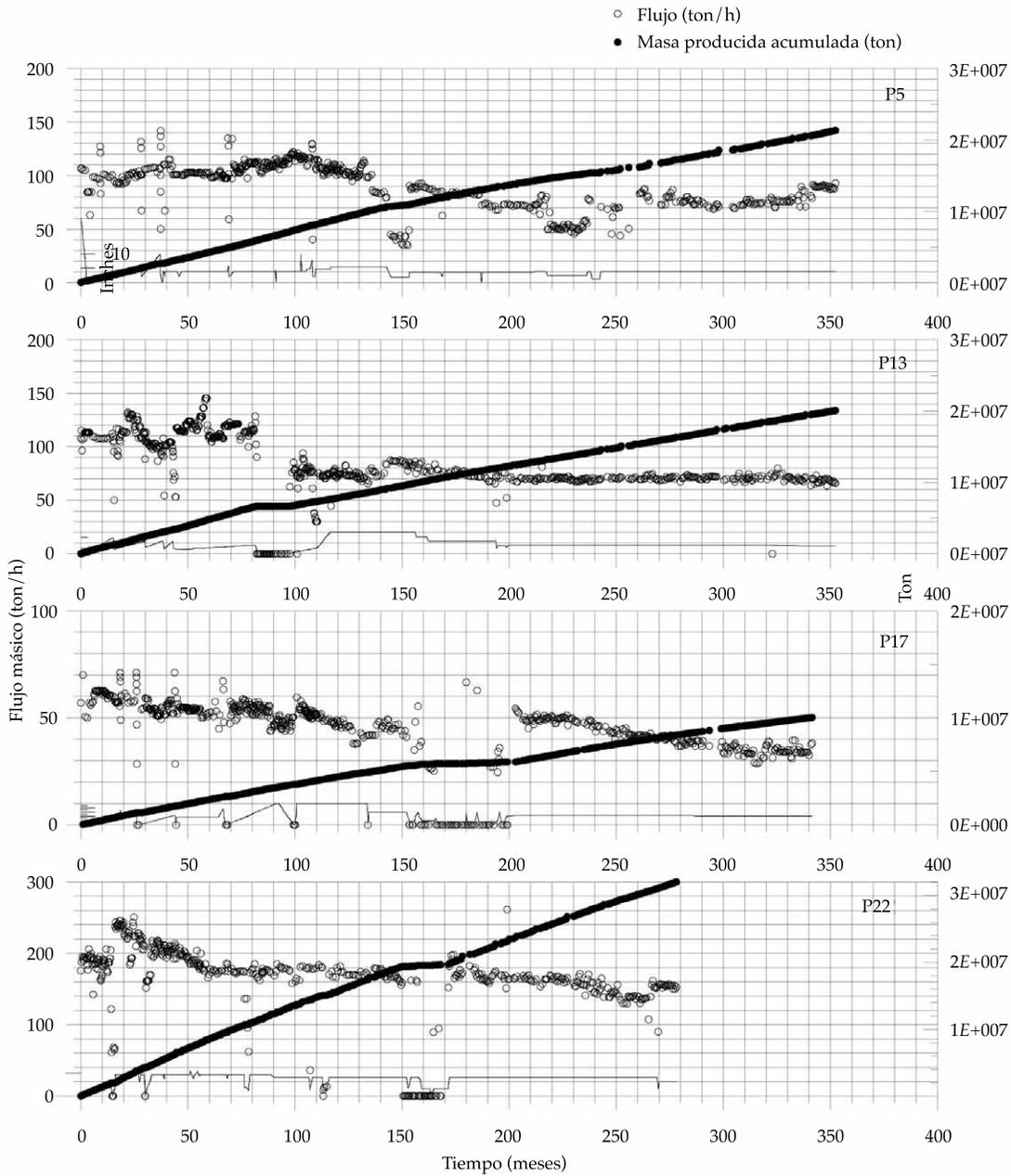


Figura 4. Gráficas representativas del flujo, la masa producida acumulada y el diámetro de producción, contra el tiempo, de los cuatro pozos analizados en este trabajo.

La gráfica con los parámetros normalizados del pozo se utiliza para ajustar los valores a una línea y de esta forma estimar sus tendencias futuras. La figura 9(a) muestra el ajuste de los datos, en donde se puede ver que la pendiente de la línea corresponde al valor del ritmo de

declinación, el cual se usa para la estimación de las predicciones sobre la tendencia de producción futura del pozo.

En el cuadro 1 se presenta un resumen de los resultados obtenidos con los dos métodos usados en este trabajo: el método de curvas

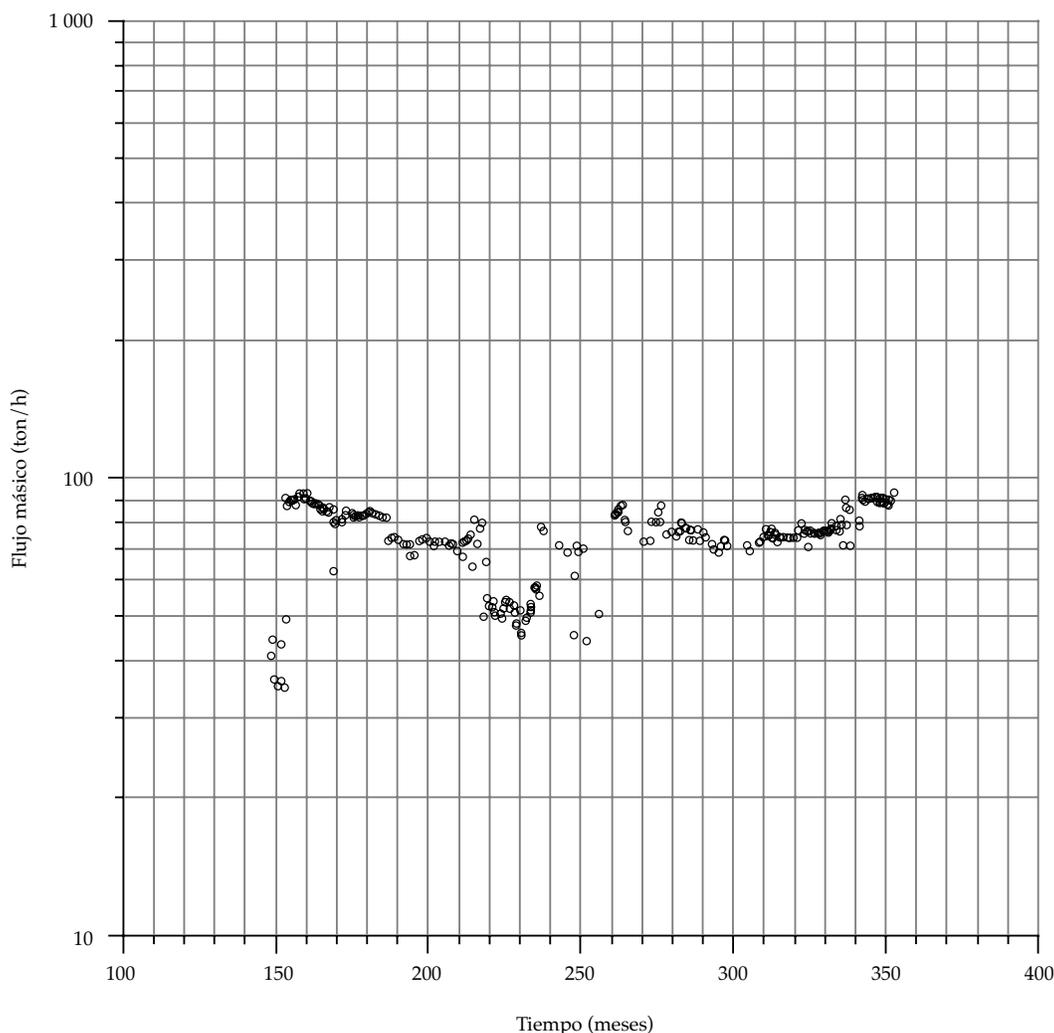


Figura 5. Comportamiento de $\log(W)$ contra tiempo a lo largo del periodo analizable en el pozo P5. Los datos no se ajustan a una línea recta, por tanto su declinación no es del tipo exponencial.

tipo (Fetkovich, 1980) y la metodología de flujo normalizado (Sanyal *et al.*, 1989). Para cada pozo se muestran los datos de la masa producida, la identificación del modelo de declinación, el valor del ritmo de declinación y la transmisividad de la formación.

Las gráficas de la figura 9 muestran tendencias similares. Resalta la gráfica de la figura 9(a), que al usar escala logarítmica en el eje de las ordenadas, presenta menor dispersión, lo que permite un mejor ajuste. Además, si se

establece un límite mínimo económico de flujo, la gráfica de la figura 9(a) se puede utilizar para determinar el tiempo de vida útil del pozo. A partir de la gráfica del flujo normalizado adimensional $W_n / (W_n)_i$ contra tiempo, como aparece en la figura 9(b), se puede comparar la tendencia de la declinación con la del flujo normalizado. Otra utilidad práctica del método es que a través de la figura 9(c) se puede determinar la recuperación posible del pozo para un límite económico de producción establecido.

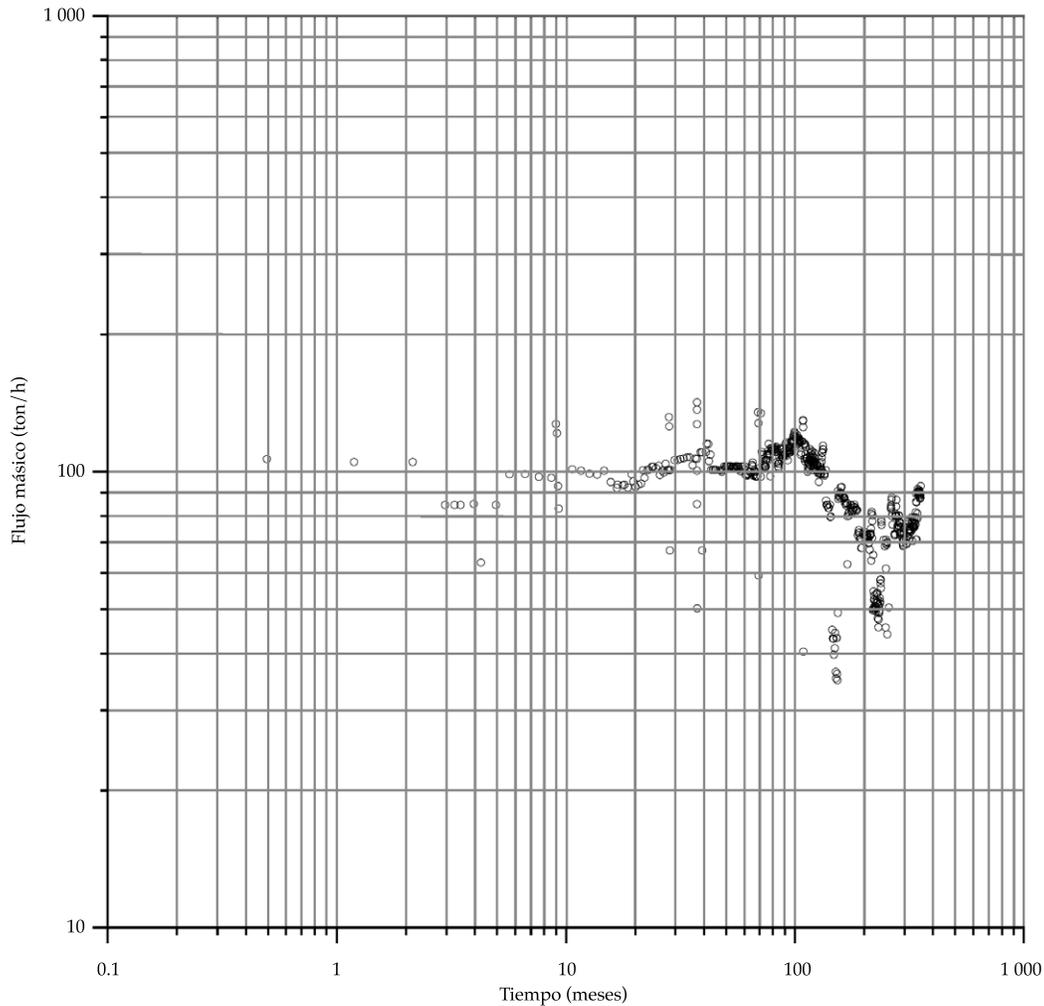


Figura 6. Gráfica de $\log(W)$ contra $\log(t)$, que se utiliza para demostrar que los datos del pozo P5 no se ajustan a una línea recta; por tanto, su declinación no es del tipo armónico.

Discusión

Los parámetros de producción del pozo (diámetro de descarga, flujo, presión) están ligados estrechamente y el comportamiento de uno de ellos influye en los restantes, lo cual se observa en la gráfica de la figura 3. A partir de esta gráfica de diagnóstico general se identifican pequeñas recuperaciones en las características productivas, que muestran los pozos después de breves periodos de cierre. Sin embargo, al reintegrarse a producción, se encontró que después de superar los efectos

transitorios, los pozos continúan con la tendencia en su declinación.

Por otra parte, debido a que la movilidad del vapor es mayor que la de la fase líquida, los procesos de ebullición que ocurren en el yacimiento influyen en el comportamiento de los parámetros de producción. Por ejemplo, se identificaron pequeñas disminuciones en la presión de cabezal del pozo y aumento en la relación gas-líquido, al incrementar la producción en el pozo P5. Lo anterior se puede observar en la gráfica de la figura 3 después de 330 meses de su vida operativa.

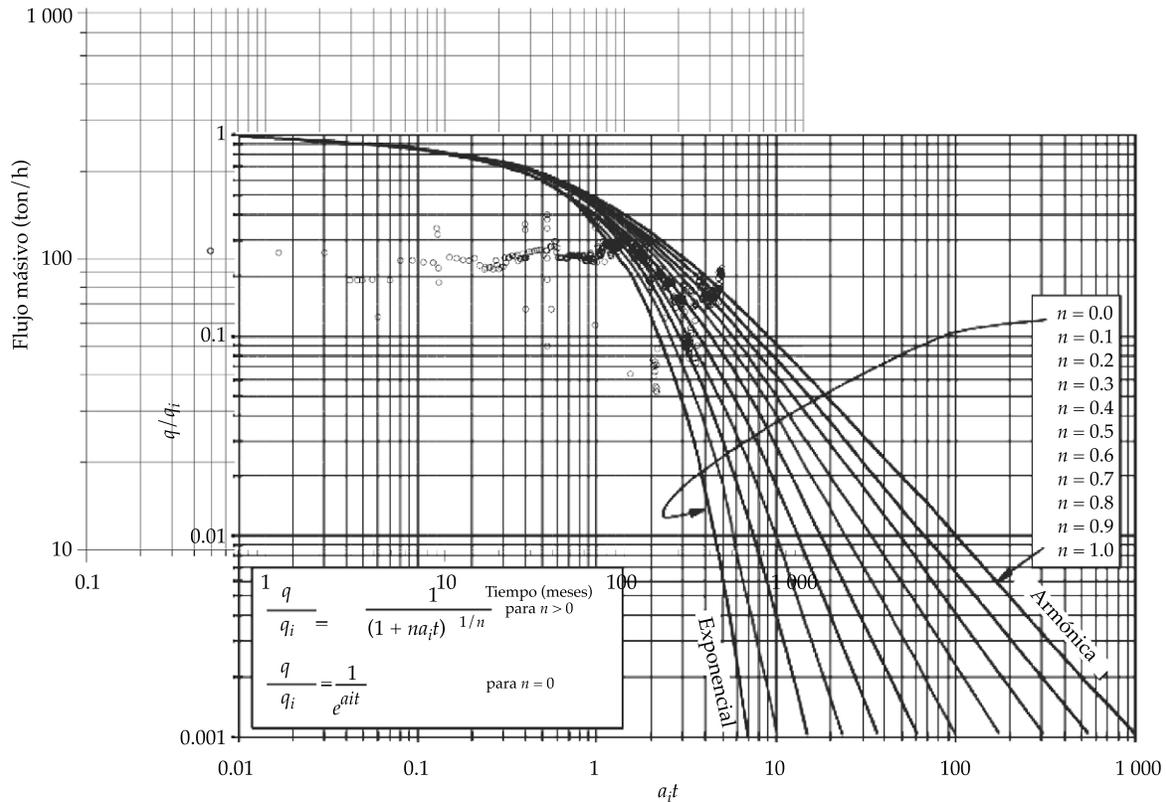


Figura 7. Ejemplo del uso de la curva tipo con los datos de la historia de producción del pozo P5.

La metodología es importante en la determinación del modelo de declinación, con el objeto de caracterizar los pozos y determinar sus tendencias en la producción. En este trabajo se identificó para el pozo P5 un modelo de declinación de tipo hiperbólico, mientras que para los restantes pozos (P13, P17 y P22) se determinó un modelo de declinación exponencial.

Aun cuando se tomaron diferentes segmentos en el análisis de declinación dentro de la historia de producción, el ajuste de los datos con la curva tipo muestra incertidumbres (figura 7), por lo cual es recomendable la comparación de resultados con algún otro método para normar un criterio.

La metodología de flujo normalizado (Sanyal et al., 1989) toma en cuenta el comportamiento de los parámetros, suavizando los datos de producción que son afectados fuertemente por

los cambios en el orificio de descarga (p_r , p_{std} , C , n). Los resultados obtenidos se ajustan muy bien con los datos medidos, tal como se puede apreciar en la figura 8. Se puede observar también que la gráfica de flujo normalizado muestra menores cambios que la gráfica con los datos de producción del pozo. Los resultados obtenidos en la predicción de la declinación de los pozos analizados permiten asumir que la metodología de flujo normalizado representa una herramienta técnica confiable de diagnóstico en el análisis de declinación.

Conclusiones

Aun cuando los resultados que se obtienen usando un solo método de análisis no se pueden considerar como concluyentes, son importantes porque proporcionan una aproximación sobre las características del pozo.

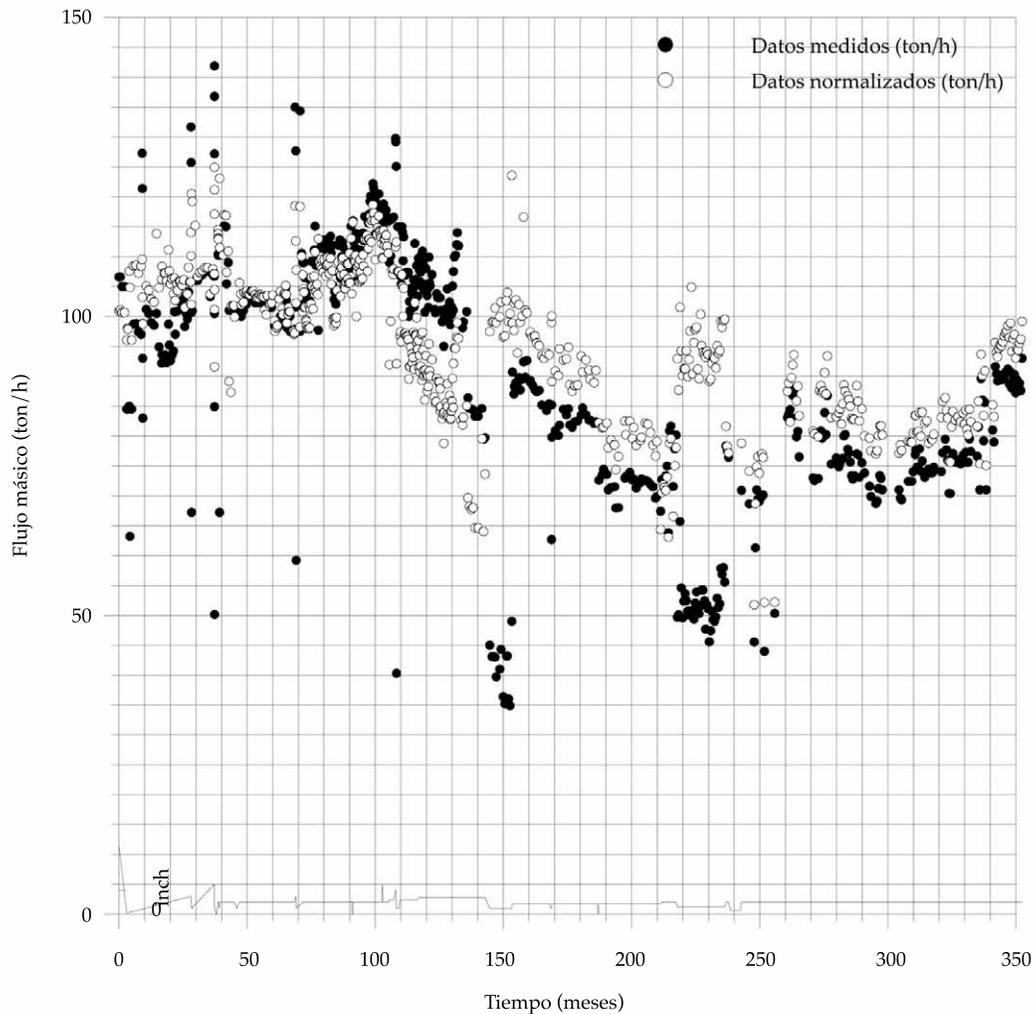


Figura 8. Gráficas comparativas entre los datos medidos y los calculados por el método de normalización.

De acuerdo con lo obtenido en el presente estudio, es recomendable usar al menos dos métodos de análisis en la solución de un problema, con el objeto de comparar los resultados entre ambos y verificar su consistencia. El uso de varios métodos ayuda a formular criterios objetivos sobre los parámetros de caracterización de los pozos.

El diagnóstico general del comportamiento de la producción a partir del flujo másico y presión contra el tiempo, aplicado en este trabajo, se puede sugerir como una metodología confiable al inicio del análisis de la declinación de la productividad.

A partir de las gráficas de diagnóstico general se puede identificar que los pozos muestran comportamientos particulares de acuerdo con cada diámetro de producción que se utiliza durante su explotación. El comportamiento de los pozos bajo cada diámetro de apertura es útil en el diseño de su análisis completo.

En este trabajo se usaron dos de los distintos métodos asociados con el análisis de declinación de la productividad: a) análisis por curvas tipo y b) análisis por medio de normalización del flujo. Se realizaron diagnósticos de los parámetros relacionados con la productividad de los pozos. Se identificaron modelos de

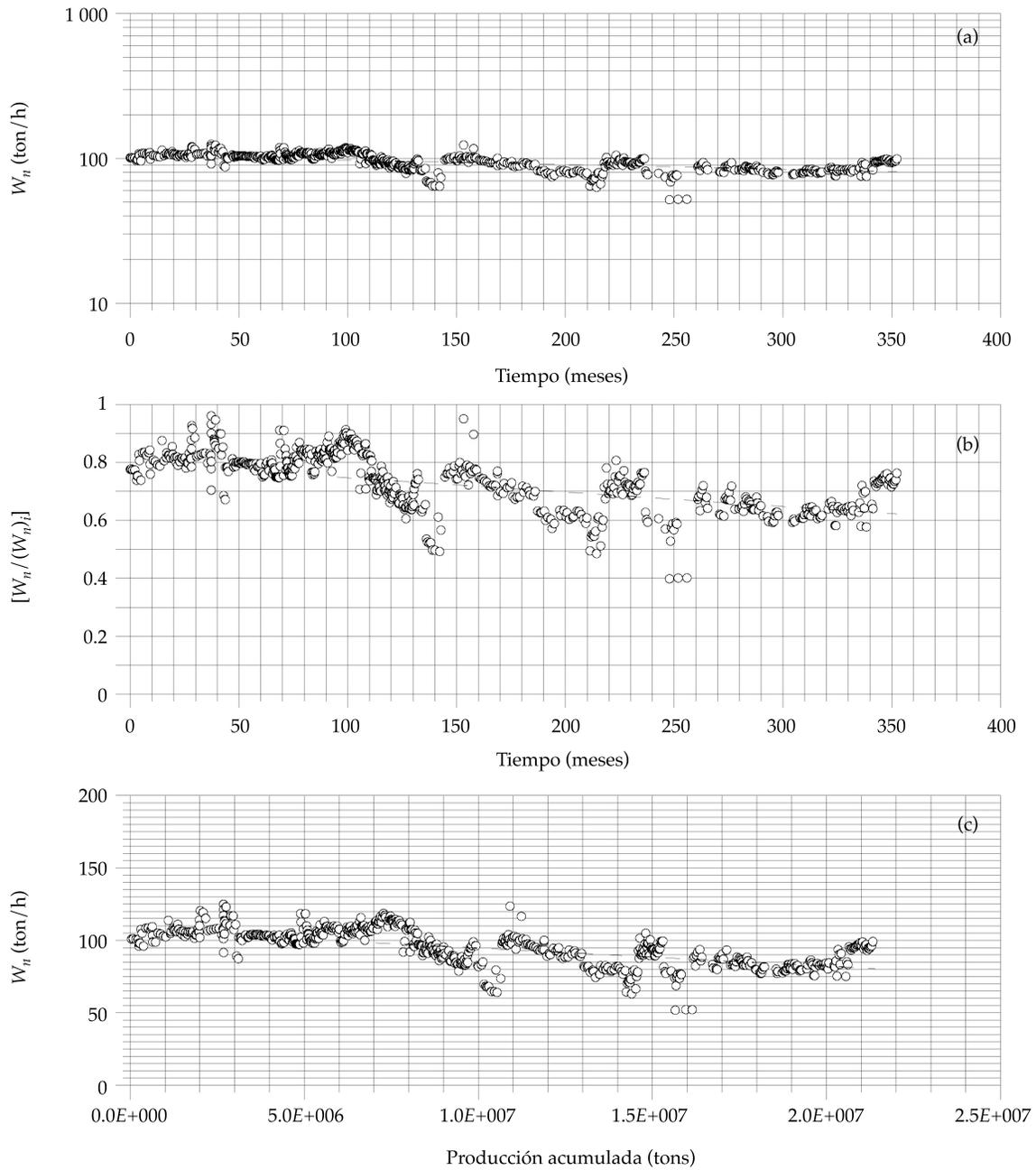


Figura 9. Usando los datos de producción del pozo P5 se muestra: (a) la gráfica del ajuste lineal de $\log(W_n)$ contra tiempo; (b) la gráfica del flujo normalizado adimensional $[W_n/(W_{n,i})]$ contra tiempo; (c) la gráfica de flujo normalizado respecto a la producción acumulada.

declinación, los correspondientes ritmos de declinación (D) y se determinaron valores de propiedades físicas de la formación. Los valores obtenidos representan las características de los

pozos analizados y se podrían utilizar para caracterización de los yacimientos.

De acuerdo con el planteamiento de la metodología de normalización del flujo,

Cuadro 1. Resultados obtenidos usando los datos de producción de los pozos analizados en este trabajo, aplicando los métodos de análisis de declinación por medio de curvas-tipo (Fetkovich, 1980) y normalización de flujo (Sanyal et al., 1989).

Pozo núm.	Masa producida 10 ⁶ ton	Modelo de declinación	Ritmo de declinación		kh/μ (mD-m)/cp
			(t/h)/mes		
			Fetkovich, 1980	Sanyal et al., 1989	
P5	21.40	Hiperbólico	0.03889	0.07987	17 164.2
P13	20.08	Exponencial	0.01155	0.07262	22 313.5
P17	10.03	Exponencial	0.04108	0.08163	9 440.3
P22	32.02	Exponencial	0.10714	0.20638	42 910.5

se puede generalizar su aplicación en la predicción de parámetros relacionados con la productividad de los pozos, tales como la presión, la entalpía y los componentes químicos, entre otros.

Las metodologías de análisis usadas en este trabajo son aplicables a pozos de aceite, gas, geotérmicos y de agua, y su utilidad práctica se refleja en la aportación integral de alternativas para mejorar su productividad.

Agradecimientos

Los autores de este trabajo expresan su agradecimiento a las autoridades del Instituto de Investigaciones Eléctricas y de la Comisión Federal de Electricidad por el apoyo de este estudio.

Referencias

- Agarwal, R. G., Gardner, D. C., Kleinstieber, S. W., & Fussel, D. (1999). Analyzing Well Production Data Using Combined Type Curve and Decline Curve Analysis Concepts. SPE 49222. *Reservoir Evaluation and Engineering*, 2(5), 478-486.
- Arps, J. J. (1945). Analysis of Decline Curves. *Transactions of the American Institute of Mining Metallurgical and Petroleum Engineers*, 160, 228-247.
- Blasingame, T. A., McCray, T. L., & Lee, W. S. (1991). Decline Curve Analysis for Variable Pressure Drop / Variable Flow Rate Systems. *Paper SPE 21513*, 7.
- Camacho-Velázquez, R., Fuentes-Cruz, G., & Vázquez-Cruz, M. (2008). Decline Curve Analysis of Fractured Reservoirs Watt Fractal Geometry. *Soc. Pet. Eng. Reservoir Evaluation and Eng.*, 11, 606-619.
- Carter, R. D. (1985). Type Curves for Finite Radial and Linear Gas-Flow Systems: Constant-Terminal Pressure Case. *Soc. Pet. Eng. Journal*, 25(5), 719-728.
- Faulder, D. D. (1996). *Production Decline Curve Analysis at The Geysers, California Geothermal Field* (95 pp.). M. S. Thesis. Mines Golden, USA: Colorado School of Mines Golden.
- Fetkovich, M. J. (1980). Decline Curve Analysis Using Type Curves. Society of Petroleum Engineers. *Journal of Petroleum Technology*, 32, 1065-1077.
- Fraim, M. I., & Wattenbarger, R. A. (1987). Gas Reservoir Decline Curve Analysis Using Type Curves with Real Gas Pseudopressure and Normalized Time. *Soc. Pet. Eng. Formation Evaluation*, 2(4), 671-682.
- Gaskari, R., Mohagheghi, S. D., & Jalali, J. (2007). An Integrated Technique for Production Data Analysis with Application to Mature Fields. *Soc. Pet. Eng., Production and Operation*, 22, 403-416.
- Hughes, R. V. (1967). *Oil Property Evaluation* (313 pp.). New York: John Wiley & Sons, Inc.
- Mattar, L., & Anderson, D. M. (2003). *A Systematic and Comprehensive Methodology for Advanced Analysis of Production Data* (14 pp.). SPE 84472, SPE Annual Technical Conference and Exhibition.
- Palacio, J. E., & Blasingame, T. A. (1993). *Decline Curve Analysis Using Type Curves Analysis of Gas Well Production Data* (30 pp.). SPE 25909, Rocky Mountain Regional Meeting, Low Permeability Reservoir Symposium and Exhibition, Denver, Colorado, USA.
- Sanyal, S. K., Menzies, A. J., Brown, P. J., Eneedy, K. L., & Eneedy, S. (1989). A Systematic Approach to Decline Curve Analysis for The Geysers Steam Field, California. *Geothermal Resources Council, Transactions*, 13, 415-421.
- Shen, Y., Wang, S., & He, S. (2013). Improving Decline Curve Analysis of Low Permeability Gas Wells Using Type Curves. *Petroleum Science and Technology*, 31, 738-747.
- Williamson, K. H. (1990). Reservoir Simulation of The Geysers Geothermal Field. *Procedures of the Fifteenth Workshop on Geothermal Reservoir Engineering*, 15, 113-123.

Dirección institucional de los autores

Dr. Alfonso Aragón-Aguilar

Dra. Georgina Izquierdo-Montalvo

Instituto de Investigaciones Eléctricas
Reforma 113, Col. Palmira
62490 Cuernavaca Morelos, MÉXICO
Teléfono: +52 (777) 362 3811, extensiones 7329 y 7321
aaragon@iie.org.mx
gim@iie.org.mx

Dr. Rafael Gómez-Mendoza

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Paseo Cuauhnáhuac 8532, Col. Progreso
62550 Jiutepec, Morelos, MÉXICO
Teléfono: +52 (777) 3293 600, extensión 802
rafael_gomez@tlaloc.imta.mx



Haga clic aquí para escribir al autor

Análisis de tendencias climáticas en la cuenca baja del río Yaqui, Sonora, México

• Polioptro F. Martínez-Austria* • Carlos Patiño-Gómez •
• José Enrique Tamayo-Escobar •
Universidad de las Américas Puebla

*Autor de correspondencia

Resumen

Martínez-Austria, P. F., Patiño-Gómez, C., & Tamayo-Escobar, J. E. (noviembre-diciembre, 2014). Análisis de tendencias climáticas en la cuenca baja del río Yaqui, Sonora, México. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(6), 135-149.

Diversos escenarios de cambio climático pronostican un incremento de la temperatura y una disminución de la precipitación en latitudes medias, zona en la que se encuentra el norte de México. Los estudios para la república mexicana, obtenidos por escalamiento a partir de los modelos de circulación globales, pronostican esta tendencia, en especial en la región noroeste de México. No obstante, dadas las dificultades de modelación a escala de regiones hidrológicas o cuencas, es necesario el análisis de tendencias observadas, para corroborar la existencia en los hechos de este comportamiento climático. Los métodos no paramétricos exhiben limitaciones de análisis, por lo que en este trabajo se propone el uso de diversos métodos que, combinados, permiten arribar con mayor certeza a la existencia, en su caso, de tendencias climáticas. En este trabajo se analizan los registros de estaciones en la cuenca baja del río Yaqui, habiéndose encontrado tendencias claras de incrementos de temperatura, no así en el caso de la precipitación, en la que no se observa aún una tendencia significativa.

Palabras clave: tendencias cambio climático, cuenca del río Yaqui, tendencias observadas cambio climático.

Abstract

Martínez-Austria, P. F., Patiño-Gómez, C., & Tamayo-Escobar, J. E. (November-December, 2014). Climatic Trends in the Lower Yaqui Valley Watershed, Sonora, Mexico. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(6), 135-149.

Different climate change scenarios predict an increase in temperature and decreased precipitation in middle latitudes, the area in which lies the north of Mexico. Studies for the Mexican Republic, obtained by downscaling from global circulation models, predict this trend especially in the Northwest region of Mexico. However, given the difficulties of modelling at hydrologic regions or basins scales, it is necessary the analysis of observed trends, in order to support on facts this climatic behavior. Nonparametric methods, usually used in this analysis, show limitations, so in this paper we propose the use of various methods that together allow arrive, with greater certainty, to the existence, if any, of climate trends. In this paper, climate records of the climatologic stations in the lower basin of the Yaqui River are analyzed. We found clear trends of increased temperature, but not in the case of precipitation, in which is not yet observed a significant trend.

Keywords: Climate change trends, Yaqui River Basin, observed climate change trends.

Publicado por invitación

Antecedentes

El cambio climático representa el mayor reto global para la humanidad en el siglo XXI. El calentamiento planetario que se producirá, y que de hecho ya ha iniciado, tendrá grandes efectos ambientales, económicos y sociales. Las sociedades modernas se esfuerzan, hasta ahora con poco éxito, por mitigar sus efectos mediante la disminución de las emisiones de gases de invernadero que produce la actual civilización, consumidora, al parecer insaciable, de petróleo,

gas y carbón. La concentración de gases de invernadero continúa incrementándose y de acuerdo con la NOAA (2014), en febrero de 2014 la concentración de gases de invernadero global alcanzó 397.6 ppm, mientras que la tasa de crecimiento de estas concentraciones no sólo no ha disminuido, sino que continúa aumentando, habiendo alcanzado en 2103 un valor de 2.62 ppm/año.

Hoy en día, prácticamente todos los investigadores involucrados en el tema coinciden en la realidad del cambio climático de origen antro-

pogénico. Como ha expresado con claridad el reporte de situación del Panel Intergubernamental de Cambio Climático (IPCC, por sus siglas en inglés): “el calentamiento del sistema climático es inequívoco, como evidencian ya los aumentos observados del promedio mundial de la temperatura del aire y del océano, el deshielo generalizado de nieves y hielos, y el aumento del promedio mundial del nivel del mar” (IPCC, 2007).

Una de las mayores preocupaciones de la sociedad en relación con el cambio climático se refiere a sus posibles efectos en los recursos hídricos. En efecto, el clima y el ciclo hidrológico están tan fuertemente relacionados, que es difícil definir las fronteras entre ellos; el clima depende de variables relevantes del ciclo hidrológico, como la humedad atmosférica, humedad de los suelos y precipitación.

De acuerdo con estudios del Panel Intergubernamental de Cambio Climático, las regiones ubicadas en latitudes medias del planeta experimentarán los mayores efectos negativos del cambio climático sobre sus recursos hídricos. En particular, se espera que en transcurso de este siglo se produzca un aumento de la temperatura y una disminución de entre el 10 y 30% en el escurrimiento y disponibilidad de agua en regiones en latitudes medias y en el trópico seco. Este decremento en la oferta de agua coincidirá con una mayor demanda ocasionada, entre otras causas, por el crecimiento demográfico y procesos de urbanización, agravando la situación de estrés hídrico que muchas regiones ya registran (IPCC, 2008). La mayor parte del territorio mexicano, por tanto, experimentará estos efectos.

En México, en los años recientes se han desarrollado estudios que permiten pronosticar con mayor detalle los efectos en diversas regiones (Martínez-Austria & Patiño-Gómez, 2010; Martínez-Austria, 2007). Conforme a estos estudios, se estima que a finales de este siglo se reducirá la precipitación en su territorio en un 15%, como se muestra en el cuadro 1.

Los mayores efectos en la temperatura y precipitación, conforme a los resultados de estos modelos para el escenario A2, ocurrirán en la región norte de México, como se puede apreciar en las figuras 1 y 2.

Estas predicciones están basadas en los resultados de modelos de circulación general. El IPCC ha realizado una estimación del desempeño de estos modelos haciendo una comparación entre sus resultados y el clima observado durante el periodo 1980-1999. En cuanto a temperatura, cuando se analizan los resultados multimodelo (el promedio de 23 modelos de circulación general), el error de estimación (es decir, la diferencia entre lo observado y el modelo) es raramente mayor a 2 °C, si bien los modelos individuales pueden mostrar errores cercanos a 3 °C (Randall & Word 2007). No obstante, se hace notar que: “las características en escalas grandes son simuladas con mayor exactitud que las escalas regionales”. Por lo que respecta a la precipitación, la incertidumbre es aún mayor, dado que los modelos no pueden todavía tomar en cuenta con suficiente precisión los efectos del flujo vertical en la atmósfera y los de la orografía (Randall & Word, 2007) que, en el caso de México rodeado por dos cadenas montañosas, son de gran importancia en el ámbito local.

A las incertidumbres anteriores cabe añadir que los cálculos más detallados que se han hecho para la república mexicana, como los mostrados en las figuras 1 y 2, y en el cuadro 1, están basados en los modelos de circulación general y transferidos a una escala menor por medio de diversos sistemas de escalamiento, es decir, de interpolación. Por lo anterior, para propósitos de aplicación de medidas de adaptación, las estimaciones de cambios en las variables climáticas pueden ser consideradas como indicativas, pero aún se requiere de mejoras en los modelos en la escala regional en lo que se refiere a sus valores absolutos.

El análisis de impacto y vulnerabilidad a cambio climático, por lo tanto, deberá estar sólidamente fundamentado en evidencia

Cuadro 1. Disminución porcentual de precipitación por efecto del cambio climático (Montero-Martínez, Martínez-Jiménez, Castullo-Pérez, & Espinoza-Tamarindo, 2010).

Entidad de la república mexicana	Disminución proyectada en el periodo 2060-2090 en porcentaje		
	Invierno	Verano	Anual
Aguascalientes	22.20	6.53	13.00
Baja California	28.70	13.80	21.28
Baja California Sur	28.73	18.10	18.01
Campeche	13.83	28.09	17.61
Coahuila	12.64	19.90	12.92
Colima	24.68	7.07	14.43
Chiapas	16.40	7.91	12.45
Chihuahua	20.48	15.25	14.24
Distrito Federal	20.14	12.82	12.86
Durango	28.06	8.69	15.59
Guanajuato	21.12	7.04	12.30
Guerrero	18.54	12.65	11.86
Hidalgo	18.22	13.05	13.25
Jalisco	22.73	12.48	14.45
México	21.49	12.68	13.05
Michoacán	20.70	11.68	12.84
Morelos	20.69	13.76	12.84
Nayarit	28.37	10.82	16.28
Nuevo León	13.28	11.02	12.72
Oaxaca	17.57	19.01	13.67
Puebla	15.96	16.38	13.18
Querétaro	19.40	10.04	12.45
Quintana Roo	13.11	29.26	17.65
San Luis Potosí	16.81	6.80	11.30
Sinaloa	31.58	9.55	17.05
Sonora	28.47	20.15	21.26
Tabasco	10.95	27.04	16.18
Tamaulipas	14.06	18.05	14.88
Tlaxcala	16.78	15.62	12.37
Veracruz	12.82	19.96	13.93
Yucatán	16.65	26.81	18.87
Zacatecas	23.07	6.33	13.13
Nacional	20.00	15.76	15.15

observacional. Así, el cuarto reporte del IPCC sobre la situación del clima (IPCC, 2007a) está basado no solamente ni de manera preponderante en los resultados de los modelos de circulación general, sino en evidencia observacional. No obstante, el mismo reporte hace notar que: “existe una notable falta de

balance geográfico en datos y literatura sobre cambios observados, con una marcada escasez en países en desarrollo”.

Luego entonces, tanto por razones de falta de precisión en los modelos de circulación general y efectos de escalamiento en el ámbito regional como por la necesidad de evidencia

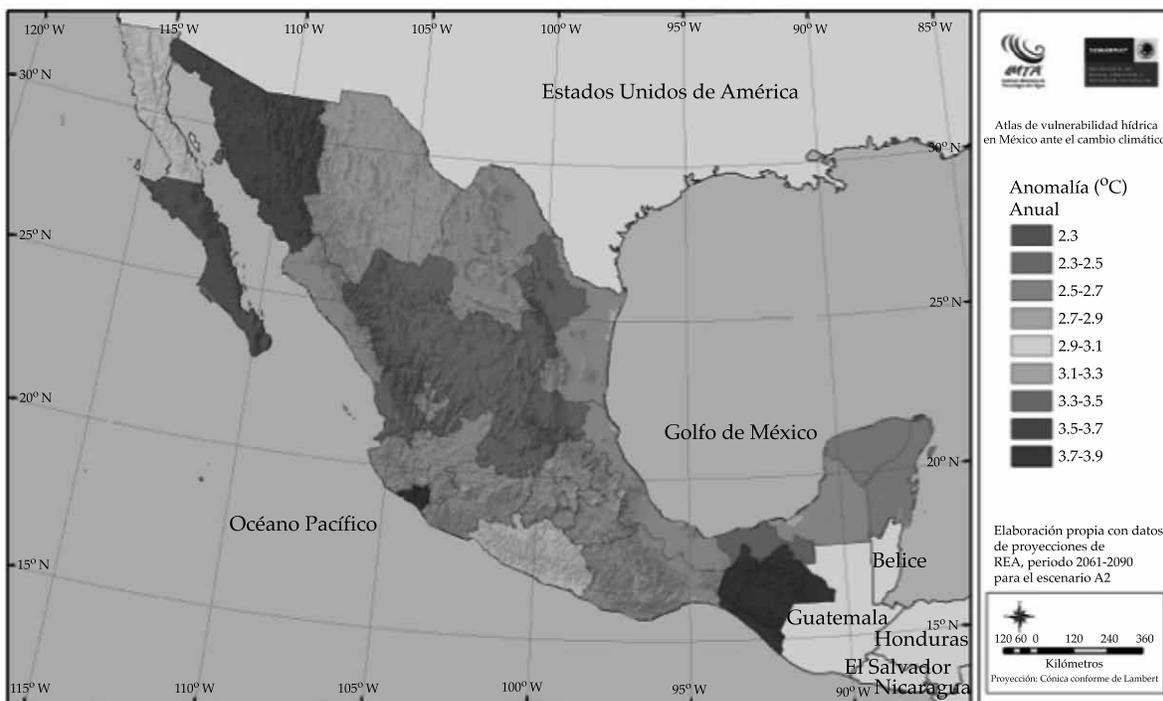
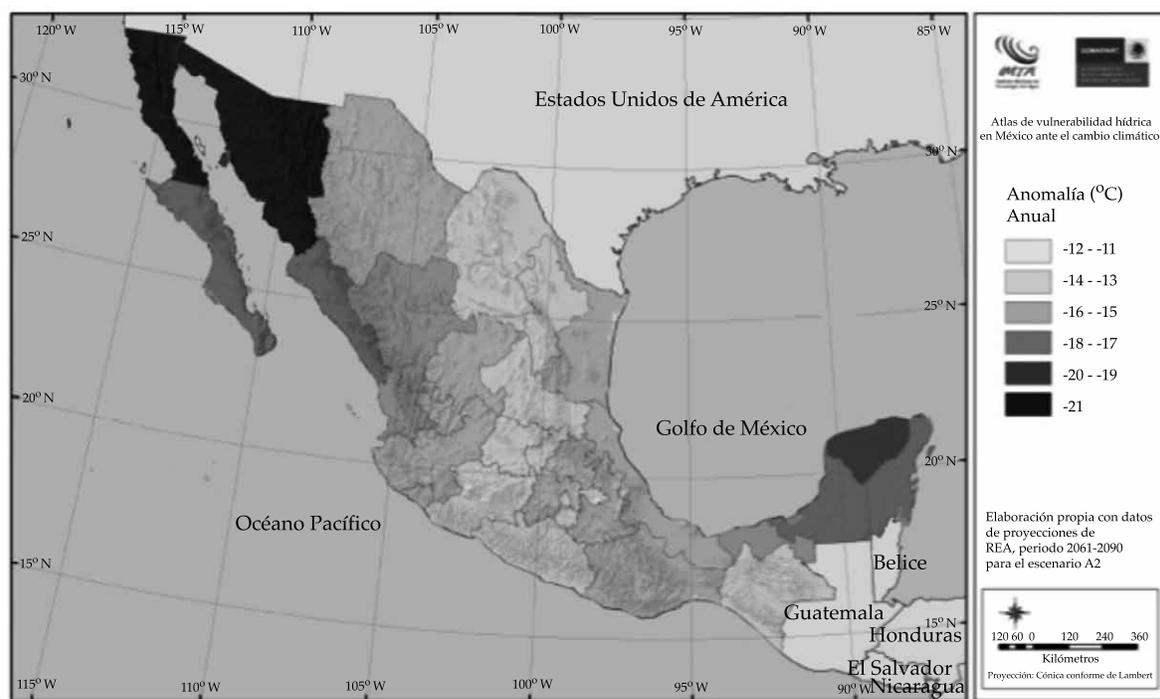


Figura 1. Anomalía promedio anual de temperatura para el periodo 2061-2090 respecto del promedio 1961-1990 (Montero-Martínez et al., 2010).



Escenarios climáticos en México proyectados para el siglo XXI: precipitación y temperatura máxima y mínima

Figura 2. Anomalía promedio anual de precipitación para el periodo 2061-2090 respecto del promedio 1961-1990 (Montero-Martínez et al., 2010).

observacional es indispensable avanzar en el análisis de series de tiempo climático en México, a lo cual espera contribuir el presente artículo.

Zona de estudio

Tanto los resultados de los modelos de circulación general como la evidencia observacional en el ámbito global indican que las regiones de latitudes medias se verán afectadas de manera especial por un incremento de la temperatura y reducciones en la precipitación. En el caso de México, se estima que se perturbarán la región norte en general y la noroeste en particular, por lo que es de esperar que en esas zonas se observen ya cambios estadísticamente significativos.

En específico, la región de la cuenca del Yaqui es climatológicamente vulnerable, sujeta a sequías frecuentes; las más severas con periodos recurrentes de alrededor de 50 y 100 años, que conforme a los escenarios de cambio climático habrían de incrementarse, afectando de manera seria las actividades agrícolas, base económica de la zona. Por estas razones, y por su importancia económica y agrícola en México, se eligió como zona de estudio la cuenca del río Yaqui, en el noroeste mexicano.

La cuenca del río Yaqui, con una extensión de 79 172 km², se ubica casi en su totalidad en el estado de Sonora, México; forma parte de Chihuahua en el este y en su parte superior culmina en la región suroeste de Arizona, Estados Unidos, como se muestra en la figura 3. El río Yaqui desemboca en las laderas de la Sierra Madre Occidental hacia el interior del Golfo de California, cerca de ciudad Obregón, y constituye uno de los mayores sistemas de ríos del noroeste de México. Aunque la cuenca del Yaqui se caracteriza por su clima semiárido (y al este, un terreno montañoso), es una región de gran importancia económica (Nicholas & Battisti, 2008), principalmente por su producción agrícola, sustentada en el Distrito de Riego 014, con una superficie cosechada que supera cada año las 210 000

ha y un valor de la producción de casi 6 000 millones de pesos. Recientemente, además, de la cuenca del río Yaqui depende en parte el abastecimiento de agua para uso municipal de la ciudad de Hermosillo, capital del estado de Sonora, a cuya cuenca se trasvasa agua desde la del Yaqui.

Por otra parte, como se aprecia en la citada figura 3, la cuenca del río Yaqui es muy extensa y con cambios importantes en elevación y orografía. Para realizar un análisis de tendencias es necesario considerar solamente aquellas estaciones localizadas en sitios con características fisiográficas e hidroclimatológicas semejantes. Evidentemente, los resultados serán válidos sólo para esa región.

En la cuenca baja del río Yaqui se cuenta con un grupo de estaciones con registros amplios y prácticamente completos, y las estaciones comparten condiciones hidroclimatológicas semejantes. Por tales razones se seleccionaron para este análisis las estaciones que se muestran en el cuadro 2.

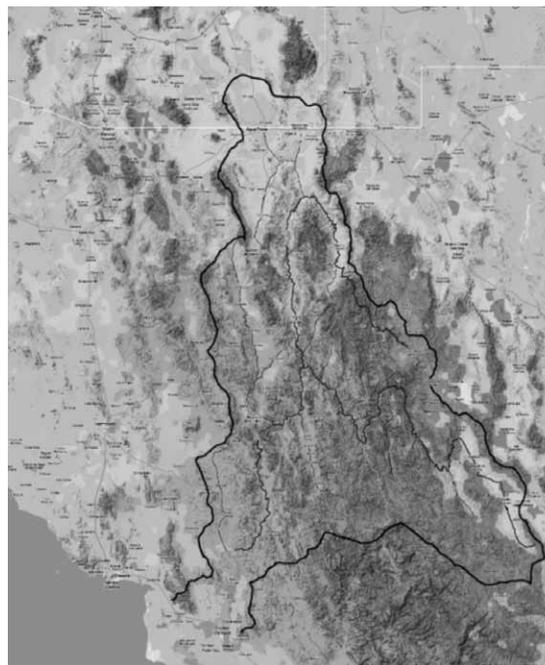


Figura 3. Localización geográfica de la cuenca del río Yaqui (Sortillon-Valenzuela, 2104).

Cuadro 2. Estaciones climatológicas consideradas en el análisis.

Clave	Nombre	Latitud	Longitud	Años con registros
00026123	Yecora (DGE)	28° 22' 17"	108° 55' 40"	39
00026043	Hornos	27° 42' 47"	109° 54' 15"	47
00026073	Punta de Agua I	28° 26' 39"	110° 22' 11"	55
00026068	Presa Álvaro Obregón	27° 49' 23"	109° 53' 9"	63

Metodología

Se han utilizado diversos métodos en el análisis de tendencias de series de datos climáticos. Así, se han empleado la correlación lineal (v.g. McCabe & Wolock, 1997) y las técnicas de correlación serial. En años recientes se usan métodos de estimación no paramétricos, tales como el Mann Kendall y la prueba Rho de Spearman. Esta última ha demostrado ser una prueba robusta, cuando se compara con otras semejantes, y brinda resultados consistentes con la de Mann-Kendall. Por ejemplo, Shadmani, Marofi y Majid (2012) utilizaron ambas pruebas para analizar tendencias en escurrimientos en Irán, encontrando resultados consistentes entre ellas. En este artículo se utiliza la prueba no paramétrica de Spearman.

Los métodos no-paramétricos exhiben el problema de que la probable existencia de correlación serial oscurezca los resultados. Sin embargo, si se aplican métodos de blanqueo, se corre el riesgo de eliminar o disminuir la tendencia, si ésta existe. En contraparte, si no se aplican métodos de blanqueo, se corre el riesgo de sobrestimar las tendencias. Todos los métodos no paramétricos comparten esta característica, por lo que el uso de más de uno de ellos de modo simultáneo no resuelve el problema.

Una aproximación metodológica adecuada es el uso simultáneo de diferentes métodos, como correlación lineal o el método de Sen, que se describe más adelante, para confirmar la existencia de tendencias, empleados al mismo tiempo que los métodos no paramétricos sin alteración de datos. Con este enfoque, si bien no se puede estimar de manera cuantitativa la magnitud de la tendencia, sí es posible

determinar con mayor certeza su existencia. Ese es el enfoque propuesto en este artículo.

Por otra parte, es importante considerar que el estudio de las señales del cambio climático se debe realizar mediante el análisis cuidadoso y detallado de las series de tiempo de las variables climáticas, en particular temperatura y precipitación, analizándolas en su totalidad en secciones suficientemente largas del registro, y en sus valores medios, máximos y mínimos, entre otras posibles combinaciones. Esto se debe a que se han encontrado evidencias de cambio climático más claras en el análisis de valores extremos que en el de valores medios (ver por ejemplo, Zhang, Xu, Zhang, & Chen, 2009, y Powell, 2011). Es posible que no se observen cambios significativos en los promedios de las variables, pero sí en los valores máximos o mínimos, o en sus diferencias.

Asimismo, las señales de tendencias climáticas pueden no detectarse en el registro completo, pero ser más obvias si se analizan secciones suficientemente largas (≥ 30 años, que es el periodo en el que se define un clima), debido a que las tendencias pueden ser mayores —y por tanto más evidentes— en las últimas décadas. Esto podría ser el resultado del crecimiento de las tasas globales de emisiones de gases de invernadero que se han incrementado las últimas décadas.

Por estas razones, en este texto se presenta un análisis sistemático de las series de tiempo de temperatura y precipitación en la zona en estudio tanto en sus valores medios como extremos, así como en diversos periodos de tiempo.

Para series de datos climáticos, el estadístico (D) de la prueba Rho de Spearman (SR) se reduce a la siguiente ecuación:

$$D = 1 - \frac{6 \sum_{i=1}^n (R_i - i)^2}{n(n^2 - 1)}$$

Donde R_i es el rango de la i -ésima observación y n es el número de datos en la muestra.

El estadístico estandarizado Z_{SR} está dado por la ecuación:

$$Z_{SR} = D \sqrt{\frac{n-2}{1-D^2}}$$

La hipótesis nula es que no existe una tendencia en la serie. Si $abs(Z_{SR}) > t_{\left(n-2, 1-\frac{\alpha}{2}\right)}$ entonces se rechaza la hipótesis nula y existe una tendencia en la serie.

En esta ecuación, $t_{\left(n-2, 1-\frac{\alpha}{2}\right)}$ es el valor del estadístico t en la tabla de la distribución t de *student* para un nivel α de significancia.

Recientemente, Sen (2012) propuso una metodología innovadora, que tiene la ventaja de no ser estadística y permite observar de forma gráfica la existencia de alguna tendencia en la serie. El método propuesto es singularmente simple y su fundamento reside en el hecho de

que si dos series de tiempo son idénticas, la gráfica de una con respecto a la otra mostrará una distribución específica de puntos sobre una línea de 45° en un plano de coordenadas cartesianas.

El procedimiento es sencillo: se toma la serie de datos original y se subdivide en dos porciones con respecto al tiempo, mismas que se ordenan en forma descendente. Se toma la primera parte como eje de las ordenadas y la segunda como eje de las abscisas y se traza un diagrama de dispersión.

Se inspecciona el resultado, como se muestra en la figura 4. Cuanto más se separen las parejas de datos de la línea de 45° se tendrá más claramente un tren ascendente si los puntos de la gráfica se ubican en el cuadrante superior de la recta, o descendente si los puntos de la gráfica se ubican en el cuadrante inferior. Desde luego, pueden existir casos más complicados, en los que se observe un cambio de tendencia, es decir, que los datos cambien claramente de cuadrante.

Por último, para observar las tendencias existentes en la cuenca, se presentan en este texto las gráficas de los datos analizados y la recta de ajuste que, como se verá, en algunos casos exhiben un claro sesgo.

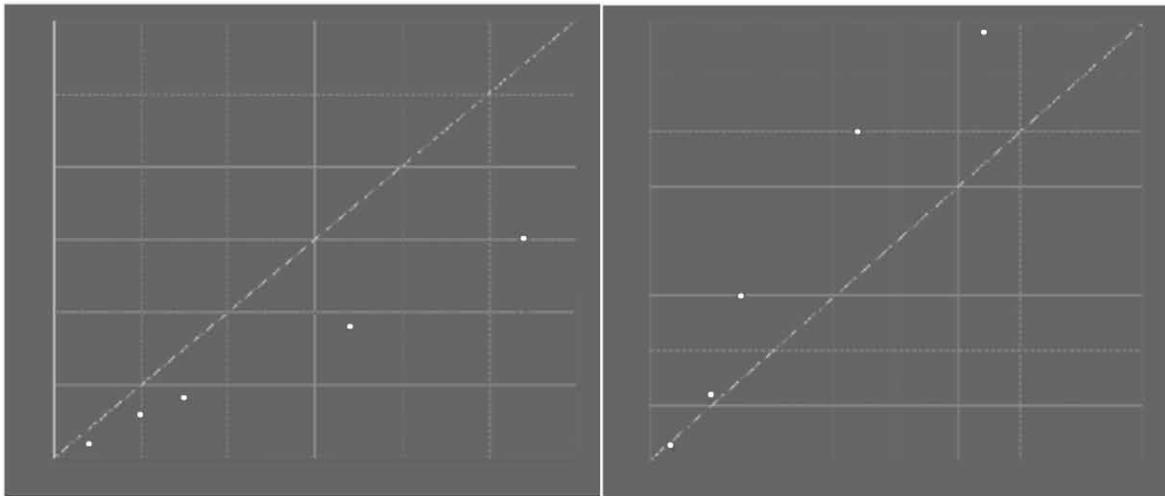


Figura 4. Tendencias ascendente y descendente, diagrama de dispersión con el método de Sekai Sen (Sen, 2012).

Resultados

Se presenta a continuación un análisis detallado de los datos de la estación con el registro más largo y, posteriormente, en forma resumida, los resultados de todas las estaciones analizadas.

Considérese en primer término la temperatura promedio de la estación con el registro más largo, la 26068 Presa Álvaro Obregón, como se muestra en la figura 5. Si se aplica el método Rho de Spearman, se obtienen los valores del cuadro 3, lo que indica la existencia de una tendencia en el registro, puesto que $|Z_{SR}| > t_{(n-2, 1-(\alpha/2))}$.

En la figura 5 se muestra el registro con la línea de ajuste de mínimos cuadrados, en el que también se observa con claridad una pendiente negativa. Estos resultados se confirman cuando se aplica el método de Sen, con el que se obtiene el diagrama de dispersión de la figura 6.

El diagrama de dispersión de Sen, además, sugiere la existencia de un cambio de tendencia en la temperatura, lo que aconseja realizar un análisis más detallado.

El cambio de tendencia se observa con mayor claridad cuando se hace un análisis de temperaturas máximas. En efecto, si se grafican las temperaturas máximas en los meses de verano junio-julio-agosto, y de invierno diciembre-enero-febrero, se obtienen las gráficas de la figura 7, en las que se observa una tendencia al incremento de temperatura, en especial en las últimas cuatro décadas. Esta tendencia se observa con mayor claridad cuando se analizan las temperaturas máximas anuales, como se muestra en la figura 8.

Si se aplica la prueba Rho de Spearman a las temperaturas promedio anual y máximas registradas en los meses indicados, se obtienen los valores que se muestran en el cuadro 4.

Cuadro 3. Valores con el método Rho de Spearman.

Periodo	D	$ Z_{SR} $	$t_{(n-2, 1-(\alpha/2))}$	Tendencia
1949-2011	0.487	4.354	1.99	Sí

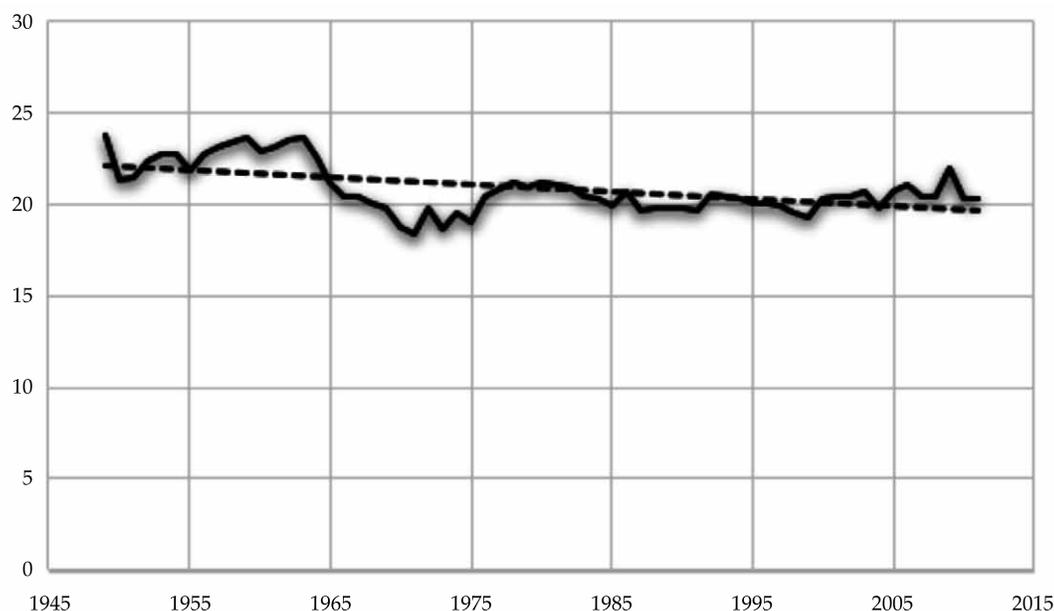


Figura 5. Temperatura promedio anual en la estación 26068 presa Álvaro Obregón.

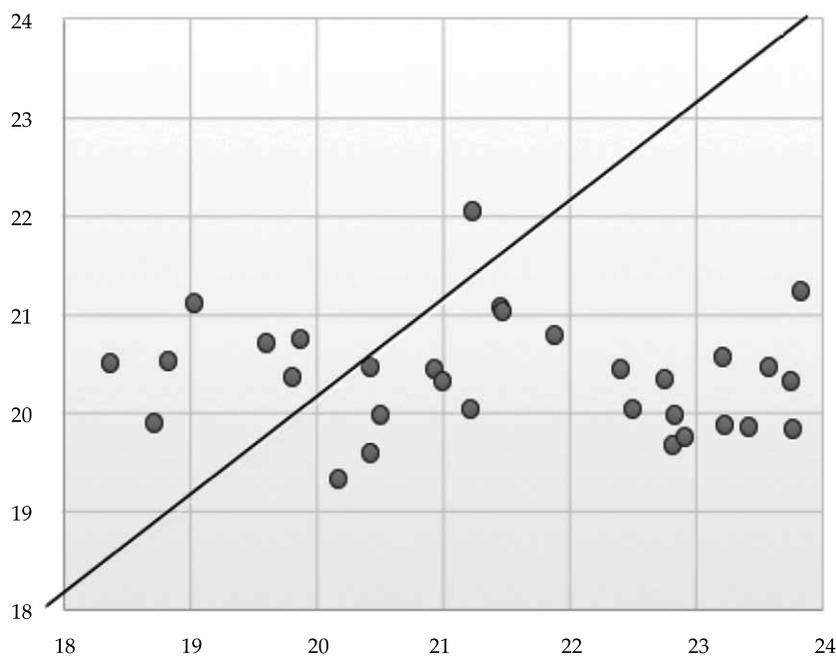


Figura 6. Diagrama de Sen de la temperatura promedio anual de la estación 26068.

Lo que indica la existencia de una tendencia estadísticamente significativa tanto en la temperatura promedio anual como en las temperaturas máximas de los meses seleccionados de invierno y de verano, pues en todos los casos $|Z_{SR}| > t_{((n-2,1)-\alpha/2)}$. Se observa claramente, en especial por las líneas de ajuste visibles en las figuras antes citadas, que las temperaturas máximas en invierno están descendiendo (el clima es menos frío en invierno), mientras que las de verano están aumentando, lo que evidencia un proceso de calentamiento.

Por otra parte, las tendencias climáticas pueden estar enmascaradas por la ocurrencia de algún fenómeno climático de menor duración. En la cuenca del Yaqui parece haberse registrado un periodo más frío durante los años 1967-1984, lo que puede apreciarse en la gráfica de las temperaturas máximas anuales registradas, que se muestra en la figura 8, en la que se observa una línea recta de ajuste prácticamente horizontal. Si se aplica la prueba no paramétrica Rho de Spearman al periodo

completo, el resultado es que no se detecta tendencia estadísticamente significativa. Sin embargo, si se aplica la misma prueba a los últimos 32 años del registro, es decir 1980-2011, se encontrará una clara tendencia creciente, como se muestra en los resultados del cuadro 5. Es importante anotar que un periodo de 32 años es mayor que el que se utiliza para definir el clima de una localidad, que es de 30 años.

Esta tendencia en valores extremos en las últimas décadas es consistente con los resultados obtenidos para los Estados Unidos por Gleason, Lawrimore, Levinson, Karl y Karoly (2008), quienes establecieron que: "las observaciones de la última década continúan apoyando el hallazgo de que el área que experimenta temperaturas máximas y mínimas muy arriba de lo normal está aumentando en años recientes, con una ocurrencia infrecuente de temperaturas máximas y mínimas muy debajo de lo normal".

Se ha reportado que las temperaturas mínimas, que usualmente ocurren durante la noche, han estado aumentando de tal modo que

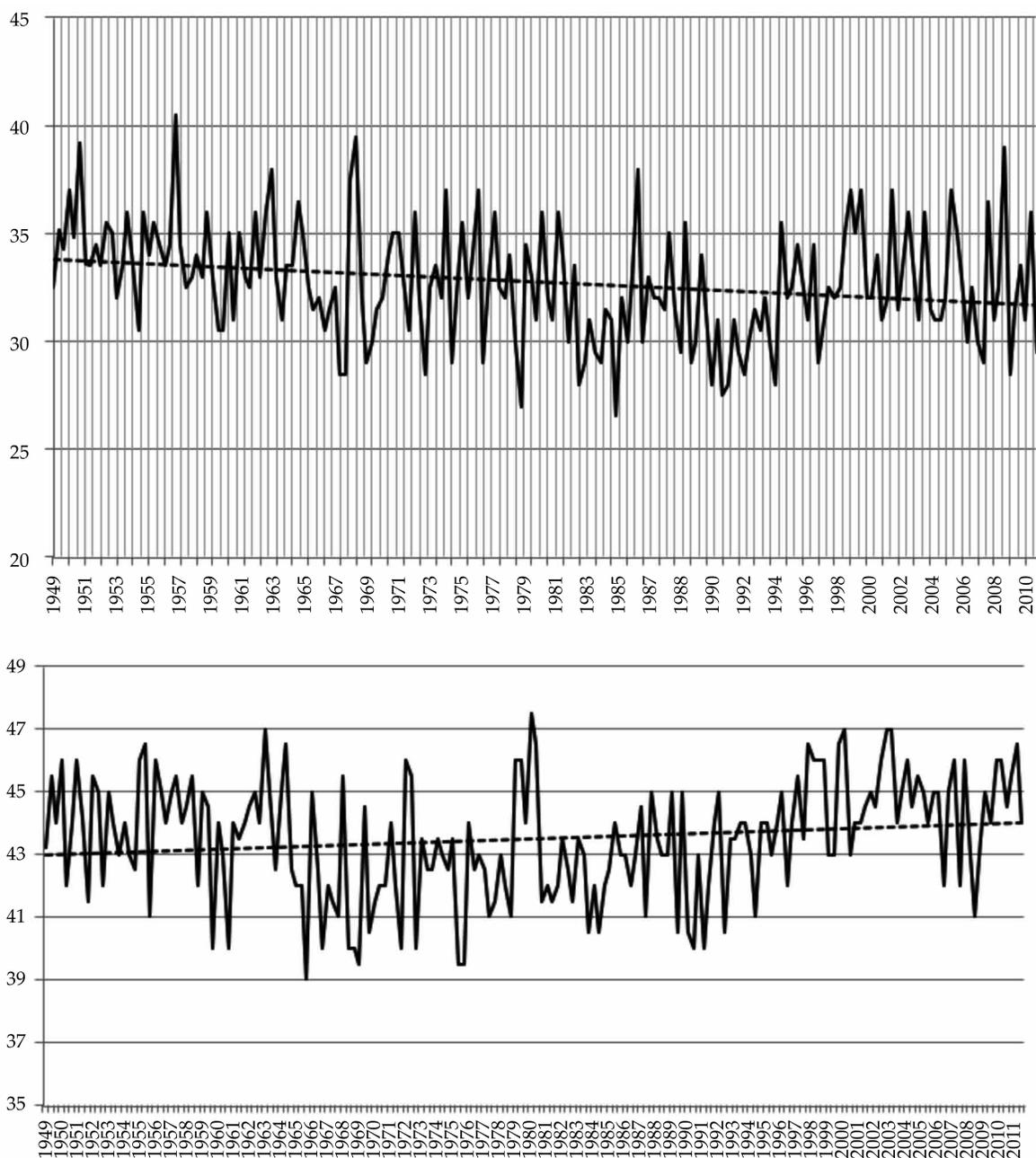


Figura 7. Temperaturas máximas invierno y verano. Estación 26068.

la diferencia entre temperaturas máximas y mínimas también puede mostrar una tendencia indicativa de cambio climático (ver por ejemplo Powell, 2011, o Easterling *et al.*, 2000). Con el propósito de estudiar esta posibilidad, y siguiendo con el análisis de la información de la estación de más largo registro de la zona

(26068), en la figura 9 se muestra la diferencia de temperaturas mínimas y máximas registradas mensuales, y en la figura 10, la diferencia del promedio mensual de temperaturas máximas y mínimas. Al realizar a estas series la prueba no paramétrica Rho de Spearman, se obtiene el resultado que se muestra en el cuadro 6.

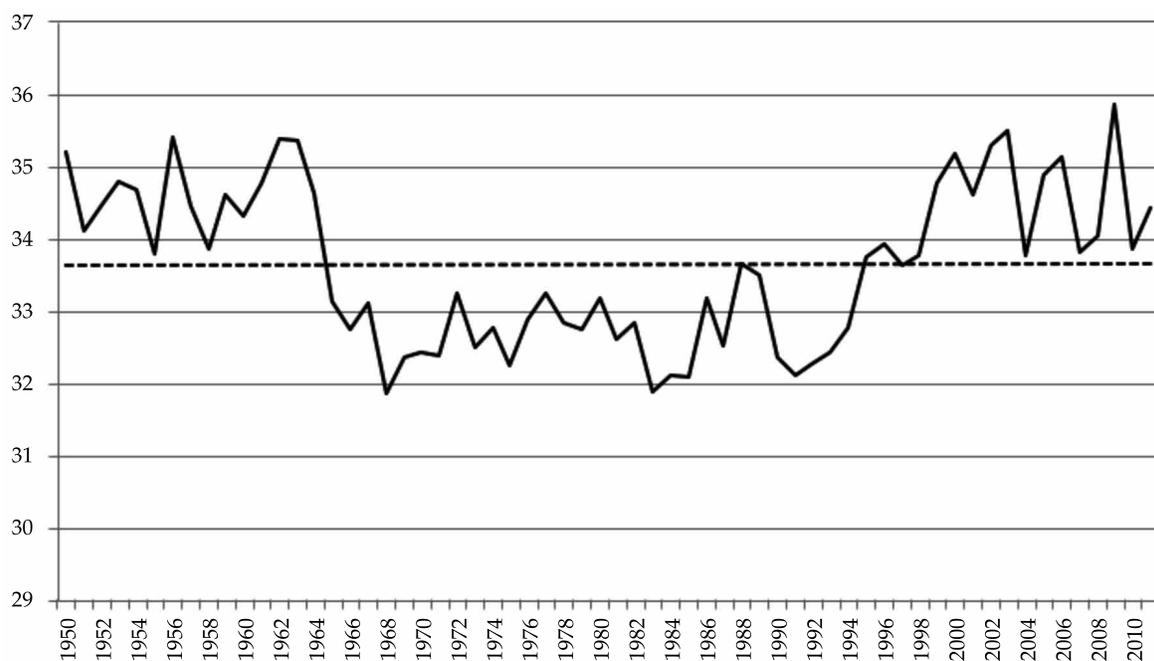


Figura 8. Temperatura máxima anual en la estación 26068.

Cuadro 4. Valores obtenidos con la prueba Rho de Spearman a las temperaturas promedio anual y máximas registradas en los meses de verano junio-julio-agosto, y de invierno diciembre-enero-febrero.

Temperatura/periodo	D	$ Z_{SR} $	$t_{(n-2,1-(\alpha/2))}$	Tendencia
Promedio anual 1949-2011	0.487	4.35	1.99	Sí
Máxima junio-agosto 1949-2011	-0.1715	2.37	1.96	Sí
Máxima diciembre- febrero 1949-2011	0.2513	3.552	1.96	Sí

Cuadro 5. Valores que arroja la prueba no paramétrica Rho de Spearman de los periodos 1949-2011 y 1980-2011.

Temperatura máxima anual/periodo	D	$ Z_{SR} $	$t_{(n-2,1-(\alpha/2))}$	Tendencia
1949-2011	0.050	0.397	1.996	No
1980-2011	0.786	6.97	2.0423	Sí

Con lo que de forma clara existe una señal de cambio climático; esto es, la diferencia de temperaturas extremas registra una tendencia estadísticamente significativa hacia una dismi-

nución en la diferencia entre temperaturas máxima y mínima.

La precipitación, como también ha sido encontrado por varios autores, no registra

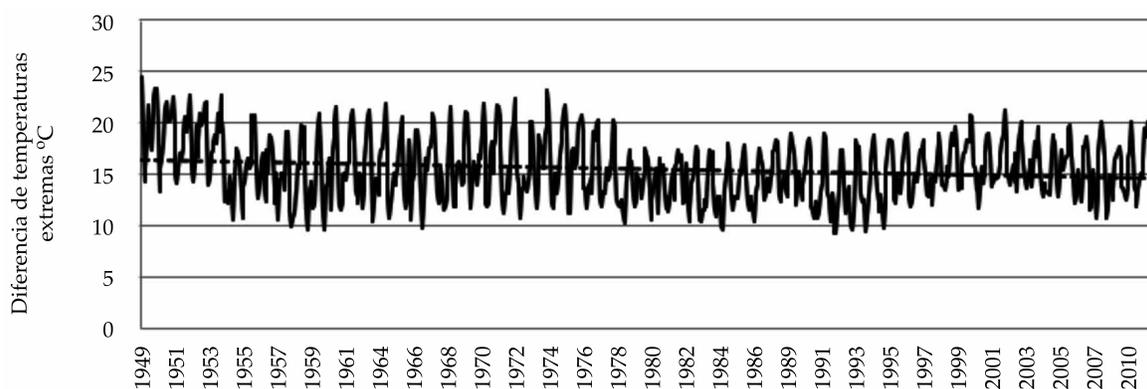


Figura 9. Diferencias de temperatura máxima y mínima registrada mensual en la estación 26068.

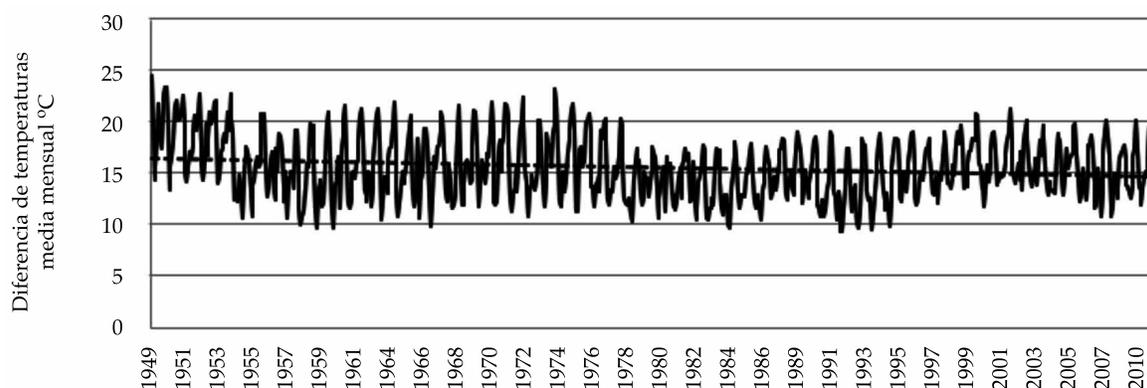


Figura 10. Diferencias de promedio de temperaturas máxima y mínima mensuales en la estación 26068.

Cuadro 6. Diferencia de temperaturas máxima y mínima. Periodo 1949-2011.

Diferencia de temperaturas máxima y mínima	D	$ Z_{SR} $	$t_{(n-2, 1-(\alpha/2))}$	Tendencia
Extremas registradas 1949-2011	0.211	5.915	1.96	Sí
Promedio de máximas y mínimas 1949-2011	0.149	4.105	1.96	Sí

con la misma sensibilidad la presencia de alguna tendencia climática. En la figura 11 se presenta la precipitación anual registrada en la estación 26068. En esta figura, la línea delgada es el promedio móvil de cinco años y la recta

punteada es la línea de ajuste de los datos, que prácticamente coincide con la media de los datos, que es de 408.9 mm/año.

Como se ha mostrado anteriormente para el caso de la temperatura, la tendencia es más

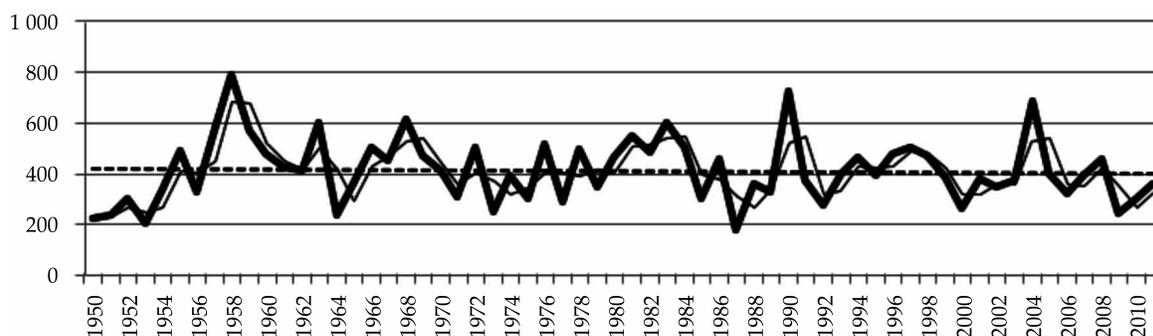


Figura 11. Precipitación anual (mm/año) en la estación 26068.

clara en las décadas recientes. Por esta razón, se aplicó la prueba no paramétrica también a la precipitación mensual registrada en la estación 26068, para diferentes periodos de tiempo, con los resultados que se observan en el cuadro 7.

Si bien en el periodo 1980-2011 se observa un valor más cercano al límite de significancia, se puede decir que por ahora no hay una tendencia estadísticamente significativa en la precipitación.

El análisis realizado en la estación 26068 se extendió a las otras seleccionadas. En el cuadro 8 se resumen los resultados de la

prueba de Spearman encontrados en cuanto a precipitación y temperaturas extremas.

No se observa tendencia consistente en la precipitación, lo cual sí ocurre cuando se analizan los datos de temperaturas extremas. En particular, en todas las estaciones menos una se observa una clara tendencia a la disminución de la diferencia entre las temperaturas máxima y mínima mensual, promedio y máxima registrada, lo que, como se ha dicho antes, es acorde con lo encontrado en estudios semejantes en los estados Unidos (Gleason *et al.*, 2008).

Cuadro 7. Resultados de la prueba no paramétrica a la precipitación mensual registrada en la estación 26068 para diferentes periodos de tiempo.

Precipitación anual Periodo	D	$ Z_{SR} $	$t_{(n-2,1-(\alpha/2))}$	Tendencia
1949-2011	0.049	0.377	2.003	No
1970-2011	0.141	0.900	2.0211	No
1980-2011	0.34	1.993	2.04	No

Cuadro 8. Resultados generales de la prueba de Spearman para las estaciones analizadas.

Estación	Periodo de registro o análisis	Precipitación media anual	Temperatura máxima anual	Temperatura mínima anual	Diferencia entre extremas mensuales	Diferencia entre promedio máxima y mínima mensual
00026123	1967-2010	No	Sí	No	Sí	Sí
00026043	1980-2011	No	No	No	Sí	Sí
00026073	1987-2011	No	Sí	Sí	No	No
00026068	1949-2011	No	No	Sí	Sí	Sí

Conclusiones

El análisis de tendencias climáticas en una región debe realizarse mediante la revisión de los valores medios y extremos de las variables climáticas principales, así como en diferentes secciones del registro. Esto último para registrar la probable existencia de tendencias en las últimas décadas, en las que la emisión de gases de invernadero y sus efectos parecen estar incrementando y que al aplicar técnicas estadísticas en la serie completa pueden fácilmente enmascarse. Asimismo, como ha sido encontrado por otros autores, la presencia de cambio climático es más fácilmente detectable en el análisis de extremos, lo que es consistente con una atmósfera más caliente y, por tanto, con mayor energía.

Asimismo, dadas las limitaciones de los diversos métodos, en especial los estadísticos no paramétricos, es conveniente emplear simultáneamente diversos métodos. En este trabajo se ha usado el método de regresión lineal y del de Sen, con resultados consistentes con los obtenidos con el método de Spearman sin alteración de datos. No obstante, esta metodología sólo permite discernir con razonable certeza la existencia de alguna tendencia y su dirección (positiva o negativa), pero no su valor exacto.

En la cuenca baja del río Yaqui, región analizada en este estudio, se observa una tendencia clara de cambio climático en las temperaturas. Se detecta, en particular, una disminución de la diferencia entre temperaturas máximas y mínimas, lo que se observa con claridad en la estación 26068, que ha sido, por la longitud de su registro, estudiada con mayor detalle, en la cual además las temperaturas máximas en invierno disminuyen y las de verano aumentan, con valores estadísticamente significativos.

No se observa aún en la región una tendencia clara o estadísticamente significativa en la precipitación anual, lo que se verificó en todas las estaciones consideradas.

Referencias

- Easterling, P. A., Evans, J. L., Groisman, Y. P., Karl, T. R., Runkel, K. E., & Ambenje, P. (2000). Observed Variability and Trends in Extreme Climate Events: A Brief Review. *Bulletin of the American Meteorological Society*, 81(3), 417-425.
- Gleason, K. L., Lawrimore, J. H., Levinson, D. H., Karl, T. R., & Karoly, D. J. (2008). A Revised U. S. Climate Extremes Index. *Journal of Climate* (American Meteorological Society), 21, 2124-2137.
- IPCC (2007a). *Climate 2007: Impacts, Adaptation and Vulnerability*. M. L. Parry, O. Canziani, J. Palutikof, P. van Del Linden, & C. Hanson, C. (Eds). Cambridge: Cambridge University Press.
- IPCC (2007). *IPCC 2007: Summary for Policy Makers*. In *Climate Change 2007: Impacts, Adaptation and Vulnerability. Contribution of the Working Group II*. M. L. Parry, O. Canziani, J. P. Palutikof, P. J. Van der Liden, & C. E. Hasum (Eds.). Cambridge: Cambridge University Press.
- IPCC (2008). *Climate Change and Water*. IPCC Technical Paper VI. Geneva: Intergovernmental Panel for Climate Change.
- Martínez-Austria, P., & Patiño-Gómez, C. (2010). *Atlas de vulnerabilidad hídrica en México ante el cambio climático*. G. C. Patiño & P. F. Martínez-Austria (Eds.). Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Martínez-Austria, P. (2007). *Efectos del cambio climático en los recursos hídricos de México*. Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- McCabe, G. J., & Wolock, D. M. (1997). Climate Change and the Detection of Trends in Annual Runoff. *Climate Research*, 8, 129-134.
- Montero-Martínez, M. J., Martínez-Jiménez, J., Castullopérez, N. I., & Espinoza-Tamarindo, B. E. (2010). Escenarios climáticos en México proyectados para el siglo XXI. Precipitación y temperaturas máxima y mínima. En P. F. Martínez-Austria & G. C. Patiño-Gómez (Eds.). *Atlas de vulnerabilidad ante el cambio climático* (pp. 39-63). Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Nicholas, R. E., & Battisti, D. S. (2008). *Drought Recurrence and Seasonal Rainfall Prediction in the Rio Yaqui Basin, Mexico*. Seattle: Department of Atmospheric Sciences, University of Washington.
- NOAA (2014). *Trends in Atmospheric Carbon Dioxide*. *Global Trends in Atmospheric Carbon Dioxide*. Recuperado de <http://www.esrl.noaa.gov/gmd/ccgg/trends/mlo.html>.
- Powell, J. L. (2011). *Rough Winds. Extreme Weather and Global Warming*. Kindle Singles. Recuperado de http://www.amazon.com/Rough-Winds-Extreme-Weather-Climate-ebook/dp/B005LYTHZO#reader_B005LYTHZO.

- Randall, D. A., & Word, R. A. (2007). Climate Models and their Evaluation (pp. 589-662). In *Climate 2007: Impacts, Adaptation and Vulnerability*. Cambridge: IPCC.
- Sen, S. (2012). Innovative Trend Analysis Methodology. *Journal of Hydrologic Engineering (ASCE)*, 17, 1042-1043.
- Shadmani, M., Marofi, S., & Majid, R. (2012). Trend Analysis in Reference Evapotranspiration Using Mann-Kendall And Spearman's Rho Test in Arid Regions of Iran. Edited by Springer. *Water Resources Management*, 26, 211-224.
- Sortillon-Valenzuela, M. J. (2014). *La cuenca del río Yaqui*. Accessed January 20, 2014. Recuperado de [www.historiadehermosillo.com\(htdocs/cuencas-sonora/rioyaqui/yaqui.htm\)](http://www.historiadehermosillo.com(htdocs/cuencas-sonora/rioyaqui/yaqui.htm).
- Zhang, Q., Xu, C.-Y., Zhang, Z., & Chen, Y. D. (2009). Changes of Temperature Extremes for 1960-2004 in Far-West China. *Stoch Environ Res Risk Assess (Springer)*, 23, 721-735.

Dirección institucional de los autores:

Dr. Polioptro F. Martínez Austria

Director general de Investigación, Posgrado e Internacionalización
Universidad de Las Américas Puebla
polioptro.martinez@udlap.mx

Dr. Carlos Patiño Gómez

Coordinador del Posgrado de Ingeniería
Universidad de Las Américas Puebla
carlos.patino@udlap.mx

Ing. José Enrique Tanayo Escobar

Estudiante
Escuela de Ingeniería
Universidad de Las Américas Puebla



Haga clic aquí para escribir al autor



Playa Mozimba, Acapulco, Guerrero, México.

Foto: Luis Alberto Bravo Inclán.

Caracterización de dos grupos de manantiales en el río Diguillín, Chile

• José Luis Arumí* •

Universidad de Concepción, Chile

*Autor de correspondencia

• Ricardo Oyarzún •

Universidad de La Serena, Chile

• Enrique Muñoz •

Universidad Católica de la Santísima Concepción, Chile

• Diego Rivera •

Universidad de Concepción, Chile

• Evelyn Aguirre •

Comisión Chilena de Energía Nuclear

Resumen

Arumí, J. L., Oyarzún, R., Muñoz, E., Rivera, D., & Aguirre, E. (noviembre-diciembre, 2014). Caracterización de dos grupos de manantiales en el río Diguillín, Chile. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(6), 151-158.

La disponibilidad de agua en zonas de clima mediterráneo alcanza niveles críticos durante la temporada estival, que se caracteriza por escasez de precipitaciones y alta demanda de agua, por lo que el caudal base de los ríos es principalmente generado por deshielo o por la liberación de aguas subterránea. Este artículo presenta la caracterización de dos grupos de manantiales que producen el caudal base en la parte alta de río Diguillín, ubicado en la Cordillera Andina de la Región del Biobío, Chile (36.9° S). Un grupo está ubicado en la cabecera del río, en el Valle de Aguas Calientes, y el otro está ubicado en un sector denominado Agua Bonita. Se caracterizaron ambos grupos de manantiales, identificando los sistemas hidrogeológicos que drenan y el origen de la recarga de agua, considerando para ello información geológica y geomorfológica del lugar, así como las características químicas e isotópicas de muestras de aguas de ríos, manantiales y de precipitación. Los manantiales del Valle de Aguas Calientes aportan aproximadamente 2.5 m³/s desde un sistema acuífero ubicado al interior del Volcán Chillán; los manantiales de Agua Bonita aportan unos 4.5 m³/s desde un sistema de rocas fracturadas recargado por filtraciones de aguas lluvia en el valle del estero Renegado.

Palabras clave: hidrología de montañas, aguas subterráneas, manantiales, acuífero rocas fracturadas, volcanes.

Abstract

Arumí, J. L., Oyarzún, R., Muñoz, E., Rivera, D., & Aguirre, E. (November-December, 2014). Characterization of Two Spring Clusters at the Diguillín River, Chile. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(6), 151-158.

Water availability at Mediterranean climatic zones reaches critical levels during the dry season that is characterized by low rainfall, high water demand and that streamflow is mostly generated by snowmelt and groundwater liberation. This article presents the characterization of two groups of springs that produce most of streamflow at the upper part of the Diguillín River watershed, located at the Andean Mountains of the Region of the Biobío in Chile (36.9° S). A group is located at the headwaters of the river, in the Valle de Aguas Calientes and the second is located in a sector named Agua Bonita. For both groups of springs were characterized the hydrogeological systems that drain and the origin of water recharges, taking into account geological and geomorphological information, as well as hydrochemistry and water isotope data of water samples taken from river, springs and precipitation. The springs of the Valle de Aguas Calientes contribute with approximately 2.5 m³/s from an aquifer system located to the interior of the Volcano Chillan; the springs of Agua Bonita contribute approximately with 4.5 m³/s from a fractured rocks aquifer.

Keywords: Mountain hydrology, groundwater, springs, fractured rocks aquifers, volcanoes.

Recibido: 17/01/14

Aceptado: 19/06/14

Introducción

En cuencas ubicadas en zonas de clima mediterráneo, la disponibilidad de agua es una limitante para el desarrollo sustentable que requiere agua de riego, bebida, usos industriales y el mantenimiento de los ecosistemas. La disponibilidad de agua durante los meses de estiaje está controlada por el tipo y dinámica de los procesos hidrológicos que generan el flujo base. Si bien es cierto que en cuencas con predominio de nieves o glaciares el flujo base es principalmente producido por derretimiento de dichas fuentes, existen muchos casos donde depende de la liberación de aguas subterráneas a través de diferentes tipos de manantiales (Távora-Espinoza & Sanz, 2010).

Gran parte de la investigación hidrológica en sistemas de montañas se ha centrado en la dinámica de nieve y glaciares, prestándose menos atención a los procesos de aguas subterráneas que alimentan a los manantiales responsables de mantener el flujo base (Viviroli *et al.*, 2011). Sin embargo, los procesos de almacenamiento y liberación de aguas subterráneas pueden ser muy importantes en cuencas de montaña donde existen sistemas de rocas fracturadas o complejos sistemas

volcánicos (Manga, 1996; Peiffer *et al.*, 2011; Gmati, Tase, Tsujimura, & Tosaki, 2011; Andermann *et al.*, 2012; Muñoz-Villers & McDonnell, 2012).

Este artículo presenta los resultados de una investigación prospectiva que se realizó en el río Diguillín, que nace en la ladera sur del volcán Chillán, a una latitud de 36.9° sur, en la región del Biobío, ubicada en la zona Central de Chile (figuras 1a y 1b). El objetivo de esta investigación fue caracterizar los dos grandes sistemas de manantiales que aportan el flujo base que dicho río recibe durante los meses de estiaje: uno ubicado en la cabecera del río, en el Valle de Aguas Calientes, y el otro ubicado en un sector llamado Agua Bonita, que está aguas abajo de la confluencia del estero Renegado con el río Alto Diguillín (figura 1c).

Métodos

En primer lugar, se realizaron entrevistas a actores locales, como regantes, lugareños, andinistas y pescadores deportivos, a fin de determinar la ubicación de manantiales en el río Diguillín. Por otro lado, se analizó la información geológica disponible (Dixon *et al.*, 1999; Naranjo, Gilbert, & Sparks, 2008), que

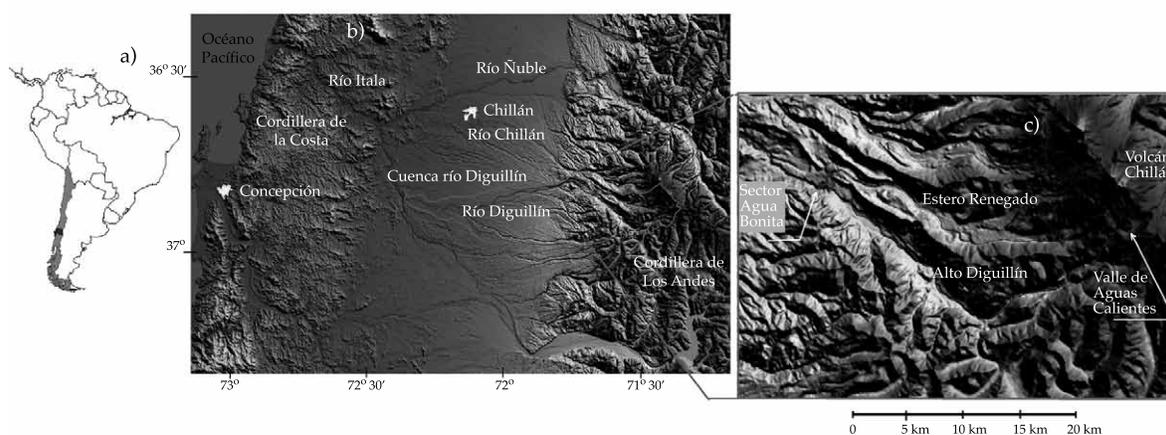


Figura 1. a) Ubicación de la cuenca del río Diguillín en Chile; b) ubicación en la región del Biobío, mostrando las ciudades principales de Concepción, Chillán y Los Ángeles; c) ubicación del estero Renegado y Alto Diguillín, junto con el sector de Agua Bonita, el Valle de Aguas Calientes y el Volcán Chillán.

explica la marcada influencia de los procesos volcánicos asociados con el Complejo Termas de Chillán sobre la configuración geomorfológica de la cuenca.

Posteriormente se realizaron recorridos que permitieron ubicar y verificar las agrupaciones de manantiales, las cuales fueron referenciadas, fotografiadas y donde se tomaron muestras de agua (sectores Valle de Aguas Calientes y Agua Bonita, en las nacientes del río Diguillín y en el río Diguillín después de confluencia con el estero Renegado, respectivamente). Estas muestras se llevaron el mismo día de su obtención al Laboratorio de Análisis de Suelos y Plantas de la Facultad de Agronomía de la Universidad de Concepción para su análisis químico y enviadas para el análisis de isótopos ambientales estables (^{18}O y ^2H) a la Comisión Chilena de Energía Nuclear. Estudios recientes muestran la utilidad de este tipo de enfoques (integración de información geológica y uso de trazadores ambientales) para la caracterización de los patrones de flujos, inherentemente complejos en acuíferos volcánicos/sistemas de rocas fracturadas (p. ej., Mulligan, Ryan, & Padilla, 2011; Parisi *et al.*, 2011).

Los análisis químicos incluyeron cationes y aniones mayores (Na^+ , K^+ , Ca^{2+} , Mg^{2+} , Cl^- , HCO_3^- , SO_4^{2-}) y nutrientes (NO_3^- , PO_4^{3-}). Las técnicas analíticas fueron espectrofotómetro de absorción atómica (para los cationes) y, para los aniones, los métodos argentométrico (Cl^-), turbidimétrico (SO_4^{2-}) y potenciometría (HCO_3^-). En el caso de los análisis isotópicos, éstos fueron llevados a cabo a través de espectroscopía de absorción láser, con un equipo del tipo “liquid water stable isotope analyzer” (Los Gatos Research, CA, USA); los resultados se expresan en la forma tradicional (δ , ‰).

Junto con las muestras de manantiales, durante las campañas de terreno se tomaron muestras de agua en el estero Renegado y en el río Diguillín (antes y después de confluencia), las cuales se analizaron química e isotópicamente de forma similar a lo descrito antes. Además, se instalaron colectores de aguas de lluvia en

las localidades de Las Trancas (1 250 msnm), Chacay (800 msnm) y Chillán (130 msnm), para poder determinar una línea meteórica local, considerando en forma ponderada las precipitaciones registradas. Estas muestras fueron obtenidas en general de forma más o menos inmediata después de cada evento de precipitación.

Resultados y discusión

Los caudales de estiaje del río Diguillín se originan principalmente en los dos grandes grupos de manantiales estudiados, que en conjunto aportan un caudal cercano a los 7 m^3/s al río Diguillín, logrando así que este río presente caudales mínimos estables, incluso durante los años de mayor déficit de precipitaciones.

Grupo de manantiales Valle de Aguas Calientes

El complejo volcánico Nevados de Chillán posee muchos manantiales fríos y termales distribuidos a lo largo de su perímetro (Naranjo *et al.*, 2008), por lo que posible suponer que el material que forma la estructura volcánica permite la existencia de un acuífero que recibe recarga por infiltración de aguas lluvias y derretimiento de nieve, y que está en contacto con la cámara magmática del volcán, lo que calienta el agua, produciendo vapor que escapa por fallas geológicas, produciendo los manantiales de agua caliente y las fumarolas que existen alrededor del volcán. Esto es similar a los sistemas descritos por Gmati *et al.* (2011) y Peiffer *et al.* (2011), y se esquematiza en la figura 2a.

En el valle de Aguas Calientes se concentra la descarga del acuífero existente en la zona del volcán Chillán, donde el valle se ve afectado por una falla geológica que tiene una orientación este-oeste. Esta zona tiene una superficie de 90 hectáreas, se ubica a una elevación de 2 100 msnm (figura 2b) y ahí existe un número considerable de manantiales de agua caliente

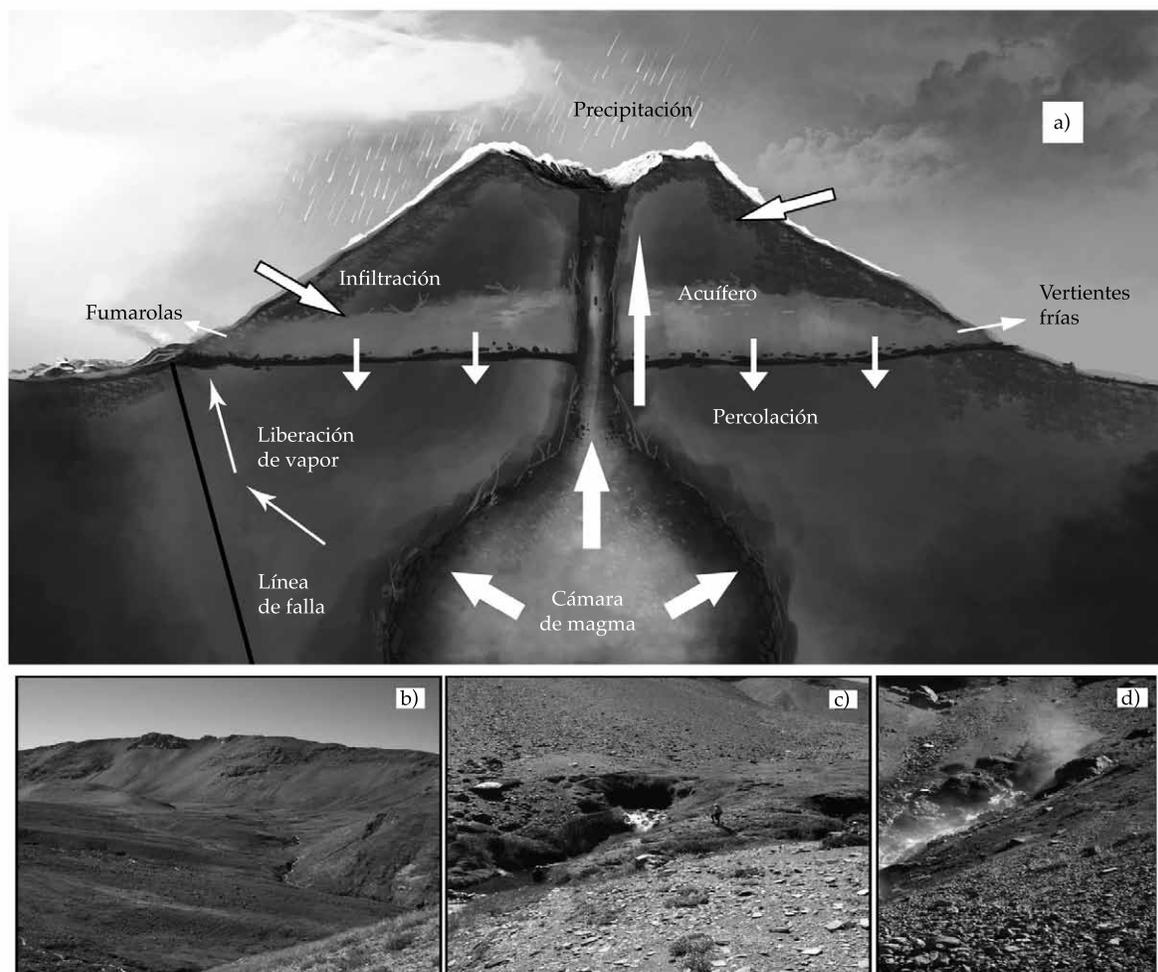


Figura 2. a) Esquema conceptual del probable sistema acuífero existente en el volcán Chillán (adaptado de Peiffer *et al.*, 2011); b) vista general del Valle de Aguas Calientes; c) vertiente de aguas calientes donde nace el río Diguillín en una vertiente termal; d) vertiente de aguas calientes en la parte media del valle.

y fría que alimentan el río Diguillín, que a la salida del valle alcanza un caudal medio durante estiaje de 2.5 m³/s (HydroChile, 2009). En el valle destacan dos grandes manantiales: la vertiente principal, donde nace el río Diguillín (figura 2c), que se encuentra a 2 160 msnm y su agua alcanza los 45 °C; la segunda vertiente importante está a 2 180 msnm (figura 2d) y sus aguas tienen una temperatura de 65 °C.

Grupo de manantiales, sector de Agua Bonita

Durante el otoño de 2012 se realizó un recorrido del río Diguillín, logrando identificar un grupo de manantiales en un tramo de dos kilómetros, en un sector localmente conocido como Agua Bonita (figura 1c). Los manantiales pertenecientes a este grupo corresponden a descargas de agua desde rocas fracturadas

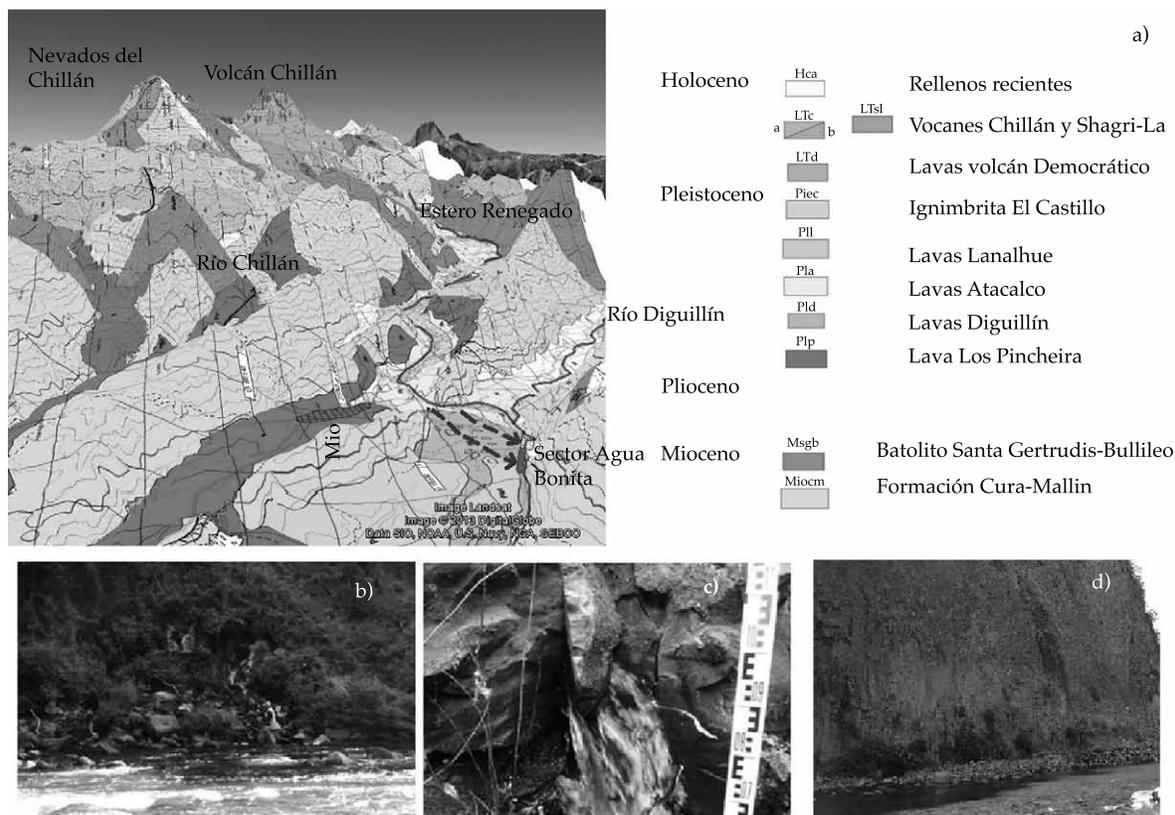


Figura 3. a) Geología de la parte alta de la cuenca del río Diguillín, adaptada digitalizando la carta de Naranjo *et al.* (2008) y superponiéndola sobre la plataforma *Google Earth*, donde las líneas segmentadas representan el probable flujo de agua subterránea por el medio fracturado; b) vertiente que descarga al río Diguillín; c) descarga desde rocas fracturadas; d) los manantiales se concentran en la base de un risco ubicado en la ribera norte del río Diguillín.

que están distribuidas en la ribera norte del río Diguillín (figuras 3a y 3b) y que se ubican en la base de una pared de 100 metros de altura (figura 3c). Como es impracticable medir el caudal de cada vertiente, a fines de marzo de 2012 y principios de abril de 2013 se hicieron campañas de aforos en el tramo del río Diguillín aguas arriba y abajo del sector de Agua Bonita. El caudal medido aguas arriba fue de 2.5 m³/s y aguas abajo se midió un caudal de 7.0 m³/s, lo que implica que los manantiales aportan 4.5 m³/s al río.

El origen del sistema de rocas fracturadas se debe a los procesos geológicos que generaron el valle del estero Renegado, asociados con

una serie de flujos de lava producidos por el volcán Chillán. El primer flujo de lava (lavas Pincheira) cortó su paso por una gran formación glacial existente hace 600 000 años, formando las paredes características que cierran el valle y abriéndose al final del glaciar, para generar una serie de colinas que actuaron como barrera para los posteriores flujos de lava. Estos flujos bajaron por el valle y fueron forzados a desviarse hacia el sur al río Diguillín (figura 3d). La existencia de los manantiales de rocas fracturada se debe a los procesos de enfriamiento que sufrieron las lavas al enfrentar tanto restos del glaciar como lagos pos glaciares (Naranjo *et al.*, 2008). Los suelos predominantes

en el valle del estero Renegado son arenosos y, por lo tanto, poseen altas tasas de infiltración, lo cual favorece la recarga al sistema de aguas subterránea, formado por las rocas fracturadas, que alimenta a los manantiales ubicadas en el sector de Agua Bonita.

Análisis químicos e isotópicos

Se analizó la información química e isotópica de las muestras obtenidas usando métodos gráficos. La figura 4a corresponde a diagramas de Piper, que representan la composición predominante de las aguas de los manantiales y de los cauces estudiados; mientras que las aguas de la zona del estero Renegado y del río Diguillín antes de su confluencia con el Renegado son más bien del tipo bicarbonatadas-cálcicas o sódicas, las del río Diguillín, después de su confluencia con el Renegado, son del tipo cloruradas-magnésicas. Esto se explicaría por la influencia que tendrían la infiltración y el flujo de agua subterránea desde las zonas altas a través de la zona de las lavas Diguillín y que afloran en el sector de Agua Bonita. Las lavas Diguillín se clasifican como “lavas macizas andesíticas afáníticas, de piroxeno (silicato Fe y Mg), escaso olivino y ocasionalmente anfíbola” (Naranjo *et al.*, 2008). En forma complementaria, se advierte que hay una mayor “cercanía” (en términos de la disposición en el diagrama) de las muestras del sector de Renegado con las del río Diguillín después de confluencia, en comparación con las del mismo río antes de juntarse con Renegado, lo que apoyaría la conceptualización del sistema de flujo recién descrito.

Lo anterior se ve reforzado con la información presentada en la figura 4b. Las muestras más empobrecidas (valores más negativos) corresponden a las obtenidas en la zona de Aguas Calientes, lo cual es esperable, al ser la parte más alta de la zona de estudio (y que, por lo tanto, recibe las precipitaciones más empobrecidas isotópicamente). Además, resulta interesante notar el desplazamiento de las muestras hacia la derecha de la recta

meteórica (valores de ^{18}O), algo que es esperable en aguas termales asociadas con zonas de volcanes (Xun, Bin, Haiyan, Juan, & Ying, 2009). Por otro lado, se advierte que las muestras del sector 4 son en general bastante similares a las de los sectores 2 y 3, y no están enriquecidas, lo cual sería de alguna forma esperable asociado con los procesos de evaporación propios de un sistema de flujo superficial (figura 4c). En otras palabras, la mezcla de las aguas del río Diguillín antes de confluencia y del estero Renegado, más el afloramiento (manantiales) de aguas subterráneas recargadas a mayor altura (y, por lo tanto, con señales isotópicas más negativas) explicaría los resultados encontrados. Finalmente, y a modo de complemento, se puede señalar que fue posible determinar una relación señal isotópica (^{18}O)/altura (Z) de $^{18}\text{O} (\text{‰}) = 0.003 Z - 6.38$. Esta relación, junto con ser bastante cercana (especialmente en su pendiente) con aquella descrita por Ohlanders, Rodríguez, & McPhee (2013) para áreas de montaña de la zona central de Chile, permite estimar para los manantiales del sector 4 (Diguillín después de confluencia con estero Renegado) zonas de recarga por sobre los 1 100-1 200 msnm, es decir, bastante por encima de los 600 a 700 msnm del sector de Agua Bonita.

Conclusiones

El caudal de estiaje del río Diguillín está alimentado principalmente por dos grupos de manantiales, que aportan en conjunto un caudal cercano a los 7.0 m³/s. El primer grupo de manantiales se encuentra ubicado en un valle andino conocido como valle de Aguas Calientes, y corresponde a un conjunto de manantiales termales y de agua fría que drenan el acuífero formado por los rellenos que forman el volcán Chillán. El segundo grupo de manantiales corresponde a la descarga de un acuífero formado por un sistema de rocas fracturado, que es recargado por filtraciones de aguas lluvias y deshielo que se producen sobre la cuenca del estero Renegado, y que aportan un total de aproximadamente 4.5 m³/s al río

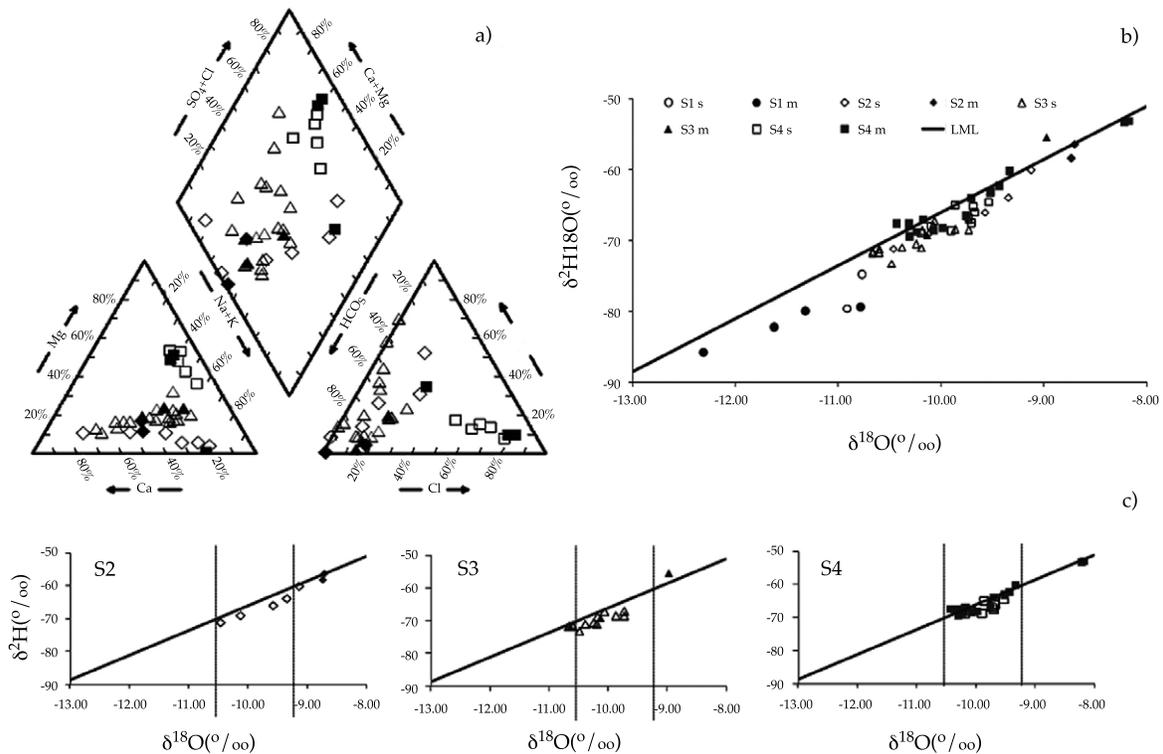


Figura 4a. Diagramas de Piper que muestran la clasificación general de las muestras de agua tomadas en la zona. ◊: río Diguillín antes de confluencia; △: estero renegado; □: río Diguillín después de confluencia (símbolos en blanco corresponden a aguas superficiales y en gris a vertientes). Figura 4b. Relaciones ¹⁸O vs. ²H en las muestras tomadas tanto en los manantiales (m, símbolo gris) como en cauces superficiales (s, símbolo blanco) en los sectores de Aguas Calientes (1, círculo); río Diguillín antes de confluencia (2, rombo); estero Renegado (3, triángulo), y río Diguillín después de confluencia (4, cuadrado). Se incluye además la recta meteórica local (LML): δ²H = 7.5 δ¹⁸O + 8.9. Finalmente, la figura 4c presenta separadamente las muestras de los sectores 2, 3 y 4.

Diguillín aguas abajo de su confluencia con el estero Renegado.

El sistema de manantiales de Agua Bonita garantiza el caudal mínimo del río Diguillín; sin embargo, como este sistema drena un acuífero fracturado que es recargado en la zona del estero Renegado, resulta ser altamente sensible al cambio de uso de suelo que ocurre en ese sector. Se requiere continuar esta investigación para determinar los patrones de flujo, ubicar con exactitud las zonas de recarga y descarga, y estimar tiempos de viaje de posibles contaminantes que ingresen al acuífero por vía de la infiltración de los cientos de fosas sépticas existentes en el valle.

Agradecimientos

Los autores expresan su agradecimiento a Conicyt por el financiamiento dado a través de los proyectos Fondecyt 1110298 y Conicyt/Fondap/15130015.

Referencias

- Andermann, C., Longuevergne, L., Bonnet, S., Crave, A., Davy, P. & Gloaguen, R. (2012). Impact of Transient Groundwater Storage on the Discharge of Himalayan Rivers. *Nature Geosci.*, 5(2), 127-132, <http://dx.doi.org/10.1038/ngeo1356>.
- Dixon, H., Murphy, J., Sparks, M., Chávez, S., Naranjo, J., Dunkley, J., Young, P., Gilbert, S., & Pringle, J. (1999). The Geology of Nevados de Chillán Volcano, Chile. *Revista Geológica de Chile*, 26(2), 227-253.

- Gmati, S., Tase, N., Tsujimura, M., & Tosaki, Y. (2011). Aquifers Interaction in the Outhwestern Foot of Mt. Fuji, Japan, Examined through Hydrochemistry and Statistical Analyses. *Hydrological Research Letters*, 5(1), 58-63.
- HydroChile (2009). *Estudio de Impacto Ambiental Central Hidroeléctrica Aguas Calientes, Capítulo 5. Línea de base* [en línea]. Providencia, Santiago, Chile, Gestión Ambiental Consultores. Consultado 10 dic. 2013. Recuperado de <http://seia.sea.gob.cl/documentos/documento.php?idDocumento=3695064>.
- Manga, M. (1996). Hydrology of Spring-Dominated Streams in the Oregon Cascades. *Water Resources Research*, 32(8), 2435-2439.
- Mulligan, B. M., Ryan, M. C., & Padilla, T. (2011). Delineating Volcanic Aquifer Recharge Areas Using Geochemical and Isotopic Tools. *Hydrogeology Journal*, 19, 1335-1347.
- Muñoz-Villers, L., & McDonnell, J. (2012). Runoff Generation in a Steep, Tropical Montane Cloud Forest Catchment on Permeable Volcanic Substrate. *Water Resources Research*, 48, doi: 10.1029/2011WR011316.
- Naranjo, J., Gilbert, J., & Sparks, R. (2008). *Geología del complejo volcánico Nevados de Chillán, Región del Biobío* (28 pp.). Carta Geológica de Chile, Serie Geología Básica 114. Santiago, Chile: Servicio Nacional de Geología y Minería.
- Ohlanders, N., Rodríguez, M., & McPhee, J. (2013). Stable Water Isotope Variation in a Central Andean Watershed Dominated by Glacier and Snowmelt. *Hydrology and Earth System Science*, 17, 1035-1050.
- Parisi, S., Pasternoster, M., Kohfahl, C., Pekdeger, A., Meyer, H., Hubberten, H., Spilotro, G., & Mogelli, G. (2011). Groundwater Recharge Areas of a Volcanic Aquifer System Inferred from Hydraulic, Hydrogeochemical and Stable Isotope Data: Mount Vulture, Southern Italy. *Hydrogeology Journal*, 19, 133-153.
- Peiffer, Y., Taran, A., Lounejeva, E., Solís-Pichardo, G., Rouwet, D., & Bernard-Romero, R. (2011). Tracing Thermal Aquifers of El Chichón Volcano-Hydrothermal System (México) with $^{87}\text{Sr}/^{86}\text{Sr}$, Ca/Sr and REE. *Journal of Volcanology and Geothermal Research*, 205(3-4), 55-66.
- Távora-Espinoza, L., & Sanz, E. (2010). Hydrogeology and Hydrodynamic of the Gormaz Springs Aquifer and its Importance to the Base Flow of the Duero River, Spain. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 1(3), 5-15.
- Xun, Z., Bin, F., Haiyan, Z., Juan, L., & Ying, W. (2009). Isotopes of Deuterium and Oxygen-18 in Thermal Groundwater in China. *Environmental Geology*, 57, 1807-1814.

Dirección institucional de los autores

Dr. José Luis Arumí

Universidad de Concepción
Facultad de Ingeniería Agrícola
Departamento de Recursos Hídricos
Centro CRHIAM
Conicyt/Fondap-15130015
Vicente Méndez 595
Chillán, CHILE
Teléfono: +56 (42) 2208 804
jarumi@udec.cl

Dr. Ricardo Oyarzún

Universidad de la Serena
Facultad de Ingeniería
Departamento Ingeniería de Minas
Centro de Estudios Avanzados en Zonas Áridas
Benavente 980, La Serena, CHILE
Teléfono: +56 (51) 2204 378
royarzun@userena.cl

Mto. Enrique Muñoz

Universidad Católica de la Santísima Concepción
Facultad de Ingeniería
Departamento de Ingeniería Civil
Alonso de Ribera 2850
Concepción, CHILE
Teléfono: +56 (41) 2345 355
emunozo@ucsc.cl

Dr. Diego Rivera

Universidad de Concepción
Facultad de Ingeniería Agrícola
Departamento de Recursos Hídricos
Centro CRHIAM
Conicyt/Fondap-15130015
Vicente Méndez 595
Chillán, CHILE
Tel.: +56 (42) 2208 804
dirivera@udec.cl

Dra. Evelyn Aguirre

Comisión Chilena de Energía Nuclear
Departamento Aplicaciones Nucleares
Laboratorio Isótopos Ambientales
Nueva Bilbao 12501, Las Condes
Santiago, CHILE
Teléfono: +56 (2) 2364 6130
eaguirre@cchen.gob.cl



Haga clic aquí para escribir al autor

Manejo conjunto del agua en la subcuenca Támbula-Picachos, Guanajuato, México

• Mario A. Hernández* •

Universidad Politécnica de Valencia, España

*Autor de correspondencia

• Alfredo Amador • Sonia T. Sánchez •

Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, México

• Abel Solera •

Universidad Politécnica de Valencia, España

Resumen

Hernández, M. A., Amador, A., Sánchez, S. T., & Solera, A. (noviembre-diciembre, 2014). Manejo conjunto del agua en la subcuenca Támbula-Picachos, Guanajuato, México. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(6), 159-165.

Por sus características geográficas, climáticas y de desarrollo, en regiones como el centro y norte de México existe un grave problema de disponibilidad de agua, siendo la explotación de los acuíferos la principal fuente de abastecimiento. La integración de los sistemas de apoyo en la toma de decisiones tiene como función principal servir de ayuda para el gestor dentro del proceso de toma de decisiones, facilitando la transmisión de información y generación de nuevas ideas. El sistema de apoyo del *software Aquatool* es una herramienta que permite plantear, generar y discutir distintos escenarios actuales y futuros sobre el manejo de la disponibilidad del agua dentro de una zona de estudio. Con el conocimiento del funcionamiento hidrológico superficial y subterráneo de la subcuenca Támbula-Picachos, Guanajuato, y sus acuíferos relacionados, mediante la adecuación y el uso de modelos matemáticos capaces de reproducir de manera conjunta el flujo del agua en una cuenca, es posible tener una visión general sobre el uso de los recursos hídricos de un territorio, así como su funcionamiento, explotación y renovabilidad.

Palabras clave: manejo hídrico conjunto, cuenca, acuífero, explotación sustentable, procesos hidrológicos, escenarios de manejo, subcuenca Támbula-Picachos.

Abstract

Hernández, M. A., Amador, A., Sánchez, S. T., & Solera, A. (November-December, 2014). *Integrated Water Management in the TAMBULA-PICACHOS Sub-Basin, Guanajuato, Mexico*. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(6), 159-165.

Due to its geographical, climatic and development in regions such as central and northern Mexico there's a serious problem of water availability, being the exploitation of aquifers, the main source of supply. The integration of support systems in decision making has as main function to assist the manager in the decision making process, facilitating the transmission of information and generation of new ideas. The support system *Aquatool Software* is a tool to generate and discuss current and future scenarios on the management of water availability within the study area. With the knowledge of surface and subsurface hydrological functioning of the Sub-basin TAMBULA-PICACHOS, Guanajuato, and its associated aquifers, through the adaptation and use of mathematical models capable of modeling together the flow of water into a basin, it is possible to have an overview of the assessment of water resources in a territory, and its operation in terms of exploitation and renewal.

Keywords: Integrated water management, watershed, aquifer, sustainable exploitation, hydrological processes, management scenarios, sub-basin TAMBULA-PICACHOS.

Recibido: 20/06/11
Aceptado: 30/06/14

Introducción

De acuerdo con López (1993), es necesario conocer la serie de caudales en "régimen natural" para realizar una correcta planificación

hídrica y el análisis de propuestas de manejo, cuando se cuenta con una buena base de datos de mediciones en un largo periodo de tiempo. Sin embargo, la forma actual de los cauces en las cuencas y los escurrimientos son distintos

a los del régimen natural, por lo que se deben reproducir de manera aproximada mediante el auxilio de modelos matemáticos que consideren las modificaciones antropogénicas a lo largo del tiempo.

La modelación de escenarios de gestión permite analizar y planificar sistemas de recursos hídricos, partiendo del análisis de series históricas y datos cualitativos obtenidos para una zona de estudio. Para realizar el análisis de la gestión de los recursos hídricos en una cuenca donde se simule su funcionamiento es necesario: (1) construir un modelo matemático que refleje la realidad de manera abstracta; (2) la aplicación de este modelo calibrado a un caso específico mediante la manipulación de distintas variables dentro del sistema, y (3) realizar un análisis e interpretación de los resultados obtenidos en el modelo (López, 1993).

Área de estudio

Hidrología superficial

De acuerdo con la división hidrológica superficial de la Comisión Nacional del Agua (Conagua, 2007), la subcuenca Támula-Picachos (figura 1) pertenece a la cuenca Lerma-Chapala y dentro de ésta, a la cuenca del río Laja, en el estado de Guanajuato. Está conformada por nueve microcuencas (Alcocer, Cerritos, El Huizachal, Guadalupe de Támula, Puerto de Nieto, Sosnabar, San Marcos de Begoña, San Miguel de Allende, Santa Teresita de Don Diego), con 390.22 km² de superficie, delimitadas y reconocidas por el Instituto de Ecología del Estado de Guanajuato (IEEG, 2007). La unidad de escurrimiento que es relevante para su manejo es la UE-1, conformada por siete de las nueve microcuencas que desembocan en

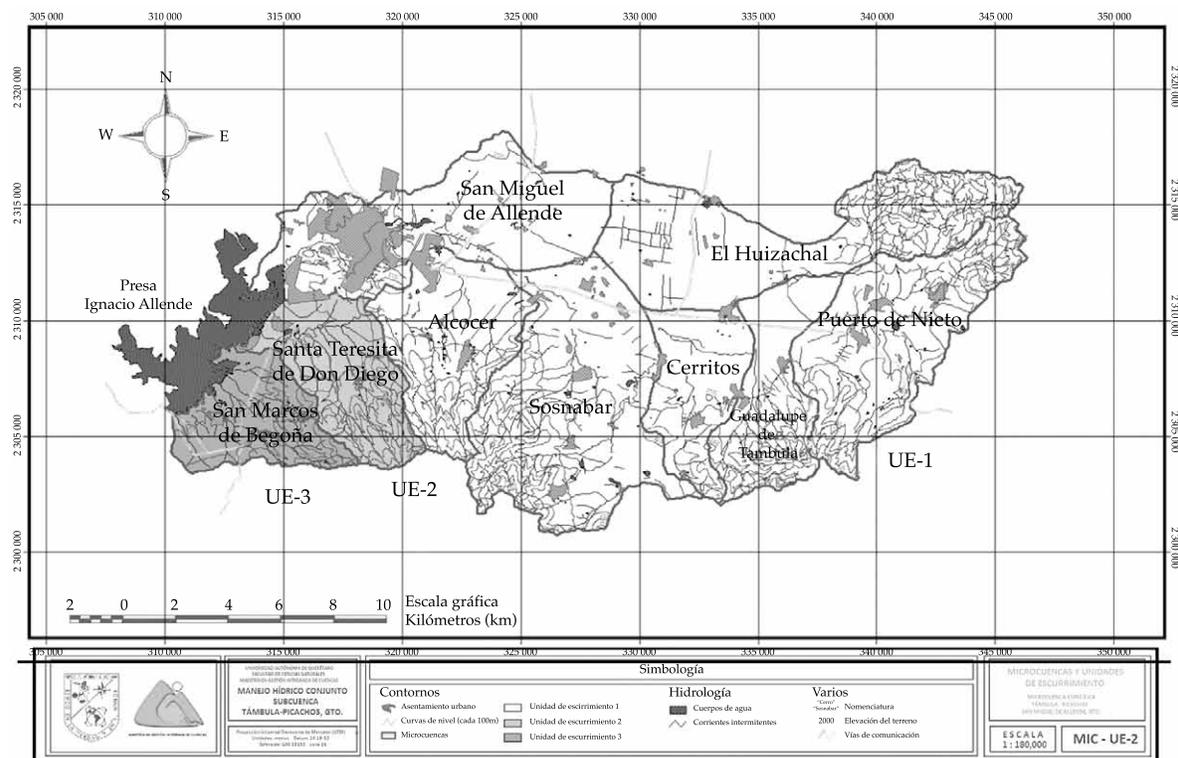


Figura 1. Microcuencas y unidades de escurrimiento.

la ciudad de San Miguel de Allende y la presa Ignacio Allende.

Las corrientes superficiales descienden a manera de arroyos desde las formaciones montañosas con caudal intermitente. Los principales cuerpos de agua presentes en la subcuenca son los denominados “bordos” de tierra y mampostería, algunos construidos hace más de 100 años, otros más con poca capacidad debido a problemas de azolve y fallas. Se ha reconocido una correspondencia entre la UE-1 y el acuífero San Miguel de Allende, siendo la principal fuente de abastecimiento subterránea para el desempeño de las actividades antropogénicas en la zona.

Hidrología subterránea

En la subcuenca se reconocen dos regiones geohidrológicas principales: los acuíferos de San Miguel de Allende (SMA) y Cuenca Alta del Río Laja (CARL), de acuerdo con lo registrado en el documento “Estudio hidrogeológico del acuífero Río Laja-San Felipe, Gto.” del año 2000 de la CEAG. De acuerdo con la Conagua (2007), la subcuenca se encuentra en dos zonas de veda: Decreto núm. 1106 (27/01/1958) y núm. 1102 (24/01/1949), veda tipo II, en donde se prohíbe la construcción de nuevos pozos para la extracción de agua subterránea en el área, lo que hace de especial interés el estudio de su funcionamiento hidrológico.

Se considera que el acuífero SMA es la principal región geohidrológica sobre la que inciden las actividades antropogénicas y ambientales de la subcuenca, cubriendo un 78% de la zona, registrando variaciones en la profundidad del nivel estático entre los 100 y 120 m. Se tiene un flujo subterráneo subregional desde las partes altas de montaña y lomerío hacia el centro del valle y hacia el río Laja.

Metodología

Para la evaluación del manejo hídrico conjunto es necesario un módulo hidrológico superficial y uno subterráneo, los cuales deberán

contar con un alto grado de interrelación. Para el “módulo superficial” se determinan las entradas y salidas de agua, atendiendo al balance superficial. Para el “módulo subterráneo” se determina el funcionamiento del acuífero con el que más está relacionada la subcuenca. Ambos módulos están sometidos a acciones internas y externas referentes al suministro y demanda de agua. Las acciones internas consideradas como procesos naturales son precipitación, evapotranspiración, escurrimiento e infiltración; las acciones externas consideran las demandas de agua (producto de las actividades desarrolladas por la población en la subcuenca) como su principal componente.

Es posible ir más allá del conocimiento de la situación del manejo actual del agua a través de la elaboración de escenarios tendenciales a mediano y largo plazos, mediante proyecciones de crecimiento poblacional, de incremento en las demandas o recarga en el sistema. Para ello se utiliza el *software Aquatool DMA* (versión 3.40, 2007), con el que se hacen simulaciones alternas del manejo conjunto del agua en la subcuenca. El módulo *Aquival* (2007) se usa para simular la evolución de los niveles piezométricos, atendiendo a distintos escenarios de gestión. Tanto el módulo *SIMGES*, como *Aquival* requieren datos generales de demandas de agua a una escala de tiempo mensual (Andreu, Solera, Capilla, & Ferrer, 2007), las cuales se determinaron mediante el análisis de consumos al interior de la subcuenca.

Resultados

Modelación superficial

El funcionamiento del esquema de gestión conjunta de la subcuenca se basa en su división por microcuencas, por lo que las demandas hídricas atenderán a sus principales actividades realizadas. Se grafica la serie de precipitación de 1954 a 2004 y se obtienen sus propiedades estadísticas (figura 2), con valores de la media y mediana, etc., de los datos extraídos de *ERIC*

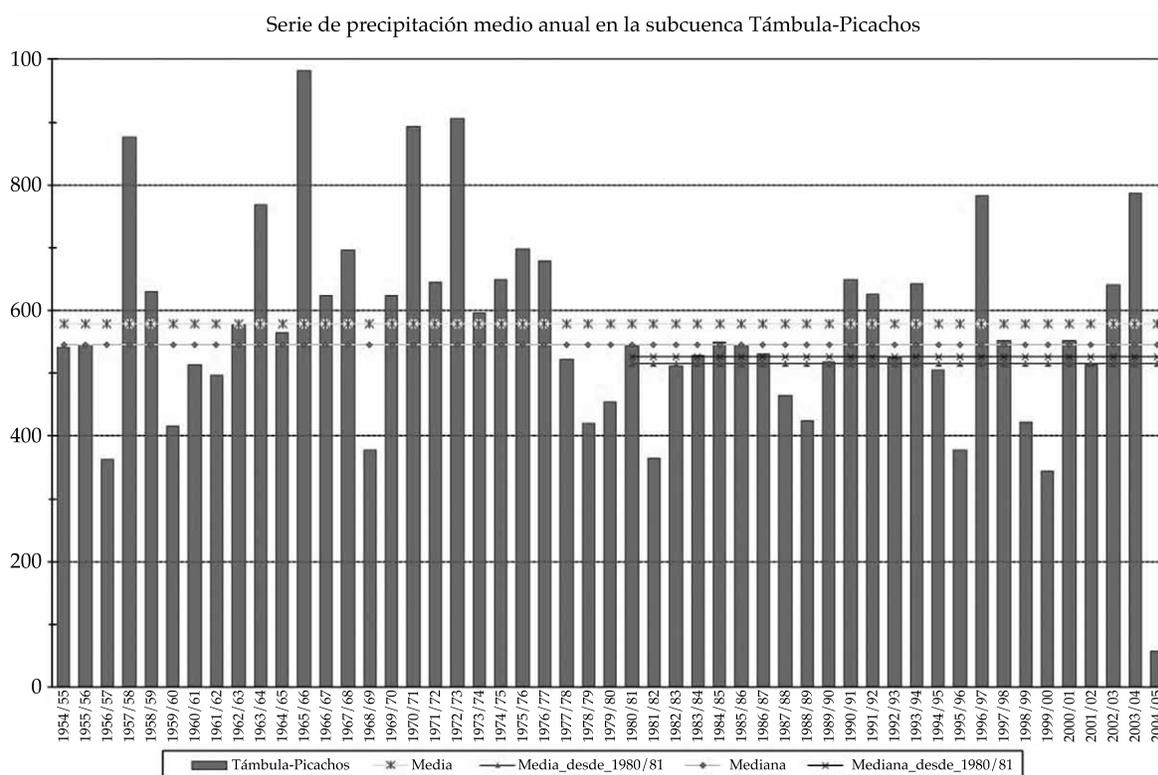


Figura 2. Serie de precipitación media anual para la subcuenca Támula-Picachos.

III para las cinco estaciones meteorológicas cercanas a la zona de estudio. Destaca una media anual de precipitación de 585 mm, que se ha visto reducida en los últimos 20 años, debido posiblemente al efecto de cambio climático.

Como método alternativo de comparación en la evaluación del escurrimiento directo se utilizó el "Método de Transporte de Información Hidrométrica", extrayendo información de la estación hidrométrica La Begoña (I y II), que afora la cuenca alta del río Laja (4,984 km²) y de la estación Cinco Señores, ubicada en una cuenca a 18 km al noreste de San Miguel de Allende, con un área de 408 km².

La metodología para el cálculo simultáneo del escurrimiento directo y la recarga potencial fue el uso del modelo de Témez (Témez, 1977), tomando como referencia los datos medios ponderados de precipitación y temperatura registrados en las cinco estaciones climáticas

de la zona y la recopilación de información cualitativa usada para corroborar y validar los datos de escurrimiento superficial de la zona. Se calculó sólo la infiltración de la UE-1, pues sólo ésta incide en la recarga del acuífero SMA.

Observando el área ocupada por los cuerpos de agua (3.54 km²) registrados en el mapa de "Uso de suelo y vegetación" de 1993 y 2003, y considerando un promedio bruto entre 2.0 y 2.5 m de profundidad en los bordos y represas presentes en la zona, se calculó un valor estimado del volumen almacenado en la subcuenca entre 7.08 y 8.85 Hm³/año. Este volumen sólo se encuentra disponible entre seis y ocho meses de acuerdo con la información recabada en recorridos de campo.

Las opciones calibradas de humedad máxima ($H_{m\acute{a}x}$) e infiltración máxima ($I_{m\acute{a}x}$) consideradas en el modelo de Témez fueron rangos mínimos, medios y máximos de $H_{m\acute{a}x}$ e $I_{m\acute{a}x}$. Se registró un valor máximo de 9.65

Hm³ para septiembre, que corresponde al mes en que los informantes de la zona de estudio usualmente registran inundación de parcelas, terracerías y algunas zonas bajas cercanas a distintas localidades de la subcuenca. Además, se observó una correspondencia entre los picos de escurrimiento aforados en la estación Cinco Señores, respecto a los caudales calculados con el modelo de Témez calibrado, en el cual se registra un escurrimiento medio máximo anual de 113.19 Hm³ para el año de 1996, mismo que coincide con el registro histórico de inundaciones presentes en la ciudad de San Miguel de Allende y otras localidades.

Modelación subterránea

El acuífero SMA tiene un área de 414.3 km² y está directamente relacionado con la UE-1, por lo que para calibrarlo sólo se toma en cuenta una parte de la subcuenca, considerando: (1) el acuífero SMA es independiente del acuífero CARL, debido a un desplazamiento geológico que divide los niveles freáticos en dos distintas zonas; (2) es de tipo granular, semi-confinado, con descargas libres en la zona noroeste y su descarga es hacia la represa del Charco del Ingenio; (3) las mayores demandas están al

norte, representadas por zonas agrícolas; (4) sólo un 13% del agua para abastecimiento urbano se extrae del acuífero SMA y el 87% se abastece del acuífero CARL.

Se consideró una malla de cinco filas y cinco columnas y un ancho de las celdas de 5 000 x 5 000 m. Como condiciones de contorno se tomaron como celdas inactivas aquellas que representan las zonas montañosas y como celda de nivel constante (celda [1-1]), el punto de confluencia de los flujos subterráneos. Los parámetros hidrodinámicos tuvieron valores iniciales de transmisividad (*T*) de 2 053 m²/día y un coeficiente de almacenamiento (*A*) de 0.055. Los valores de *T* y *A* por calibrar deben cumplir con las condiciones de descenso registradas (1.7 m en la celda [2-1] y 3.2 m en la celda [3-3]) y la pendiente de descenso entre 1.5 y 2.8%. Cuando se adoptaron valores de *T* entre 800 y 900 m²/día y *A* de 0.015, se observaron estas condiciones.

Esquema de trabajo en Aquatool DMA

Para la simulación conjunta hecha en el módulo SIMGES (2007), se usó el escenario Támula-Picacho (figura 3) y un nombre de modelo distinto para cada cambio en la gestión, con

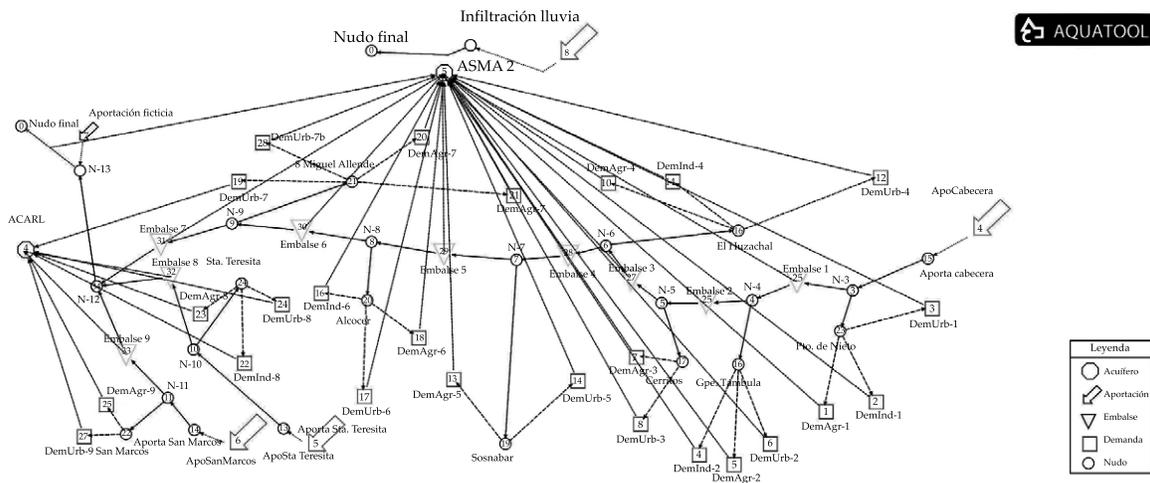


Figura 3. Esquema de trabajo para la simulación del manejo hídrico conjunto en la subcuenca Támula-Picachos, Guanajuato.

un periodo de 50 años (de 1954 a 2004). Para evaluar otras situaciones, el escenario actual no se alteró, sólo se modificaron las “demandas” de acuerdo con cada variante del escenario simulado. Los escenarios de manejo analizados son: (1) el aumento en las demandas consuntivas, para 2025 y 2050; (2) una recarga difusa por bordos; (3) el aumento de la capacidad de almacenamiento de los embalses; (4) un escenario de gestión mixto con reducción de demanda e incremento de la recarga.

Discusión de las simulaciones

De acuerdo con los escenarios simulados, el descenso promedio en el acuífero es el siguiente:

1. Considerando la tendencia de demanda histórica: para 2004 (escenario actual) es entre 1.9 y 3.4 m; para 2025 (medio plazo) se registrará un descenso entre 3.9 y 5.6 m; para 2050 (largo plazo) será entre 5.1 y 6.9 m.
2. Considerando la reducción de la demanda actual en un 30%, se registrará un descenso de niveles entre 1.3 y 2.5 m (corto plazo).
3. Considerando el aumento de la filtración en embalses al doble, el descenso de niveles variará entre 0.6 y 1.1 m (corto plazo).
4. Si se toma en cuenta la reducción del 30% de la demanda actual y el doble de filtraciones en los embalses, se registrará un descenso entre 0.2 y 1.0 m (como escenario de mayor recarga a corto plazo).

Sobre el cambio de almacenamiento para los escenarios simulados, se tiene que:

1. Manteniendo la tendencia de demanda en el acuífero, se pasará de un déficit de 10.55 Hm³ en 2004 a 12.6 Hm³ en cinco años y hasta 34.2 Hm³ en 20 años.
2. Si se considera la tendencia del incremento en la demanda hídrica, se alcanzará un déficit de 56.5 Hm³ en cinco años y hasta 192.3 Hm³ en 20 años.

3. Si se tiene una reducción de la demanda actual en un 30%, el déficit en cinco años sería de 3.5 Hm³ y de 1.3 Hm³ en 20 años.
4. Si se considera el doble de capacidad en el almacenamiento y su filtración al acuífero, el superávit sería de 16.1 Hm³ en cinco años y de 35.5 Hm³ en 20 años.
5. Si se reduce la demanda un 30% y se aumenta la capacidad de almacenamiento, el superávit registrado podría ser de 22.0 Hm³ en cinco años y de 48.5 Hm³ en 20 años.

Conclusiones

Pese a las limitantes a las que están sujetos los modelos indirectos de cálculo de las componentes del balance hídrico anual, éstos constituyen una herramienta importante para evaluar el efecto de modificaciones en el ambiente por el cambio de la gestión del agua sobre la respuesta hidrológica de una cuenca.

El auxilio en herramientas de análisis conjunto de la gestión de los recursos hídricos de una cuenca permite a los tomadores de decisiones tener una mayor comprensión del funcionamiento del sistema de explotación y de las repercusiones a distintos escenarios temporales sobre la implementación de una u otra solución para el abastecimiento sustentable de agua destinada a los distintos usos antropogénicos y estrechamente relacionada con las necesidades ambientales del propio sistema. Finalmente, algunos de los resultados de la simulación hídrica conjunta son:

- Por la complejidad de los acuíferos y la falta de más datos para su calibración, sólo se analizó de manera simplificada el acuífero de San Miguel de Allende, que es la principal fuente de aportación subterránea para las zonas agrícolas y rurales en la zona.
- La reducción del consumo hídrico se ve reflejado de forma directa en el abastecimiento agrícola y urbano, siendo posible con la tecnificación, ahorro y uso racional del recurso.

- Se propone realizar acciones de prevención, cuidado y rehabilitación de zonas de recarga y considerar que el agua utilizada en las partes bajas de la subcuenca son abastecidas por la recarga que se genera en las zonas demarcadas como de importancia crítica para la recarga de acuíferos (bordos, lomeríos y barrancos ubicados en la parte alta y media de la cuenca).
- Un mayor número de escenarios analizados permitirá tener un panorama del uso de los recursos y su respuesta ante las acciones externas de sus usuarios y tomadores de decisiones.

Referencias

- Andreu, J., Solera, A., Capilla, J., & Ferrer, J. (2007). *Modelo SIMGES de Simulación de la Gestión de Recursos Hídricos, incluyendo Utilización Conjunta. Manual del Usuario* (225 pp.). Valencia: Editorial UPV.
- Aquatool DMA (2007). *Manual de usuario español. Directivas de Manejo del Agua de la Unión Europea en el sistema Aquatool DMA* (263 pp.). Valencia: Editorial UPV. Recuperado de <http://www.iiama.upv.es:8080/aquatool/aquatooldma>.
- Aquival (2007). *Módulo para el pre-proceso y simulación de acuíferos* (55 pp.). Valencia: Editorial UPV. Recuperado de <http://www.upv.es/aquatool/>.
- Conagua (2007). *Estadísticas del agua en México* (248 pp.). México, DF: Comisión Nacional del Agua. Recuperado de http://cna.gob.mx/CONAGUA08/News/PNH_08.pdf.
- IEEG (2007). *Instituto de Ecología del Estado de Guanajuato* (138 pp.). Guanajuato, México: Gobierno del Estado de Guanajuato. Recuperado de <http://ecologia.guanajuato.gob.mx/prevencion/licencia.php>.
- López, J. (1993). *Restitución de datos de aforo al régimen natural. Conceptos y métodos para la planificación hidrológica*. Barcelona: Editorial CIMNE.
- SIMGES (2007). *Manual de usuario SIMGES. Modelo de simulación de la gestión y el manejo hídrico, incluyendo el uso conjunto del agua superficial y subterránea* (106 pp.). Valencia: Editorial UPV, Instituto de Ingeniería del Agua y Medio Ambiente. Recuperado de <http://www.iiama.upv.es:8080/aquatool/Members/asolera/SIMGE2usr300.pdf>.
- Témez, J. (1977). *Modelo matemático de transformación precipitación-aportación* (12 pp.). Reporte técnico. Madrid: ASINEL.

Dirección institucional de los autores

Dr. Mario A. Hernández H.

Doctorado en Ingeniería del Agua y Medioambiental
Universidad Politécnica de Valencia
Camino de Vera s/n
46022 Valencia, ESPAÑA
malbher@upv.es

Dr. Alfredo Amador García

Facultad de Biología
Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo
Av. Fco. J. Múgica s/n, Felicitas del Río
58040 Morelia, Michoacán, MÉXICO
amador.umich@gmail.com

Dra. Sonia T. Sánchez Quispe

Facultad de Ingeniería Civil
Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo
Av. Fco. J. Múgica s/n, Felicitas del Río
58040 Morelia, Michoacán, MÉXICO
soniatsq@hotmail.com

Dr. Abel Solera Solera

Instituto de Ingeniería del Agua y Medioambiente
Universidad Politécnica de Valencia
Camino de Vera s/n
46022 Valencia, ESPAÑA
asolera3@upv.es



Haga clic aquí para escribir al autor

LOTE 1. MUESTRA DE SUELO 30 Cm.



LOTE 1. MUESTRA DE SUELO 60 Cm.



LOTE 2. MUESTRA DE SUELO 30 Cm.



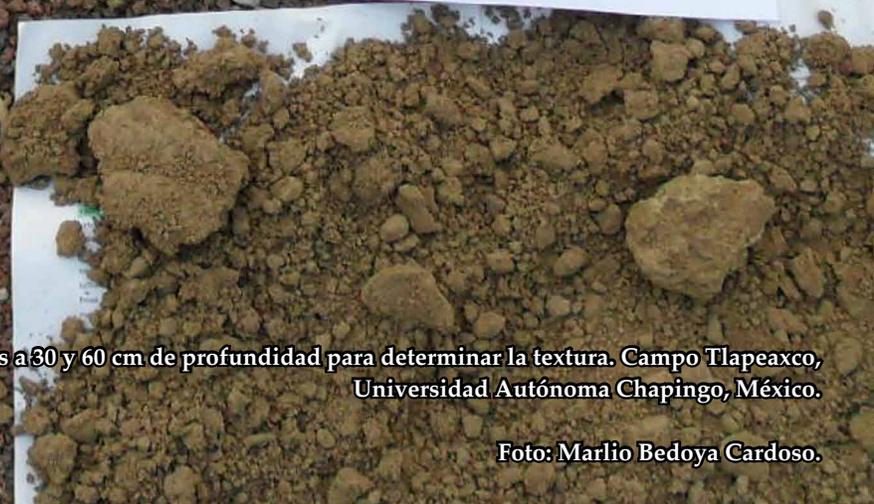
LOTE 2. MUESTRA DE SUELO 60 Cm.



LOTE 3. MUESTRA DE SUELO 30 Cm.



LOTE 3. MUESTRA DE SUELO 60 Cm.



Muestras de suelo de tres sitios a 30 y 60 cm de profundidad para determinar la textura. Campo Tlapeaxco, Universidad Autónoma Chapingo, México.

Foto: Marlio Bedoya Cardoso.

¿Es posible mejorar la uniformidad de riego utilizando diferentes espaciamentos entre emisores?

• Marlio Bedoya-Cardoso* • Vicente Ángeles-Montiel •
Universidad Autónoma Chapingo

*Autor de correspondencia

Resumen

Bedoya-Cardoso, M. & Ángeles-Montiel, V. (noviembre-diciembre, 2014). ¿Es posible mejorar la uniformidad de riego utilizando diferentes espaciamentos entre emisores? *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(6), 167-175.

Las pérdidas por fricción y localizadas, el espaciamento entre emisores, la pendiente del terreno, la velocidad de descarga y el régimen del emisor son parámetros importantes para determinar la uniformidad de riego (aplicación). Por lo anterior, el presente trabajo se realizó con el fin de mejorar y predecir la uniformidad de aplicación, utilizando diferentes espaciamentos entre emisores en laterales y proponiendo estrategias alternativas de aforo de emisores en laterales que tiendan a reducir el número de lecturas. Las pruebas se realizaron en dos laterales de 50 metros (m) de longitud y 13.5 milímetros de diámetro interior; en el primer lateral se trabajó con espaciamento constante de 0.40 m (tradicional) y para el segundo lateral, espaciamentos distintos de 0.40 m en los primeros 10 m y 0.35 m hasta el final (propuesto). Todos los goteros de los laterales se aforaron tres veces para determinar su promedio. Los resultados indican que la propuesta de espaciamentos distintos para laterales de riego mejora entre un 2.0 y 2.37% la uniformidad de riego, en comparación con el espaciamento constante; sin embargo, para un $\alpha = 0.05$, estas mejoras no son estadísticamente significativas. Por último, la propuesta de aforar goteros a 25-50-75 y 20-40-80% de la longitud del lateral predicen bien la uniformidad de aplicación, con un nivel de significancia del 95% en la prueba de hipótesis de varianza.

Palabras clave: diámetro húmedo, goteros, uniformidad de aplicación, pérdidas por fricción y localizadas.

Abstract

Bedoya-Cardoso, M. & Ángeles-Montiel, V. (November-December, 2014). Is it Possible Improve the Irrigation Uniformity Using Different Spacing between Emitters? *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(6), 167-175.

Friction and localized losses, the spacing between emitters, the slope of the ground, the emitter flow rate and flow regimen, are important parameters to determine the irrigation uniformity (application), by these considerations, the present study was performed to predict and improve the emission uniformity, using different spacing between drippers on laterals and proposing alternative strategies for the measurement of lateral emitters that tend to reduce the number of readings. The tests were conducted on two laterals of 50 meters (m) length and 13.5 millimeters inside diameter. On the first lateral, a constant spacing of 0.40 m (traditional) was used, and on the second lateral a different spacing was used, 0.40 m in the first 10 m section and 0.35 m spacing in the other 40 m (proposed). All the emitters of the two laterals are gauged 3 times to determine their average. The results indicate that the proposal of different spacing in irrigation laterals improve between 2.0 to 2.37% application uniformity compared with constant spacing, however with $\alpha = 0.05$ these improvements aren't statistically significant. Finally the measure proposal emitters at 25-50-75 and 20-40-80% of the lateral length predict well the application uniformity, with a significance level of 95% in the hypothesis test of variance,

Keywords: Wetting diameter, different spacing, drippers, emission uniformity, localized and friction losses.

Recibido: 22/06/12

Aceptado: 25/04/14

Introducción

La pérdida de carga en tuberías con salidas múltiples igualmente espaciadas será de menor magnitud que la pérdida de carga en una tubería similar que transmite el gasto completo sobre to-

da su longitud debido a que el gasto se disminuye establemente cada vez que pasa por una salida (García & Briones, 2007). Una tubería con salidas múltiples es una estructura hidráulica, cuyo diseño está limitado por la presión de entrada, la topografía del terreno y por la uniformidad

de aplicación de agua que se ve afectada por la pérdida total de energía a lo largo de la tubería, así como por las características hidráulicas de la salida (Yildirim, 2006).

La determinación exacta de las pérdidas por fricción en una tubería con salidas múltiples requiere de un análisis tramo por tramo a partir de la última salida; para evitar este incómodo análisis, algunos investigadores han propuesto expresiones que agilizan dicho proceso, entre ellos se destacan: Christiansen, 1942; Scaloppi, 1988; Anwar, 1999a; Anwar, 1999b; Chinea y Dominguez, 2006; y el más reciente, Ángeles, Carrillo, Ibáñez, Arteaga y Vázquez, 2009.

Algunos diseñadores de sistemas de riego a presión, partiendo de la hipótesis que las pérdidas menores generadas por la deformación del tubo y la barra sólida del emisor insertado se pueden despreciar, han ocasionado deficiencias en dichos sistemas, pues un número considerable de emisores pueden convertirse en un porcentaje importante en las pérdidas de carga total; por lo anterior, investigadores han propuesto ecuaciones para determinar dichas pérdidas, haciendo relaciones entre el área del tubo y la que ocupa el gotero dentro del tubo (Martínez, 1991; Bagarello, Ferro, Provenzano, & Pumo, 1997; Provenzano & Pumo, 2004; Demir, Yurdem, & Degirmencioglu, 2007).

Las pérdidas totales (fricción más menores) y el espaciamiento entre emisores afectan la distribución de agua en un lateral de riego, por ello se han desarrollado expresiones numéricas que sirven como índice para asegurar una uniformidad y con este propósito se utilizan expresiones llamadas coeficientes de uniformidad (C_u), las cuales son expresadas en porcentaje y han sido trabajadas por Christiansen (1942), Keller y Karmeli (1974), Karmeli y Keller (1975), y Barragán, Bralts y Wu (2005).

Metodología

El presente trabajo se realizó en las instalaciones del laboratorio de ingeniería de riego campo: Tlapeaxco, Montecillo y la Cerona de

la Universidad Autónoma Chapingo, ubicado en el km. 38 carretera México-Texcoco, con las coordenadas 19° 29' latitud norte, 98° 54' latitud oeste, a una altura de 2 250 msnm.

Espaciamiento entre emisores

En tres sitios de dos clases texturales (franco arcillo arenoso y arcilloso) del laboratorio de ingeniería de riego se puso en funcionamiento un pequeño sistema de riego a presión con tubería de 13.5 mm de diámetro interior, en la que se insertó un gotero de 8 litros por hora (l/h), para que suministrara un volumen de 12 litros; posteriormente se midió el diámetro húmedo formado con una aplicación de 6, 9 y 12 litros. Es importante mencionar que cada 15 minutos se realizaba un aforo para corregir el tiempo de aplicación.

Determinación de la presión del lateral

La presión de operación fue 1.83 kg cm⁻² (26 PSI), con la cual se asegura que al final de este lateral llegara la presión de trabajo del gotero, ya que el rango de operación de estos goteros es de 0.49 a 4.22 kg cm⁻² (7-60 PSI); esta presión de operación se determinó con la siguiente expresión:

$$h_l = h_o + \left(\frac{3}{4}\right)h_f^* \quad (1)$$

Donde h_l es presión a la entrada del lateral; h_o la presión de operación del emisor; h_f^* las pérdidas por fricción corregidas de la tubería.

Las pérdidas por fricción se calcularon utilizando una relación matemática entre la ecuación de Darcy-Weisbach y Blasius, la cual es afectada por la temperatura del agua y a 18 °C esta relación es la siguiente:

$$h_f = 0.000798 * \frac{Q^{1.75}}{D^{4.75}} * L \quad (2)$$

Donde Q es el caudal total del lateral (m³ s⁻¹); D , el diámetro de la tubería (m); L , la

longitud del lateral (m). Con la ecuación (2) se determinan las pérdidas por fricción en una tubería cerrada, pero para convertirlas a pérdidas en tuberías con salidas múltiples se multiplican con el factor de Christiansen (1942), expresado de la siguiente forma:

$$F = \frac{1}{m+1} + \frac{1}{2N} + \frac{(m-1)^{0.5}}{6N^2} \quad (3)$$

Donde F es el factor de Christiansen; m , el exponente de la velocidad en la fórmula usada para calcular la pérdida de presión causada por la fricción ($m = 1.75$), y N es el número de salidas a lo largo de la tubería.

Las pérdidas por conexión (menores) se expresaron en longitud equivalente, utilizando la ecuación de Martínez (1991):

$$J = \frac{(se + fe)}{se} \quad (4)$$

Donde J es la pérdida por conexión (adimensional); S_e es la separación entre emisores (m), y f_e es la longitud equivalente de la pérdida de carga por conexión (m), cuyo valor es 0.15 m.

Las pérdidas totales en la tubería o pérdidas por fricción corregidas por la conexión del emisor están dadas por la siguiente expresión:

$$h_f^* = h_f * F * J \quad (5)$$

Estimación del coeficiente de uniformidad

Una vez fijada la presión de operación se hizo el respectivo aforo volumétrico con la ayuda de un bote calibrado y un cronómetro para establecer la cantidad de agua que se estaba suministrando a los laterales con dicha presión. Este procedimiento se hizo tres veces, luego se conectó el primer lateral con espaciamiento constante de 0.40 m (tradicional), en el cual se aforaron los 125 goteros tres veces para determinar su promedio; el mismo

procedimiento se hizo para el lateral con espaciamientos distintos de 0.40 m en los primeros 10 m y 0.35 m en los restantes 40 m (propuesta), pero en éste se midieron 139 emisores; dicho procedimiento se realizó con dos repeticiones.

La presión de operación en los dos laterales (tradicional y propuesto) se verificó y ajustó cada diez metros, cuando ya se habían aforado por lo menos 25 goteros, para asegurar la misma presión de operación en toda la medición.

Después de generados los resultados en los dos laterales (tradicional y propuesto), se determina el coeficiente de uniformidad (aplicación), utilizando las ecuaciones (6), (7) y (8) de Keller y Karmeli (1974), y Karmeli y Keller (1975):

$$C_u = 100 * \left[1 - u + u * \frac{q_{25\%h}}{q_{medh}} \right] * \frac{q_{mínd}}{q_{medd}} \quad (6)$$

$$C_u = 100 * \frac{q_{25\%h}}{q_{medd}} \quad (7)$$

$$C_u = 100 * \left[1 - \frac{1.27 * Cvf}{\sqrt{ep}} \right] * \frac{q_{mínd}}{q_{medd}} \quad (8)$$

Donde C_u es el coeficiente de uniformidad (aplicación); $q_{25\%h}$ el caudal medio del 25% de los emisores de menor caudal (l/h); q_{medh} el caudal medio (l/h) de la muestra de emisores operados a presión de referencia (26 PSI); $q_{mínd}$ el caudal mínimo (l/h); q_{medd} el caudal medio de dimensionamiento o diseño (l/h); Cvf , el coeficiente de variación de fabricación, y ep es el número de emisores por planta.

Además de las anteriores ecuaciones, se utiliza la expresión de coeficiente de uniformidad propuesto por Barragán et al. (2005):

$$C_u = 1 - \sqrt{\left(1 - \frac{q_{mínd}}{q_{medd}} \right)^2 + \left(\frac{1.27 * Cvf}{\sqrt{ep}} \right)^2} \quad (9)$$

Método para propuesta de aforo

Para predecir la uniformidad de aplicación en laterales de riego con emisores autocompensados, sin la necesidad de aforar todos los goteros, se estableció el tamaño de muestra con la expresión que se describe a continuación:

$$n = \frac{N * Z^2 * S^2}{d^2 * (N - 1) + (Z^2 * S^2)} \quad (10)$$

Donde N es el número total de emisores; Z , la seguridad del 95%, con coeficiente de 1.96; S^2 , la varianza, y d es el error esperado 0.13 (l/h). Luego de fijado el número de emisores a medir por la ecuación (10), se diseñaron cuatro procedimientos para seleccionar los goteros a medir a lo largo del lateral; estos procedimientos se describen a continuación:

1. Se generaron números aleatorios del 1 al 125 de 50 muestras de tamaño $n = 5, 10, 15, 20, 25, 30$, para el lateral tradicional y números aleatorios del 1 al 139 de 50 muestras de tamaño $n = 5, 10, 15, 22, 30$, para el lateral propuesto, el tamaño de la muestra en los dos laterales no es igual por tener diferentes variaciones.
2. En este procedimiento se divide el lateral en cuatro partes iguales para realizar los aforos en tres sitios ubicados a $\frac{1}{4}$, $\frac{1}{2}$ y $\frac{3}{4}$ de la longitud del lateral; cada sitio sirvió como punto medio, ya que se aforaron emisores antes y después de dicho punto.

3. Se decide aforar los goteros que se encuentran a 20, 40 y 80% de la longitud del lateral debido a que en estas longitudes se produce 50, 75 y 97% de las pérdidas por fricción en el lateral.
4. En el cuarto y último procedimiento se resuelve aforar los goteros ubicados a 20, 40 y 60% de la longitud del lateral, debido a que en estas longitudes se produce 50, 75 y 93% de las pérdidas por fricción del mismo.

Procedimiento para el análisis de resultados

Los datos arrojados en este trabajo fueron tabulados, analizados y graficados con la ayuda de una hoja de cálculo de Excel del programa *Microsoft 2010*, en la cual se determinaron los promedios, varianzas y coeficientes de uniformidad; asimismo, se realizó la prueba de hipótesis de varianza con nivel de significancia de 95%, para determinar si el mejoramiento en la uniformidad de aplicación y los procedimientos de aforo presentaban diferencias relevantes.

Resultados

Diámetro húmedo y selección de espaciamiento

El promedio de los diámetros húmedos formados en los tres sitios con un volumen de aplicación de 12 litros fue de 0.416 m (cuadro 1); por tal razón se decide seleccionar un espaciamiento de 0.4 m para el lateral tradicional y para el lateral propuesto espaciamiento

Cuadro 1. Diámetro húmedo formado con gotero de 8 l/h.

Sitio de prueba	Volumen de agua aplicado (l)	Diámetro húmedo (m)
Lote 1	6.0	0.450
	9.0	0.470
	12.0	0.495
Lote 2	6.0	0.303
	9.0	0.335
	12.0	0.365
Lote 3	6.0	0.308
	9.0	0.345
	12.0	0.388

de 0.4 m en el primer tramo de 10 m y 0.35 m para los restantes 40 m.

Presión de operación en los laterales

Los resultados de la ecuación (4) para el lateral tradicional y propuesto fueron 1.34 y 1.42 (adimensional), respectivamente. Las pérdidas por fricción en tuberías con salidas múltiples se calcularon utilizando las ecuaciones (2) y (3), para los dos laterales (tradicional y propuesto), las cuales fueron de 6.86 y 8.77 m, respectivamente; luego se corrigieron con el valor de J (ecuación (4)).

Con las pérdidas por fricción corregidas y presión de operación del emisor (1 kg cm^{-2} ; 10 m), se estableció la presión al inicio del lateral utilizando la ecuación (1).

Determinación del coeficiente de uniformidad

En el cuadro 2 se pueden ver los resultados de los coeficientes de uniformidad de los dos laterales utilizando las ecuaciones (6), (7), (8) y (9), en él se observa que el mejoramiento del coeficiente de uniformidad utilizando el espaciamiento distinto entre emisores frente al espaciamiento constante se encuentra entre 0.45 y 2.37% (columna 8), pero la prueba de hipótesis de varianza realizada con un nivel de significancia del 95% muestra que no existen diferencias relevantes entre los laterales, lo cual indica que las varianzas son iguales.

Propuestas de aforo, primer procedimiento

En las figuras 1 y 2 se observa el comportamiento de los diferentes coeficientes de uniformidad, con 50 muestras aleatorias de tamaño $n = 5$ y $n = 25$, respectivamente; con ellas se puede afirmar que su uso es inexacto al momento de predecir la uniformidad, ya que la probabilidad de encontrar errores inferiores al 5% es de tan sólo el 18% en todas las fórmulas; esta probabilidad se determinó con las 50 muestras, teniendo como referencia el coeficiente de uniformidad de todo el lateral aforado.

Propuesta de aforo, segundo y tercer procedimiento

La utilización del segundo y tercer procedimiento para predecir la uniformidad de aplicación en el lateral tradicional sin necesidad de aforar todos los goteros con dos repeticiones generó errores inferiores al 4.2 y 3.7%, respectivamente (cuadro 3). Igualmente, en el lateral propuesto, el uso del segundo y tercer procedimiento para estimar la uniformidad de aplicación con dos repeticiones generó errores inferiores al 6.3 y 6.6%, respectivamente (cuadro 4).

Para establecer si los errores en predicción de la uniformidad de aplicación con el segundo y tercer procedimiento son relevantes, se realizó una prueba de hipótesis de varianzas con los dos laterales (tradicional y propuesto), contra las varianzas de los procedimientos mencionados anteriormente; en ella se com-

Cuadro 2. Coeficientes de uniformidad en los dos laterales.

Ecuaciones de coeficientes de uniformidad	Primera repetición			Segunda repetición			$M^4 = (D1-D2)$
	$L.T^1$ %	$L.P^2$ %	$D1 = (L.T-L. P)^3\%$	$L.T^1$	$L.P^2$	$D1 = (L.T-L. P)^3$	
Ecuación (7)	75.35	78.87	3.52	77.91	79.13	1.22	2.37
Ecuación (8)	93.94	94.96	1.02	93.87	93.75	-0.12	0.45
Ecuación (9)	77.76	80.52	2.76	80.46	81.82	1.36	2.06
Ecuación (10)	79.97	82.78	2.81	82.72	84.11	1.39	2.10

¹Coficiente de uniformidad en el lateral tradicional.

²Coficiente de uniformidad en el lateral propuesto.

³Diferencia entre la uniformidad del lateral tradicional y propuesto.

⁴Mejoramiento del coeficiente de uniformidad con el lateral propuesto.

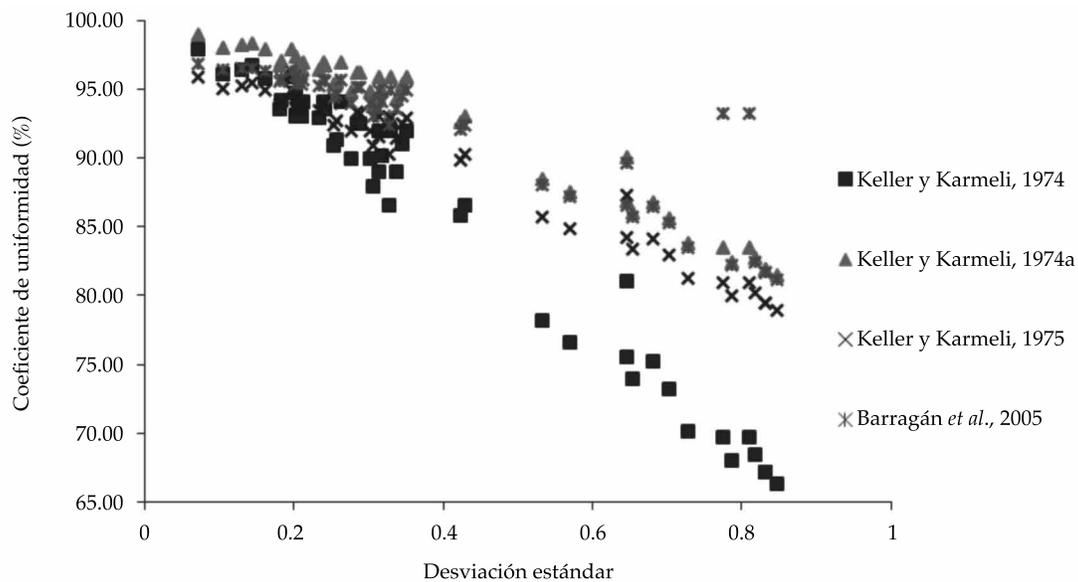


Figura 1. Comportamientos de los coeficientes de uniformidad con $n = 5$.

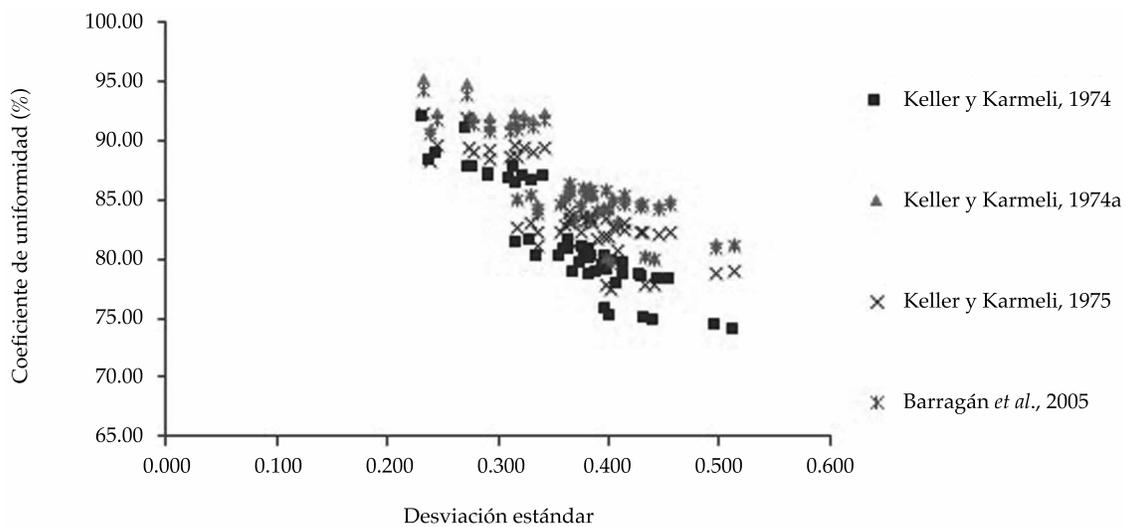


Figura 2. Comportamientos de los coeficientes de uniformidad con $n = 25$.

probó con un nivel de significancia del 95% que no existen evidencias significativas entre los procedimientos de aforo a 25-50-75 y 20-40-

80% de la longitud del lateral, lo que indica que las varianzas en estos dos procedimientos son iguales a la de los dos laterales probados.

Cuadro 3. Estimación de la uniformidad con los procedimientos de aforo en el lateral tradicional.

	Lateral tradicional (espaciamiento constante de 0.4 metros), primera repetición				
	Christiansen, 1942	Keller y Karmeli, 1974	Keller y Karmeli, 1974	Karmeli y Keller, 1975	Barragán <i>et al.</i> , 2005
Real (medición completa)	96.76	75.35	93.94	77.76	79.97
2o procedimiento ¹	96.10	73.81	91.96	77.81	80.02
3er procedimiento ²	97.01	79.03	94.39	81.18	83.45
4o procedimiento ³	97.60	90.06	96.29	90.68	92.84
Error 2o procedimiento	0.66%	1.54%	1.98%	0.05%	0.05%
Error 3er procedimiento	0.25%	3.68%	0.45%	3.42%	3.48%
Error 4o procedimiento	0.84%	14.71%	2.35%	12.92%	12.87%
	Lateral tradicional (espaciamiento constante de 0.4 metros), segunda repetición				
	Christiansen, 1942	Keller y Karmeli, 1974	Keller y Karmeli, 1974	Karmeli y Keller, 1975	Barragán <i>et al.</i> , 2005
Real (medición completa)	96.67	77.91	93.87	80.46	82.72
2o procedimiento ¹	95.80	81.61	93.65	84.49	86.79
3er procedimiento ²	96.23	78.07	93.46	80.99	83.25
4o procedimiento ³	97.15	91.97	96.53	92.37	94.38
Error 2o procedimiento	0.87%	3.70%	0.22%	4.03%	4.07%
Error 3er procedimiento	0.44%	0.16%	0.41%	0.53%	0.53%
Error 4o procedimiento	0.48%	14.06%	2.66%	11.91%	11.66%

¹Aforo a 25, 50 y 75% de la longitud total.²Aforo a 20, 40 y 80% de la longitud total.³Aforo a 20, 40 y 60% de la longitud total.

Cuadro 4. Estimación de la uniformidad con los procedimientos de aforo en el lateral propuesto.

	Lateral propuesto (espaciamiento de 0.4 y 0.35 metros), primera repetición				
	Christiansen, 1942	Keller y Karmeli, 1974	Keller y Karmeli, 1974	Karmeli y Keller, 1975	Barragán <i>et al.</i> , 2005
Real (medición completa)	97.25	78.87	94.96	80.52	82.78
2o procedimiento	97.10	77.92	93.11	81.13	83.40
3er procedimiento	97.01	78.36	92.88	81.79	84.07
3er procedimiento	97.26	79.08	94.82	80.86	83.12
Error 2o procedimiento	0.15%	0.95%	1.85%	0.61%	0.62%
Error 3er procedimiento	0.24%	0.51%	2.08%	1.27%	1.29%
Error 3er procedimiento	0.01%	0.21%	0.14%	0.34%	0.34%
	Lateral propuesto (espaciamiento de 0.4 y 0.35 metros), segunda repetición				
	Christiansen, 1942	Keller y Karmeli, 1974	Keller y Karmeli, 1974	Karmeli y Keller, 1975	Barragán <i>et al.</i> , 2005
Real (medición completa)	96.63	79.13	93.75	81.82	84.11
2o procedimiento	96.34	85.25	94.06	87.87	90.15
3er procedimiento	95.81	84.64	93.09	88.16	90.43
3er procedimiento	97.17	93.35	97.24	93.07	94.97
Error 2o procedimiento	0.29%	6.12%	0.31%	6.05%	6.04%
Error 3er procedimiento	0.82%	5.51%	0.66%	6.34%	6.32%
Error 3er procedimiento	0.54%	14.22%	3.49%	11.25%	10.86%

Propuesta de aforo, cuarto procedimiento

Puede verse en los cuadros 3 y 4 que el uso de este procedimiento de aforo a 20-40-60% de la longitud del lateral generó errores inferiores al 14.8% en los dos laterales (tradicional y propuesto). Este error del 14.8% en la estimación de la uniformidad mostró diferencias importantes en la prueba de hipótesis de varianza, con un nivel de significancia del 95%, lo cual indica que la hipótesis nula de varianzas iguales se rechaza.

Conclusiones

La propuesta de espaciamento distinto entre emisores para laterales de riego, utilizando las ecuaciones (6), (7), (8), y (9), mejora entre un 2.06 y 2.37% la uniformidad de aplicación, en comparación con el espaciamento constante utilizado, pero la prueba de hipótesis de varianza muestra que con un nivel de significancia del 95% no existen evidencias significativas entre estos dos laterales.

Los procedimientos 2 y 3 son una herramienta práctica para predecir la uniformidad de aplicación, reduciendo el número de lecturas en laterales de riego, pues con ellos se generan errores entre los siguientes rangos: máximo de 6.6% y mínimo de 0.16% en los laterales evaluados; pero con la prueba de hipótesis de igualdad de varianza se muestra con un nivel de significancia de 95% que no existen evidencias importantes entre las varianzas de los procedimientos 2 y 3 frente a las varianzas de los laterales tradicional y propuesto.

Referencias

- Ángeles, V., Carrillo, M., Ibáñez, L. A., Arteaga, R., & Vázquez, M. A. (marzo de 2009). Estrategias alternativas en la determinación del factor de ajuste en el cálculo de la pérdida de carga por fricción en tuberías con salidas múltiples. *Ingeniería del Agua*, 16(1), 41-51.
- Anwar, A. A. (January-February, 1999a). Factor G for Pipelines with Equally Spaced Multiple Outlets and Outflow. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, ASCE, 125(1), 34-38.

- Anwar, A. A. (November-December, 1999b). Adjusted Factor Ga for Pipelines with Multiple Outlets and Outflow. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 125(6), 355-359.
- Bagarello, V., Ferro, V., Provenzano, G., & Pumo, D. (January-February, 1997). Evaluating Pressure Losses in Drip Irrigation Lines. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, ASCE, 123(1), 1-7.
- Barragán, J., Bralts, V., & Wu, I. P. (November, 2005). Assessment of Emission Uniformity for Microirrigation Design. *Byosystems Engineering*, Elsevier, 93(1), 89-97.
- Chineas, R. R., & Dominguez, A. (January-February, 2006). Total Friction Loss along Multiple Outlets Pipes with Open End. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 132(1), 31-40.
- Christiansen, J. E. (1942). Irrigation by sprinkling. University of California, Davis, California. *California Agriculture Experiment Station Bull.*, 670, 124.
- Demir, V., Yurdem, H., & Degirmencioglu, A. (March, 13, 2007). Development of Prediction Models for Friction Losses in Drip Irrigation Laterals equipped with Integrated In-line and On-line Emitters using Dimensional Analysis. *Biosystems Engineering*, 96(4), 617-631.
- García, C. I., & Briones, S. G. (2007). *Sistemas de riego por aspersion y goteo* (277 pp.). Segunda edición. México: Universidad Autónoma Agraria Antonio Narro.
- Keller, J., & Karmeli, D. (1974). Trickle Irrigation Design Parameters. *Transactions of the ASAE, St. Joseph*, 17(4), 678-684.
- Karmeli, D., & Keller, J. (1975). *Trickle Irrigation Design* (154 pp.). Glendora, USA: Rain Bird Sprinkler Manufacturing Corporation.
- Martínez, E. R. (1991). *Riego localizado* (161 pp.). Texcoco, México: Universidad Autónoma Chapingo.
- Provenzano, G., & Pumo, D. (July-August, 2004). Experimental Analysis of Local Pressure Losses for Micro Irrigation Laterals. *J. Irr. and Drain. Eng.*, ASCE, 130(4), 318-324.
- Scaloppi, E. J. (February, 1988). Adjusted F Factor for Multiple-Outlet Pipes. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, ASCE, 114(1), 169-174.
- Yildirim, G., (November-December, 2006). Hydraulic Analysis and Direct Design of Multiple Outlets Pipelines Laid on Flat and Sloping Lands. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 132(6), 537-552.

Dirección institucional de los autores

I.A. Marlio Bedoya Cardoso

Posgrado en Ingeniería Agrícola y Uso Integral del Agua
Universidad Autónoma Chapingo
Kilómetro 38.5 carretera México-Texcoco s/n
56230 Chapingo, Estado de México, MÉXICO
Teléfono: +52 (595) 9549 968
marlio.bedoya@gmail.com

Dr. Vicente Ángeles Montiel

Departamento de Irrigación
Universidad Autónoma Chapingo
Kilómetro 38.5 carretera México-Texcoco s/n
56230 Chapingo, Estado de México, MÉXICO
Teléfono: +52 (595) 9521 652
vicamangel@gmail.com



Haga clic aquí para escribir al autor



Teodolito de edificio.

Foto: Marlio Bedoya Cardoso.

Estimación probabilística de crecientes estacionales con base en registros mensuales de gasto máximo

• Daniel Francisco Campos-Aranda* •

Profesor jubilado de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí, México

*Autor de correspondencia

Resumen

Campos-Aranda, D. F. (noviembre-diciembre, 2014). Estimación probabilística de crecientes estacionales con base en registros mensuales de gasto máximo. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(6), 177-187.

Las crecientes estimadas por épocas o lapsos mensuales del año están siendo utilizadas para el dimensionamiento hidrológico del volumen de control en medianos y grandes embalses, así como para proteger actividades en cauces que tienen una duración breve o estacional. También se ha sugerido definir planicies de inundación y zonas de riesgo con base en las *crecientes estacionales*, en ríos que tienen un comportamiento marcadamente estacional. En este trabajo se describe con detalle el aspecto de la definición de las épocas, así como el método basado en las series anuales de gasto máximo mensual para estimar las respectivas *predicciones estacionales*. Se realiza la aplicación numérica de tal procedimiento a los datos de la estación hidrométrica Huites, en el río Fuerte de la Región Hidrológica 10 (Sinaloa). Se analizan los resultados y se concluye que tanto las crecientes de épocas de cuatro meses, como aquellas de tres meses o por estaciones del año (invierno, primavera, verano y otoño) son todas menores que las anuales, en los periodos de retorno menores de 100 años. Por último, se formulan dos conclusiones que destacan la importancia de las crecientes estacionales y la simplicidad del método descrito para su estimación.

Palabras clave: predicciones estacionales, series anuales, pruebas estadísticas, distribuciones de probabilidad LP3, GVE, LOG y Wakeby, error estándar de ajuste.

Abstract

Campos-Aranda, D. F. (November-December, 2014). *Probabilistic Estimation of Seasonal Floods Based on Maximum Flow Monthly Records*. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(6), 177-187.

Floods estimated by seasons or monthly periods of the year, are being used for hydrological dimensioning of control volume in medium and large reservoirs, as well as to protect activities in river-beds that are short in duration or seasonal. It has been suggested to define floodplains and areas of risk based on seasonal floods in rivers that behave very seasonally. This paper describes in detail the defining aspect of the seasons, and the method based on the annual series of maximum monthly flow to estimate the respective seasonal predictions. The numerical application of this procedure to data in Huites hydrometric station at Fuerte River of the Hydrologic Region No. 10 (Sinaloa) was carried out. The results are discussed concluding that both seasonal floods of four months, as well those of three months or seasons of year (winter, spring, summer and fall) are all minor than the annual ones, in the lower return periods of 100 years. Finally, two conclusions are formulated which point out the importance of seasonal floods and the simplicity of the method described for that estimation.

Keywords: Seasonal predictions, annual series, statistical tests, probability distributions LP3, GEV, LOG and Wakeby, standard error of fit.

Recibido: 28/10/13

Aceptado: 03/06/14

Introducción

En el mundo, los recursos hidráulicos están bajo amenaza como nunca antes en la historia de la humanidad y por ello el abastecimiento de agua potable no es seguro para muchas ciudades o zonas económicas (industriales y/o agrícolas). En específico, las inundaciones, los déficits de

agua y los problemas asociados con las aguas residuales se han incrementado principalmente en los países más poblados. El reto para los hidrólogos e ingenieros ambientales es encontrar las soluciones más convenientes para tales amenazas. Por ello, las estimaciones hidrológicas confiables son actualmente extremadamente importantes, no sólo para la sociedad civil, sino

para los organismos encargados del manejo de los recursos hidráulicos.

El *análisis de frecuencia de crecientes* (AFC) es una de las tareas importantes de la hidrología superficial, ya que permite el dimensionamiento de puentes y alcantarillas, y otras obras de protección como diques y bordos, así como de los vertedores de los embalses de aprovechamiento. Además, la operación o manejo de las presas de control y la operación de los embalses de múltiples propósitos depende de la magnitud de sus crecientes de diseño.

Los embalses o presas son las obras hidráulicas más eficientes para integrar o conjuntar el aprovechamiento y el manejo de los recursos hidráulicos. Ellos alteran la distribución espacial y temporal del escurrimiento y por lo común sirven a varios propósitos, como el abastecimiento de una cierta demanda, el control de las crecientes, la generación de energía hidroeléctrica, los usos recreativos e incluso la navegación.

En la operación de los medianos y grandes embalses, el nivel máximo del almacenamiento debe quedar por debajo de aquel donde inicia el volumen de control de crecientes durante la época en que éstas ocurren. Lo anterior para asegurar tal función de control. Actualmente, el volumen destinado al control de crecientes se estima con base en el registro de gastos y volúmenes máximos anuales, de manera que se está ignorando la información relativa a la *ocurrencia estacional* de tales crecientes anuales. Lo anterior origina que siempre se mantenga libre el volumen de control de crecientes durante todo el año, cuando podría reducirse en épocas en que se esperan crecientes menores (Fang, Guo, Wang, Liu, & Xiao, 2007).

La *segmentación* de la temporada o época de crecientes en *subépocas* puede ser muy útil en la planeación y el manejo de los grandes embalses. Estas subépocas usualmente se designan como época previa de crecientes, época de crecientes y época posterior de crecientes; en la temporada central, el volumen de control debe mantenerse y puede variar en las adyacentes. Esta práctica

produce mayores beneficios en generación de energía hidroeléctrica y en abastecimiento, sin incrementar el riesgo de crecientes. Sin embargo, tal segmentación objetiva es difícil, ya que las crecientes son inciertas en magnitud y ocurrencia (Liu, Guo, Xiong, & Chen, 2010; Chen, Singh, Guo, Fang & Liu, 2013).

Cuando cada mes es una *subépoca* existen varios enfoques para segmentar y uno de ellos es en términos de los diferentes fenómenos meteorológicos o climáticos que generan las crecientes (Waylen & Woo, 1982), otro puede ser con base en el histograma de ocurrencias de la serie anual de crecientes. Las crecientes estacionales son necesarias para la evaluación de los riesgos y de los daños por inundación en los cultivos anuales y perennes (Metcalf, 1997).

Otro ejemplo del uso inapropiado de las crecientes de diseño anuales ocurre cuando la actividad por proteger dentro del cauce tiene duración corta o bien se desarrolla en una época específica del año. Tal es el caso de los dimensionamientos de las ataguías o represas que dejan seco un tramo de cauce para fines constructivos por unos cuantos meses y en una temporada específica. La necesidad de crecientes de diseño estacionales también ocurre cuando se dimensiona el gasto ecológico por épocas del año, según las especies de peces por proteger (McCuen & Beightley, 2003). Por último, en cuencas donde las crecientes son marcadamente estacionales, el establecimiento de las áreas potenciales de inundación debe ser definida con base en un AFC estacional (Durrans, Eiffe, Thomas, & Goranflo, 2003).

Para casos como los descritos, es más apropiado el AFC estacional; el uso de crecientes de diseño de base anual puede causar un sesgo en el diseño, el cual consiste en una menor exactitud y en un incremento innecesario en los costos del proyecto (McCuen & Beightley, 2003).

Los *objetivos* de este trabajo fueron los tres siguientes: (1) describir en cuáles diseños hidrológicos son más convenientes las crecientes estacionales que las anuales, lo anterior fue abordado en los párrafos anteriores;

(2) exponer de manera detallada la estimación de las predicciones estacionales mediante una técnica simple basada en las series anuales de gastos máximos estacionales; la aplicación numérica de tal procedimiento se desarrolló con base en las crecientes máximas mensuales de la estación hidrométrica Huites, en el río Fuerte de la Región Hidrológica 10 (Sinaloa); 3) citar de manera breve otros enfoques recientes de estimación de las crecientes estacionales.

Métodos, datos y resultados

Enfoque de crecientes máximas estacionales

Como se indicó brevemente, un problema común en el AFC realizado con series anuales de máximos implica que sus eventos pueden proceder de procesos distintos, ya que la precipitación máxima pudo haber sido originada por diferentes tipos de tormentas, como son las convectivas de verano y las originadas por frentes fríos en invierno o frentes cálidos asociados con los huracanes. Además, las crecientes anuales originadas por lluvia o por deshielo siguen modelos probabilísticos o distribuciones diferentes (Stedinger, Vogel, & Foufoula-Georgiou, 1993). Matemáticamente, la serie anual de máximos A puede ser considerada como el máximo de los eventos máximos del verano V o del invierno I , es decir que:

$$A = \max(V, I) \quad (1)$$

donde V e I pueden estar definidos por un lapso rígido del calendario, o bien libremente, según un periodo climático o de características físicas de cada fenómeno. Siendo $F_V(v)$ y $F_I(i)$ las funciones de distribución de probabilidades (FDP) de las variables aleatorias V e I ; entonces, si las magnitudes de los eventos del verano y del invierno son estadísticamente independientes, lo que significa que el conocimiento de uno no afecta la distribución de probabilidades del otro, la FDP de A será (Stedinger *et al.*, 1993; Fang *et al.*, 2007; Chen, Guo, Yan, Liu, & Fang, 2010):

$$F_A(a) = P[A = \max(V, I) \leq a] = F_V(a) \cdot F_I(a) \quad (2)$$

Por lo tanto, $F_A(a)$ siempre será menor o igual al menor valor de $F_V(a)$ o $F_I(a)$, ya que ambos varían de 0 a 1. En otras palabras, la curva de frecuencias anual siempre se ubicará en o sobre la mayor de las curvas de frecuencia estacionales cuando son dibujadas de manera conjunta en un papel de probabilidad (Stedinger *et al.*, 1993; Chen *et al.*, 2010).

La estimación de las crecientes estacionales mediante procesamiento probabilístico de las series anuales de gasto máximo, obtenidas éstas en cada época establecida, es el más simple y conveniente de los enfoques que existen para obtener tales predicciones por épocas o lapsos estacionales (Metcalf, 1997). En México es factible su aplicación debido a la existencia en cada estación hidrométrica o de aforos de los llamados registros de gastos máximos mensuales de cada año (IMTA, 2003).

Datos por procesar

La estación hidrométrica Huites, con clave 10037, según el sistema BANDAS (IMTA, 2003), se ubica al norte de la Región Hidrológica 10 (Sinaloa), sobre el río Fuerte y tiene un área de cuenca de 26 020 km². Inició su operación en septiembre de 1941 y cuenta con datos hasta diciembre de 1992, fecha en que comienza la construcción de la presa Huites, después llamada Luis Donaldo Colosio. Aldama, Ramírez, Aparicio, Mejía y Ortega (2006) indican que el río Fuerte presenta un primer periodo de crecientes de verano desde finales de junio hasta mediados de septiembre y otro de invierno que abarca de mediados de diciembre hasta principios de marzo. La serie anual de máximos de la estación Huites tiene 52 datos (se muestra en la segunda columna del cuadro 1) y fue integrada, al igual que las otras series estacionales que serán procesadas, a partir de las nueve hojas de registros de gastos máximos mensuales que se obtienen del sistema BANDAS, que incluyen además día, hora y lectura de escala correspondientes

Cuadro 1. Series anuales de gastos máximos instantáneos (m³/s) integradas por épocas, con base en el registro mensual de la estación hidrométrica Huites de la Región Hidrológica 10 (Sinaloa).

Año	Serie anual	Épocas de cuatro meses			Épocas de tres meses			
		nov-feb	mar-jun	jul-oct	ene-mar	abr-jun	jul-sep	oct-dic
1941	2 085	-	-	-	-	-	-	2 085
1942	2 531	2 085	167	2 531	177	69	2 531	2 038
1943	14 376	428	414	3 283	34	414	1 397	14 376
1944	2 580	14 376	979	1 025	2 580	89	1 025	1 263
1945	1 499	1 263	13	1 499	197	8	1 499	1 250
1946	1 165	62	151	1 165	62	151	1 165	428
1947	1 127	186	205	1 127	186	205	1 127	634
1948	3 215	3 215	119	799	3 215	119	799	623
1949	10 000	10 000	141	2 298	10 000	141	2 298	895
1950	3 229	3 229	261	1 384	3 229	261	1 384	156
1951	677	38	33	588	38	33	588	677
1952	1 266	677	356	1 266	356	205	1 266	238
1953	1 025	238	57	1 025	68	57	1 025	26
1954	955	540	171	955	540	171	955	407
1955	4 780	4 780	23	1 070	4 780	23	1 070	562
1956	696	205	279	696	205	279	696	51
1957	593	156	83	593	156	27	489	593
1958	3 010	362	894	3 010	894	307	3 010	849
1959	1 908	652	109	1 908	652	109	1 346	1 908
1960	15 000	15 000	29	1 046	15 000	15	1 046	985
1961	1 396	1 396	209	906	1 396	209	906	832
1962	1 620	912	65	1 620	912	65	893	1 620
1963	2 702	59	33	1 054	59	33	1 054	2 702
1964	1 319	2 702	105	1 319	50	105	1 319	216
1965	1 944	360	53	1 788	360	32	1 788	1 944
1966	2 420	1 944	689	2 420	340	689	2 420	131
1967	2 506	34	273	1 311	19	273	1 311	2 506
1968	1 534	2 506	704	1 534	1 118	233	1 534	386
1969	1 508	386	42	1 508	300	42	1 508	736
1970	1 558	736	206	1 558	206	30	1 558	329
1971	2 200	56	490	2 200	26	490	1 176	2 200
1972	2 225	732	346	2 040	732	346	1 142	2 225
1973	7 960	7 960	373	1 546	7 960	77	1 546	64
1974	3 790	132	15	3 790	132	15	3 790	3 315
1975	1 095	3 315	21	1 095	533	21	1 095	59
1976	2 677	50	48	2 677	50	48	1 350	2 677
1977	1 135	289	154	1 135	120	153	1 135	267
1978	4 790	99	181	4 790	181	98	4 790	1 750
1979	6 860	6 860	480	1 001	6 860	480	1 001	30
1980	1 496	17	89	1 496	17	89	1 496	1 198
1981	4 828	2 052	2 448	4 828	2 448	138	2 280	4 828
1982	2 450	262	9	2 450	262	7	2 422	2 450
1983	8 275	1 572	8 275	1 007	8 275	195	893	1 400
1984	5 580	1 400	960	1 623	202	960	1 623	5 580
1985	3 585	5 580	308	1 250	3 585	308	1 250	820
1986	1 349	172	194	1 349	44	194	1 349	437
1987	1 429	434	34	1 429	63	34	1 429	679
1988	1 866	679	145	1 866	47	145	1 866	133
1989	1 869	1 869	48	1 414	1 869	37	1 414	1 230
1990	11 559	1 230	256	3 544	377	92	970	11 559
1991	2 563	11 559	588	1 722	2 370	83	1 722	2 563
1992	2 025	2 563	529	1 349	2 025	177	1 349	174

a cada dato. Cada hoja presenta seis años del registro.

Definición de épocas o lapsos estacionales

En la figura 1 se muestra el histograma de ocurrencias por meses de las crecientes anuales. Se observan claramente las dos épocas de crecientes citadas por Aldama *et al.* (2006), la primera abarca de julio a octubre y la segunda de noviembre a marzo, lo anterior, definido con base en los dos histogramas de frecuencias absolutas que se identifican en tal figura. Entonces, un primer análisis por épocas de cuatro meses queda establecido con base en la estación de crecientes de julio a octubre, después sigue la de noviembre a febrero y, por último, la de marzo a junio. Al tomar en cuenta la fecha de inicio de operación de la estación de aforos Huites, se comienza por integrar la época de noviembre a febrero. Las tres series anuales estacionales citadas se muestran en las columnas 3, 4 y 5 del cuadro 1.

Un segundo análisis por épocas de tres meses se estableció por medio de las estaciones del año, de manera que se inicia de enero a marzo (invierno), después sigue abril a junio

(primavera), se continúa de julio a septiembre (verano) y se termina de octubre a diciembre (otoño). Las series anuales respectivas se muestran en las cuatro últimas columnas del cuadro 1.

Verificación de la calidad estadística de las series estacionales

El objetivo del análisis de frecuencia de crecientes (AFC) consiste en interpretar un registro histórico de eventos hidrológicos en términos de sus futuras probabilidades de excedencia. Como los eventos que integran cada registro, muestra o serie son anuales, el recíproco de la probabilidad de excedencia es el llamado periodo de retorno o intervalo promedio en años entre la ocurrencia de un evento igual o mayor. Asumiendo que no existen errores en los datos por procesar, el AFC involucra dos fuentes de incertidumbre: (1) la elección de la distribución de probabilidades teórica por utilizar, para modelar la población de la que proviene la muestra disponible y (2) la estimación de los parámetros de ajuste de tal modelo probabilístico seleccionado (Bobée & Ashkar, 1991).

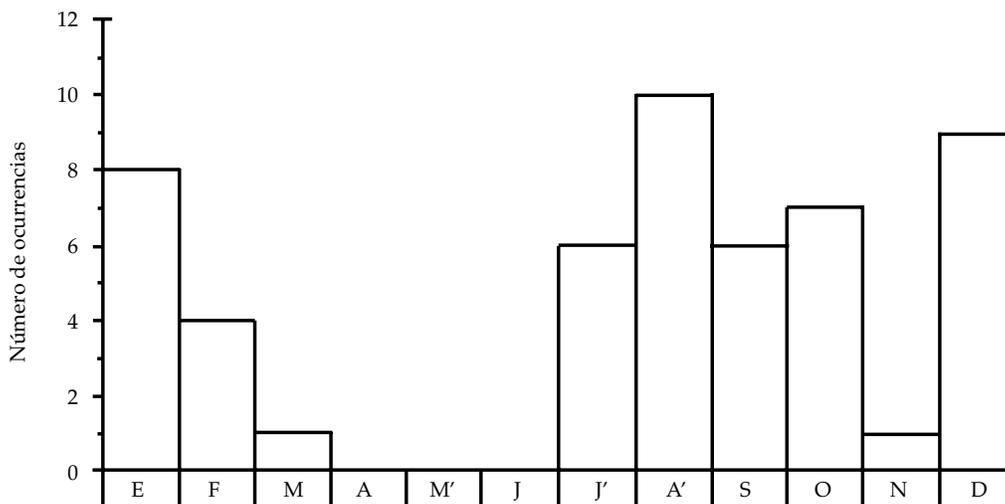


Figura 1. Histograma de ocurrencias mensuales de las crecientes anuales observadas en la estación hidrométrica Huites, en el río Fuerte de la Región Hidrológica 10 (Sinaloa).

Por otra parte, para que los resultados del AFC sean teóricamente válidos, los datos de la serie por procesar deben cumplir ciertos criterios estadísticos, como aleatoriedad, independencia, homogeneidad y estacionalidad, los cuales implican, en resumen, que los datos proceden de una variable aleatoria que se origina por un único proceso natural que no ha cambiado en el tiempo y que por ello está libre de componentes determinísticas, como persistencia, tendencia, cambios en la media, y exceso o déficit de variabilidad. Para probar tales componentes se aplicaron las siguientes siete pruebas estadísticas: (1) la de Von Neumann, que detecta pérdida de aleatoriedad contra componentes determinísticas no especificadas (WMO, 1971; Buishand, 1982); (2) la de Anderson, que busca persistencia a través del coeficiente de correlación serial de orden 1 (Linsley, Kohler, & Paulhus, 1988); (3) la de Sneyers, también de persistencia, es más recomendada en registros que no son normales (WMO, 1971); (4) la de Kendall detecta tendencia, sobre todo si ésta es lineal (Kottegoda, 1980); (5) la de Spearman también de tendencia, pero más general (WMO, 1971); (6) la de Cramer permite comparar medias por subperiodos (WMO, 1971), y por último, (7) la de Bartlett, que busca inconsistencia en la dispersión (WMO, 1971; Ruiz-Maya, 1977).

Se aplicaron dos pruebas de Cramer, ambas considerando el subperiodo de la mitad del registro, una comenzado al inicio y otra en medio. Respecto a la prueba de Bartlett, se realizaron tres con tres, cuatro y cinco subperiodos. Exclusivamente resultaron no homogéneas por variabilidad la serie estacional de cuatro meses de marzo a junio y la de tres meses de octubre a diciembre. También resultó no homogénea en la primera prueba de Cramer la serie de cuatro meses de julio a octubre. Ante estos resultados, las ocho series establecidas (cuadro 1) fueron sometidas al AFC.

Obtención de predicciones estacionales

Se decidió analizar probabilísticamente con cinco distribuciones o modelos las ocho series

anuales de crecientes mostradas en el cuadro 1. Se utilizaron las cuatro distribuciones que han sido establecidas bajo precepto: la log-Pearson tipo III (LP3) en Estados Unidos, la General de Valores Extremos (GVE) y la Logística Generalizada (LOG) en Inglaterra y la Pearson tipo III (PE3) en China. Además, se aplicó la distribución Wakeby de cinco parámetros de ajuste. Al tomar en cuenta los diseños hidrológicos que se deben abordar con las *crecientes estacionales* de acuerdo con lo descrito en la Introducción, se consideró conveniente obtener las predicciones asociadas con los seis periodos de retorno (T_r) siguientes: 5, 10, 25, 50, 100 y 500 años.

El modelo LP3 se ajustó con base en el método de momentos en el dominio logarítmico y real (Bobée & Ashkar, 1991). La distribución GVE se aplicó por medio de cuatro métodos: momentos, sextiles, máxima verosimilitud y momentos L (Stedinger *et al.*, 1993; Hosking & Wallis, 1997). El modelo LOG se ajustó únicamente con el método de momentos L (Hosking & Wallis, 1997; Campos-Aranda, 2013). La distribución PE3 de dos y tres parámetros de ajuste se aplicó con base en los métodos de momentos y de máxima verosimilitud (Stedinger *et al.*, 1993; Rao & Hamed, 2000). Por último, el modelo Wakeby se ajustó sólo con el método de optimización (Campos-Aranda, 2001). En la figura 2 se muestran gráficamente los ajustes de la distribución GVE a las series anual y estacional de cuatro meses de marzo a junio. Las posiciones gráficas de la distribución empírica se obtuvieron con la fórmula de Weibull (Bobée & Ashkar, 1991; Rao & Hamed, 2000).

En los cuadros 2 y 3 se han concentrado las predicciones obtenidas con las cinco distribuciones de probabilidad utilizadas para la serie anual y las estacionales de cuatro meses en el primero y para las muestras por estaciones del año en el segundo. Se observa, con respecto al error estándar de ajuste (Kite, 1977), que los cinco modelos probabilísticos utilizados conducen a valores similares, siendo las distribuciones LOG y Wakeby las que reportan los valores mayores y menores,

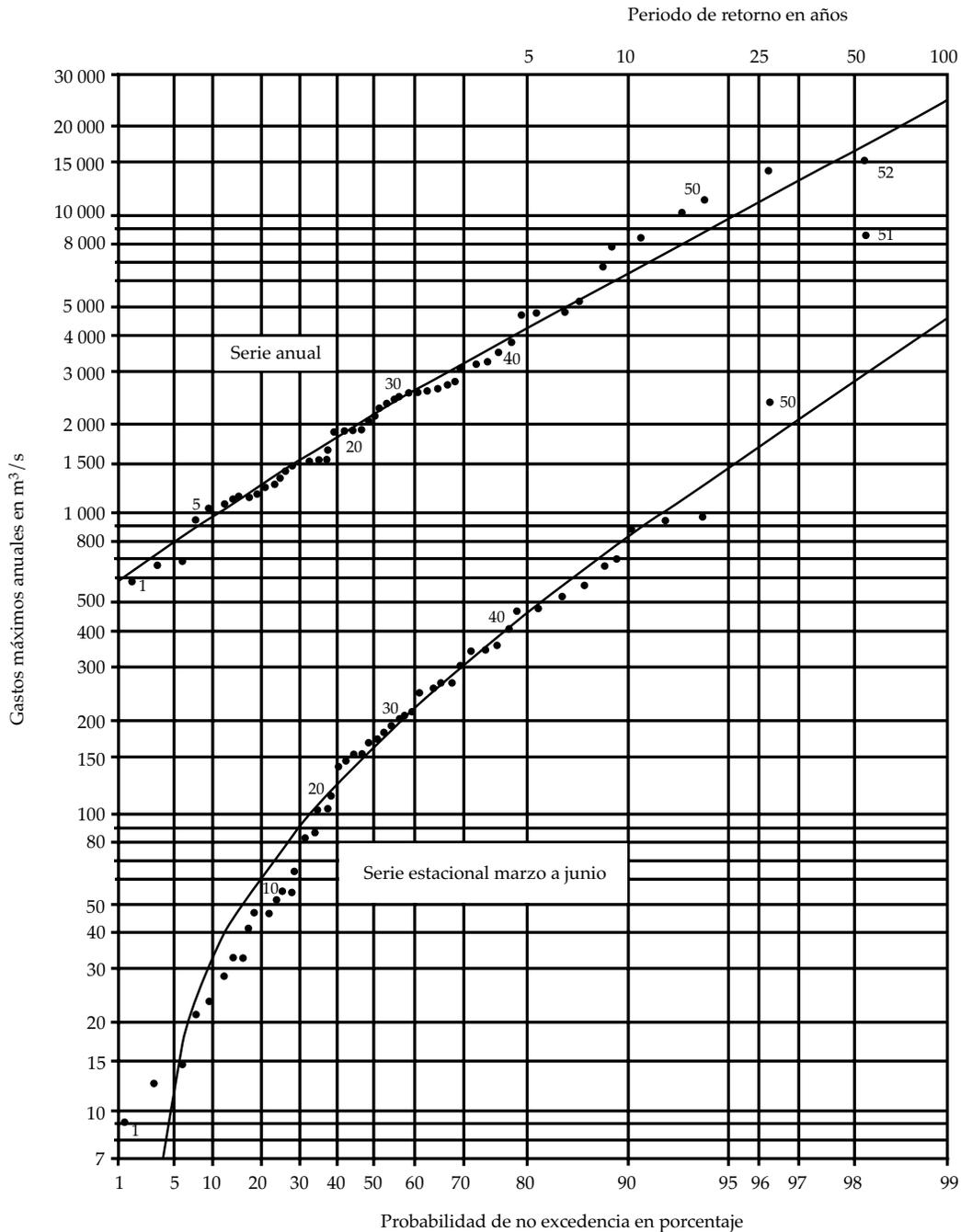


Figura 2. Distribución empírica y modelo GVE en las series de crecientes anuales y estacionales de marzo a junio de la estación hidrométrica Huites, dibujadas en papel de probabilidad log-normal.

respectivamente. Lógicamente, la diferencia entre los *EEA* de los modelos de tres parámetros de ajuste y la distribución Wakeby de cinco, es notable dada su flexibilidad. Debido a tal

similitud de valores de *EEA* encontrados, se aceptó obtener como *predicciones adoptadas* los valores medianos de cada periodo de retorno analizado.

Análisis de los resultados

En el cuadro 2, se observa, con respecto a las predicciones anuales, que la época de marzo a junio muestra las menores crecientes estacionales, sobre todo en los periodos de retorno (Tr) bajos; le sigue la época julio a octubre. Por el contrario, la estación de noviembre a febrero presenta crecientes estacionales elevadas en los Tr altos, ello se

debe a que en tal lapso ocurren los tres gastos máximos anuales más grandes de todo el registro, 10 000, 15 000 y 11 559 m^3/s en los años 1949, 1960 y 1991, respectivamente. En general, todas las crecientes estacionales son menores que las anuales en los Tr menores de 100 años.

Los resultados del cuadro 3 también muestran que todas las predicciones estacionales son inferiores a las anuales en los Tr menores de 100 años. Ahora, la época de

Cuadro 2. Predicciones anual y estacionales (m^3/s) en épocas de cuatro meses para los datos de la estación hidrométrica Huites, de la Región Hidrológica 10 (Sinaloa).

Época y modelo probabilístico (método de ajuste)	EEA (m^3/s)	Periodos de retorno en años					
		5	10	25	50	100	500
AFC anual							
1. Distribución LP3 (MoDL)	791.7	4 325	6 599	10 856	15 385	21 449	44 457
2. Distribución GVE (MáxV)	823.2	4 214	6 510	11 182	16 639	24 634	60 727
3. Distribución LOG (MoL)	1 056.4	4 153	6 072	9 694	13 680	19 250	42 450
4. Distribución Pearson tipo III (Mo3p)	787.0	4 839	7 194	10 569	13 286	16 126	23 132
5. Distribución Wakeby (OPT)	627.3	4 976	7 571	11 982	16 380	22 071	43 227
Predicciones adoptadas	-	4 325	6 599	10 856	15 385	21 449	43 227
AFC estacional (noviembre-febrero)							
1. Distribución LP3 (MoDL)	995.3	3 093	6 224	12 808	20 143	29 999	65 491
2. Distribución GVE (MoL)	1 258.0	3 004	5 087	9 206	13 889	20 593	49 624
3. Distribución LOG (MoL)	1 345.1	2 932	4 915	8 873	13 453	20 136	50 185
4. Distribución Pearson tipo III (Mo2p)	914.2	3 663	6 260	10 139	13 344	16 749	25 317
5. Distribución Wakeby (OPT)	764.7	3 988	6 877	11 987	17 192	23 975	49 001
Predicciones adoptadas	-	3 093	6 224	10 139	13 889	20 593	49 624
AFC estacional (marzo-junio)							
1. Distribución LP3 (MoDR)	711.8	516	1 093	2 231	3 376	4 758	8 795
2. Distribución GVE (Sex)	794.5	470	837	1 672	2 751	4 478	13 621
3. Distribución LOG (MoL)	823.9	439	781	1 556	2 564	4 190	12 942
4. Distribución Pearson tipo III (Mo2p)	744.5	403	1 111	2 472	3 772	5 273	9 431
5. Distribución Wakeby (OPT)	134.1	291	635	2 470	7 658	24 414	369 666
Predicciones adoptadas	-	439	837	2 231	3 376	4 758	12 942
AFC estacional (julio-octubre)							
1. Distribución LP3 (MoDL)	174.0	2 245	2 889	3 859	4 707	5 673	8 476
2. Distribución GVE (MoL)	184.2	2 202	2 838	3 840	4 762	5 860	9 310
3. Distribución LOG (MoL)	208.8	2 166	2 767	3 762	4 732	5 956	10 215
4. Distribución Pearson tipo III (Mo3p)	179.2	2 290	2 947	3 833	4 517	5 214	6 880
5. Distribución Wakeby (OPT)	131.9	2 349	3 106	4 207	5 143	6 197	9 296
Predicciones adoptadas	-	2 245	2 889	3 840	4 732	5 860	9 296

Simbología:

EEA error estándar de ajuste.
MoDL momentos en el dominio logarítmico.
MoDR momentos en el dominio real.
MáxV máxima verosimilitud.

MoL momentos L .
Sex sextiles.
Mo3p momentos con tres parámetros de ajuste.
OPT optimización.

Cuadro 3. Predicciones estacionales (m^3/s) en épocas de tres meses para los datos de la estación hidrométrica Huites, de la Región Hidrológica 10 (Sinaloa).

Época y modelo probabilístico (método de ajuste)	EEA (m^3/s)	Periodos de retorno en años					
		5	10	25	50	100	500
AFC estacional de invierno (ene-mar)							
1. Distribución LP3 (MoDR)	1 053.0	2 439	4 447	7 376	9 572	11 628	15 576
2. Distribución GVE (Sex)	1 090.3	1 947	3 562	7 066	11 411	18 116	51 343
3. Distribución LOG (MoL)	1 238.8	1 929	3 415	6 564	10 412	16 294	45 033
4. Distribución Pearson tipo III (Mo3p)	797.5	2 704	4 882	8 191	10 956	13 913	21 411
5. Distribución Wakeby (OPT)	478.0	2 742	5 144	9 935	15 380	23 155	56 645
Predicciones adoptadas	-	2 439	4 447	7 376	10 956	16 294	45 033
AFC estacional de primavera (abril-junio)							
1. Distribución LP3 (MoDL)	28.4	258	395	605	785	982	1 501
2. Distribución GVE (MoL)	38.5	245	362	555	741	972	1 748
3. Distribución LOG (MoL)	42.3	240	350	540	731	980	1 893
4. Distribución Pearson tipo III (Mo3p)	40.6	248	380	570	725	887	1 291
5. Distribución Wakeby (OPT)	31.0	287	430	635	803	985	1 478
Predicciones adoptadas	-	248	380	570	741	980	1 501
AFC estacional de verano (julio-sept.)							
1. Distribución LP3 (MoDL)	196.5	1 897	2 384	3 110	3 739	4 452	6 504
2. Distribución GVE (MoL)	190.5	1 849	2 330	3 092	3 797	4 639	7 308
3. Distribución LOG (MoL)	199.7	1 822	2 277	3 032	3 772	4 708	7 984
4. Distribución Pearson tipo III (Mo3p)	199.2	1 836	2 391	3 194	3 844	4 526	6 217
5. Distribución Wakeby (OPT)	115.4	1 863	2 489	3 595	4 726	6 208	11 758
Predicciones adoptadas	-	1 849	2 384	3 110	3 797	4 639	7 308
AFC estacional de otoño (oct-dic)							
1. Distribución LP3 (MoDR)	1 013.4	2 447	4 070	6 724	9 100	11 779	19 091
2. Distribución GVE (MáxV)	495.2	2 222	4 099	8 587	14 674	24 836	82 912
3. Distribución LOG (MoL)	1 096.4	2 178	3 474	5 981	8 803	12 822	30 136
4. Distribución Pearson tipo III (Mo2p)	957.3	2 670	4 543	7 334	9 637	12 080	18 222
5. Distribución Wakeby (OPT)	508.9	2 210	4 084	8 463	14 240	23 626	74 587
Predicciones adoptadas	-	2 222	4 084	7 334	9 637	12 822	30 136

Simbología:

EEA error estándar de ajuste.
 MoDR momentos en el dominio real.
 MoDL momentos en el dominio logarítmico.
 Sex sextiles.

MáxV máxima verosimilitud.
 MoL momentos L .
 Mo3p momentos con tres parámetros de ajuste.
 OPT optimización.

invierno presenta crecientes mayores que las anuales en altos Tr debido a la ocurrencia en tal lapso de dos de los tres más grandes gastos aforados (10 000 y 15 000 m^3/s). También destaca que las estaciones de invierno y otoño tienen predicciones bastante similares y, nuevamente, en la primavera se presentan las menores crecientes estacionales.

Otros enfoques de estimación de crecientes estacionales

Desde finales del siglo pasado se ha argumentado que el muestreo de gastos superiores a un valor umbral o análisis POT, del inglés "peak-over-threshold", aporta significativamente más información, sobre todo

en la estimación de crecientes estacionales. Por lo anterior, varios trabajos recientes procesan tal información, afirmando que tal muestreo puede reflejar de manera más completa y flexible la variación estacional de las crecientes (Cunderlik, Ouarda, & Bobée, 2004; Fang *et al.*, 2007; Liu *et al.*, 2010).

McCuen y Beightley (2003) indican que con frecuencia no se pueden integrar muestras estacionales del tipo de series anuales de máximos debido a que se afora únicamente en la época de lluvias o crecientes, por ello proponen un método estadístico para estimar los gastos estacionales faltantes. Además, presentan el *análisis regional estacional de crecientes*, cuyos resultados permiten hacer estimaciones de gastos por épocas en sitios sin aforos, localizados dentro de tal región.

Durrans *et al.* (2003) presentan dos métodos aproximados para realizar el análisis conjunto o simultáneo de las crecientes estacionales y anuales, salvando las inconsistencias de ambos registros, pues no se puede definir arbitrariamente qué modelo probabilístico seguirán las distribuciones de probabilidad anual y por épocas. Ambos métodos emplean como modelo probabilístico básico la distribución LP3 y la ecuación (2) para encontrar por optimización las distribuciones estacionales. El método de Singh, Wang y Zhang (2005) es semejante y se basa en probabilidades condicionales entre las ocurrencias anuales y las estacionales.

Uno de los últimos enfoques que se han dado a la estimación de las crecientes estacionales es a través de las distribuciones conjuntas bivariadas, por ejemplo entre las fechas de ocurrencia de las crecientes y las excedencias de un muestreo POT (Chen *et al.*, 2010).

Otro enfoque que utiliza las fechas de ocurrencia, mediante los estadísticos direccionales y que permite establecer de manera objetiva las tres épocas de crecientes: previa, principal y posterior, ha sido propuesto de manera reciente por Chen *et al.* (2013).

Conclusiones

Se ha destacado que ciertos diseños hidrológicos de obras hidráulicas deben ser realizados con base en las *crecientes estacionales* para que no estén sobredimensionados, por usar las crecientes de diseño de base anual. Además, se ha puntualizado que cuando las actividades por proteger dentro de un cauce son marcadamente estacionales o de pocos meses, resulta necesario su estudio o análisis con apoyo de las *predicciones estacionales*.

Los resultados de la aplicación numérica, orientada a estimar las *crecientes estacionales* del río Fuerte, de la Región Hidrológica 10 (Sinaloa), con base en los registros de gastos máximos mensuales de la estación de aforos Huites, han mostrado que para periodos de retorno menores a 100 años, tales *predicciones estacionales* son siempre menores que las anuales. Durante su desarrollo quedó expuesta la simplicidad de tal método.

Referencias

- Aldama, A. A., Ramírez, A. I., Aparicio, J., Mejía, R., & Ortega, G. E. (2006). Capítulo 3: Aplicación y Resultados. Presa Luis Donaldo Colosio, Huites, Sinaloa (pp. 134-143). En *Seguridad hidrológica de las presas en México*. Jiutepec, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Bobée, B., & Ashkar, F. (1991). *The Gamma Family and Derived Distributions Applied in Hydrology* (203 pp.) Littleton, USA: Water Resources Publications.
- Buishand, T. A. (1982). Some Methods for Testing the Homogeneity of Rainfall Records. *Journal of Hydrology*, 58, 11-27.
- Campos-Aranda, D. F. (2001). Contraste de dos procedimientos de ajuste de la distribución Wakeby en modelación probabilística de crecientes. *Agrociencia*, 35(4), 429-439.
- Campos-Aranda, D. F. (2013). Contraste de la distribución logística generalizada en 31 registros históricos de eventos máximos anuales. *Ingeniería. Investigación y Tecnología*, 14(1), 113-123.
- Chen, L., Guo, S., Yan, B., Liu, P., & Fang, B. (2010). A New Seasonal Design Flood Method Based on Bivariate Joint Distribution of Flood Magnitude and Date of Occurrence. *Hydrological Sciences Journal*, 55(8), 1264-1280.

- Chen, L., Singh, V. P., Guo, S., Fang, B., & Liu, P. (2013). A New Method for Identification of Flood Seasons Using Directional Statistics. *Hydrological Sciences Journal*, 58(1), 28-40.
- Cunderlik, J. M., Ouarda, T. B. M. J., & Bobée, B. (2004). Determination of Flood Seasonality from Hydrological Records. *Hydrological Sciences Journal*, 49(3), 511-526.
- Durrans, S. R., Eiffe, M. A., Thomas Jr., W. O., & Goranflo, H. M. (2003). Joint Seasonal/ Annual Flood Frequency Analysis. *Journal of Hydrologic Engineering*, 8(4), 181-189.
- Fang, B., Guo, S., Wang, S., Liu, P., & Xiao, Y. (2007). Non-Identical Models For Seasonal Flood Frequency Analysis. *Hydrological Sciences Journal*, 52(5), 974-991.
- Hosking, J. R. M., & Wallis, J. R. (1997). Appendix: L-Moments for Some Specific Distributions (pp. 191-209). In *Regional Frequency Analysis. An Approach Based on L-moments*. Cambridge: Cambridge University Press.
- IMTA (2003). *Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS)*. 8 CD's. Jiutepec, México: Comisión Nacional del Agua, Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Kite, G. W. (1977). *Frequency and Risk Analyses in Hydrology*. Chapter 12: Comparison of Frequency Distributions (pp. 156-168). Fort Collins, USA: Water Resources Publications.
- Kottegoda, N. T. (1980). Chapter 2: Analysis of Hydrologic Time Series (pp. 20-66). In *Stochastic Water Resources Technology*. London: The MacMillan Press, Ltd.
- Linsley, R. K., Kohler, M. A., & Paulhus, J. L. (1988). Chapter 14: Stochastic Hydrology (pp. 374-397). In *Hydrology for Engineers*. London: McGraw-Hill Book Co., SI Metric Edition.
- Liu, P., Guo, S., Xiong, L., & Chen, L. (2010). Flood Season Segmentation Based on the Probability Change-Point Analysis Technique. *Hydrological Sciences Journal*, 55(4), 540-554.
- McCuen, R. H., & Beightley, R. E. (2003). Seasonal Flow Frequency Analysis. *Journal of Hydrology*, 279, 43-56.
- Metcalf, A. V. (1997). Theme 4.6: Seasonality, Trends and Other Explanatory Variables (pp. 99-102). In *Statistics in Civil Engineering*. London: Arnold Publishers.
- Rao, A. R., & Hamed, K. H. (2000). Chapter 6: The Gamma Family (pp. 127-206). In *Flood Frequency Analysis*. Boca Raton, USA: CRC Press LLC.
- Ruiz-Maya, L. (1977). Capítulo 9: Condiciones paramétricas del análisis de varianza (pp. 233-249). En *Métodos estadísticos de investigación*. Madrid: Instituto Nacional de Estadística.
- Singh, V. P., Wang, S. X., & Zhang, L. (2005). Frequency Analysis of Non-Identically Distributed Hydrologic Data. *Journal of Hydrology*, 307, 175-195.
- Stedinger, J. R., Vogel, R. M., & Foufoula-Georgiou, E. (1993). Frequency Analysis of Extreme Events. Chapter 18 (pp. 18.1-18.66). In D. R. Maidment (Ed.). *Handbook of Hydrology*. New York: McGraw-Hill, Inc.
- Waylen, P., & Woo, M. K. (1982). Prediction of Annual Floods Generated by Mixed Processes. *Water Resources Research*, 18(4), 1283-1286.
- WMO (1971). Annexed III: Standard Tests (pp. 58-71). Technical Note No. 79, WMO-No. 195. In *Climatic Change*. Geneva: World Meteorological Organization, Secretariat of the WMO.

Dirección del autor

Dr. Daniel Francisco Campos-Aranda

Profesor jubilado de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí, México
 Genaro Codina 240
 Colonia Jardines del Estadio
 78280 San Luis Potosí, San Luis Potosí, MÉXICO
 Teléfono: +52 (444) 8151 431
 campos_aranda@hotmail.com



Haga clic aquí para escribir al autor



Viñedos Viña Alegre, Valle de Guadalupe, Baja California, México.

Foto: Alejandro Kurzcyn/Thomas Kretzschmar.

DISCUSIÓN

Las notas o artículos técnicos se encuentran abiertos a discusión de acuerdo con los siguientes lineamientos:

- La discusión se escribirá en tercera persona.
- El redactor de la discusión deberá usar el término polemista cuando se refiera a él mismo y el término autor cuando se trate del responsable de la nota o artículo técnicos.
- La discusión deberá remitirse durante los doce meses posteriores al último día del trimestre en que se publicó el artículo o la nota técnicos.
- El periodo de discusión puede ser extendido mediante la solicitud por escrito del polemista.
- La discusión se presentará conforme a la *Guía para colaboradores* publicada en esta misma revista (se hará caso omiso de los datos referentes a la extensión, resumen y *abstract*). Además, contará con la cita bibliográfica de las notas o artículos técnicos aludidos.
- La extensión de la discusión ocupará como máximo cuatro páginas de la revista (aproximadamente diez cuartillas, incluyendo figuras y cuadros).
- Las figuras y los cuadros presentados por el polemista deberán marcarse progresivamente con números romanos y cuando se citen los realizados por el autor se habrá de respetar la numeración original.
- Los editores suprimirán los datos ajenos al objeto de la discusión.
- La discusión se rechazará si contiene temas tratados en otras fuentes, promueve intereses personales, está descuidadamente preparada, pone en controversia hechos ya establecidos, es puramente especulativa o es ajena a los propósitos de la revista.
- La discusión se publicará junto con los comentarios del autor o autores aludidos.
- La discusión se dirigirá al editor en jefe.



Sombras de arena producidas por el viento en las valvas despositadas en la playa. San Clemente del Tuyú, Partido de La Costa, Buenos Aires, Argentina.

Foto: Silvina Claudia Carretero.

GUÍA PARA COLABORADORES

La revista *Tecnología y Ciencias del Agua*, invita a los especialistas a colaborar con artículos o notas técnicas inéditos, relacionados con el agua, derivados de una investigación, que brinden aportaciones originales y se desarrollen dentro de la hidrología, hidráulica, gestión del agua, agua y energía, calidad del agua, ciencias físicas, biológicas y químicas, así como ciencias políticas y sociales, entre otras disciplinas, conforme a las normas que se enunciarán a continuación.

PREPARACIÓN DEL ARTÍCULO

FORMATO

TIPO DE LETRA: Palatino en todo el documento (cuerpo del texto, cuadros e ilustraciones).

TAMAÑO DE LETRA: el documento se presentará en ocho, nueve, diez y veinte puntos de acuerdo con el siguiente cuadro:

8 PUNTOS (PALATINO)	9 PUNTOS (PALATINO)
<ul style="list-style-type: none">• Cuadros.• Figuras.• Agradecimientos.	<ul style="list-style-type: none">• Nombre de los autores.• Institución de los autores.• Resumen.• <i>Abstract</i> y <i>keywords</i>.• Dirección institucional de los autores.
10 PUNTOS (PALATINO)	20 PUNTOS VERSALES (PALATINO)
<ul style="list-style-type: none">• Cuerpo del texto.• Título del trabajo en inglés.	<ul style="list-style-type: none">• Título del trabajo en español.

INTERLINEADO: doble espacio.

NUMERACIÓN DE PÁGINAS: todas las páginas deben ir numeradas.

EXTENSIÓN

Artículo técnico: treinta páginas (numeradas), incluyendo figuras y cuadros.

Nota técnica: diez páginas (numeradas), incluyendo figuras y cuadros.

CONTENIDO

CONTENIDO

El artículo deberá presentar aportes significativos al conocimiento científico y tecnológico dentro de la especialidad; se basará en trabajos terminados o que hayan cumplido un ciclo en su desarrollo; mostrará resultados de una serie de experiencias de un año o más de investigación y estará respaldado por una revisión bibliográfica adecuada. **La estructura básica del texto deberá contener una introducción, el desarrollo y las conclusiones.** De preferencia, seguir el esquema clásico: resumen (abstract), introducción, metodología, resultados, discusión, conclusiones y referencias.

TÍTULO

El título, redactado en español e inglés, deberá ser informativo, sin que exceda de 12 palabras.

RESUMEN

El resumen, redactado en español e inglés (*abstract*), deberá ser conciso y proporcionar un amplio panorama de la investigación (objetivo, método, resultados y conclusiones), sin que sobrepase las 250 palabras.

PALABRAS CLAVE

Se debe proporcionar una relación de ocho palabras o frases clave (máximo) redactadas en español e inglés (*keywords*), que faciliten la recuperación de la información.

PIES DE PÁGINA

No se admiten. Deberán incorporarse al texto.

AGRADECIMIENTOS

Se incluirán después del texto y antes de las referencias.

CUADROS

- Deberá usarse una página para cada cuadro.
- Después de las referencias se presentará la lista de todos los cuadros que se citen.

FIGURAS

- Deberá usarse una página para cada figura.
- Todos los nombres de las figuras deberán incluirse después de los cuadros.
- Deberán tener alta resolución (300 dpi).

Nota: cuando el artículo se apruebe para publicación, el autor deberá remitir cada figura en archivo JPG, en alta resolución (300 dpi).

REFERENCIAS

- Toda la bibliografía debe estar referenciada en el cuerpo principal del documento.
- En el caso del abordaje de temas del dominio común en el ámbito científico y tecnológico, deberán citarse trabajos que denoten el conocimiento de los autores sobre el estado del arte.
- En la medida de lo posible, evitar las autocitas.
- Se tomará como base el formato APA de citación.

Algunos ejemplos con base en el formato APA:

Libros completos

Apellido, A. A. (Año). Título del trabajo. Ciudad de edición: Editorial.

Apellido, A. A. (Año). Título del trabajo. Recuperado de <http://www.xxxxx>

Apellido, A. A. (Año). Título del trabajo. doi:xxxxx

Apellido, A. A. (Ed.). (año). Ciudad de edición: Editorial.

Capítulos de libros

Apellido, A. A., & Apellido, B. B. (Año). Título del capítulo o entrada. En A. Apellido, B. Apellido & C. Apellido (Eds.), Título del libro (pp. xxx-xxx). Lugar: Editorial.

Apellido, A. A., & Apellido, B. B. (Año). Título del capítulo o entrada. En A. Editor & B. Editor (Eds.), Título del libro (pp. xxx-xxx). Recuperado de <http://www.xxxxxxx>

Artículo o nota de publicación periódica recuperado de la web

Apellido, A. A., & Apellido, B. B. (Año). Título del artículo. Título de la publicación, volumen(número), pp. Recuperado de [http:// www.xxxxxx](http://www.xxxxxx)

Esto es: Apellido, A. A., & Apellido, B. B. (Año). Título del artículo. Título de la publicación, 1(2), 5-17. Recuperado de <http:// www.xxxxxx>

Artículo o nota de publicación periódica impresa

Apellido, A. A., & Apellido, B. B. (Año). Título del artículo. Título de la publicación, 8(1), 73-82.

Artículo de publicación periódica con DOI

Apellido, A. A., Apellido, B. B., & Apellido, C. C. (Año). Título del artículo. Título de la publicación, 8(1), 73-82, doi:xxxxxx

Congresos y simposia

Colaborador, A. A., Colaborador, B. B., Colaborador, C. C., & Colaborador, D. D. (Mes, año). Título de la colaboración. En E. E. Presidente (Presidencia), Título del simposio. Simposio llevado a cabo en la conferencia de Nombre de la Organización, Lugar.

IDIOMA

Español o inglés.

Citas dentro del cuerpo del texto

Tipo de cita	Primera cita en el texto	Citas subsecuentes en el texto	Formato entre paréntesis, primera cita en el texto	Formato entre paréntesis, citas subsecuentes en el texto
Un trabajo por un solo autor	Apellido (Año)	Apellido (Año)	(Apellido, año)	(Apellido, año)
Un trabajo por dos autores	Apellido y Apellido (Año)	Apellido y Apellido (Año)	(Apellido & Apellido, Año)	(Apellido & Apellido, Año)
Un trabajo por tres autores	Apellido, Apellido y Apellido (Año)	Apellido <i>et al.</i> (Año)	(Apellido, Apellido, & Apellido, año)	(Apellido del primer autor <i>et al.</i> , año)
Un trabajo por cuatro autores	Apellido, Apellido, Apellido y Apellido (Año)	Apellido <i>et al.</i> (Año)	(Apellido, Apellido, Apellido, & Apellido, año)	(Apellido del primer autor <i>et al.</i> , año)
Un trabajo por cinco autores	Apellido, Apellido, Apellido y Apellido (Año)	Apellido <i>et al.</i> (Año)	(Apellido, Apellido, Apellido, Apellido, & Apellido, año)	(Apellido del primer autor <i>et al.</i> , 2008)
Una obra por seis o más autores	Apellido del primer autor <i>et al.</i> (Año)	Apellido del primer autor <i>et al.</i> (Año)	(Apellido del primer autor <i>et al.</i> , Año)	(Apellido del primer autor <i>et al.</i> , año)
Grupos (identificados fácilmente a través de abreviaturas) como autores	Nombre completo de la institución (Siglas, año)	Siglas (Año)	(Nombre completo de la institución [siglas], año)	(Institución, año)
Grupos (sin abreviaturas) como autores	Nombre completo de la institución (año)	Nombre completo de la institución (año)	(Nombre completo de la institución, año)	

SEPARACIÓN DE NÚMEROS Y USO DE PUNTO DECIMAL

En *Tecnología y Ciencias del Agua* se marcará la división entre millares con un espacio en blanco; mientras que para separar los números enteros de sus fracciones, cuando las haya, se usará el punto.

Al respecto, se retoma lo que indica el *Diccionario panhispánico de dudas*, editado por la Real Academia Española y la Asociación de Academias de la Lengua Española, en 2005, sobre las expresiones numéricas: “**se acepta el uso anglosajón del punto, normal en algunos países hispanoamericanos...: $\pi = 3.1416$.**”.

ENVÍO DEL ARTÍCULO

Enviar el artículo en *Word* con nombre de autores y dirección institucional a revista.tyca@gmail.com, con copia a la licenciada Elizabeth Peña Montiel, elipena@tlaloc.imta.mx.

INFORMACIÓN GENERAL

Una vez recibido el material, comenzará un proceso de revisión, durante el cual es posible que el manuscrito se rechace; si el texto es susceptible de ser dictaminado, pues cumple a cabalidad con la Política Editorial y así lo considera el Consejo Editorial, pasará a la etapa de arbitraje.

De acuerdo con el proceso de arbitraje, el texto puede ser aceptado sin cambios, con cambios menores, cambios mayores o ser rechazado.

Al ser publicado un trabajo, el autor principal tiene derecho, en forma gratuita a dos revistas y diez sobretiros.

En caso de cualquier duda, escribir a la licenciada Helena Rivas López, hrrivas@tlaloc.imta.mx o a la licenciada Elizabeth Peña Montiel, elipena@tlaloc.imta.mx.

Política Editorial

Misión

Difundir el conocimiento y los avances científicos y tecnológicos en materia de agua, a través de la publicación de artículos y notas técnicas inéditas, que brinden aportaciones originales.

Nuestros principios

- Imparcialidad.
- Objetividad.
- Honestidad.

Nuestros valores

- Conocimiento.
- Experiencia.
- Autoridad temática.

Contenido

Interdisciplinario, integrado con artículos y notas técnicas inéditas, relacionadas con el agua, derivadas de una investigación, que brinden aportaciones o innovaciones científicas y tecnológicas originales, que se desarrollen dentro del campo del conocimiento de diversas disciplinas.

Cobertura temática

Interdisciplinaria, relacionada con agua, con prioridad temática en los siguientes ámbitos de conocimiento:

- Agua y energía.
- Calidad del agua.
- Ciencias físicas, biológicas y químicas.
- Ciencias hidroagrícolas.
- Ciencias políticas y sociales.
- Desarrollo e innovación científica y tecnológica.
- Gestión del agua.
- Hidrología.
- Hidráulica.

Tipo de contribuciones

Artículo técnico: documento científico que trata y comunica por primera vez los resultados de una investigación o innovación exitosa, cuyas contribuciones aportan e incrementan el conocimiento actual en materia de agua.

Nota técnica: texto que trata avances en el campo de la ingeniería hidráulica y de la práctica profesional en materia de agua, sin que necesariamente se trate de una aportación original, aunque siempre deberá tratarse de un trabajo inédito.

Algunos trabajos sometidos al proceso de arbitraje pueden terminar publicándose como notas, o viceversa. Esto se hará bajo propuesta y un proceso de mutuo acuerdo entre los autores y el editor por tema responsable. Ambos tienen prácticamente la misma estructura (resumen, introducción, metodología, resultados, discusión, conclusiones, referencias).

Proceso de arbitraje

La revista se rige por un riguroso proceso de arbitraje, el cual establece que cada trabajo sea analizado separadamente por tres revisores, quienes recomiendan su aceptación, su aceptación con cambios menores, su aceptación con cambios mayores, su rechazo o su aceptación como nota técnica con los cambios necesarios.

Se buscará que al menos uno de los revisores sea de alguna institución del extranjero.

Los revisores no podrán pertenecer a la misma institución de los autores que proponen el artículo para publicación.

Cuando los dictámenes se contrapongan o resulten poco consistentes, se podrá optar por solicitar la intervención de otros revisores o de los miembros del Consejo Editorial.

En ocasiones se podrá decidir sobre la aprobación o no de un artículo con el dictamen de dos revisores, más la opinión del editor por tema correspondiente, o la del editor en jefe.

Un artículo rechazado no se admitirá para un nuevo proceso de revisión.

El proceso de arbitraje se desarrollará de tal manera que tanto los autores como los revisores no conozcan el nombre de su contraparte.

El proceso de arbitraje lo llevan a cabo especialistas y expertos de alto nivel, de reconocido prestigio nacional e internacional en su ámbito profesional, con la capacidad para evaluar, de manera confiable y expedita, tanto la calidad como las aportaciones originales como el grado de innovación científica y tecnológica del material que se somete para posible publicación.

Esta participación se considera una contribución profesional, que se realiza de manera honorífica.

Los árbitros cuentan con la "Guía para el revisor", que les proporciona la Coordinación Editorial de la revista.

Dictamen final

El dictamen derivado del proceso de arbitraje es inapelable.

Autores

Se publican trabajos de autores de cualquier nacionalidad que presenten sus contribuciones en español; sin embargo, también aceptamos trabajos que remitan en español o inglés.

Responsabilidad de los autores

La propuesta de un trabajo compromete a su autor a no someterlo simultáneamente a la consideración de otras publicaciones. En caso de que el artículo haya sido entregado a otro medio para su eventual publicación, se compromete a hacerlo del conocimiento de la Coordinación Editorial, que suspenderá el proceso de arbitraje e informará al Consejo Editorial sobre la decisión tomada por los autores.

Los colaboradores, cuyos artículos hayan sido aceptados, cederán formalmente los derechos de autor a **Tecnología y Ciencias del Agua**.

La responsabilidad del contenido de los artículos corresponde a los autores.

El autor es responsable de la calidad del español que utilice. Si su redacción es deficiente, se rechazará su contribución. **Tecnología y Ciencias del Agua** sólo se hará cargo del cuidado editorial.

El autor se compromete a realizar los ajustes que sean señalados por el editor temático en el tiempo fijado por éste; en caso de incumplimiento, el artículo será retirado del proceso de dictaminación y será calificado como rechazado.

El autor deberá estar atento para resolver las dudas y propuestas que presenten el editor y el coordinador editorial.

Cada autor deberá aprobar las pruebas finales de imprenta de sus textos.

Se sugiere revisar la "Guía para colaboradores".

Lectores

Académicos, investigadores, especialistas y profesionales interesados en el análisis, investigación y búsqueda del conocimiento y soluciones de problemas relacionados con el agua.

Recepción de trabajos

La recepción de artículos y notas es permanente.

Periodicidad

Edición bimestral. Aparecerá en el segundo mes del bimestre.

Suscripción y distribución

La revista se distribuye por medio de suscripciones pagadas y honorarias.

Acceso abierto

Tecnología y Ciencias del Agua, antes *Ingeniería hidráulica en México*, permite consultar en su versión digital todo el material publicado desde 1985.

Ediciones especiales y números extraordinarios

Tecnología y Ciencias del Agua podrá publicar números especiales por sí misma o en colaboración con otras revistas, asociaciones profesionales o casas editoriales de reconocido prestigio relacionadas con el recurso agua.

De la misma manera, podrá publicar artículos por invitación, en reconocimiento a la trayectoria profesional de destacados investigadores.

En ambos casos se cuidará la calidad de los contenidos técnicos y las aportaciones científicas.

Tecnología y Ciencias del Agua está registrada en los siguientes índices y resúmenes (abstracts) nacionales e internacionales:

• Thomson Reuters Science Citation Index® (ISI) • Expanded Thomson Reuters Research Alert® (ISI) • *Índice de revistas mexicanas de investigación científica y tecnológica* del Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (Conacyt) (2013-2018) • Sistema de Información Científica Redalyc (Red de Revistas Científicas de América Latina y El Caribe, España y Portugal), Universidad Autónoma del Estado de México • EBSCO (Fuente Académica Premier NISC; Geosystems, como Marine, Oceanographic and Freshwater Resources) • ProQuest (Cambridge Scientific Abstracts) • Elsevier (Fluid Abstracts: Process Engineering; Fluid Abstracts: Civil Engineering) • CAB Abstracts, CAB International • Latindex (Sistema Regional de Información en Línea para Revistas Científicas de América Latina, el Caribe, España y Portugal), Universidad Nacional Autónoma de México • *Periódica* (Índice de Revistas Latinoamericanas en Ciencias), Universidad Nacional Autónoma de México • *Catálogo Hela* (Hemeroteca Latinoamericana), Universidad Nacional Autónoma de México • *Actualidad Iberoamericana*, CIT-III, Instituto Iberoamericano de Información en Ciencia y Tecnología.

Otras fuentes

También puede encontrarse su acervo en [Google académico](#).



Artículos técnicos

Impacto de la urbanización en la infiltración en un área costera, Argentina
 Silvina Carretero
 Eduardo Kruse

Metodología para investigar tendencias espacio-temporales en eventos meteorológicos extremos: caso Durango, México
 Ma. Esperanza Blanco
 Humberto Vaquera
 José A. Villaseñor
 J. René Valdez-Lazalde
 Michel Rosengaus

Criterio para la optimización energética de redes ramificadas de agua
 Víctor Luis de Nicolás
 Francisco Laguna-Peñuelas
 Pablo Vidueira

Propuesta de un nuevo enfoque para evaluar la peligrosidad por inundaciones pluviales
 Luis Alejandro Sánchez
 Yoel Martínez-González

Estimación del balance hídrico en una cuenca semiárida, El Mogor, Baja California, México
 Francisco José del Toro-Guerrero
 Thomas Kretzschmar
 Alejandro Hinojosa-Corona

Dimensiones en planta de una protección de estribo y erosiones resultantes
 Marcela L. Reynares
 Mario I. Schreider
 Graciela B. Scacchi

Amenaza a la contaminación del agua subterránea en el sector norte del acuífero Barva, Heredia, Costa Rica
 Helga Madrigal-Solís
 Alicia Fonseca-Sánchez
 Christian Núñez-Solís
 Alicia Gómez-Cruz

Comparación de metodologías de análisis de declinación de la productividad en pozos
 Alfonso Aragón-Aguilar
 Georgina Izquierdo-Montalvo
 Rafael Gómez-Mendoza

Análisis de tendencias climáticas en la cuenca baja del río Yaqui, Sonora, México
 Polioptro F. Martínez-Austria
 Carlos Patiño-Gómez
 José Enrique Tamayo-Escobar

Notas técnicas

Caracterización de dos grupos de manantiales en el río Diguillín, Chile
 José Luis Arumí
 Ricardo Oyarzún
 Enrique Muñoz
 Diego Rivera
 Evelyn Aguirre

Manejo conjunto del agua en la subcuenca Támbula-Picachos, Guanajuato, México
 Mario A. Hernández
 Alfredo Amador
 Sonia T. Sánchez
 Abel Solera

¿Es posible mejorar la uniformidad de riego utilizando diferentes espaciamientos entre emisores?
 Marlio Bedoya-Cardoso
 Vicente Angeles-Montiel

Estimación probabilística de crecientes estacionales con base en registros mensuales de gasto máximo
 Daniel Francisco Campos-Aranda

Discusión

Guía para colaboradores

Technical articles

Impact of Urbanization on Infiltration in a Coastal Area, Argentina 5
 Silvina Carretero
 Eduardo Kruse

Methodology to Investigate Spatio-Temporal Trends in Extreme Weather Events: Case Durango, Mexico 25
 Ma. Esperanza Blanco
 Humberto Vaquera
 José A. Villaseñor
 J. René Valdez-Lazalde
 Michel Rosengaus

An Energy Optimization Criterion for Branching Water Networks 41
 Víctor Luis de Nicolás
 Francisco Laguna-Peñuelas
 Pablo Vidueira

Hydrodynamic Criteria to Design Water Recirculation Systems for Aquaculture 53
 Luis Alejandro Sánchez
 Yoel Martínez-González

Hydric Balance in a Semi-Arid Basin, El Mogor, B.C. 69
 Francisco José del Toro-Guerrero
 Thomas Kretzschmar
 Alejandro Hinojosa-Corona

Plan Dimensions of an Abutment Revetment and its Resulting Scours 83
 Marcela L. Reynares
 Mario I. Schreider
 Graciela B. Scacchi

Potential Pollution Sources to groundwater in the North Region of Barva Aquifer, Heredia, Costa Rica 103
 Helga Madrigal-Solís
 Alicia Fonseca-Sánchez
 Christian Núñez-Solís
 Alicia Gómez-Cruz

Comparison of Methodologies of Productivity Decline Analysis in Wells 119
 Alfonso Aragón-Aguilar
 Georgina Izquierdo-Montalvo
 Rafael Gómez-Mendoza

Climatic Trends in the Lower Yaqui Valley Watershed, Mexico 135
 Polioptro F. Martínez-Austria
 Carlos Patiño-Gómez
 José Enrique Tamayo-Escobar

Technical notes

Characterization of Two Spring Clusters at the Diguillín River, Chile 151
 José Luis Arumí
 Ricardo Oyarzún
 Enrique Muñoz
 Diego Rivera
 Evelyn Aguirre

Integrated Water Management in the Támbula-Picachos Sub-Basin, Guanajuato, Mexico 159
 Mario A. Hernández
 Alfredo Amador
 Sonia T. Sánchez
 Abel Solera

Is it Possible Improve the Irrigation Uniformity Using Different Spacing between Emitters? 167
 Marlio Bedoya-Cardoso
 Vicente Angeles-Montiel

Probabilistic Estimation of Seasonal Floods Based on Maximum Flow Monthly Records 177
 Daniel Francisco Campos-Aranda

Discussion

Contributor's guide 191