



ISSN 2007-2422

Tecnología y Ciencias del Agua



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

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

Editores 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 Engenheiros 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**, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua • **Dr. Gerardo Buelna**, Dirección de Medio Ambiente y Centro de Investigación Industrial de Quebec, Canadá • **Dr. Guerguiev 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**, Instituto de Mecánica de Fluidos e Ingeniería Ambiental, 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**, Laboratorio Nacional de Hidráulica, 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**, Banco Mundial • **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**, Comisión Nacional del Agua, México • **Dr. Moisés Berezowsky Verduzco**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dra. Natalia Uribe Pando**, Centro UNESCO del País Vasco • **Dr. Óscar F. Ibáñez Hernández**, Comisión Nacional del Agua, México • **Dr. Paulo Salles Alfonso de Almeida**, Universidad Nacional Autónoma de México • **Dr. Rafael Pardo Gómez**, Centro de Investigaciones Hidráulicas, Cuba • **Dr. Rafael Val Segura**, Universidad Nacional Autónoma de México • **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. 4, julio-agosto 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 Mexicano 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 agosto 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. 4, julio-agosto de 2014



Para suscripciones, dé clic aquí



Para comentarios a la Coordinación
Editorial, dé clic aquí

Portada: Muestreo de indicadores biológicos en el río Balsas, México.

En el artículo “Protección de pozos de abastecimiento. Indicadores de la calidad del agua subterránea” (pp. 5-22) de Paris, M., Tujchneider, O., Pérez, M. y D’Elia, M., se presentan los indicadores definidos para monitorear la calidad del agua subterránea, única fuente de provisión de la ciudad de Esperanza, Santa Fe, Argentina. Como se indica en el artículo, un indicador es un atributo cualitativo o cuantitativo que permite describir y evaluar un aspecto específico de un sistema. Debe ser sencillo, construible con datos accesibles y de fácil interpretación.

Foto: Rubén I. Huerto.





Laguna de Montebello, Chiapas, México.

Foto: Rafael Espinoza Méndez.



Contenido

Artículos técnicos

Protección de pozos de abastecimiento.
Indicadores de la calidad del agua subterránea

Marta Paris
Ofelia Tujchneider
Marcela Pérez
Mónica D'Elia

Aplicación de índices integradores de calidad
hídrica al piedemonte andino argentino

Emilie Lavie
José A. Morábito
Santa E. Salatino

Metodología de agregación para estimar
conductividades hidráulicas en suelos
heterogéneos insaturados

Erik Zimmermann
Pedro Basile

Algoritmos de diagnóstico para fallas en ductos

Lizeth Torres
Cristina Verde
Rolando Carrera
Raúl Cayetano

La variabilidad climática de baja frecuencia en la
modelación no estacionaria de los regímenes de
las crecidas en las regiones hidrológicas Sinaloa y
Presidio San Pedro

Jesús López-de la Cruz
Félix Francés

Relación gasto específico y transmisividad con
flujo no lineal y pozo de penetración parcial

Armando O. Hernández-Valdés

Elevación máxima del agua en la laguna Mar
Chiquita, Córdoba, Argentina

Mariana Pagot
Gerardo Hillman
Cecilia Pozzi-Piacenza
Paolo Gyssels
Antoine Patalano
Andrés Rodríguez

Notas técnicas

Reconstrucción híbrida del clima marítimo
y su aplicación al estudio del transporte
de sedimentos en la costa del Pacífico mexicano

José Cristóbal Medina-González
Gabriel Díaz-Hernández



Contents

Technical articles

Supply Well Protection: Groundwater Quality Indicators 5

Marta Paris
Ofelia Tujchneider
Marcela Pérez
Mónica D'Elia

*Application of an Integrated Water Quality Index
in the Argentine Andean Piedmont* 23

Emilie Lavie
José A. Morábito
Santa E. Salatino

*Aggregation Methodology to Estimate Hydraulic
Conductivity in Unsaturated Heterogeneous Soils* 39

Erik Zimmermann
Pedro Basile

Diagnostic Algorithms to Detect Faults in Pipelines 57

Lizeth Torres
Cristina Verde
Rolando Carrera
Raúl Cayetano

*Low-Frequency Climate Variability in the
Non-Stationary Modeling of Flood Regimes in the
Sinaloa and Presidio San Pedro Hydrologic Regions* 79

Jesús López-de la Cruz
Félix Francés

*Relation between Specific Capacity and Transmissivity
with Non-linear Flow and Partial Penetration Well* 103

Armando O. Hernández-Valdés

*Maximum Water Level in Mar Chiquita, Lagoon,
Cordoba, Argentina* 119

Mariana Pagot
Gerardo Hillman
Cecilia Pozzi-Piacenza
Paolo Gyssels
Antoine Patalano
Andrés Rodríguez

Technical notes

*Hybrid Maritime Climate Reconstruction and its
Application to the Study of Sediment Transport in the
Mexican Pacific Coast* 135

José Cristóbal Medina-González
Gabriel Díaz-Hernández

Uso de imágenes de satélite para evaluar los efectos de cambio de cobertura de suelo en la escorrentía directa de una cuenca andina César Cano Andrea Andreoli José Luis Arumi Diego Rivera	<i>Use of Satellite Images to Assess the Effects of Land Cover Change on Direct Runoff in the Andean Basin</i> César Cano Andrea Andreoli José Luis Arumi Diego Rivera	145
Identificación de curva de escurrimiento en tres microcuencas del río Coatán, Chiapas, México Homero Alonso-Sánchez Laura Alicia Ibáñez-Castillo Ramón Arteaga-Ramírez Mario Alberto Vázquez-Peña	<i>Runoff Curve Identification in Three Micro-Basins of the Coatan River, Chiapas, Mexico</i> Homero Alonso-Sánchez Laura Alicia Ibáñez-Castillo Ramón Arteaga-Ramírez Mario Alberto Vázquez-Peña	153
Tanques hidroneumáticos. Cálculo de la capacidad Alfonso Herrán-Sandoval	<i>Calculation of Capacity of Hydropneumatic Tanks</i> Alfonso Herrán-Sandoval	163
Ampliación de registros de volumen escurrido anual con base en información regional y regresión de tipo Ridge Daniel Francisco Campos-Aranda	<i>Extension of Annual Runoff Volume Records Based on Regional Information and Ridge Regression</i> Daniel Francisco Campos-Aranda	173
Use of the Distinct Element Method as a Tool to Detect Stability Problems in Deep Spillway Excavations Eduardo Botero-Jaramillo Miguel P. Romo Bogart Méndez Humberto Marengo	<i>El uso del método de los elementos distintos como una herramienta para la detección de problemas de estabilidad en las excavaciones del vertedero profundas</i> Eduardo Botero-Jaramillo Miguel P. Romo Bogart Méndez Humberto Marengo	187
Discusión Guía para colaboradores	<i>Discussion</i> <i>Contributor's guide</i>	197 199

PROTECCIÓN DE POZOS DE ABASTECIMIENTO. INDICADORES DE LA CALIDAD DEL AGUA SUBTERRÁNEA

• Marta Paris* • Ofelia Tujchneider • Marcela Pérez • Mónica D'Elia •
Universidad Nacional del Litoral, Argentina

*Autor de correspondencia

Resumen

Paris, M., Tujchneider, O., Pérez, M., & D'Elia, M. (julio-agosto, 2014). Protección de pozos de abastecimiento. Indicadores de la calidad del agua subterránea. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(4), 5-22.

Un indicador es un atributo cualitativo o cuantitativo que permite describir y evaluar un aspecto específico de un sistema. Debe ser sencillo, construible con datos accesibles y de fácil interpretación. Diferentes organismos y programas internacionales han logrado una compilación de indicadores que aportan información sintética del estado y evolución de los sistemas hídricos. Sin embargo, es posible que sea necesario recurrir a una adaptación de los mismos, a fin de poder reflejar las particularidades de cada ambiente. En este trabajo se presentan los indicadores definidos para monitorear la calidad del agua subterránea, única fuente de provisión de la ciudad de Esperanza (Santa Fe, Argentina). La ruptura del equilibrio hidráulico del sistema acuífero multicapa explotado para abastecimiento ha producido variaciones químicas significativas en el agua de suministro. La aplicación de los métodos de agrupamiento (jerárquico y por K-medias) y componentes principales ha permitido verificar la presencia de este proceso, determinar cuál es el grado de afectación y ocurrencia temporal en cada uno de los pozos. Los resultados muestran que, si bien existen modificaciones en los valores de conductividad eléctrica del agua (CE) —normalmente utilizado como indicador de calidad—, este parámetro no es lo suficientemente indicativo del deterioro de la calidad del agua del sistema acuífero que se explota. Otros atributos dan indicios del ascenso de agua salada subyacente y de flujos descendentes desde el acuífero libre suprayacente, respectivamente, por lo que se establecen valores umbrales y niveles de alerta para la CE, el residuo seco, cloruros, sulfatos, nitratos y calcio.

Palabras clave: indicadores de calidad del agua subterránea, protección de pozos, análisis de agrupamiento.

Abstract

Paris, M., Tujchneider, O., Pérez, M., & D'Elia, M. (July-August, 2014). Supply Well Protection: Groundwater Quality Indicators. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(4), 5-22.

An indicator is a quantitative or qualitative attribute used to describe and evaluate a specific aspect of a system. It must be simple, buildable with available data and easily represented. Different organizations and programs have developed a compilation of indicators that provide synthetic information of the state and evolution of water systems. Nevertheless, these indicators may need to be adapted in order to reflect the particularities of each environment. This paper presents the indicators defined to monitor groundwater quality for the aquifer underlying the city of Esperanza (Santa Fe, Argentina), the only source of supply for the region. The disruption of the hydraulic equilibrium of the multilayer aquifer system that is being exploited has produced significant chemical changes in the water supply. The results show that, although the electrical conductivity (EC) values (usually used as a quality indicator) of the water have changed, this parameter is not a sufficient indicative of the deterioration of water quality in the exploited aquifer system. Cluster (hierarchical and K-means) and principal methods have made it possible to verify this process, to determine the affectation level and its temporal occurrence for each exploitation well. Other attributes show evidence of the rise in the overlying salt water and of downward flows from the overlying unconfined aquifer, resulting in values for EC threshold and alert levels, total dissolved solid, chlorides, sulfates, nitrates and calcium.

Keywords: Cluster analysis, groundwater quality indicators, well head protection.

Introducción y objetivos

Las aguas subterráneas constituyen una importante fuente de abastecimiento tanto en áreas

urbanas como rurales. Sin embargo, la ausencia de un apropiado diagnóstico y/o pautas de

manejo dentro de un plan de gestión de los recursos hídricos conducen en más de una oportunidad al deterioro de los mismos.

La necesidad de disponer de agua segura (en cantidad y calidad) pone en evidencia la importancia de llevar adelante políticas y acciones que garanticen la protección de las aguas subterráneas. Para una administración ambientalmente confiable de las aguas subterráneas, la mejor práctica es proteger el recurso antes de su contaminación. Algunos países tienden a optar por la creación de programas de protección de las aguas subterráneas ante la contaminación, basados en el establecimiento de perímetros de protección de pozos (PPP) y/o en la cartografía de la vulnerabilidad de los acuíferos (Hirata & Rebouças, 1999). En ambos casos, la efectiva protección de los pozos de abastecimiento requiere considerar, en primer lugar, la complejidad hidrogeológica de la zona de estudio, debida especialmente a las relaciones hidráulicas y a las características hidrodinámicas e hidroquímicas de los cuerpos acuíferos que lo integran. La correcta conceptualización del acuífero aportará bases sólidas para:

- Establecer distintos niveles de restricciones y controles a los usos del territorio, sean estos pasados, presentes o futuros, con una incertidumbre aceptable.
- Instrumentar las herramientas legales, económicas, administrativas y los cambios institucionales necesarios, para implementar prácticamente las restricciones y los controles al uso del territorio.
- Definir de manera correcta los esquemas de explotación: ubicación y diseño de las obras de captación, caudales y cronogramas de extracción, etc. Las áreas de protección dependen del caudal de explotación, en especial en acuíferos no confinados. Bombeos no planificados de modo correcto pueden producir la ruptura del equilibrio hidrodinámico en el sistema acuífero, con la consecuente afluencia de aguas de otra calidad.

- Diseñar un esquema de monitoreo del sistema en explotación a través de mediciones sistemáticas de variables indicadoras, que reflejen las eventuales variaciones de la calidad y cantidad del recurso. Esto brindará una alerta temprana que permitirá encarar medidas correctivas y/o paliativas ante su deterioro.

En el caso de la ciudad de Esperanza, la creciente demanda de agua, el peligro de contaminación de las perforaciones ubicadas en el área urbana y el deterioro de la calidad del agua subterránea por ascenso de agua salina fueron importantes motivos para reubicar los pozos de abastecimiento de la ciudad en un nuevo campo de bombeo emplazado en la zona rural, diseñado a partir de un modelo de gestión desarrollado en 1999, como producto de las investigaciones antecedentes de este equipo de trabajo (Filí, Tujchneider, Paris, Pérez, & D'Elia, 1999). Si bien la operación de estos pozos se materializó a partir del año 2004, ningún esquema de protección ha sido aún formalmente definido y llevado adelante, en especial si se tiene en cuenta la intensa actividad agrícola-ganadera e industrial que se desarrolla en la región, las posibilidades de flujos descendentes y/o ascendentes a través del discontinuo estrato acuitado que sobreyace al acuífero semiconfinado en explotación, la ruptura del equilibrio hidráulico del cuerpo acuífero inferior de alta salinidad producida por el bombeo no controlado, así como el posible efecto de la importación de agua superficial, que en un futuro complementaría el abastecimiento. Por ello, el objetivo general de esta investigación ha sido definir indicadores que colaboren con el monitoreo y control de la calidad del agua subterránea en el área de estudio, partiendo de la hipótesis de que la medición de la conductividad eléctrica del agua no es suficiente para evidenciar de forma temprana el deterioro de estos recursos hídricos.

Diferentes organismos, asociaciones y programas internacionales han logrado una

compilación y clasificación de diferentes indicadores (Aureli & Taniguchi, 2008; Berger & Iams, 1996; Foster & Loucks, 2006; Vrba & Lipponen, 2007; Webb, Hirata, Kruse, & Vrba, 2006). En Argentina, Blarasin, Cabrera, Matteoda, Damilano y Giuliano-Albo (2008) presentan una aplicación para evaluar cambios ambientales en acuíferos; Bocanegra, Massone, Irutig, Cionchi y Panizos (2009), una sobre los esquemas de explotación. Sin embargo, es posible que sea necesario recurrir a una adaptación de los mismos, a fin de poder reflejar las particularidades de cada ambiente. En relación con la calidad del agua subterránea, debe tenerse especialmente en cuenta que su calidad es la resultante de la interacción del agua de recarga, de las reacciones con los sedimentos y del tiempo de contacto o tiempo de residencia en el sistema (Doménico, 1972). El agua subterránea es un agente geológico de carácter general. Esto se debe de manera fundamental a la interacción agua-geología, que involucra una serie de procesos químicos, físicos y cinéticos dados por una evolución natural que tiende a alcanzar un estado de equilibrio o de mínima energía y, a la característica jerárquica y sistematizada de las líneas de corriente, que definen al flujo del agua subterránea como mecanismo de transporte y distribución de los fenómenos producidos (Tóth, 2001). Según Vrba y Lipponen (2007), un indicador de aguas subterráneas es un atributo que permite evaluar y describir un aspecto específico de este sistema hídrico. Deben permitir de una manera sencilla y rápida realizar el seguimiento del estado de las aguas subterráneas o de las modificaciones que se produzcan (Pernia-Llera, Lambán-Jiménez, & Molinero-García, 2005). Puede ser cuantitativo o cualitativo, según las necesidades que deba cubrir, pero fundamentalmente sencillo, pues no sólo debe ser fácil de construir a partir de datos medibles u observables, sino también interpretable; constituyen un soporte a la gestión sostenible de los recursos hídricos, proveen información sintética sobre el estado actual y evolución del sistema hídrico

subterráneo, colaboran en el análisis de los procesos naturales e impactos de la actividad antrópica —en tiempo y espacio—, y facilitan la comunicación y participación pública en el proceso de planificación y definición de políticas.

Principales características del área de estudio

La ciudad de Esperanza (Departamento Las Colonias) se encuentra en el centro oeste de la Provincia de Santa Fe (Argentina), a 31° 27' de latitud sur y 60° 55' de longitud oeste, con una altura promedio sobre el nivel del mar de 36 m y una población de 35 000 habitantes. El principal acuífero en explotación tiene buen rendimiento y calidad. Desde esta área se complementa el abastecimiento de agua a una localidad vecina —Rafaela, Departamento Castellanos—, mediante un acueducto de 50 km, puesto en funcionamiento a fines de la década de los años setenta (figura 1). Más de 250 000 personas se abastecen de agua subterránea por red domiciliaria o extracciones particulares en estos dos departamentos provinciales. Esto deriva en un volumen de explotación estimado superior a los 51 millones de litros por día, de los cuales más de 26 millones de litros se consumen sólo en las localidades de Esperanza y Rafaela. El principal sustento económico del sistema social de la región lo brinda la agricultura, la ganadería y una variada actividad industrial, que acciona de modo permanente sobre el sistema acuífero, modificando sus características cualitativas (Paris, Tujchneider, Pérez, D'Elia, & Fili, 1998). En la actualidad, no se cuenta con un registro de regantes que permita estimar el volumen de agua subterránea utilizado para riego de los cultivos. Las explotaciones agropecuarias utilizan el agua subterránea para consumo humano, pecuario y riego de cultivos (D'Elia, Tujchneider, Paris, Pérez, & Pusineri, 2012). No obstante, con datos del Censo Nacional Agropecuario 2002 (realizado por el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos), se ha podido establecer que en el Departamento

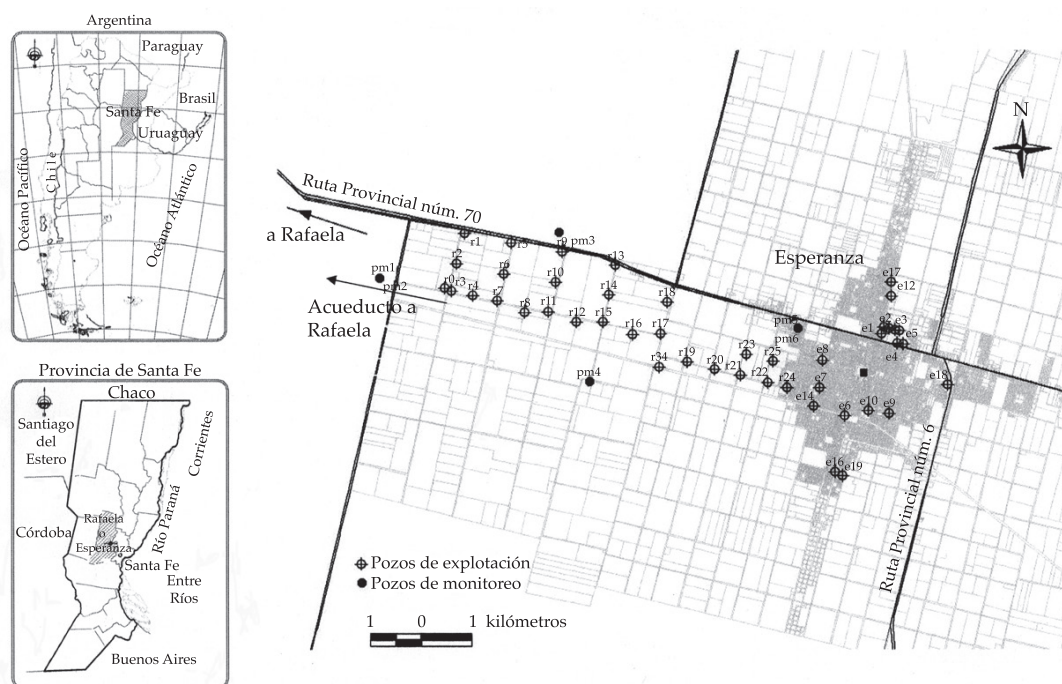


Figura 1. Ubicación del área de estudio. Localización de los pozos para abastecimiento de agua.

Las Colonias se practica riego con agua subterránea mediante la explotación de 13 perforaciones. Los 10 establecimientos rurales que realizan dicha práctica cultural están dedicados principalmente a la producción de maíz, soja y hortalizas. Aunque no se dispone de otra información más actualizada, se estima que en función de la producción agrícola y los periodos hídricos deficitarios registrados, a la fecha, la cantidad de regantes es mayor y, por ende, su porcentaje de utilización más elevado.

El servicio de agua potable en la ciudad de Esperanza data del año 1930, cuando Obras Sanitarias de la Nación (OSN) construyó una red de distribución alimentada por tres pozos que producían alrededor de 180 m³/h (4 320 m³/día). Posteriormente, en 1940, se incorporaron dos pozos más; en 1969, otro; en 1974 se sumaron dos, y nueve en 1988. En 1999 se contabilizaban 18 perforaciones en el área urbana, de las que solamente ocho estaban en funcionamiento, como consecuencia de problemas vinculados con el deterioro de la

calidad del recurso (aumento de los contenidos de cloruros, salinidad y/o nitratos) (Paris, Tujchneider, D'Elia, Pérez, & Fili, 1999; Paris, 2005).

Hacia fines del año 1994, el servicio sanitario de agua y cloacas en las ciudades de Esperanza y Rafaela (como en otras localidades de la provincia) estuvo a cargo de una empresa privada concesionaria (Aguas Provinciales de Santa Fe Sociedad Anónima, APSF). Hasta aproximadamente el año 1997, la empresa concesionaria continuó con el esquema de explotación anteriormente descrito. Pero la creciente demanda, los peligros de contaminación asociados con la actividad económica del área (localizada en especial en el sector urbano) y la falta de obras de saneamiento, condujeron al continuo deterioro de la fuente de abastecimiento (Tujchneider, Paris, Fili, D'Elia, & Pérez, 1998; Paris et al., 1998). Desde 2006, el servicio sanitario (agua potable y cloacas) es suministrado por una empresa privada, donde el estado provincial es mayoritario en

su propiedad (Aguas Santafesinas Sociedad Anónima, ASSA).

Dada la importancia que reviste el abastecimiento de agua potable a estos dos importantes centros urbanos a través de una fuente de origen subterráneo, su caracterización es fundamental en relación con la adecuada gestión del recurso en una región. Por ello, las investigaciones se han focalizado en el análisis del funcionamiento de este sistema y en el comportamiento de la calidad del agua subterránea en las áreas de mayor explotación histórica del acuífero: ejido urbano de la ciudad de Esperanza y campo de bombeo en el área rural. La figura 1 muestra la ubicación de las perforaciones que hoy día conforman el sistema de abastecimiento de ambas localidades (algunas de ellas actualmente fuera de servicio), pozos de estudio y pozos de monitoreo. Este nuevo campo de bombeo unificado está totalmente emplazado en el área rural del distrito Esperanza.

Con base en conceptualizaciones antecedentes (Filí *et al.*, 1999; Tujchneider *et al.*, 1998; Tujchneider, Pérez, Paris, & D'Elia, 2005) y la interpretación de perfiles litológicos y estudios disponibles, Paris (2010) elaboró el esquema del modelo conceptual de funcionamiento del sistema hidrogeológico en el área de estudio que se presenta en la figura 2. El estrato superior, con un espesor variable entre 15 y 25 m, corresponde al Grupo Pampa (sedimentos pampeanos) (Pleistoceno lacustre-palustre-eólico), definido por Tujchneider (2000). Se trata de limos, arcillas y loess, pardos claros, oscuros, rojizos o grises, según el ambiente de depositación, con presencia de tosca en algunos niveles. Aloja un acuífero libre de bajo rendimiento y calidad variable. En la porción más profunda, donde los sedimentos son más arcillosos (de 2 a 3 m de espesor promedio), se comportan como un manto acuitardo discontinuo (Filí *et al.*, 1999; Tujchneider *et al.*, 1998; Dalla-Costa, Díaz, & Aceñolaza, 2007). Inferiormente se localiza la formación Ituzaingó ("arenas puelches") (Plioceno fluvial), compuesta por arenas finas, medianas

y gruesas amarillas, con recubrimiento limonítico. Espesor: 25-35 m; $T = 600 \text{ m}^2/\text{día}$. Aloja un acuífero semiconfinado de buen rendimiento y calidad. Subyaciendo a ellas, la formación Paraná (Mioceno marino): porción cuspidal, arenas grises, arcillas arenosas y arcillas verdes, agua de elevada salinidad, a una profundidad de entre 45 y 53 m. Para Tujchneider *et al.* (2005), el comportamiento hidráulico de este sistema es de tipo multicapa, con la posibilidad de flujo descendente y/o ascendente a través del acuitardo, en función de las relaciones de carga hidráulica imperantes. La extracción de agua del acuífero semiconfinado puede inducir no sólo el flujo desde el acuífero libre suprayacente, sino también incrementar la afluencia lateral de agua del propio acuífero e inducir el ascenso de agua salada. Como consecuencia del bombeo no controlado, la superficie piezométrica acusa en el año 1994 considerables descensos en el sector este (Tujchneider *et al.*, 1998; Paris *et al.*, 1999). Dos años más tarde, en 1996, estas líneas mostraron una considerable variación en su diseño, traducida en un descenso promedio de casi 2 m y una divisoria definida en la línea equipotencial de 29 m. Hacia 1999 se logra una recuperación paulatina de los niveles, producto del cambio en el esquema de explotación.

El sentido general de escurrimiento subterráneo es de oeste a este; la recarga local al primer nivel acuífero está en el orden de los 63 mm/año y al segundo nivel, a través del acuitardo, es de aproximadamente 18 mm. El análisis de $\delta^{18}\text{O}$ y $\delta^2\text{H}$ en el agua subterránea en relación con la recta meteórica muestra que la recarga proviene de la precipitación local, que ocurre en los meses de verano y otoño, y no refleja procesos de evaporación significativos. Asimismo, los valores de tritio detectados indican que el tiempo de residencia del agua en el acuífero semiconfinado es mayor a 50 años y que en el acuífero libre resulta de una mezcla entre recarga submoderna y reciente. En particular, los contenidos de tritio detectados en uno de los pozos de monitoreo del acuífero semiconfinado sugieren la mezcla de agua

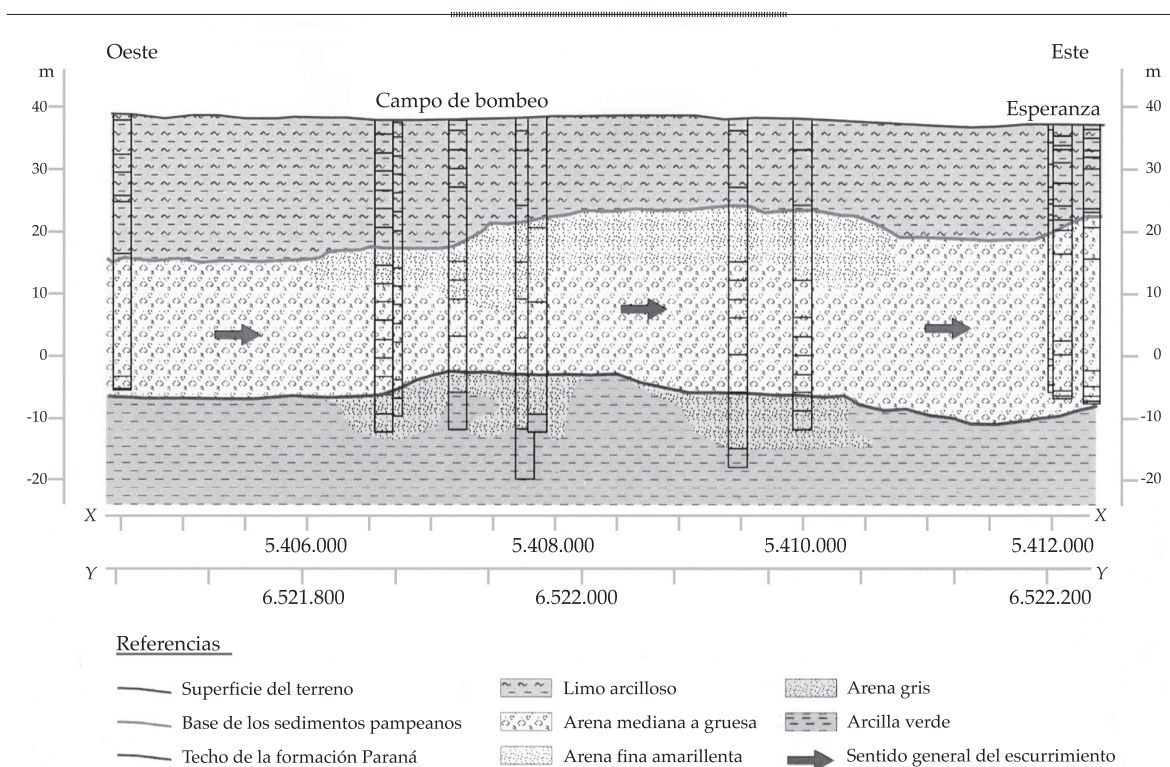


Figura 2. Esquema del modelo conceptual de funcionamiento del sistema hidrogeológico en el área de estudio.

de los dos niveles acuíferos. La presencia de nitrato estaría corroborando esta situación, favorecida además por la discontinuidad del manto acuitardo (D'Elia, Tujchneider, Paris, & Pérez, 2007; D'Elia, Tujchneider, Paris, Pérez, & Gervasio, 2008). De acuerdo con contribuciones antecedentes, las aguas son de tipo bicarbonatado sódico (Filí *et al.*, 1999; Tujchneider *et al.*, 1998; Tujchneider *et al.*, 2005). Sin embargo, desde mediados de la década de los años noventa, en algunos pozos de la zona urbana se evidenciaron variaciones que derivaron en el cambio de tipo de agua bicarbonatada hacia el tipo clorurada sódica. En particular, en la ciudad de Esperanza, durante el periodo 94-96, se pudo comprobar el efecto que la mayor extracción produjo en el descenso de niveles y en la salinidad del agua (expresada en términos de conductividad eléctrica). La figura 3 muestra los cambios acontecidos en la calidad del agua en un pozo que fue sometido a una intensa extracción de caudales; las

flechas señalan la modificación sustancial en los contenidos aniónicos, que derivan en el cambio de tipo de agua, según la clasificación de Piper-Hill. La figura 4 pone en evidencia el aumento de salinidad registrado en este punto de observación a lo largo del tiempo. La disminución de salinidad registrada hacia fines de 2003 es el resultado de la reprogramación de su explotación, articulada al nuevo modelo de gestión (Paris, 2010).

Metodología

La base de datos utilizada se conforma con 437 registros completos de ocho variables físico-químicas (conductividad eléctrica CE, alcalinidad total TAC, cloruro Cl^- , sulfato SO_4^{2-} , nitrato NO_3^- , calcio Ca^{2+} , magnesio Mg^{2+} , sodio+potasio Na^++K^+). Estos registros corresponden a determinaciones analíticas practicadas en muestras de agua extraídas durante el periodo febrero de 1990 a diciembre

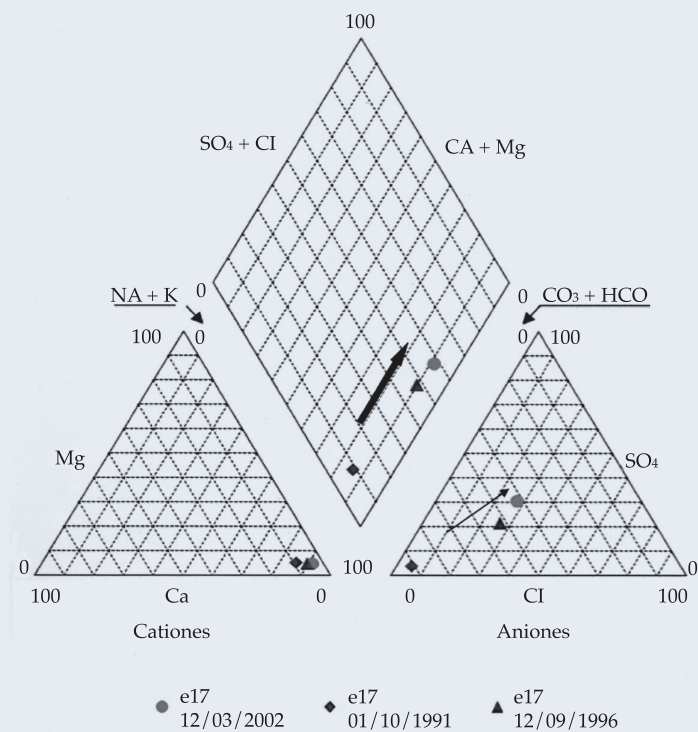
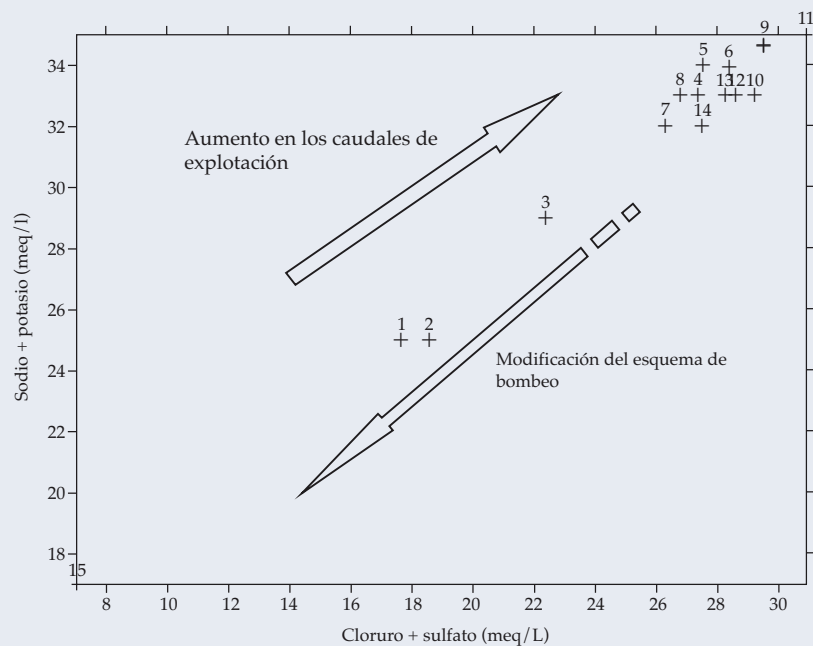


Figura 3. Modificaciones en el tipo de agua, según la clasificación de Piper-Hill en el pozo e17.



Punto	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Fecha	9/1/90	12/1/91	1/1/92	10/1/93	2/1/94	8/1/94	1/1/95	7/1/95	3/7/96	16/5/96	9/12/96	11/7/96	4/1/97	7/2/97	4/12/03

Figura 4. Variación de las concentraciones de cloruro + sulfato versus sodio + potasio para el pozo e12.

de 2007 en: a) pozos de explotación de la ciudad de Esperanza y acueducto a la ciudad de Rafaela (de 1990 a 2004); b) pozos de monitoreo ubicados en el distrito Esperanza (desde 2002), y c) pozos de explotación del nuevo campo de bombeo unificado (a partir de 2004). Esta base de datos integra información proveniente de diversas fuentes: organismos provinciales, empresas prestatarias del servicio, universidad, etcétera.

El error admisible en el balance iónico fue del 10%, límite definido considerando los valores de salinidad de las muestras de agua.

Se aplicaron Métodos Estadísticos Multivariados (MEM) para identificar o verificar procesos que caracterizan la calidad del agua (en función de las variables que cuantitativamente los expresan) (Furi, Razack, Abiye, Kebede, & Legesse, 2012; Izady *et al.*, 2012; Daughney, Moreau-Fortunier, Morgenstern, & Raaij, 2012), conocer cuál es el grado de afectación de estos procesos en cada uno de los pozos y establecer sus periodos de ocurrencia (o variación temporal) (Paris, 2010). Para ello, las concentraciones son expresadas en meq/l, estandarizados, según la tipificación de la Ley Normal y normalizadas por cálculo de logaritmo natural (Paris, 2005). Así, este conjunto volumétrico de datos tiene como dimensiones:

- Los pozos que hacen referencia a las muestras de agua obtenidas en puntos georreferenciados del espacio (a modo de objetos o unidades de observación).
- Las variables físico-químicas.
- El tiempo que hace referencia a la fecha en la que fueron realizados los muestreos.

La figura 5a muestra una esquematización de la base de datos volumétrica y su representación algebraica.

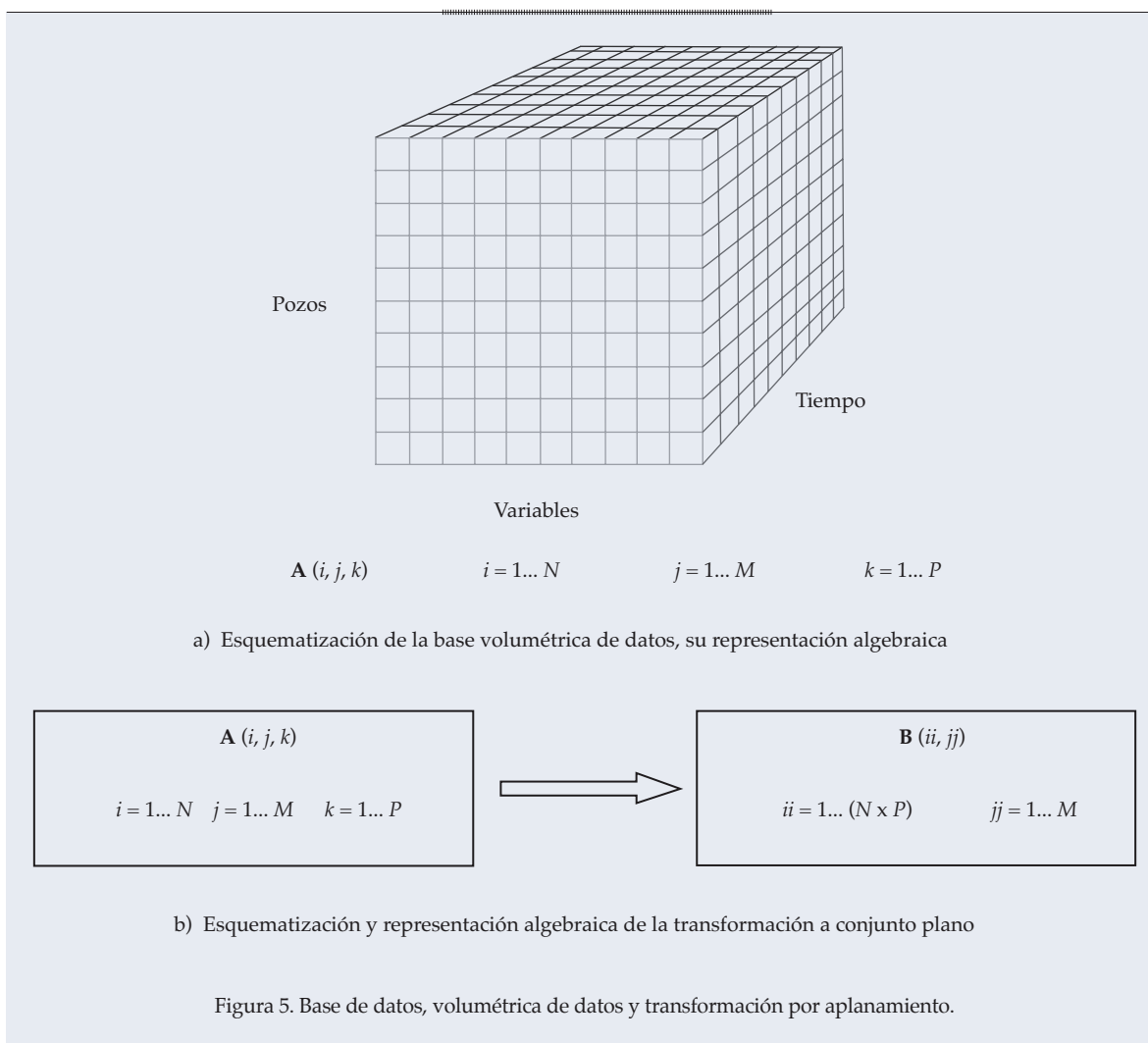
Se advierte que los periodos de tiempo de registro no son regulares y que no cuentan con igual cantidad de datos. Esto se debe a que no todos los pozos han sido muestreados de forma simultánea o porque no estaban en

operación aún o habían salido del servicio. Con ello, el cubo de datos no es “sólido”, sino que presenta “oquedades”. Estas últimas adquieren considerable importancia, según el modo de procesamiento seleccionado.

El procesamiento se realizó aplicando una transformación previa, que permite redefinir algebraicamente la base volumétrica anteriormente descrita en un “conjunto plano de datos”, que mantiene intrínsecamente las dimensiones originales (y, por lógica, toda la información) (figura 5b).

Esta transformación o “aplanamiento” permite identificar o verificar procesos que caracterizan la calidad del agua (en función de las variables que cuantitativamente los expresan), conocer cuál es el grado de afectación de estos procesos en cada uno de los pozos (determinando con ello las áreas de ocurrencia, dado que los pozos son objetos espacialmente georreferenciados) y establecer sus periodos de ocurrencia (o variación temporal). En este sentido, se hace notar que, en rigor, un análisis completo del cubo de datos debería incluir la sucesiva parametrización de cada una de las dimensiones (Paris, 2010), lo cual puede resultar en una implementación e interpretación engorrosa y limitada. Por otra parte, puede suceder que la dimensión final de los bloques resultantes no sea la adecuada, en términos de significación física y/o algebraica, tal como sucede cuando en un periodo de tiempo se han muestreado pocos pozos o cuando los muestreos no se han realizado en idénticos periodos. Además, la selección de qué variable, objeto o tiempo fijar no es un problema menor. Por ejemplo, sería posible pensar que si se registró un deterioro de la calidad del agua por aumento de la salinidad, la CE podría ser la variable más indicativa de estos cambios, pero esta selección podría estar enmascarando otros resultados o despreciando otras variables significativas.

Se utilizó el análisis de agrupamiento (AA) por aglomeración jerárquica en Modo R y Q. En cuanto a la medida utilizada para expresar las similitudes existentes en el conjunto de



datos experimentales, se indica que en el Modo R, la matriz de similitud fue cuantificada por el coeficiente de correlación y en el Modo Q, por el coeficiente de distancia euclídeana. En ambos casos, las asociaciones son definidas por agrupamientos de tipo aglomerativo jerárquico, por promedio de pares no ponderados como criterio de ligamiento. Para la validación de los resultados logrados se utilizaron el AA no jerárquico por *K*-medias y el análisis de componentes principales (ACP) en Modo R y Q. El empleo de metodologías de procesamiento con distinto fundamento estadístico y matemático pretende disminuir la incertidumbre que puede traducirse a los resultados debido a falencias en la definición de la estructura de estos modelos (Paris, 2005).

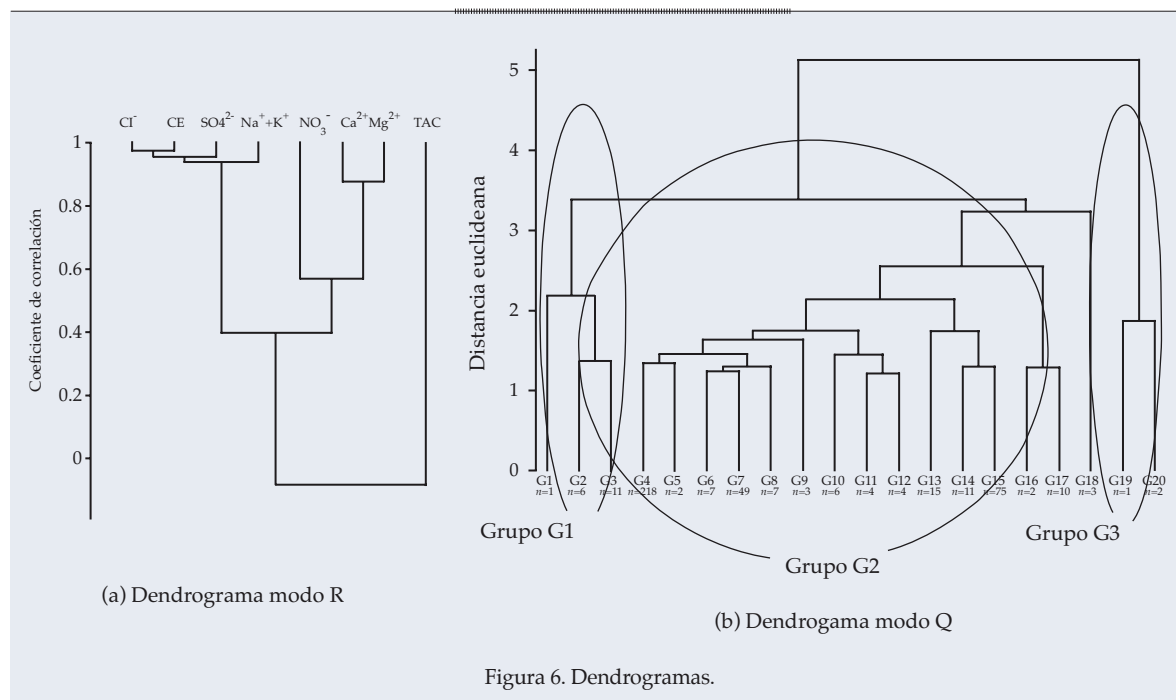
En el ACP Modo R también se partió de la consideración de la matriz de correlación. En cambio, en Modo Q, las similitudes se cuantificaron con el coeficiente coseno de theta o índice de similitud proporcional, definido por Imbrie y Purdy (1962) (en Jöreskog, Klován, & Reymont, 1976). La retención de componentes se efectuó de acuerdo con los siguientes criterios: varianza total representada (superior al umbral del 70%); magnitud y representación de los autovalores (valor mayor a 1 y/o varianza representada individualmente mayor a 10%); valor de la comunalidad o porcentaje de reconstrucción (superior al 60%), y la relación autovalor *versus* orden, reflejada en el punto de quiebre en el diagrama *scree*. En el AA no jerárquico, las asociaciones fueron definidas

conforme a los resultados aportados por el AA jerárquicos y el ACP. Finalmente, con algunos registros categorizados por agrupaciones y/o componentes, se elaboran gráficos de $\text{Na}^+ + \text{K}^+$ vs. $\text{Cl}^- + \text{SO}_4^{2-}$ para complementar la interpretación de los resultados obtenidos. Como resultado de esta etapa se definen tres grupos que reflejan las consecuencias sobre la calidad del agua subterránea de los esquemas de explotación aplicados. Para estos conjuntos se calculan los estadísticos y se evalúa el ajuste a la ley de distribución normal de cada una de las series químicas. En función del análisis de esta información sintética se seleccionan los indicadores, sus valores umbrales y los niveles de alerta que señalan los cambios significativos en la calidad.

Resultados y discusión

El AA Modo R pone en evidencia la fuerte relación entre los valores de CE y Cl^- , a pesar de que las aguas son predominantemente de tipo bicarbonatado (figura 6). Por otro lado, también se manifiesta una estrecha relación entre la salinidad (expresada por CE) con SO_4^{2-} y $\text{Na}^+ + \text{K}^+$, lo cual se asocia con el carácter

sódico del agua. Esta asociación expresa el conocido aumento de los iones de Cl^- y SO_4^{2-} cuando las aguas son más salinas debido al Kps (producto de la solubilidad) de las sales de estos aniones, en especial el cloruro de sodio, cuya solubilidad es independiente de la temperatura. Este grupo se completa con el núcleo Ca^{2+} - Mg^{2+} (relacionado a la dureza del agua) que conforma un subgrupo con NO_3^- . Si bien no se dispone de valores de pH que informen sobre las condiciones de acidez-alcalinidad del medio, la nitrificación traería aparejada una disminución del pH y ello favorecería la disolución de carbonatos de calcio y magnesio, con el consecuente incremento de la dureza (Martínez, Bocanegra, & Costa, 1997). La TAC se muestra como el único elemento que conforma el grupo principal restante. El AA en Modo Q diferenció tres asociaciones principales, al considerar el nivel de corte 3.5. Por razones de escala, en la figura 6 se ilustra la cantidad de elementos (n_i) que integra cada nivel de asociación (G_i). Los grupos definidos por esta metodología estadística de agrupamiento jerárquico se comparan con los obtenidos con ACP en Modo R. Las asociaciones logradas con este procedimiento son muy coincidentes.



Se definieron tres componentes principales de acuerdo con los criterios de retención de componentes mencionados anteriormente.

La figura 7 muestra los autovalores y la varianza por ellos representada en forma individual y acumulada y, las cargas que caracterizan a cada una de las componentes (Comp) en relación con las variables químicas consideradas. Se han sombreado con gris los valores de mayor peso. Esta configuración también se verifica en el gráfico de *scores* resultante del ACP en Modo Q, que se muestra en la misma figura para las componentes 1 y 2. Como puede observarse, la conformación de componentes arroja la misma asociación de variables definidas por el AA Modo R.

En cuanto a la asociación de registros en los pozos, la figura 8 representa los registros que integran cada una de las tres componentes en forma comparativa con las asociaciones determinadas por los agrupamientos jerár-

quicos y no jerárquicos (K-medias). En el caso del ACP, los pozos en donde se evidencia afectación de una componente han sido identificados en función de los *scores* calculados en Modo R. Estas áreas de afectación se establecen considerando las marcas superiores al valor del desvío estándar de cada serie de *scores* (Lawrence & Upchurch, 1976). Este tipo de representación gráfica de los resultados del análisis de componentes principales en Modo R no es común, pues usualmente los *scores* se representan en mapas donde se distinguen las áreas de mayor afectación de las componentes como aquellas que exhiben valores superiores a 1 (en algunos casos se consideran todos los valores positivos).

Con el razonamiento realizado respecto al “aplanamiento” del cubo de datos se debería generar un conjunto de mapas (uno para cada periodo de observación), cuya interpretación sería muy dificultosa. Debe tenerse en cuenta

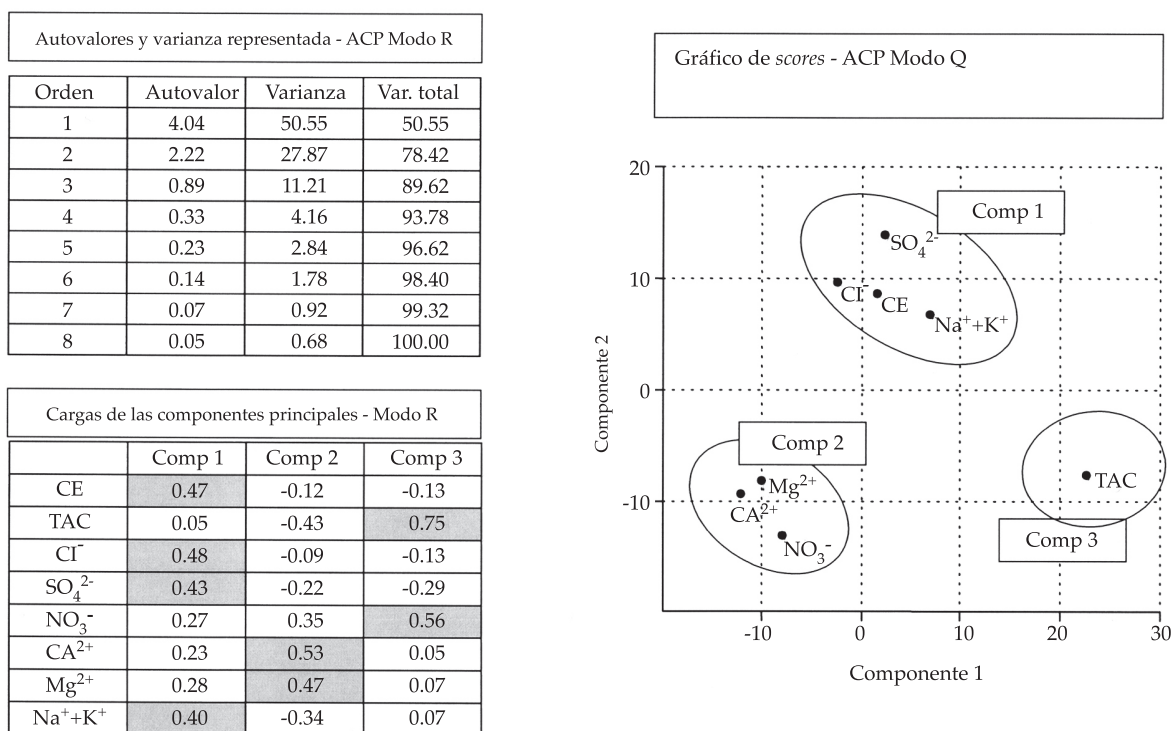
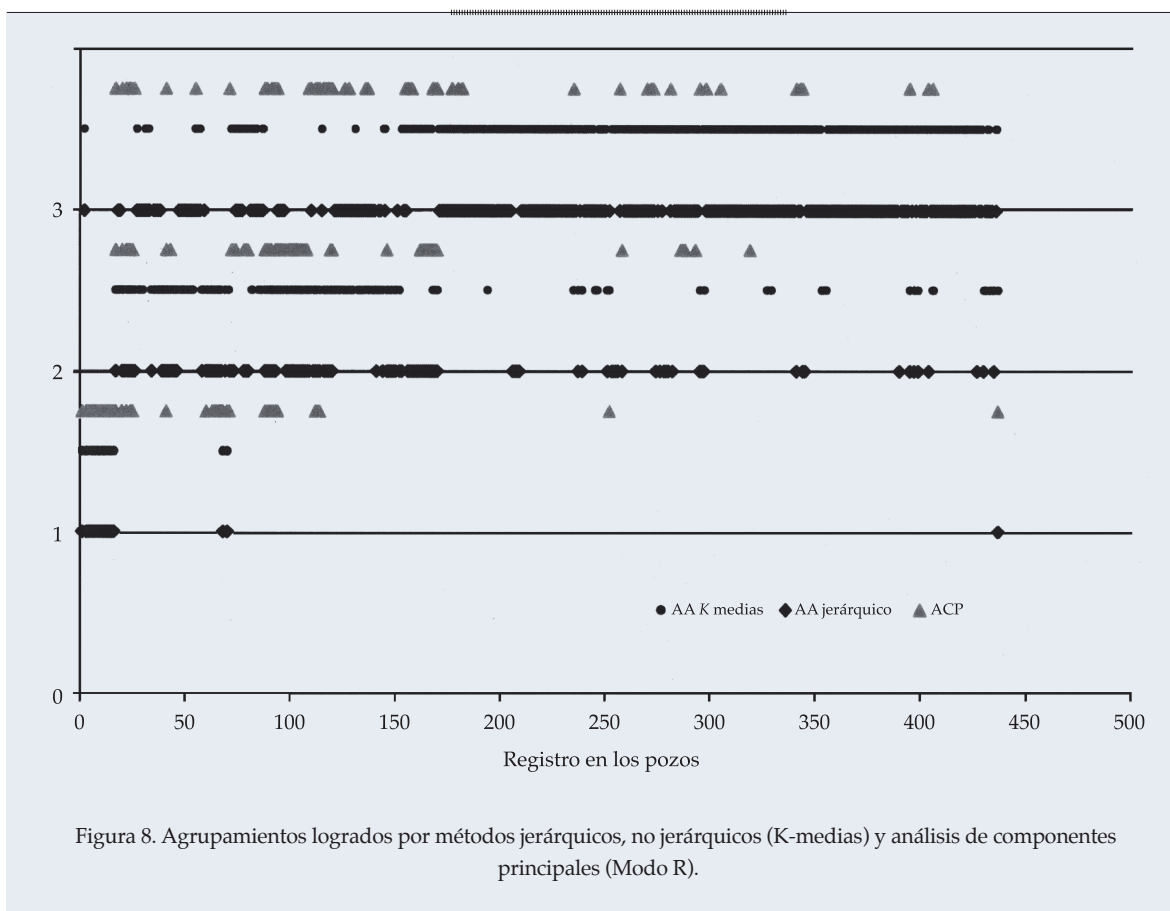


Figura 7. Resultados ACP.



nuevamente que no todos los pozos cuentan con muestras en todos los periodos, por lo que la densidad de información en cada mapa sería muy variable y su evaluación muy limitada. Además, no sería factible hacer una comparación con los resultados de los agrupamientos anteriormente presentados.

Se desprende de la figura 8 que algunos registros en los pozos no tienen representatividad en ninguna de las tres componentes. Esto se debe a las propias características del análisis de componentes principales, donde las componentes se seleccionan garantizando un nivel umbral de varianza representada. Esta es una diferencia sustancial con las metodologías de agrupamientos que condicionan la asociación de elementos al nivel de corte elegido (método jerárquico) o a la cantidad de grupos predeterminada (K-medias). Sin embargo, los resultados son consistentes, porque los

registros de los pozos más representativos de cada uno de los grupos son coincidentes.

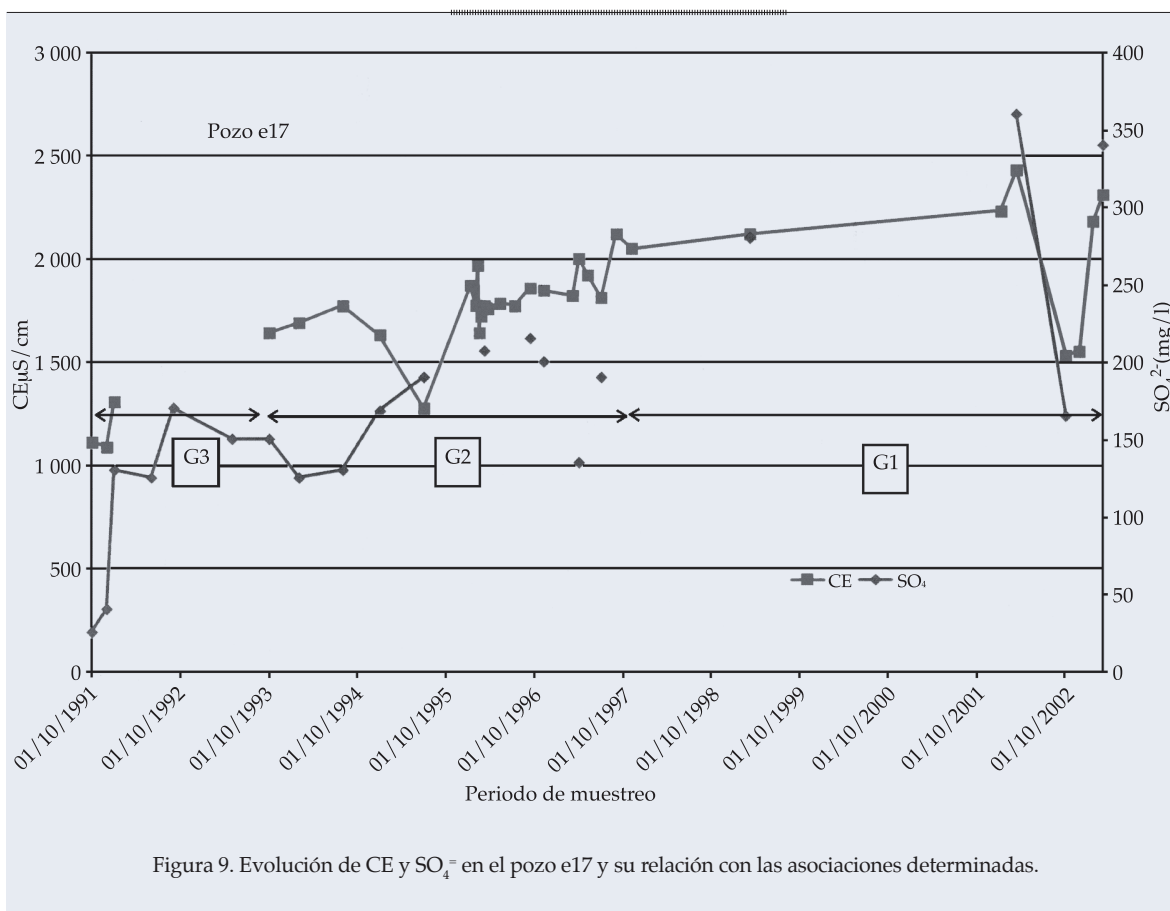
Luego de realizar esta validación cruzada de los resultados de diferentes MEMs, en el cuadro 1 se presentan los valores medios y medidas de la tendencia central para las variables consideradas, según los grupos principales definidos. El grupo G1 engloba las muestras de agua correspondientes a los pozos donde se han seguido cronogramas de explotación que derivaron en valores elevados de salinidad. En este conjunto, la variación temporal de $\text{Cl}^- + \text{SO}_4^{2-}$ es simultánea a la de $\text{Na}^+ + \text{K}^+$. El grupo G2 comprende los pozos de explotación y de monitoreo en periodos donde se manifiesta un aumento paulatino de la salinidad, aunque sin ser notorio en la expresión de la CE. En este caso, los contenidos salinos se modifican a lo largo del tiempo en términos de SO_4^{2-} y $\text{Na}^+ + \text{K}^+$, pero manteniendo un umbral de

Cl⁻. Se observa también un aumento de las concentraciones de Ca²⁺. Una causa posible del aumento de los iones mencionados puede atribuirse al ascenso de agua clorurada sódica alojada en los sedimentos de origen marino de la formación Paraná, al aporte de sulfato de calcio proveniente de los cristales de yeso y arcillas arenosas calcáreas de la misma formación (Iriondo, 2007; Tujchneider, 2000) en la búsqueda del equilibrio ante el cambio en las concentraciones (y posiblemente presiones) que experimenta el sistema (Principio de Le Châtelier) (Appelo & Postma, 1993). En el grupo G2, las concentraciones de NO₃⁻ y Mg²⁺ son superiores a las del grupo G3, pero menores a los estadísticos del grupo G1. Esto podría estar indicando el aporte de agua alojada en el acuífero libre sobreyacente, especialmente en las áreas donde el manto acuitardo podría presentar discontinuidades. A su vez, como se indicó antes, la nitrificación traería aparejada una disminución del pH y ello favorecería la disolución de carbonatos de calcio y magnesio, con el consecuente incremento de la dureza (Martínez *et al.*, 1997). Por su parte, el grupo G3 refleja el conjunto de muestras de agua no afectadas aún por el proceso de salinización (aumento de sales de cloruros y sulfatos); los valores de CE no muestran aumentos importantes en relación con los registrados al inicio de la operación de los pozos y los cambios temporales en los contenidos iónicos no son importantes. Es decir, estos grupos se diferencian no sólo por el aumento de la CE (G1 *vs.* G2 y G3) sino también por el incremento de los contenidos de Cl⁻, SO₄²⁻, NO₃⁻, Ca²⁺ y Mg²⁺. Por otra parte, se señala que los tres grupos identificados por el procesamiento estadístico multivariado de las series química reflejan las consecuencias de los esquemas de explotación a los que fuera sometido el acuífero. Así, por ejemplo, en función del caudal bombeado, una misma perforación puede contar con registros en los distintos grupos. Tal es el caso que ilustra la figura 9 para el pozo e17. Según este gráfico, los estadios temporales comprenderían los periodos 1991-1995, 1995-1999 y 1999-2006. Si

bien no se dispone de registros de caudal para este lapso, se señala que tal comportamiento químico es notablemente concordante con las variaciones sufridas por la superficie piezométrica anteriormente descritas. Así, la aplicación de los MEM en la identificación y verificación del proceso de ascenso de agua salada ha determinado el grado de afectación en cada uno de los pozos y su ocurrencia temporal.

De acuerdo con ello, los grupos G1, G2 y G3 engloban las muestras de agua correspondientes a los pozos, donde: a) se han seguido cronogramas de explotación que derivaron en el incremento de la salinidad (salinizados); b) se manifiesta un aumento paulatino de la salinidad (estadio intermedio), y c) pozos no afectados aún por el proceso de salinización (línea base), respectivamente.

A partir de aquí se plantea la definición de indicadores que permitan poner en evidencia en forma temprana los cambios en la calidad del agua anteriormente descritos. Así, la definición del indicador deberá considerar el fondo natural, es decir, los valores característicos de la composición natural del agua a partir del cual se pondrá en evidencia el estado del sistema, las presiones a que esté sometido y su respuesta. Manzano, Custodio y Nieto (2003) definen al fondo natural de la calidad del agua subterránea como “el rango de concentraciones de un elemento, especie o sustancia dados, presentes en fase disuelta y derivado de fuentes geológicas, biológicas o atmosféricas naturales”. Los mismos autores señalan además que el proyecto BaSeLiNe (Natural BaSeLiNe Quality in European Aquifers) decidió adoptar operativamente a la mediana como parámetro más ilustrativo del valor característico del fondo natural del agua subterránea y los percentiles de 2.3% y 97.7% para ilustrar su rango de variación. Esto asegura que el 95.4% de la población estudiada esté dentro del rango. Sin embargo, los mismos autores señalan que si la distribución estadística es normal o lognormal, la media o la mediana podrán considerarse como valores



característicos, pero con frecuencia esto no ocurre debido a que la calidad del agua es el resultado de más de un proceso. Investigaciones realizadas por Blarasin, Damilano, Cabrera y Matteoda (2006) indican que la distribución f1 presenta un mejor ajuste a la distribución empírica y determinaron un estimador m^* del fondo natural, que resulta de una combinación lineal de la media y la mediana. Señalan, no obstante, que es necesario estudiar con mayor profundidad las distribuciones que siguen las distintas componentes si el objetivo es determinar el fondo natural a través de la estimación paramétrica de las concentraciones típicas (parámetros de localización) de cada componente y su distribución en torno a estos valores. El análisis realizado en este acuífero sobre la base de los resultados presentados permite definir los indicadores de calidad del agua de abastecimiento que se muestran en el cuadro 1b. Para el caso de estudio, los valores

de TAC son considerablemente uniformes (con un leve aumento a medida que disminuye la salinidad), por lo cual este parámetro no es útil para realizar una discriminación en el conjunto. Si bien se visualiza a la CE como una variable indicativa del ascenso de agua de mayor salinidad proveniente de la formación Paraná —que además es de fácil determinación, *in situ* y en tiempo real—, la interpretación del fenómeno de ruptura del equilibrio hidrodinámico se muestra con mayor elocuencia cuando se evalúa la relación $\text{Cl}^- + \text{SO}_4^{2-}$ vs. $\text{Na}^+ + \text{K}^+$. Esto se manifiesta claramente en los pozos donde se comienzan a evidenciar cambios en la salinidad del agua (grupo G2), se modifican en términos de SO_4^{2-} y $\text{Na}^+ + \text{K}^+$, pero mantiene los valores de Cl. Por otra parte, la asociación entre Ca^{2+} , Mg^{2+} y NO_3^- (este último también vinculado con TAC), manifiesta tanto en el AA como en el ACP (Modo R), y puede estar dando indicios

Cuadro 1. Construcción de indicadores de calidad del agua de abastecimiento.

a) Valores medios y medidas de dispersión de las series químicas según los grupos

		CE S/cm	TAC mg/l CO ₃ Ca	Cl ⁻ mg/l	SO ₄ ²⁻ mg/l	NO ₃ ⁻ mg/l	Ca ²⁺ mg/l	Mg ²⁺ mg/l	Na ⁺ +K ⁺ mg/l
Grupo 1	Media	3 172.22	515.67	427.56	549.83	19.67	41.61	24.50	682.76
	Desvío	615.29	30.07	127.77	149.02	5.41	14.89	7.37	117.31
	Cuartil 1	2 535.00	497.50	347.50	406.25	17.25	29.00	17.75	578.03
	Mediana	3 390.00	515.00	490.00	605.00	21.00	45.00	27.00	747.13
	Cuartil 3	3 632.50	528.75	527.50	660.00	22.00	54.00	31.00	758.62
Grupo 2	Media	1 388.63	542.79	84.96	94.98	33.26	24.76	13.15	297.93
	Desvío	280.77	48.63	50.26	52.75	32.27	12.37	6.28	70.87
	Cuartil 1	1 225.00	515.00	38.50	50.00	8.75	17.50	10.00	268.75
	Mediana	1 399.00	541.00	90.50	100.00	23.50	24.00	13.00	299.50
	Cuartil 3	1 540.50	570.00	108.88	135.00	42.00	30.25	16.00	341.96
Grupo 3	Media	1 363.25	549.81	69.93	103.99	10.47	13.08	7.82	311.16
	Desvío	161.23	39.71	24.82	34.81	8.69	4.92	2.69	38.88
	Cuartil 1	1 252.00	520.00	56.00	81.00	6.00	10.00	6.00	288.00
	Mediana	1 368.00	545.00	68.00	100.00	8.00	12.00	7.00	317.00
	Cuartil 3	1 465.00	570.00	80.00	128.05	12.00	16.00	9.00	340.50

b) Indicadores de calidad del agua de abastecimiento

	CE S/cm	RS ^(*) mg/l	Cl ⁻ mg/l	SO ₄ ²⁻ mg/l	NO ₃ ⁻ mg/l	Ca ²⁺ mg/l
Umbral	1 368	2 062	68	100	8	12
Alerta	1 541	2 335	109	135	42	30

(*) Los valores de RS fueron estimados como en función de la función de regresión lineal entre los datos disponibles ($RS = 1.5853 \cdot CE - 106.97$).

c) Límites establecidos en la normativa de referencia para el abastecimiento de agua potable

Ley 11.220	CE ^(#) S/cm	RS mg/l	Cl ⁻ mg/l	SO ₄ ²⁻ mg/l	NO ₃ ⁻ mg/l	Ca ²⁺ mg/l
Límite recomendado		1 000	250	100	25	100
Límite obligatorio		1 500	400	200	45	250

(#) la ley provincial no fija límites para CE.

de aportes del nivel acuífero superior (libre) y de cargas contaminantes provenientes del lixiviado de residuos ganaderos y fertilizantes, propias del área rural donde se sitúa el campo de bombeo. Esta situación se presenta con más elocuencia por los mayores valores de NO₃⁻ del grupo G3, formado principalmente por muestras extraídas de pozos de explotación y

de monitoreo localizados en el área rural. El valor umbral se define a partir de la mediana del grupo G3 y el nivel de alerta de cambios significativos con el tercer cuartil del grupo G2. El grupo G3 describe las condiciones de la línea base de la calidad del agua subterránea, considerando la información disponible. En cuanto a la CE, no puede dejar de reconocerse

su practicidad de medición en campo y en laboratorio, y que verdaderamente puede ofrecer indicios de salinización, pero como puede verse en el cuadro 1a, los tres cuartiles considerados no muestran diferencias en los grupos G3 y G2. Por lo tanto, no es un parámetro que ofrece una alerta temprana de manifestación del proceso ni tampoco del aporte desde el acuífero libre. Se incluyen los valores del residuo seco (RS), atendiendo el marco regulatorio para el abastecimiento de agua potable en la Provincia de Santa Fe (Ley Provincial 11220). El cuadro 1c muestra los límites de esta normativa.

Consideraciones finales

A fin de evitar la ruptura del equilibrio hidráulico del sistema acuífero multicapa que sustenta el abastecimiento de dos importantes localidades de la provincia de Santa Fe (Argentina), debería realizarse el seguimiento de los indicadores presentados en el cuadro 1b. Se trata de determinaciones químicas rutinarias, de fácil determinación, que permiten evidenciar las relaciones entre el acuífero alojado en las “arenas puelches” (semiconfinado, donde se extrae el agua para consumo humano), el acuífero libre alojado en los sedimentos pampeanos y el agua salada alojada en la formación Paraná (de origen marino).

Se ha corroborado en esta investigación que, para el caso de estudio, la medición de la conductividad eléctrica del agua no es suficiente para detectar de modo temprano el deterioro de los recursos hídricos. Los indicadores definidos adquieren solidez y representatividad a partir del uso de diferentes métodos estadísticos multivariados (MEM) para la validación cruzada de los resultados y, fundamentalmente, del sustento que proporcionan otras evidencias concretas de la geometría y funcionamiento del sistema hidrogeológico. A su vez, los resultados logrados sirven de base para el planteo de líneas de investigación, que permitirán complementar el conocimiento de las relaciones hidráulicas

entre los cuerpos acuíferos. Dado que el flujo vertical descendente, puesto de manifiesto por las variaciones de Ca^{2+} , Mg^{2+} y NO_3^- , puede constituirse en el agente de transporte de contaminantes derivados del uso del territorio, en próximas etapas, mediante tareas de campo y gabinete, se evaluará el volumen de agua por unidad de área que está almacenado en esta capa y que puede ser liberado, teniendo en cuenta las características litológicas de estos acuíferos, el espesor de la capa acuitada, su presencia, espesor y ausencia, y los parámetros hidráulicos formacionales (conductividad hidráulica, transmisividad, coeficiente de almacenamiento, factor de goteo, etc.). En relación con el transporte de contaminantes hacia el ambiente subterráneo, se considerarán además las características del escurrimiento superficial en el área rural en las cercanías de pozos (por conducción en lámina y en cauce), y se evaluarán las prácticas de riego y particularidades del drenaje natural de los suelos. Por otra parte, considerando las variaciones detectadas en la calidad del agua debido al ascenso de agua desde el cuerpo acuífero inferior de alta salinidad producida por el bombeo no controlado y la consecuente ruptura del equilibrio hidráulico, se evaluará también por ensayos de bombeos, toma de muestras de agua, estudios geofísicos y otras tareas de campo, y por el análisis en gabinete de la información de caudales de extracción. Además se considera complementar las determinaciones químicas e isotópicas que permitan discriminar el origen de los aportes de nitrato en ambos cuerpos acuíferos.

Agradecimientos

Las autoras de este trabajo desean manifestar su agradecimiento a la empresa Aguas Santaferinas, S.A., por proporcionar la información básica que permite realizar estas investigaciones.

Recibido: 17/04/2013

Aceptado: 09/11/2013

Referencias

- Appelo, C., & Postma, D. (1993). *Geochemistry, Groundwater and Pollution* (536 pp.). Rotterdam: Balkema.
- Aureli, A., & Taniguchi, M. (contact) (2008). *Groundwater Resources Assessment under the Pressures of Humanity and Climate Changes (GRAPHIC)* (31 pp.). París: UNESCO-IHP.
- Blarasin, M., Damilano, G., Cabrera, A., & Matteoda, E. (septiembre, 2006). Hidrogeoquímica del acuífero freático en un agroecosistema y consideraciones sobre el cálculo de la línea de base de la calidad del agua (25 pp.). *Actas del VIII Congreso Latinoamericano de Hidrología Subterránea*, Asunción, Paraguay.
- Blarasin, M., Cabrera, A., Matteoda, E., Damilano, G., & Giuliano-Albo, J. (2008). Indicadores para evaluar cambios ambientales en acuíferos. Consideraciones sobre el fondo natural de la calidad de agua. En M. Cantú, A. Becker, & J. Bedano (Eds.). *Evaluación de la sustentabilidad ambiental en sistemas agropecuarios* (pp. 69-80). Río Cuarto, Argentina: Editorial UNRC, Río Cuarto.
- Berger, A. R., & Iams, W. J. (Eds.). (1996). *Geoindicators: Assessing Rapid Environmental Change in Earth Systems* (466 pp.). Rotterdam: A. A. Balkema.
- Bocanegra, E., Massone, H., Irutig, M., Cionchi, J., & Panizos, M. (2009). *Indicadores de gestión de los recursos hídricos subterráneos en Mar del Plata, Argentina y su comparación con otras ciudades latinoamericanas* (pp. 113-132). VI Congreso Argentino de Hidrogeología. Taller sobre Planificación y Gestión de las aguas subterráneas, Santa Rosa, La Pampa.
- Dalla-Costa, O., Díaz, E., & Aceñolaza, B. (2007). *El aporte de las testificaciones geofísicas en sondeos en el esquema hidrogeológico del campo de bombeo de Esperanza. Provincia de Santa Fe* (pp. 35-42). D. Sosa & J. Ainchill (Comp.). Taller de Geofísica aplicada a la Hidrogeología. V Congreso Argentino de Hidrogeología, Paraná, Entre Ríos, Argentina, del 16 al 19 de octubre.
- Daughney, C., Moreau-Forunier, M., Morgenstern, U., & Raaij, R. (2012). Use of Hierarchical Cluster Analysis to Assess the Representativeness of a Baseline Groundwater Quality Monitoring Network: Comparison of New Zealand's National And Regional Groundwater Monitoring. *Hydrogeology Journal*, 20, 185-200.
- D'Elia, M., Tujchneider, O., Paris, M., & Pérez, M. (2007). *Evaluación de la recarga a los acuíferos en un sector del centro de la Provincia de Santa Fe* (pp. 479-488). R. Díaz, J. Tomás, M. Santi, M. D'Elia, & O. Dalla-Costa (Comp.) Libro del V Congreso Argentino de Hidrogeología, Paraná, Entre Ríos.
- D'Elia, M., Tujchneider, O., Paris, M., Pérez, M., & Gervasio, S. (noviembre, 2008). Groundwater Recharge Assessment Using Environmental Tracing Methods. En *Libro de resúmenes y CD Rom*. V International Conference on Tracers and Tracing Methods-Tracer 5, Minas Gerais, Brasil.
- D'Elia, M., Tujchneider, O., Paris, M., Pérez, M., & Pusineri, G. (2012). Acuífero de la cuenca baja del río Salado (Argentina). Metodologías de análisis y aplicación de tecnologías para el manejo sostenible de acuíferos en zonas rurales (58 pp.). En L. Ribeiro, T. Betancour, & M. D'Elia (Eds.). Lisboa: CYTED-Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo.
- Doménico, P. (1972). *Concepts and models in Groundwater Hydrology* (405 pp.). Minnesota: McGraw-Hill.
- Filí, M., Tujchneider, O., Paris, M., Pérez, M., & D'Elia, M. (1999). *Estudio del sistema de aguas subterráneas en el área de Esperanza-Humboldt y zona de influencia. Servicio Especializado de Asistencia Técnica. Informe Final* 163. Convenio Aguas Provinciales de Santa Fe y la Universidad Nacional del Litoral. Inédito. Santa Fe de la Vera Cruz, Argentina.
- Foster, S., & Loucks, D. (Eds.). (2006). *Non-Renewable Groundwater Resources: A Guidebook on Socially-Sustainable Management for Water-Policy Makers* (97 pp). IHP-VI, Series on Groundwater, 10. París: UNESCO.
- Furi, W., Razack, M., Abiye, T., Kebede, S., & Legesse, D. (2012). Hydrochemical Characterization of Complex Volcanic Aquifers in a Continental Rifted Zone: The Middel Awash Basin, Ethiopia. *Hydrogeology Journal*, 20, 385-400.
- Hirata, R., & Rebouças, A. (1999). La protección de los recursos hídricos subterráneos: una visión integrada, basada en perímetros de protección de pozos y vulnerabilidad de acuíferos. *Boletín Geológico Minero de España*, 110(4), 423-436.
- Iriondo, M. (2007). El chaco santafesino. Neógeno y geomorfología. *Comunicación del Museo Provincial de Ciencias Naturales Florentino Ameghino, Santa Fe, Argentina*, 13(1), 39.
- Izady, A., Davary, K., Alizadeh, A., Ghahraman, B., Sadeghi, M., & Moghaddamnia, A. (2012). Application of "Panel-Data" Modeling to Predict Groundwater Levels in the Neishaboor Plain, Iran. *Hydrogeology Journal*, 20, 435-447.
- Jöreskog, K., Klován, J., & Reymont, R. (1976). *Geological Factor Analysis*. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company.
- Lawrence, F., & Upchurch, S. (1976). Identification of Geochemical Patterns in Groundwater by Numerical Analysis. *Advances in Groundwater Hydrology* (pp 199-214.). Minneapolis: American Water Resources Association.
- Manzano, M., Custodio, E., & Nieto, P. (2003). El fondo natural de la calidad del agua subterránea (pp. 607-620). En: *Memorias I Seminario Hispano-Latinoamericano sobre Temas Actuales de la Hidrología Subterránea* 2, Rosario, Argentina.
- Martínez, D., Bocanegra, E., & Costa, J. (1997). Significado de la correlación pH/NO₃⁻/Ca²⁺/Mg²⁺ en aguas subterráneas de la provincia de Buenos Aires (pp. 193-210). En: *Actas I Congreso Nacional de Hidrogeología*, Bahía Blanca, Argentina.

- Paris, M., Tujchneider, O., Pérez, M., D'Elia, M., & Fili, M. (julio, 1998). El conocimiento del sistema hidrogeológico y desarrollo sustentable de una región. Área de caso: Ciudad de Esperanza (Provincia de Santa Fe-República Argentina (pp. 197-199). En: *Actas I Simposio sobre Planificación, Gestión y Economía de los Recursos Hídricos El Agua en el 2000*, Santa Rosa, La Pampa.
- Paris, M., Tujchneider, O., D'Elia, M., Pérez, M., & Fili, M. (agosto, 1999). Estudio de la interacción entre el sistema hídrico subterráneo y las actividades industriales de la ciudad de Esperanza (Provincia de Santa Fe, Argentina). Primera fase (pp. 80-89). En: *Anales XVII Congreso Nacional del Agua y II Simposio de Recursos Hídricos del Cono Sur*. Tomo III, Santa Fe, Argentina.
- Paris, M. (2005). *Análisis Estadístico Multivariado: Métodos y Aplicaciones en Hidrología Subterránea* (251 pp.). Tesis de Maestría en Ingeniería de los Recursos Hídricos. Santa Fe de la Vera Cruz, Argentina: Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas, Universidad Nacional del Litoral.
- Paris, M. (2010). *Métodos estadísticos multivariados aplicados en Hidrología Subterránea* (173 pp). Tesis de doctorado en Ciencias Geológicas. Facultad de Ciencias Exactas, Físico-Químicas y Naturales, Universidad Nacional de Río Cuarto. Río Cuarto, Córdoba, Argentina.
- Pernia-Llera, J., Lambán-Jiménez, L., & Molinero-García, A. (2005). Indicadores e índices sobre el estado cuantitativo de las aguas subterráneas en función del nivel piezométrico. Aplicación al acuífero de la Sierra de Estepa (pp. 843-853). En J. López-Geta, J. Rubio, & M. Martín-Machuca (Eds.). VI Simposio del Agua en Andalucía, IGME.
- Tóth, J. (2001). Las aguas subterráneas como agente geológico: causas, procesos y manifestaciones. *Boletín Geológico y Minero*, 111(4), 9-26.
- Tujchneider, O., Paris, M., Fili, M., D'Elia, M., & Pérez, M. (noviembre, 1998). Protección de aguas subterráneas. Caso de estudio: ciudad de Esperanza (República Argentina). Primera fase: diagnóstico del sistema (pp. 805-821). En *Memorias IV Congreso Latinoamericano de Hidrología Subterránea*. Volumen 2. Montevideo, Uruguay.
- Tujchneider, O. (2000). *Sistemas hidrogeológicos en áreas de llanura: cuenca inferior de los Saladillos, Provincia de Santa Fe*. Tesis doctoral. San Miguel de Tucumán, Argentina: Universidad Nacional de Tucumán, Facultad de Ciencias Naturales e Instituto Miguel Lillio.
- Tujchneider, O., Pérez, M., Paris, M., y D'Elia, M. (octubre, 2005). Deterioro de fuentes de agua subterránea por ascenso de agua salada (pp. 217-226). En: *Actas IV Congreso Argentino de Hidrogeología*, Río Cuarto, Córdoba, Argentina.
- Vrba, J., & Lipponen, A. (Eds.). (2007). Groundwater Resources Sustainability Indicators. Groundwater Indicators Working Group UNESCO, IAEA, IAH. IHP-VI. UNESCO. *Series on Groundwater*, 14, 123.
- Webb, B., Hirata, R., Kruse, E., & Vrba, J. (2006). *Sustainability of Groundwater Resources and Its Indicators* (205 pp). París/Wallingford, UK: IAHS Press, Institute of Hydrology.



Haga clic aquí para escribir al autor

Dirección institucional de los autores

Dra. Marta Paris
Dra. Ofelia Tujchneider
Dra. Marcela Pérez
Dra. Mónica D'Elia

Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas
Universidad Nacional del Litoral
Ciudad Universitaria
Ruta Nacional 168, km 472
43000 Santa Fe, Argentina
Teléfono: +54 (575) 2333 945, extensiones 150 y 164
parismarta@gmail.com
pichy@fich.unl.edu.ar
maperez@fich.unl.edu.ar
mdelia@fich.unl.edu.ar

APLICACIÓN DE ÍNDICES INTEGRADORES DE CALIDAD HÍDRICA AL PIEDEMONTES ANDINO ARGENTINO

• Emilie Lavie* •

Universidad Paris-Diderot, Francia

*Autor de correspondencia

• José A. Morábito • Santa E. Salatino •

Instituto Nacional del Agua, Argentina

Resumen

Lavie, E., Morábito, J. A., & Salatino, S. E. (julio-agosto, 2014). Aplicación de índices integradores de calidad hídrica al piedemonte andino argentino. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(4), 23-37.

Este trabajo presenta los resultados de la aplicación del Water Quality Index (WQI) del Canadian Council of Ministers of Environment, con el objeto de caracterizar de manera sintética y gráfica la calidad del agua, considerando un conjunto de parámetros biológicos, físicos y químicos en grandes cuencas. Este índice deja a criterio del investigador la elección de aquellos parámetros que resulten importantes para la zona y que además sean representativos de los distintos usos del agua. Se presentan aquí los resultados obtenidos a partir de una base de datos de calidad de agua de riego de dos cuencas del piedemonte andino argentino, considerando diferentes parámetros y límites sugeridos por el Departamento General de Irrigación de la provincia de Mendoza, un organismo internacional (FAO), las agencias de agua (AE) francesas y un país como Marruecos, cuyo entorno medioambiental es muy similar al analizado. Se concluye que la metodología lleva a una sobrevaloración del Factor 1 del WQI y permite a) manipular los resultados al incluir en la construcción del índice parámetros más/menos favorables; b) modificar dicho factor para disminuir su peso en el cálculo del índice, y c) no obstante todas las limitaciones detectadas, resulta útil para la comparación de la calidad del agua entre distintos sitios y/o cuencas regadías.

Palabras clave: índice de calidad del agua, riego, contaminación, Mendoza.

Abstract

Lavie, E., Morábito, J. A., & Salatino, S. E. (July-August, 2014). Application of an Integrated Water Quality Index in the Argentine Andean Piedmont. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(4), 23-37.

This paper presents the results from the application of the Water Quality Index (WQI) developed by the Canadian Council of Ministers of Environment in order to synthetically and graphically characterize water quality in large basins using a set of biological, physical and chemical parameters. This index allows the investigator to choose the parameters that are most important in a zone and that are also representative of the different water uses. This study presents the results obtained from an irrigation water quality database pertaining to two watersheds in the Argentine Andean foothills. The parameters and limits considered are based on those proposed by the General Irrigation Department of the province of Mendoza, an international agency (FAO), French water agencies (AE) and the country of Morocco whose environment is very similar to that of the one analyzed. It is concluded that the methodology leads to an overvaluation of the WQI Factor 1 and makes it possible to a) manipulate the results by including more/less favorable parameters in the construction of the index; b) modify this factor to decrease its weight in the calculation of the index and c) compare water quality among different irrigation sites and/or catchment basins, regardless of the limits detected.

Keywords: Irrigation, Mendoza, pollution, water quality index.

Introducción

Apoyándose en trabajos anteriores de Singh, Malika, Mohan, & Sinha (2004) y Simeonov *et al.*, (2003), Boyacıoğlu, Gündoğdub, & Boyacıoğlu (2013) sostienen que: "Surface waters are the

most vulnerable sources to pollution due to their easy accessibility for wastewater disposal. Both the natural processes as well as the anthropogenic influences together determine the quality of surface water". Asimismo, la conjunción de una aridez favorecedora de la salinización

de suelos y aguas, y la presencia de aglomerados urbanos de alta densidad poblacional que generan importantes actividades industriales y agrícolas hacen de los oasis del piedemonte de Mendoza en Argentina (tal y como Teherán en Irán, Damasco en Siria o Urumqi en China, entre muchos otros) uno de los medioambientes más vulnerables del mundo.

Con el objetivo de evaluar el impacto de la actividad humana sobre el recurso hídrico en varios de los oasis de la depresión cuyana argentina (figura 1), investigadores del Instituto Nacional del Agua (INA) y de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNCuyo con sede en Mendoza han venido realizando un seguimiento hidro-cualitativo (físico-químico y biológico) del agua de las cuencas de los ríos Mendoza y Tunuyán. Si bien los resultados obtenidos (Morábito *et al.*, 2005, 2007 y 2009; Lavie, 2009; Lavie, Morábito, Salatino, Bermejillo, & Fillipini, 2010) son interesantes, sólo han sido presentados los parámetros analizados en forma individual y hasta ahora no ha sido posible proponer a los encargados del manejo del agua una cartografía sencilla que permitiera ver —en forma integral— la variación espacial de la calidad —desde las fuentes de contaminación hasta los lugares de más distantes— para los distintos usos del agua (doméstico, para riego urbano y agrícola e industrial). Esto permitiría proponer nuevos marcos legales adaptados a la situación real de contaminación, modificando las normas vigentes.

El objetivo de este estudio es proponer una representación gráfica de la calidad del agua de ambas cuencas a través de un índice integrador que tome en cuenta el conjunto de los parámetros físico-químicos y biológicos registrados en la base de datos existente, y también analizar las diferencias en los resultados obtenidos al aplicar el índice de calidad del agua propuesto. Como resultado de una exhaustiva búsqueda bibliográfica, la elección recayó en el *Water Quality Index* del Canadian Council of Ministers of Environment (CCME). Este índice tiene la ventaja de dejar

al criterio del investigador la elección de aquellos parámetros que resulten importantes para la zona o región y que, además, sean representativos de los distintos usos del agua. Así, la bacteriología podría, por ejemplo, no estar integrada en un índice destinado a analizar la calidad del agua de riego y, por el contrario, sería indispensable para calificar la calidad del agua destinada a uso/consumo humano y/o animal. Del mismo modo, la salinidad —que podría ser un parámetro secundario para calificar cursos de agua ubicados en regiones húmedas en las que el abastecimiento agrícola es fundamentalmente pluvial— será un parámetro central para el caso de las aguas de los oasis bajo riego de la zona de Cuyo.

En función de lo expuesto y partiendo de una base de datos de calidad de agua de riego (río y red de canales), el trabajo propone la discusión de los resultados obtenidos mediante la selección de los siguientes cuatro índices integradores de calidad:

1. Índice WQI-DGI, definido a partir de los valores críticos (límites máximos permitidos) propuestos por el Departamento General de Irrigación (DGI) de la provincia de Mendoza.
2. Índice WQI-FAO, seleccionado con base en la importancia de este organismo internacional en todo lo referido a agricultura.
3. Índice WQI-AE, elegido entre los índices utilizados en la UE y definido en función de los criterios de la guía de aptitud de calidad de agua para riego de las agencias de agua (AE) francesas.
4. Índice WQI-MA, a fin de comparar los resultados obtenidos en los oasis de Mendoza con los de un país como Marruecos, cuyo entorno medioambiental es muy similar.

Contexto científico y metodología

El Water Quality Index (WQI)

Construir un índice sintético referido a la calidad global/integral del agua no es tarea

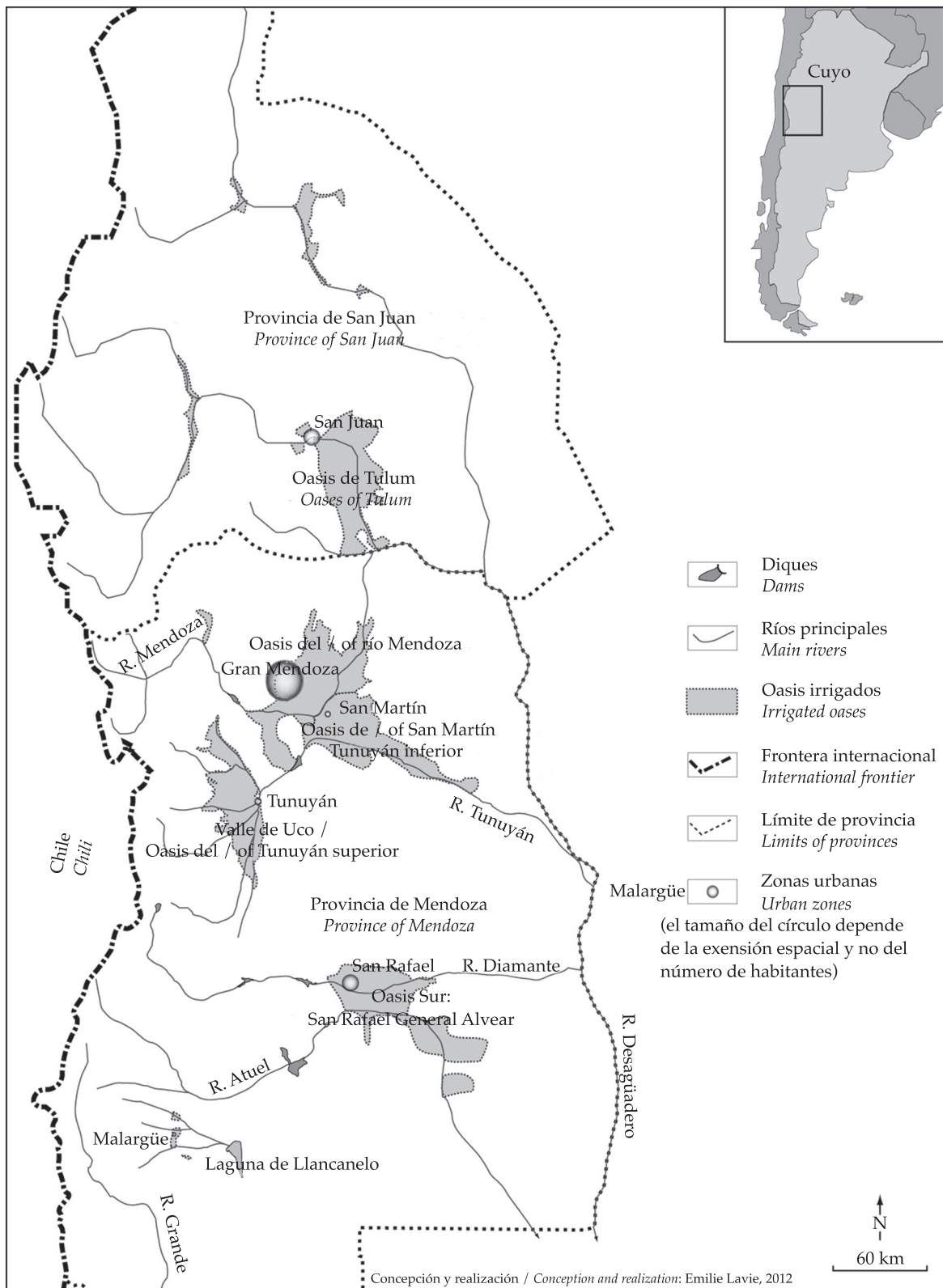


Figura 1. Los oasis de la depresión cuyana.

fácil, dado que los parámetros constitutivos del mismo no son iguales para una región que para otra (por ejemplo, mineralización). Por ello, definir un índice que contenga sólo un determinado grupo de parámetros no resulta ser un criterio del todo racional. Por el contrario, puede ser interesante hacerlo incluyendo parámetros en función de un uso determinado del agua. Dado que todos los seres humanos tienen —en relación con el agua— la misma vulnerabilidad, podría, por ejemplo, proponerse un índice global de calidad en función del uso/consumo humano, animal y doméstico. Un índice destinado a calificar la calidad del agua con destino al riego resulta más difícil de construir, ya que los diferentes cultivos reaccionan de manera distinta frente al impacto negativo de los variados parámetros (por ejemplo, la salinidad o los iones tóxicos). No obstante, en el ámbito mundial han sido propuestas distintas clasificaciones; a modo de ejemplo puede citarse la propuesta por FAO (Ayers & Westcot, 1994).

Durante la revisión bibliográfica se analizaron índices globales de calidad de agua, como el *SEQ-eau* de las agencias de agua (Agences de l'eau) de Francia; el Índice Biologique Global Normalisé (IBGN), norma Afnor 1992 (en Archaimbault & Dumont, 2010), usado para calificar la calidad biológica de los ríos; el *Indice de Qualité Physique et Chimique* (IPQB) (Hébert, 2005) su equivalente en Quebec, Canadá, y el *Water Quality Index* del Washington State Department of Ecology (Hallock, 2002) de Estados Unidos. Por otra parte, Chang, Chen, & Ning, 2001; Kumar y Alappat, 2004; Pesce y Wunderlin, 2004; Boyacıoğlu, 2007; Boyacıoğlu et al., 2013; Singh, Nath, Prasad y Nema, 2008, y Golge, Yenilmez y Aksoy, 2013, realizan interesantes aportes referidos a la aplicación de índices integradores de calidad del agua.

En este trabajo se eligió el *Water Quality Index* del Canadian Council of Ministers of Environment (CCME, 1999; Alberta Environment, 1995; Hébert, 2005; Khan, Tobin, Paterson, Khan, & Warren, 2005;

Lumb, Halliwell, & Sharma, 2006; Guzmán-Colis et al., 2011). La elección se fundamenta, por una parte, en que éste es un índice práctico cuando no se dispone de una base que contenga sólo datos biológicos (como en la mayoría de los índices citados) sino también físico-químicos y, por otra, tiene la ventaja de dejar a criterio del investigador la elección, debidamente fundamentada, de los parámetros que conformarán el índice. Otros índices analizados usan parámetros fijos que no resultan representativos para aplicar a la realidad cuyana, caracterizada por un fuerte uso agrícola. Es importante destacar que el WQI no puede ser usado de forma global, ya que no permitiría ninguna comparación con otros similares, oportunamente obtenidos para otras cuencas. No obstante, permite proponer subíndices sintéticos en función del objetivo elegido (Hébert, 2005; Khan et al., 2005).

Los autores proponen para la selección del *Water Quality Index* las siguientes siete etapas:

1. Elección de parámetros importantes para el curso de agua, el medio ambiente y el uso humano.
2. Fijación de objetivos tendientes a elevar las exigencias de calidad del recurso hídrico (la adopción de normas de contaminación, por ejemplo).
3. Fijación de fechas de registro comparables (idéntica escala temporal de las bases de datos de los distintos cursos de agua).
4. Cálculo del porcentaje de parámetros que no cumplen con los niveles objetivo prefijados (factor F1):

$$F1 = \left(\frac{\text{Número de parámetros que no cumplieron con los niveles deseables}}{\text{Número total de parámetros}} \right) \times 100$$

5. Cálculo del porcentaje de resultados que no cumplieron con los niveles objetivo prefijados (factor F2):

$$F2 = \left(\frac{\text{Número de resultados que no cumplieron con los niveles deseables}}{\text{Número total de resultados}} \right) \times 100$$

6. Cálculo del factor $F3$ en etapas:

- a) La magnitud de cada una de las desviaciones observadas en las pruebas que estuvieron fuera de conformidad:

$$\text{Desviación}_i = \left(\frac{\text{Valor del resultado fuera de conformidad}_i}{\text{Nivel deseable}_j} \right) - 1$$

- b) Dividir la suma de estas desviaciones por el número total de resultados:

$$snce = \frac{\sum_{i=1}^n \text{desviación}_i}{\text{Número total de resultados}}$$

- c) Calcular el factor $F3$:

$$F3 = \left(\frac{snce}{0.01 snce + 0.01} \right) \times 100$$

7. Cálculo del WQI (valores entre 0 y 100):

$$WQI = 100 - \left(\frac{\sqrt{F1^2 + F2^2 + F3^2}}{1.732} \right)$$

El Canadian Council of Ministers of Environment (CCME) determinó con base en el WQI cinco categorías que califican el agua de un determinado curso (cuadro 1).

El contexto de los ríos cuyanos

La región de Cuyo (Argentina), una depresión existente entre la Cordillera de Los Andes (al oeste) y las sierras de Córdoba y San Luis (al este) (figura 1) es una región árida-semiárida, en la que el desarrollo agrícola y urbano fue posible sólo gracias a la existencia de ríos andinos abastecidos por glaciares ubicados alrededor de los 6 000 msnm de altitud. Desde antes de la colonización, estos ríos fueron derivados con fines de riego agrícola y de uso doméstico (agro-alimentación). Una media docena de "oasis" concentran la actividad antrópica de la zona árida de Cuyo. Entre los más importantes están el Oasis Norte (ríos Mendoza y Tunuyán inferior, con $\approx 2\,000\text{ km}^2$) y el Oasis Centro (río Tunuyán superior, con $\approx 1\,000\text{ km}^2$). Este último también es conocido como el Valle de Uco, donde se ha producido la mayor expansión de superficie cultivada de los últimos 20 años destinada a vitivinicultura de alta calidad (cv Malbec).

Las cuencas de los ríos Mendoza y Tunuyán son abastecidas por el deshielo de los glaciares andinos, algunas lluvias, fundamentalmente de verano, y sobre todo por la fusión de la nieve anualmente acumulada en los Andes centrales, que constituye el mayor aporte de caudal (85%) (Abraham *et al.*, 2007). Ambos ríos confluyen en una planicie regadía, conformada por sus respectivos conos de deyección, dando origen al Oasis Norte de Mendoza (ríos Mendoza y Tunuyán inferior). Por su parte, el río Tunuyán superior y su sistema de arroyos afluentes da origen al Oasis Centro y a la zona regadía conocida como Valle de Uco (unos 100 km al

Cuadro 1. Categorías de calidad de aguas en función del WQI (CCME, 1999).

Calificación	Rango de WQI	Definición
Excelente	95-100	La calidad del agua está muy cercana a los niveles naturales o deseables.
Bueno	80-94	La calidad del agua rara vez se aparta de los niveles naturales o deseables.
Aceptable	65-79	La calidad del agua se aparta algunas veces de los niveles naturales o deseables.
Marginal	45-64	La calidad del agua se aparta con frecuencia de los niveles naturales o deseables.
Pobre	0-44	La calidad del agua se aparta casi siempre de los niveles naturales o deseables.

sur de la ciudad de Mendoza), conformada por los departamentos de San Carlos, Tunuyán y Tupungato. En el Oasis Centro, la zona agrícola regadía está ubicada aguas arriba de estas tres ciudades, fuera de los impactos antrópicos de origen urbano e industrial. Por el contrario, en el Oasis Norte, el área regadía, ubicada aguas abajo, recibe todo el impacto de la contaminación antrópica producida por el asentamiento poblacional del Gran Mendoza (más de un millón de habitantes) y sus industrias (figura 2). No menos importante resulta el hecho de que una parte de las aguas superficiales se infiltra en las áreas de recarga y alimenta los respectivos acuíferos subterráneos que también son vulnerables a la contaminación.

Base de datos (INA-UNCuyo)

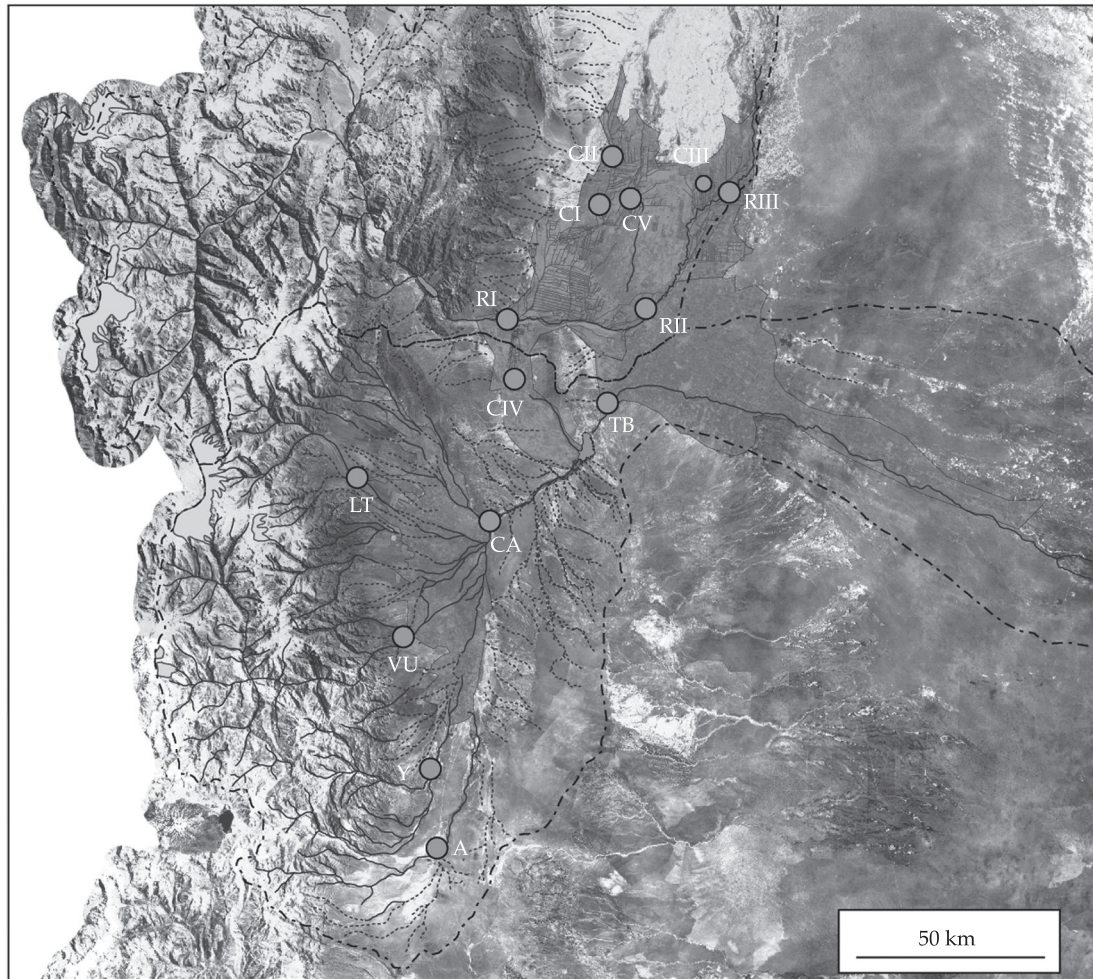
El Centro Regional Andino (CRA) del Instituto Nacional del Agua (INA), en conjunto con la Facultad de Ciencias Agrarias (FCA) de la Universidad Nacional de Cuyo (UNC), ha venido realizando el monitoreo de la calidad del agua mediante muestreos mensuales (desde 2003 en el río Mendoza y desde 2007 en el río Tunuyán superior). Se tienen, entonces, cinco años de muestreo en común para los dos ríos (2007-2011), totalizando diez registros mensuales por año (en invierno (junio/julio), la red de riego no lleva agua y la mayoría de los cultivos está en receso vegetativo, por lo que se procede a la limpieza y mantenimiento de los canales de tierra; en enero, vacaciones de verano, tampoco se realiza la toma de muestras). Los puntos que conforman la base de datos, correspondientes a los sitios de muestreo, fueron seleccionados atendiendo a la caracterización de la calidad del agua con fines de riego y a la identificación de posibles causales de contaminación.

Para el río Mendoza (figura 2) fueron elegidos ocho puntos: tres en el río (RI, RII y RIII), y cinco en la red de canales de riego (CI al CV). El punto RI corresponde al sitio de derivación de las aguas del río Mendoza hacia el oasis regadío (valor base). A partir del mismo, casi no circula agua en el río hasta el punto RII, ubicado en la

mitad de la cuenca, a nivel de la resurgencia del acuífero que reabastece el río. El punto RIII corresponde a la salida del oasis y entre ambos (RII y RIII) existe una planta depuradora de efluentes domésticos (Paramillos) que produce vuelcos ocasionales.

En lo que se refiere a la red de canales, el punto CI está ubicado aguas abajo del Gran Mendoza (punto final del canal-colector Cacique Guaymallén) y sirve como referencia a CII (entre ambos puntos se encuentra la planta depuradora Campo Espejo, con vuelcos ocasionales a la red de riego) y a CV (entre ambos puntos se suma el aporte de un dren colector de desagües industriales, el colector Pescara). El punto CIII corresponde al final de la red y es un canal recientemente revestido, de muy poca vulnerabilidad a la contaminación de origen antrópico, cuyas aguas presentan una calidad comparable a RI. Por último, CIV, ubicado en la margen derecha del río, es el único punto que sólo recibe contaminación de origen agrícola (fertilizantes, abonos y productos fitosanitarios).

En el río Tunuyán se eligieron cuatro puntos correspondientes a sitios de muestreo: (LT), el más alto, sobre el Dique Las Tunas en el río del mismo nombre, afluente del Tunuyán; (VU), Dique Valle de Uco, a la entrada del oasis sobre el río Tunuyán superior; (Y) Arroyo Yaucha y (A) Arroyo Aguanda. En el Dique Valle de Uco se deriva para el riego de la subcuenca alta (50 000 ha en la zona conocida como Valle de Uco) sólo el 16% del caudal disponible, el resto es almacenado aguas abajo en el Dique El Carrizal y utilizado para el riego de la subcuenca baja (río Tunuyán inferior, 84 000 ha regadías), cultivada con vid, frutales de carozo y hortalizas (Chambouleyron *et al.*, 2002). Aguas abajo de los sectores agrícolas se ubica la ciudad de Tunuyán. En ella se concentra el agua del río y de los arroyos ya mencionados, sumados a otros nacidos de la resurgencia del acuífero freático. Los sitios de muestreo aquí seleccionados fueron Costa Anzorena (CA), ubicado antes de la entrada del río al Embalse El Carrizal y Dique Tiburcio Benegas (TB), sobre el derivador situado aguas abajo del Dique El Carrizal. El área de influencia del río Tunuyán en su tramo



Cuenca de los ríos Mendoza y Tunuyán
Basins of Mendoza and Tunuyán Rivers oases

Glaciares
Glaciars

Ríos permanentes
Permant rivers

Ríos transitorios
Intermittent rivers

Embalses
Dam lakes

Oasis - zonas regadías
Oases - irrigated zones

Red de riego (sólo oasis del río Mendoza)
Irrigation network (only Mendoza River oasis)

Puntos de muestreo
Samples ponts

Concepción y realización / Conceptiond and realization: Emilie Lavie, 2012
Fuente / Source: Imágenes INA / datos INA-FCA / Images INA / data INA-FCA

Figura 2. Cuencas de los ríos Tunuyán y Mendoza: ocupación del suelo y puntos de muestreo.

inferior comprende las tierras regadías del este de Mendoza.

Los registros de la base de datos corresponden a los siguientes parámetros:

1. Físicoquímicos y metales pesados: pH, conductividad eléctrica a 25 °C (CE), demanda química de oxígeno (DQO), relación de adsorción de sodio (RAS), cloruros, sodio, po-

tasio, calcio, magnesio, carbonatos y bicarbonatos, nitratos, fosfatos, fósforo, plomo, cobre, zinc y cromo (este último fue sólo analizado para el río Mendoza). También se poseen registros de sólidos sedimentables 10 minutos (SS10) y de sólidos totales (ST), fijos (STF) y volátiles (STV).

2. Biológicos: oxígeno disuelto (OD), bacterias aerobias mesófilas (BAM) y coliformes (totales y fecales).

En todos los muestreos se registró, además, la temperatura del agua y el caudal pasante.

Índices de calidad de aguas (WQI)

Dado el número de estudios sobre índices cualitativos sintéticos y de límites, normas y recomendaciones existentes, es difícil proponer un índice científicamente aceptable. Este trabajo propone utilizar la metodología del WQI (CCME) en función de varios objetivos de calificación. La finalidad original fue obtener un índice de aptitud del agua de riego con fines agrícolas en función de la base de datos disponible. En la provincia de Mendoza, la administración del agua está a cargo del Departamento General de Irrigación (DGI). La normativa vigente (Resolución 778/96) establece límites máximos (permitidos y tolerados) para el vertido a la red de riego por lo que se la eligió como referencia (WQI-DGI). A fin de comparar resultados, se seleccionaron los índices elaborados con base en las recomendaciones de FAO (WQI-FAO) y de las Agencias de Agua de Francia (WQI-AE; MEDD y Agences de l'Eau, 2003). Por último, se ha querido aplicar a las aguas de los ríos Mendoza y Tunuyán la normativa vigente en un país de entorno muy similar, en el que existe mucho riego, como Marruecos (WQI-MA, Ministerio de la Energía, el Agua y el Ambiente, SEEE, 2007, disponible en línea).

WQI-DGI

Para la construcción del índice WQI-DGI, en función de la normativa provincial (Resolución

778/96), se utilizaron sólo aquellos parámetros físico-químico-biológicos que figuraran con valores límites permitidos. En el cuadro 2 se presentan los mencionados parámetros con sus unidades de medida y límites máximos, pudiendo apreciarse un cierto equilibrio entre físico-químicos, metales pesados y bacteriología.

WQI-AE

El cuadro 3 permite analizar los parámetros seleccionados por las agencias del agua de Francia (AE) para la construcción del WQI. En este país existen distintas clasificaciones, cuyos límites permitidos varían en función de los distintos usos del agua (riego, consumo humano y animal, etcétera).

WQI-FAO

Así como la OMS ha elaborado recomendaciones de calidad para el agua destinada al consumo humano, la FAO propone normativas de calidad para el agua con fines de riego. Dichas recomendaciones son más difíciles de usar que las normativas oficiales de los países, puesto que están compuestas por tres guías con diferentes límites: uso sin restricción, uso con restricciones (bajas a altas) e imposibilidad de uso (Ayers & Westcot, 1994). Siendo las aguas de Mendoza naturalmente salinas, para la confección del WQI-FAO se decidió utilizar la guía de uso con restricciones bajas a altas; en ella, los límites son bastante altos, por lo que la calidad de los ríos tendería a ser *buena*. Es de notar que —con excepción del pH— sólo la mineralización está considerada; no hay mención de parámetros biológicos, metales pesados ni sólidos (cuadro 4). No se ha tenido en cuenta el RAS, ya que habría que elegir un límite para cada nivel de conductividad eléctrica. Cambiar el límite no es aceptable en la metodología.

WQI-MA

El índice propuesto a partir de las normas marroquíes (cuadro 5) incluye entre los

Cuadro 2. Parámetros y límites del WQI-DGI.

Parámetros	Unidad	Valor límite elegido
Temperatura	°C	30
pH	-	6.5 - 8.2
Conductividad eléctrica (CE)	μS/cm a 25 °C	900
Relación de adsorción de sodio (RAS)	-	6
Sodio (Na ⁺)	mEq/l	6.52
Cloruros (Cl ⁻)	mEq/l	5.65
Sulfatos (SO ₄ ²⁻)	mEq/l	5.21
Nitratos (NO ₃ ⁻)	mEq/l	45
Fosfatos (PO ₄ ³⁻)	mEq/l	0.4
Coliformes fecales	u/100 ml	200
Demanda química de oxígeno (DQO)	mg/l O ₂	75
Sólidos sedimentables en 10 min	ml/l	0.5

Referencia: la Resolución 778/96 del DGI posee dos límites máximos: permitido y tolerado. Para el WQI-DGI se utilizó sólo el primero.

Cuadro 3. Parámetros y límites del WQI-AE.

Parámetros	Unidad	Límite elegido
Residuos sólidos secos a 105 °C	mg/l	3 500
Cloruros (Cl ⁻)	mEq/l	19.77
Plomo (Pb)	mg/l	2
Cobre (Cu)	mg/l	5
Zinc (Zn)	mg/l	5
Coliformes totales	u/100 ml	1 000
Coliformes fecales	u/100 ml	100

parámetros para su cálculo la bacteriología (coliformes fecales), la salinidad (conductividad eléctrica, cloruros, sodio y sulfatos), los metales pesados (plomo, cobre y zinc) y un parámetro físico como la temperatura (la turbidez no parece ser un parámetro de interés en este país).

No resulta factible incluir todas las bases de datos usadas en el cálculo de WQI, ya que se dispone de aproximadamente 750 muestras en las que se han analizado de 6 a 12 parámetros, según el índice analizado. El cuadro 6 muestra los parámetros, resultados y factores usados para calcular el WQI-DGI y la calificación resultante.

Resultados

La representación cartográfica de las dos cuencas de estudio—ríos Mendoza y Tunuyán—

permite mostrar los valores del índice WQI obtenidos en función de la metodología del CCME de Canadá y calculados en función de los registros de los diferentes parámetros que integran la base de datos correspondiente a las mediciones en los ríos y en la red de canales (figuras 3a a 3d).

La figura 3a (WQI-DGI) corresponde al índice obtenido con base en normas de vuelco y aparece como algo preocupante. Si bien cuatro de los cinco puntos ubicados aguas arriba de las actividades antrópicas son de *excelente a buena* calidad, el punto VU sólo tiene calidad *aceptable*, aunque la presión antrópica que recibe es mínima. El punto LT sólo tiene un parámetro por encima de los límites (fosfatos); los puntos de *buena calidad* (RI, A e Y) tienen dos parámetros altos cada uno de ellos. Los puntos con calidad *aceptable* (CI, CII, VU, CA y TB)

Cuadro 4. Parámetros y límites del WQI-FAO.

Parámetros	Unidad de medida	Límite elegido
pH	-	6.5 - 8.4
Conductividad eléctrica (CE)	$\mu\text{S}/\text{cm}$ a 25 °C	3 000
Cloruros (Cl^-)	mEq/l	10
Sodio (Na^+)	mEq/l	9
Nitratos (NO_3^-)	mg/l	30
Bicarbonatos (HCO_3^-)	mEq/l	8.5

Cuadro 5. Parámetros y límites del WQI-MA.

Parámetros	Unidad de medida	Límite elegido
Temperatura	°C	35
pH	-	6.5 - 8.4
Conductividad eléctrica (CE)	$\mu\text{S}/\text{cm}$ a 25 °C	12 000
Cloruros (Cl^-)	mg/l	9.9
Sodio (Na^+)	mg/l	3
Sulfatos (SO_4^{2-})	mEq/l	5.2
Plomo (Pb)	mg/l	5
Cobre (Cu)	mg/l	2
Zinc (Zn)	mg/l	2
Coliformes fecales	u/100 ml	1 000

corresponden a sitios con contaminación media y tienen cinco parámetros (fosfatos, coliformes fecales, sulfatos, RAS y CE), que sobrepasan el límite permitido por el DGI para vuelcos; y los puntos CV y RIII, muy contaminados, tienen una calidad *pobre*, presentando de cinco a siete parámetros (todos los anteriores más la DQO y los sólidos), con fuerte amplitud en sus valores. El índice WQI-DGI permite distinguir entre los puntos con pocos parámetros problemáticos y aquellos con muchos problemas de calidad. No obstante, de su aplicación surge una posible sobrevaloración del factor 1 (porcentaje de parámetros fuera del límite) en el cálculo.

Con excepción del punto VU, que tiene en su cuenca coliformes fecales y alta salinidad —debidos a la presencia de ganadería extensiva y al aporte natural de sulfatos (por la presencia de yeso en la cuenca), respectivamente—, el WQI-DGI muestra muy bien el impacto de las actividades antropogénicas sobre la calidad del agua: los sitios CI, CII (en río Mendoza), y CA y

TB (en río Tunuyán) han sido clasificados como de calidad *acceptable* y los puntos CV y RIII —víctimas de vuelcos de efluentes domésticos e industriales— tienen calidad *marginal*, aunque sus caudales sumados representen menos del 20% de lo ingresado en RI. Vale aclarar que no se han incluido en el análisis los sitios RII, CIII y CIV, por no contar con registros de nitratos ni de fosfatos (lo que los hace no comparables). Los resultados muestran un aumento de las variables CE, fosfatos y bacteriología en el sentido aguas arriba-aguas abajo, que puede ser atribuido a las actividades industriales, agrícolas y urbanas que se registran en el área. En el río Tunuyán, el índice no refleja la mejora de la calidad entre los sitios CA (antes del embalse) y TB (dique derivador de la subcuenca inferior), a pesar de la decantación y diluciones ocurridas en el Dique El Carrizal. Los valores del índice WQI-DGI —presentados a nivel espacial— arrojan variaciones aguas arriba y aguas abajo de la presencia de impacto

Cuadro 6. Modelo de tabla usada para determinar los WQI: resultados del WQI-DGI.

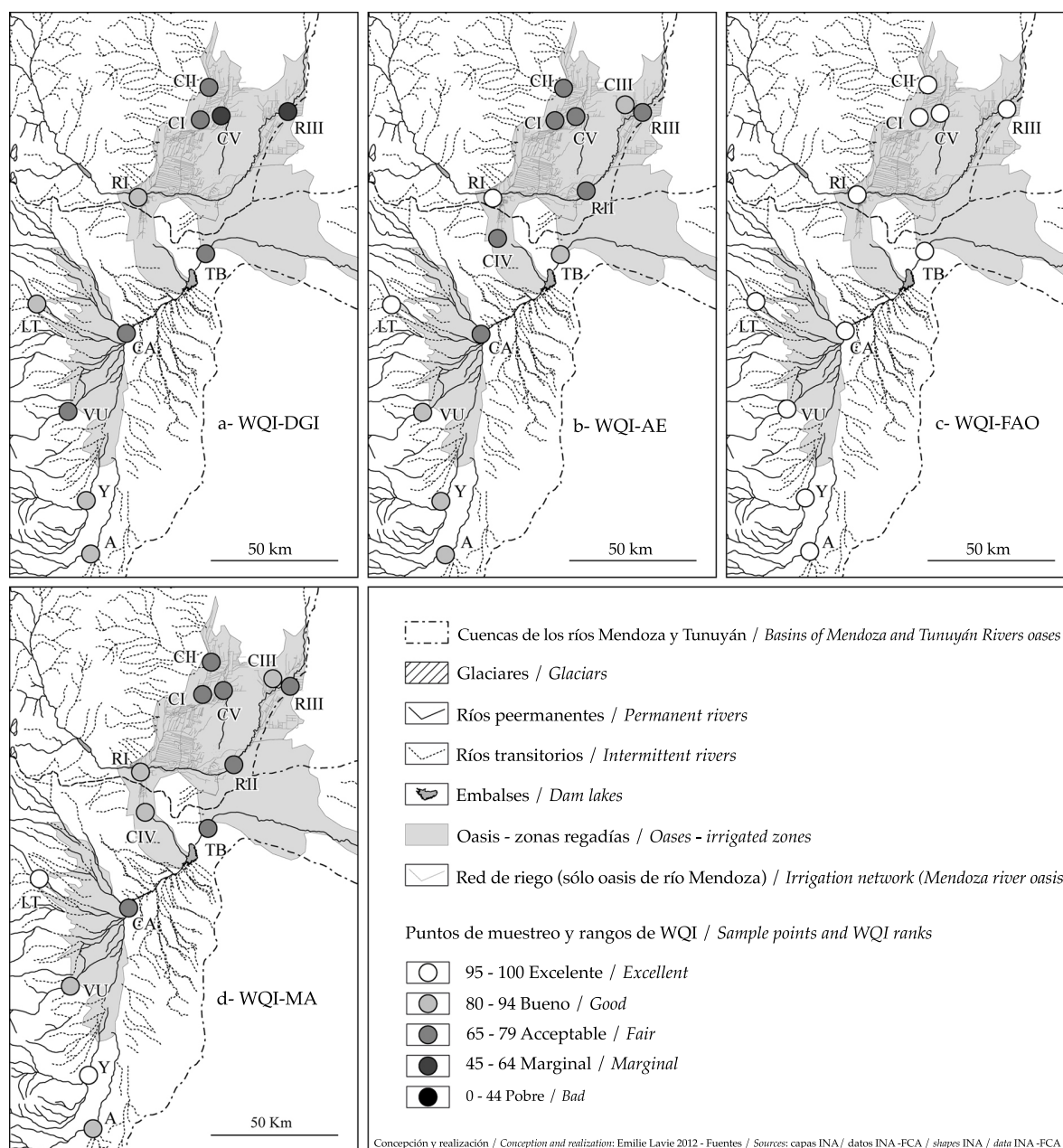
Sitio	Factor 1			Factor 2			Factor 3				WQI	Rango
	Número de parámetros que no cumplió con el nivel máximo	Total número de parámetros	Factor 1: % de parámetros que no cumplió con el nivel máximo	Número de resultados que no cumplió con el nivel máximo	Total número de resultados	Factor 2: % de resultados que no cumplió con el nivel máximo	Suma de la desviación estándar de los resultados sin conformidad	Total número de resultados	Magnitud (cfc)	Factor 3: magnitud con la cual los valores de las pruebas se desviaron de los niveles máximo		
RI	2	12	16.7	103	431	23.9	26.3	431	0.06	5.8	83	Bueno
RIII	5	12	41.7	129	262	49.2	701.4	262	2.68	72.8	62	Marginal
CI	5	12	41.7	147	391	37.6	990.1	391	2.53	71.7	67	Aceptable
CII	5	12	41.7	190	445	42.7	818	445	1.84	64.8	65	Aceptable
CV	7	12	58.3	213	446	47.8	87 686	446	196	99.5	56	Marginal
Valoración final para el río Mendoza											67	Aceptable
VU	5	12	41.7	137	438	31.3	143.9	438	0.33	24.7	70	Aceptable
LT	1	12	8.3	28	425	6.6	22.7	425	0.05	5.1	94	Bueno
A	2	12	16.7	48	452	10.6	232.9	452	0.52	34.0	88	Bueno
Y	2	12	16.7	45	451	10.0	48.3	451	0.11	9.7	89	Bueno
CA	5	12	41.7	154	445	34.6	616.4	445	1.39	58.1	68	Aceptable
TB	4	12	33.3	133	392	33.9	254.4	392	0.65	39.4	72	Aceptable
Valoración final para el río Tunuyán											80	Bueno

antrópico y coinciden con lo afirmado por Morábito *et al.* (2005, 2007 y 2009), Lavie (2009), Lavie, Morábito, & Salatino (2008) y Lavie *et al.* (2010).

Los resultados obtenidos con el WQI-AE (figura 3b) fueron menos contrastantes: se observan dos puntos con calidad *excelente*: LT y RI, con notas de 98 y 99/100, respectivamente, sin parámetros fuera del límite elegido y cinco puntos con agua de *buena* calidad (VU, A, Y, TB y CIII), que tienen casi siempre problemas con los coliformes totales y fecales, pero presentan una amplitud de valores relativamente baja. Esta presencia bacteriológica podría estar causada por la actividad ganadera existente aguas arriba de los puntos Y, A y VU, y por algunos otros ocasionales focos de contaminación que afectan a los puntos bajos de ambas cuencas (TB y CIII). Los puntos restantes presentan una calidad *aceptable*, tienen problemas bacteriológicos (con

una mayor amplitud) y están ubicados aguas abajo de los vuelcos domésticos e industriales (CI, CII, CV, CA, RII y RIII). En este caso, lo determinante no es la presencia de sulfatos sino el peso de los dos parámetros bacteriológicos respecto de los siete que intervienen en la confección del índice (los coliformes fecales están incluidos en los coliformes totales, por lo que su peso se duplica dentro del factor 1). El factor 1 parece jugar un papel importante en el modo de cálculo, pero los factores 2 y 3 —que toman en cuenta el porcentaje de cada registro y la amplitud de los mismos fuera del límite permitido— discriminan los puntos con verdadera contaminación, haciendo que el agua pase de clase *buena* a *aceptable*.

Para elaborar el WQI-FAO, se eligió la restricción “leve a moderada”, ya que los límites correspondientes a la categoría “uso sin restricción” hubieran dado por resultado aguas



No se ha incluido en el WQI-DGI y WQI-FAO los registros correspondientes a los sitios RII, CIII y CIV, ya que no se tienen datos sobre nitratos y fosfatos.

Figura 3. Rangos de WQI para cada punto de muestreo.

de clase “pobre”. No obstante, el resultado obtenido tampoco fue suficientemente satisfactorio, puesto que todos los sitios resultaron con aguas de calidad *excelente* (incluso CII y CV en el río Mendoza), como puede verse en la figura 3c. En efecto y como empíricamente

los agricultores conocen, las aguas de Mendoza son aptas para riego, con algunas restricciones en algunos sectores. El índice WQI-FAO es uno de los que más resalta la importancia de la selección de los límites máximos y de los parámetros que integran su cálculo.

Por último, el WQI-MA (figura 3d), construido a partir de normas marroquíes, permite apreciar una clara distinción de la calidad del agua entre los sitios de muestreo afectados por el impacto de la presión antrópica y los que no lo están. Dos puntos no tienen parámetros problemáticos y están clasificados como de calidad *excelente*: LT (99/100) y Y (100/100). Los puntos ubicados aguas arriba de la actividad antrópica (VU, A, RI) o protegidos de la contaminación (CIII y CIV) sólo tienen uno o dos parámetros altos (salinidad, sulfatos y/o sodio y/o coliformes fecales) y están clasificados como de *buena* calidad. Los puntos restantes, ubicados aguas abajo de actividades antrópicas tienen, a la vez, presencia de sulfatos, sodio y coliformes fecales, por lo que resultaron clasificados como de calidad *acceptable*. Los parámetros elegidos para este índice están bastante equilibrados: metales pesados, mineralización y bacteriología (a pesar de no incluir a los sólidos), pero al igual que en los otros índices, el WQI-MA demuestra una clara sobrevaloración del factor 1 en su cálculo, como ya lo había señalado Hébert (2005). En el caso de las cuencas de Mendoza, el índice WQI-MA refleja mejor las diferencias entre las aguas de la parte alta (casi sin actividad antrópica) de las de la parte baja (donde hay mayor impacto de los diferentes usos). No obstante, existen dos excepciones: los sitios CIII y CIV que, aunque ubicados dentro del oasis del río Mendoza, no reciben contaminación industrial ni urbana, sólo vuelcos de desagües agrícolas, con aguas de *buena* calidad. Se puede entonces afirmar que el índice elaborado con base en la normativa de Marruecos maximiza la contaminación urbana e industrial.

Discusión

La utilización de la metodología propuesta para la clasificación de las aguas de los ríos Mendoza y Tunuyán superior arrojó resultados que confirmaron valores y tendencias de estudios anteriores y permitió distinguir diferencias de calidad entre los sitios ubicados

aguas arriba (fuentes) —casi sin contaminación de origen antrópico— de los que se encuentran aguas abajo y exhiben mayores registros de polución. Si bien la elección de los parámetros seleccionados para la confección del índice propuesto (WQI) afecta el resultado final, permite al investigador combinarlos para que la caracterización de las aguas sea la que más se acerque a la realidad de cada caso de estudio.

Los resultados del presente trabajo coinciden con los obtenidos por autores como Hébert (2005), en que el cálculo favorece claramente al factor 1 (número de parámetros problemáticos) y no la diferencia entre resultados y límites máximos de los parámetros. Como puede verse en los resultados obtenidos, la elección de los parámetros está muy relacionada con el peso del factor 1 en el cálculo del índice de calidad (duplicación de la contaminación microbiológica al considerar coliformes fecales junto con los coliformes totales y/o del impacto de la sodicidad si se suma al catión sodio la variable RAS). Por otro lado, si en el cálculo del índice se eligen aquellos parámetros que no representen una disminución de la calidad, por más que se multipliquen entre sí el factor 1 se verá acotado, lo que se traducirá en un índice de calidad más alto, aunque el agua sea, en realidad, de calidad inferior.

Conclusión

Uno de los objetivos del estudio fue encontrar una manera de presentar en forma sintética un conjunto de parámetros cualitativos que permitiese calificar la calidad de las aguas para riego en las áreas de influencia de los ríos Mendoza y Tunuyán superior. Se pretendió, además, complementar mediante cartografía espacial la presentación de anteriores resultados basados en la visualización de la variación temporal y amplitud de los registros de cada parámetro de la base de datos. Como ha sido destacado por Boyacıoğlu *et al.* (2013), el WQI del CCME: “showed that information produced based on water quality data variation and correlations can be of great

value for water managers to develop realistic action plans". De hecho, un aporte interesante de nuestro trabajo puede verse en la figura 3. De esta manera, un gestor/administrador/investigador puede observar rápidamente y en forma gráfica la variación espacial de la calidad, así como apreciar la importancia en la elección de los parámetros y de los límites que mejor representen la realidad de la cuenca de acuerdo con el uso del agua que se pretende evaluar.

Una vez elegido el *Water Quality Index* (WQI) del Canadian Council of Ministers of Environment (CCME), que deja librada al investigador la elección de los parámetros intervinientes en función de su importancia específica para cada caso de estudio y de los límites máximos deseados (normativa), pudieron compararse las clasificaciones resultantes de la aplicación de los cuatro diferentes índices oportunamente elegidos. De los resultados obtenidos puede concluirse que la metodología lleva a una sobrevaloración del factor 1 y permite la manipulación de los resultados, al incluir en la construcción del índice parámetros más/menos favorables para definir una clase de agua. Así, Hébert (2005) propone modificar dicho factor (cambiándolo por el de un valor medio entre los factores 1 y 2) para disminuir su peso en el cálculo. No obstante todas las limitaciones detectadas, la metodología resulta útil para la comparación de la calidad del agua entre distintos sitios y/o cuencas de zonas regadías.

Agradecimientos

Este artículo contó con la colaboración de Rocío Hernández Rosa Medina, Susana Miralles, Cora Dediol, Silvia Andre, Susana Campos, Alicia Stocco, Dora Genovese, José Maffei, Leandro Mastrantonio, Adriana Bermejillo y María F. Filippini de la Facultad de Ciencias Agrarias de la Universidad Nacional de Cuyo, Argentina.

Nuestro agradecimiento también al ingeniero Víctor Burgos y a la señorita Noelia Ortiz por su apoyo en la aplicación de SIG.

Recibido: 04/10/12

Aceptado: 29/10/13

Referencias

- Abraham, E., Abad, J., Lora-Borrero, B., Salomón, M., Sánchez, C., & Soria, D. (Mayo, 2007). Caracterización y valoración hidrológica de la cuenca del río Mendoza mediante elaboración de modelo conceptual de evaluación. *Actos del Congreso Argentino del Agua* (14 p.). Tucumán: Comisión Nacional del Agua.
- Alberta Environment (1995). *Alverta River Water Quality Index*. Recuperado de <http://environment.alberta.ca/177.html#methodology>.
- Archaimbault, V., & Dumont, B. (2010). L'indice Biologique Global Normalisé (IBGN), principes et évolution dans le cadre de la Directive cadre européenne sur l'eau. *Sciences, Eaux et Territoires*, 1, 36-39.
- Ayers, R. S., & Westcot, D. W. (1994). *Water Quality for Agriculture*. Publication for FAO. *FAO Irrigation and Drainage Paper*, 29(rev. 1). Recuperado de <http://www.fao.org/DOCREP/003/T0234E/T0234E00.HTM>.
- Boyacıoğlu, H. (2007). Development of a Water Quality Index Based on a European Classification Scheme. *Water SA*, 33, 101-106.
- Boyacıoğlu, H., Gündoğdub, V., & Boyacıoğlu, H. (2013). Investigation of Priorities in Water Quality Management Based on Correlations and Variations. *Marine Pollution Bulletin*, 69, 48-54.
- CCME (1999). *Recommandations canadiennes pour la qualité de l'eau*. Recuperado de <http://www.ec.gc.ca/ceqg-rcqe/English/ceqg/water/default.cfm#agr>.
- Chang, N., Chen, H. W., & Ning, S. K. (2001). Identification of River Water Quality Using the Fuzzy Synthetic Evaluation Approach. *Journal of Environmental Management*, 63, 293-305.
- Golge, M., Yenilmez, F., & Aksoy, A. (2013). Development of Pollution Indices for the Middle Section of the Lower Seyhan Basin (Turkey). *Ecological Indicators*, 29, 6-17.
- Guzmán-Colis, G., Thalasso, F., Ramírez-López, E. M., Rodríguez-Narciso, S., Guerrero-Barrera, A. L., & Avelar-González, F. J. (2011). Evaluación espacio-temporal de la calidad del agua del río San Pedro en el Estado de Aguascalientes, México. *Revista Internacional de Contaminación Ambiental*, 89-102.
- Hallock, D. (2002). *A Water Quality Index for Ecology's stream Monitoring* (17 pp). Internal publication No. 02-03-052. Washington: Washington State Department of Ecology. Recuperado de <http://www.ecy.wa.gov/biblio/0203052.html>.
- Hébert, S. (2005). *Comparaison entre l'indice de la qualité générale de l'eau du Québec (IQBP) et l'indice de qualité des eaux du CCME (IQE) pour la protection de la vie*

- aquatique, Québec, ministère du Développement durable, de l'Environnement et des Parcs, Direction du suivi de l'état de l'environnement (11 pp). Envirodoq no ENV/2005/0265, Collection n°QE/170. Montréal: Ministerio del Desarrollo Sustentable. Recuperado de http://www.mddep.gouv.qc.ca/eau/eco_aqua/vie-aqua/Comparaison.pdf.
- Khan, A. A., Tobin, A., Paterson, R., Khan H., & Warren R. (2005). Application of CCME Procedures for Deriving Site-Specific Water Quality Guidelines for the CCME Water Quality Index. *Water Quality Research Journal of Canada*, 40(4), 448-456.
- Kumar, D., & Alappat, B. J. (2004). Selection of the Appropriate Aggregation Function for Calculating Leachate Pollution Nindex. *ASCE Pract. Period. Hazard. Toxic Radioact. Waste Management*, 8, 253-264.
- Lavie, E. (2009). *Activités anthropiques et qualité de l'eau dans l'oasis de Mendoza (Argentine) : diagnostic, enjeux et durabilité* (385 pp). Tesis de doctorado en Geografía. Burdeos: Universidad de Burdeos.
- Lavie, E., Morábito, J. A., & Salatino, S. E. (2008). *Problèmes de pollution phosphatée de l'eau d'irrigation en zones aval d'oasis : le cas de la quatrième zone agricole irriguée de l'oasis du río Mendoza, Argentine*. XIII° World Water Congress of the IWRA (International Water Resource Association), Montpellier. Francia, 1-4 Sept.
- Lavie, E., Morábito, J., Salatino, S., Bermejillo, A., & Filippini, M. F. (2010). Contaminación por fosfatos en el oasis bajo riego del río Mendoza. *Rev. FCA UNCuyo*, 42(1), 169-184.
- Lumb, A., Halliwell, D., & Sharma, T. (2006) Application of CCME Water Quality Index to Monitor Water Quality: a Case Study of the Mackenzie River Basin, Canada. *Environmental Monitoring Assessment*, 113(1-3), 411-429.
- MEDD et Agences de l'Eau (2003). *Système d'évaluation de la qualité de l'eau des cours d'eau (SEQ-Eau)* Recuperado de <http://rhin-meuse.eaufrance.fr/IMG/pdf/grilles-seq-eau-v2.pdf>.
- Morábito, J., Salatino, S., Medina, R., Zimmermann, M., Filippini, M., Bermejillo, A., Nacif, N., Campos, S., Dediol, C., Pizzuolo, P., Genovese, D., & Mastrantonio, L. (2005). Calidad del agua en el área regadía del río Mendoza (Argentina). *Revista de La Facultad de Ciencias Agrarias, Centro de Ediciones Académicas*, 37(1), 1-23.
- Morábito, J., Salatino, S., Medina, R., Zimmermann, M., Filippini, M., Bermejillo, A. et al. (2007). Calidad del agua en el área regadía del río Mendoza: temperatura, pH, iones solubles y sólidos. *Revista de La Facultad de Ciencias Agrarias UNCuyo*, 39(1), 9-20.
- Morábito, J., Salatino, S., Filippini, M., Bermejillo, A., Medina, R., Zimmermann, M., Nacif, N., Campos, S., Dediol, C., Mastrantonio, L., Hernández, R., Genovese, D., & Stocco, A. (2009). Evaluación de la calidad del agua en áreas de regadío del río Tunuyán Superior (Prov. de Mendoza) para un aprovechamiento racional y sustentable (1era parte). Chubut, Argentina: Conagua Trelew.
- Pesce, S. F., & Wunderlin, D. A. (2004). Use of Water Quality Indices to Verify the Impact of Córdoba City (Argentina) on Suquia River. *Water Resources*, 34, 2915-2926.
- SEEE (Secrétariat d'Etat auprès du Ministère de l'Energie, des Mines, de l'Eau et de l'Environnement) (2007). *Chargé de l'Eau et de l'Environnement. Normes de qualité – eaux destinées à l'irrigation*. Recuperado de http://www.eau-tensift.net/fileadmin/user_files/pdf/publications/3_Irrigation.pdf.
- Simeonov, V., Stratis, J. A., Samara, C., Zachariadis, G., Voutsas, D., Anthemidis, A., Sofoniou, M., & Kouimtzis, Th. (2003). Assessment of the Surface Water Quality in Northern Greece. *Water Resources*, 37, 4119-4124.
- Singh, K. P., Malika, A., Mohan, D., & Sinha, S. (2004). Multivariate Statistical Techniques for the Evaluation of Spatial and Temporal Variations in Water Quality of Gomti River (India) - A Case Study. *Water Research*, 38, 3980-3992.
- Singh, R. P., Nath, S., Prasad, S. C., & Nema, A. K. (2008). Selection of Suitable Aggregation Function for Estimation of Aggregate Pollution Index for River Ganges in India. *Journal of Environment Engineering – ASCE*, 134, 689-701.

Dirección institucional de los autores

Dra. Emilie Lavie

Universidad Paris-Diderot
PRES Sorbonne-Paris-Cité
UMR CNRS-8586 PRODIG Francia
5 rue T. Mann, cc7001 75205 Paris
Cedex 13, France
Teléfono: +33 (157) 277 271
emilie.lavie@univ-paris-diderot.fr



Haga clic aquí para escribir al autor

Ing. José A. Morábito

Instituto Nacional del Agua (INA)
Centro Regional Andino (CRA)
Programa de Riego y Drenaje
Belgrano Oeste 210, piso 3, oficina 324
5500 Ciudad de Mendoza, Argentina
Teléfono: +54 (261) 4286 993
jmorabito@ina.gov.ar

Facultad de Ciencias Agrarias
Universidad Nacional de Cuyo, Argentina

Ing. Santa E. Salatino

Instituto Nacional del Agua (INA)
Centro Regional Andino (CRA)
Programa de Riego y Drenaje
Belgrano Oeste 210, piso 3, oficina 324
5500 Ciudad de Mendoza, Argentina
Teléfono: +54 (261) 4286 993
ssalatino@ina.gov.ar



Río Tunuyán al punto CA, Argentina.

Foto: Emilie Lavie.

METODOLOGÍA DE AGREGACIÓN PARA ESTIMAR CONDUCTIVIDADES HIDRÁULICAS EN SUELOS HETEROGÉNEOS INSATURADOS

• Erik Zimmermann* • Pedro Basile •
Universidad Nacional de Rosario, Argentina

*Autor de correspondencia

Resumen

Zimmermann, E., & Basile, P. (julio-agosto, 2014). Metodología de agregación para estimar conductividades hidráulicas en suelos heterogéneos insaturados. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(4), 39-55.

Se presenta la validación de una metodología de agregación, propuesta para obtener conductividades hidráulicas equivalentes de un medio homogéneo en suelos heterogéneos no saturados. Para ello se propone, en una primera etapa, una modelación numérica del flujo en la zona no saturada, en el dominio heterogéneo discretizado con alto grado de detalle y parametrizado mediante funciones de pedotransferencia adecuadas. En una segunda etapa se calibran los parámetros equivalentes del modelo de frente húmedo con los resultados alcanzados en la primera etapa, comparándolos con los propuestos en la metodología de agregación. El procedimiento se aplica a 68 perfiles típicos de suelos que caracterizan el sector meridional de la provincia de Santa Fe (Argentina). Los resultados alcanzados validan la metodología de agregación propuesta para un numeroso muestreo de composiciones texturales, propiedades hidráulicas y contenidos de humedad antecedente. Para las series de suelos analizadas, serían aceptables las estimaciones de conductividades hidráulicas saturadas mediante ponderación hasta saturaciones efectivas del orden del 50%, con un rango de errores acotados al 10%.

Palabras clave: suelos heterogéneos no saturados, conductividad hidráulica, metodología de agregación.

Abstract

Zimmermann, E., & Basile, P. (July-August, 2014). Aggregation Methodology to Estimate Hydraulic Conductivity in Unsaturated Heterogeneous Soils. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(4), 39-55.

This study presents the validation of an aggregation methodology proposed to obtain hydraulic conductivity equivalents for a homogeneous porous media in unsaturated heterogeneous soils. The first step in this proposal is to numerically model flow in the unsaturated zone of a heterogeneous area, with a highly detailed discretization and parameterization based on suitable pedotransfer functions. The second stage involves calibrating the equivalent parameters from the wet front model based on the results from the first phase and comparing with those proposed by the aggregation methodology. The procedure was applied to 68 soil profiles characteristic of the southern province of Santa Fe (Argentina). The results obtained validate the aggregation methodology proposed for a large sampling of textural compositions, hydraulic properties and antecedent moisture contents. For the series of soils analyzed, estimates of saturated hydraulic conductivity would be acceptable with weighting up to effective saturations of 50%, with a margin of error limited to 10%.

Keywords: Heterogeneous unsaturated soils, hydraulic conductivity, aggregation methodology.

Introducción

Para predecir el movimiento de agua y solutos en la zona no saturada (ZNS) se emplean habitualmente modelos numéricos. Los resultados de sus aplicaciones sólo pueden ser confiables si las propiedades del medio poroso son conocidas. Esto representa la principal limitación a la tecnología actual de

modelos complejos que se encuentra en un estado avanzado con respecto al conocimiento de los parámetros que engloban dichos modelos. En trabajos de calibración de modelos hidrológicos continuos se ha demostrado la alta sensibilidad que presentan los procesos subterráneos —observables en el sistema mediante los niveles freáticos— y los procesos hidrológicos superficiales —observables a

través de volúmenes de escurrimiento— frente a los parámetros hidráulicos que caracterizan la zona no saturada (Zimmermann, 2003). También estos parámetros inciden en la estimación de procesos de erosión y deposición de sedimentos a escala de cuenca (Basile, Riccardi, Zimmermann, & Stenta, 2010).

Para caracterizar el medio no saturado, se requiere del conocimiento de las curvas de conductividad $K(\theta)$, y retención $\psi(\theta)$ o bien, difusividad $D(\theta)$, siendo θ el contenido volumétrico de humedad, $K(\theta)$ la conductividad hidráulica no saturada, $\psi(\theta)$ el potencial mátrico del suelo y $D(\theta)$ el coeficiente de difusividad. Se ha diseñado un gran número de ensayos de laboratorio y métodos de campo para medir las funciones hidráulicas del suelo, pero la mayoría de los métodos son relativamente costosos y difíciles de llevar a cabo.

Existen métodos indirectos para estimar las propiedades hidráulicas de suelos, que varían en términos de la metodología y complejidad, pudiendo distinguirse tres grupos principales: los métodos basados en la distribución del tamaño de poros, los métodos inversos y las funciones de pedotransferencia.

Las funciones de pedotransferencia (FPT) ofrecen una metodología para aproximar las propiedades hidráulicas, empleando la composición textural del suelo, además de otra información disponible (p. ej., la distribución del tamaño de partículas, densidad aparente, contenido de materia orgánica, etc.). Existen numerosas funciones de pedotransferencia, explicitadas como ecuaciones y/o implementadas como códigos informáticos, que han sido ajustadas a diferentes bases de información edafológica. En trabajos previos se han utilizado FPT para estimar propiedades hidráulicas de suelos limosos representativos de un sector de la llanura argentina, partiendo de información granulométrica y de parámetros físico-químicos disponibles en las cartas de suelos elaborados por el Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA). Se emplearon FPT incluidas en los códigos *SoilPar* y *Rosetta*,

junto con ecuaciones de regresión entre parámetros hidráulicos y parámetros físicos (Zimmermann & Basile, 2007).

A partir de comparaciones entre parámetros obtenidos mediante aplicaciones de FPT y los ajustados en modelos matemáticos hidrológicos, pudo concluirse que de los códigos empleados, el programa *Rosetta* (Schaap, Leij, & Van Genuchten, 1999), fue el que mejor se aproximó para la zona de estudio (Zimmermann & Basile, 2011).

La siguiente fase del trabajo consistió en la caracterización hidráulica de suelos de composición heterogénea. Los suelos no constituyen medios homogéneos, sino que los perfiles se presentan estratificados en horizontes y además se combinan formando asociaciones y consociaciones. Por ende, con el propósito de simplificar el abordaje del modelado, fue propuesta una metodología de ponderación para la estimación de parámetros representativos, desde un punto de vista hidráulico, equivalentes a un medio homogéneo (Zimmermann *et al.*, 2008). Esto se hizo con el propósito de utilizar dichos parámetros en modelos simplificados de infiltración, tales como el propuesto por Green y Ampt (frente húmedo).

En este trabajo se pretende validar esta metodología de ponderación, contrastando los resultados obtenidos con un modelo matemático basado en la resolución de la ecuación de Richards, en donde se contempla la heterogeneidad de cada perfil de suelo, el cual se describe a continuación.

Modelo numérico empleado para la simulación del flujo en la ZNS

El modelo de flujos empleado para las simulaciones, denominado *SOLUM*, está basado en la ecuación de Richards y se desarrolla específicamente para este trabajo, con el fin de estimar la redistribución de humedad en la zona no saturada (ZNS) y los volúmenes de agua intercambiados con la atmósfera y el acuífero. El mismo forma parte de un modelo

más general, desarrollado para simular el movimiento de flujos superficiales en la zona saturada y la no saturada, en áreas de llanura, denominado *SHALL* (Simulación Hidrológica de Áreas de Llanura) (Zimmermann & Riccardi, 2000). En el modelo, la resolución de la ecuación de flujo en la ZNS se realiza en términos del contenido volumétrico de humedad θ , para conocer una de las variables del balance hidrológico de manera directa. Solamente está contemplado el flujo en la dirección vertical. La ecuación de movimiento, en términos del contenido volumétrico de humedad y con una analogía a la ley de difusión de Fick, es:

$$q = -D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial z} - k(\theta) + \int_0^{z_r} S(\theta) dz \quad (1)$$

donde q es la velocidad de Darcy del flujo no saturado; θ , el contenido volumétrico de humedad; z , la coordenada vertical; z_r , la profundidad radicular; $K(\theta)$, la conductividad hidráulica no saturada; $D(\theta)$, el coeficiente de difusividad del medio poroso, producto de la conductividad no saturada $K(\theta)$ por el gradiente de la curva de retención ($d\Psi/d\theta$), y $S(\theta)$ un término sumidero que, en el caso de suelos cultivados, representa la tasa de extracción de agua por las raíces de las plantas. El modelo prevé incluir la heterogeneidad del suelo, otorgando distintos parámetros que regulan las curvas de retención y conductividad hidráulica para los diferentes estratos del suelo. La aplicación que se le dio al modelo en este trabajo consistió en la simulación del proceso de infiltración en un evento lluvioso, por lo que el término sumidero no fue considerado. En la ecuación, un valor negativo de q denota flujo hacia abajo (dado que q es positivo cuando el flujo es en la dirección z positiva hacia arriba). La ecuación de continuidad establece para el flujo vertical que:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = - \frac{\partial q}{\partial z} \quad (2)$$

El medio poroso no saturado se representa en forma discreta mediante un conjunto de

celdas que se extienden verticalmente desde la superficie hasta el nivel freático. Para la resolución de las ecuaciones (1) y (2) se ha propuesto un esquema numérico de tipo explícito en diferencias finitas. El esquema es centrado en el espacio y progresivo en el tiempo. En los bordes de celdas se evalúan los flujos de intercambio y en los centros de celdas se estima el contenido de humedad. Con este esquema de discretización (figura 1), la ecuación de *momentum* resulta:

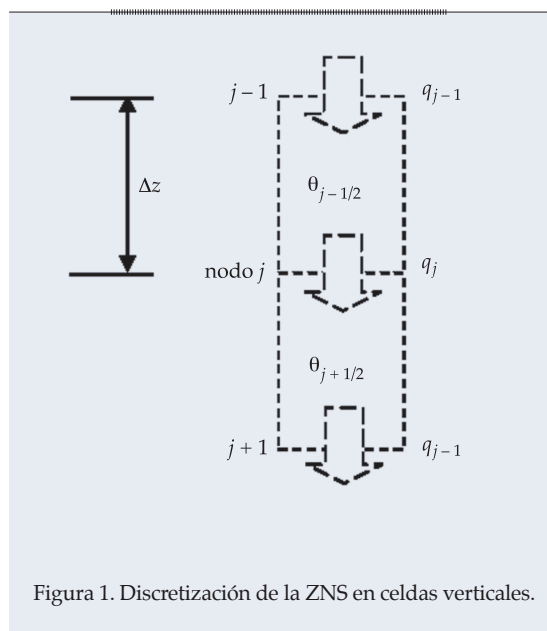
$$q_j^n = -D(\theta_j^n) \frac{\theta_{j-1/2}^n - \theta_{j+1/2}^n}{\Delta z} - k(\theta_j^n) \quad (3)$$

$$\theta_j^n = \frac{\theta_{j+1/2}^n + \theta_{j-1/2}^n}{2}$$

La ecuación de continuidad resuelta para el término en el nivel $n+1$ es:

$$\theta_{j+1/2}^{n+1} = \theta_{j+1/2}^n - \frac{\Delta t}{\Delta z} (q_j^n - q_{j+1}^n) \quad (4)$$

donde j y n representan los índices de discretización espacial y temporal, respectivamente. La secuencia de cálculo es la siguiente: a) partir de una condición inicial de contenidos de humedad θ_{0j} en el perfil; b) resolver la ecuación de *momentum* (3) para el



espesor de la ZNS, determinando los flujos de intercambio entre celdas; c) resolver la ecuación de continuidad (4), determinando los contenidos de humedad del perfil en el siguiente paso de tiempo, y d) retomar el paso (b) hasta alcanzar el tiempo de finalización de la simulación. El código de resolución fue escrito enteramente en lenguaje *FORTRAN*. Para el esquema propuesto, se ha realizado un análisis de estabilidad y convergencia, contrastando sus resultados con problemas de solución analítica conocida y con otras técnicas y esquemas numéricos, validando su consistencia en todas las situaciones (Zimmermann, 1998). De manera complementaria, se ha realizado un análisis de estabilidad, observando el comportamiento de números adimensionales (Courant & Péclet) en situaciones críticas de humedad, programando alertas en el código fuente para situaciones donde los números escapan del entorno de estabilidad numérica. Como condiciones de contorno, se plantea la resolución de las ecuaciones anteriores, con algunas de las incógnitas conocidas. La imbibición como condición de borde superior fue resuelta utilizando el esquema numérico como un modelo de infiltración. En la celda que constituye el contorno superior se debe cumplir con la siguiente condición:

$$q_1^n = \max \left(-D \left(\theta_{1/2}^n \right) \frac{\theta_s - \theta_{1/2}^n}{\Delta z} - k \left(\theta_{1/2}^n \right); -i^n \right) \quad (5)$$

donde i^n es la intensidad de lluvia efectiva, estimada como la intensidad de precipitación que no es interceptada por la vegetación, en el intervalo n de discretización temporal y θ_s el contenido volumétrico de humedad de saturación. El primer término de (5) representa la capacidad de infiltración y el segundo la disponibilidad de agua para infiltrarse. Se tiene prevista la desecación como condición de borde superior, aunque en la aplicación para este trabajo no fue considerada. Como condición de borde inferior, se consideran las celdas incluidas en la capa acuífera con

humedad de saturación. El conjunto de celdas saturadas depende del nivel freático, y éste se actualiza dinámicamente en el modelo general.

Para completar la solución del problema deben conocerse parámetros del suelo tales como las curvas de conductividad hidráulica *versus* humedad $K(\theta)$, potencial mátrico *versus* humedad $\psi(\theta)$ y difusividad *versus* humedad $D(\theta)$. En el presente trabajo se han adoptado las relaciones de Brooks-Corey, representadas por las siguientes ecuaciones:

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \begin{cases} \left(\frac{\psi_c}{\psi} \right)^\lambda & \text{si } |\psi| \geq |\psi_c| \\ 1 & \text{si } |\psi| < |\psi_c| \end{cases} \quad (6)$$

donde θ_r es el contenido de humedad correspondiente a saturación residual; λ es un parámetro que depende de la distribución de los tamaños de poros; ψ_c es la succión crítica (presión de entrada de aire), y S_e es la saturación efectiva. Para la estimación de la conductividad hidráulica relativa, $K_r = K(\theta)/K_s$, siendo K_s la conductividad hidráulica saturada, se utiliza la ecuación propuesta por Corey (1977):

$$K_r = \frac{K}{K_s} = S_e^{\left(\frac{2}{\lambda} + 3 \right)} \quad (7)$$

Las ecuaciones (6) y (7) se parametrizan para cada una de las celdas en que se divide el dominio de la ZNS. De esta manera se permite la representación de medios estratificados heterogéneos como los que se pretende estudiar. Los lazos de histéresis entre secado y mojadura no se tuvieron en cuenta.

Funciones de pedotransferencia utilizadas

Para estimar las propiedades hidráulicas de cada estrato se aplicaron funciones de pedotransferencia (FPT), constituidas por un conjunto de ecuaciones que relacionan propiedades hidráulicas de suelos con parámetros

físicos y granulométricos de las muestras de suelos. Existen numerosas FPT que actualmente se han incluido en códigos informáticos, como el *SoilPar* (Acutis & Donatelli, 2003) y *Rosetta* (Schaap *et al.*, 1999). En trabajos previos (Zimmermann & Basile, 2011) se utilizaron diferentes procedimientos para estimar propiedades hidráulicas de suelos limosos, partiendo de información granulométrica y de parámetros físico-químicos disponibles en las cartas de suelos de INTA. Se emplearon funciones de pedotransferencia (FPT) incluidas en los códigos *SoilPar* y *Rosetta*, junto con ecuaciones de regresión entre parámetros hidráulicos y parámetros físicos, dadas por un conjunto de autores. Se estimaron los parámetros hidráulicos medios ponderados para cuencas de la región y los pronósticos se compararon con valores obtenidos mediante calibración del modelo matemático hidrológico *SHALL* (Zimmermann, 2003).

A partir de los resultados obtenidos, pudo concluirse que, entre los códigos empleados, el que mejor se aproximó a los parámetros hidráulicos calibrados para la zona de estudio fue el programa *Rosetta*, suministrándole como información la composición textural, densidad aparente y dos puntos de la curva de retención (punto de marchitez permanente y capacidad de campo). A la vista de los resultados, se empleó entonces el código mencionado para la evaluación de los parámetros hidráulicos de cada estrato de los suelos analizados, lo que permite obtener las curvas de retención y de conductividad hidráulica mencionadas antes.

Aplicación a suelos de la provincia de Santa Fe (pampa húmeda argentina)

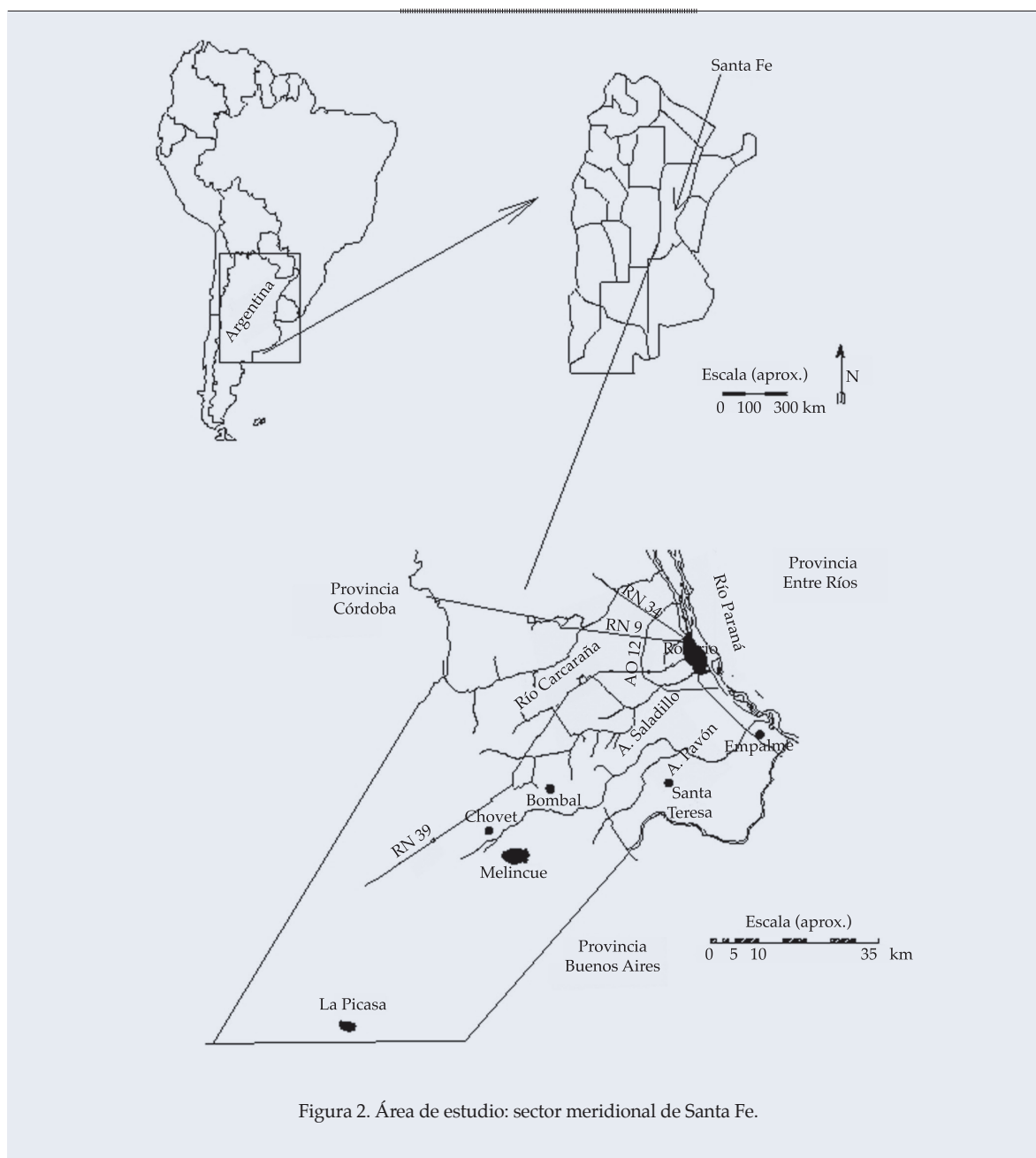
El área meridional de la provincia de Santa Fe (Argentina), motivo de interés en este estudio (figura 2), presenta un módulo pluviométrico del orden de los 1 000 mm y la temperatura media anual del orden de los 17 °C. Los mapas de suelos disponibles en la provincia de Santa Fe, elaborados por el INTA, clasifican, desde un punto de vista textural, los suelos de la región

entre las fracciones franco limosa, franco arcillo limosa y arcillo limosa. De las cartas de suelos disponibles se extractó la información de 68 perfiles de series tipo de suelos, representativos de los suelos presentes en el sur santafecino. En cada perfil de las series, en función de su profundidad y estratigrafía, se detallan entre 3 y 8 horizontes, de los cuales se han publicado en dichas cartas la composición textural, junto con otros parámetros biofísicos, como contenido de materia orgánica, capacidad de intercambio catiónico, pH, etc. El conjunto de horizontes para todas las series estudiadas totalizan 434 muestras de suelo, considerando que, en promedio, cada serie de suelos está discretizada entre 6 y 7 horizontes.

Estimación de parámetros por serie de suelos

Con la información de las cartas pertenecientes a cada perfil típico o serie de suelos, se confeccionaron planillas de cálculo, volcando características texturales y físico-químicas de cada estrato de las series. Con esta información, utilizando funciones de pedotransferencia intrínsecas del programa *SoilPar*, se obtuvieron densidades aparentes, humedades para capacidad de campo (CC), punto de marchitez permanente (PMP) y otras tensiones matriciales. Luego, se aplicó las FPTs incluidas en el programa *Rosetta*, obteniendo así las siguientes propiedades hidráulicas por horizonte o estrato de cada serie: conductividad hidráulica saturada, K_s ; humedad de saturación, θ_s ; humedad residual, θ_r ; conectividad de poros, λ , y succión crítica, ψ_c .

Se ha considerado para la modelación de la ZNS un intervalo de discretización espacial Δz de 0.05 m, lo cual da suficiente detalle para la estimación de perfiles de humedad en la región de análisis. Para la caracterización de las propiedades de cada celda se utilizó una rutina de interpolación lineal, que interpoló los parámetros ajustados para cada estrato. La zona que cubrió el dominio de modelación



alcanzó los 3.5 m de profundidad y, teniendo en cuenta el paso de discretización Δz , dio lugar a 70 celdas en sentido vertical, para cada una de las series de suelo estudiadas.

Condiciones iniciales y de borde simuladas

Las condiciones de borde e iniciales constituyen un factor importante en la simulación, porque los resultados obtenidos están influenciados

por ellas. Como condición de borde superior se tomó la descrita anteriormente, esto es, condición de flujo preestablecido asociado con la capacidad de infiltración. Como condición de borde inferior se consideró el nivel freático a 3.5 m de profundidad. Esta profundidad, por un lado, no alterará en gran medida los fenómenos que se estudiarán en superficie y, por el otro, reflejará una situación frecuente en los sistemas hidrológicos estudiados.

La condición inicial se estableció teniendo en cuenta los siguientes criterios: a) en las primeras capas superficiales, hasta una profundidad cercana a la extensión radicular de los cultivos presentes en los sistemas estudiados, la alteración del perfil de humedad se hace significativa y b) el perfil de humedad en profundidad se ve escasamente alterado por las condiciones ambientales externas. Como situación compatible con la de borde inferior fijada se estableció un perfil de humedad en equilibrio hasta el metro de profundidad (1 m aproximadamente representa la profundidad radicular). Por encima del metro de profundidad, la variación del perfil de humedad se estableció en forma lineal (arbitraria y simplificada) entre el perfil de equilibrio y las diferentes condiciones de humedad prefijadas para el análisis: entre un 40 y 90% de la saturación efectiva (de 0.4 a 0.9 de S_e). La figura 3 muestra las condiciones adoptadas.

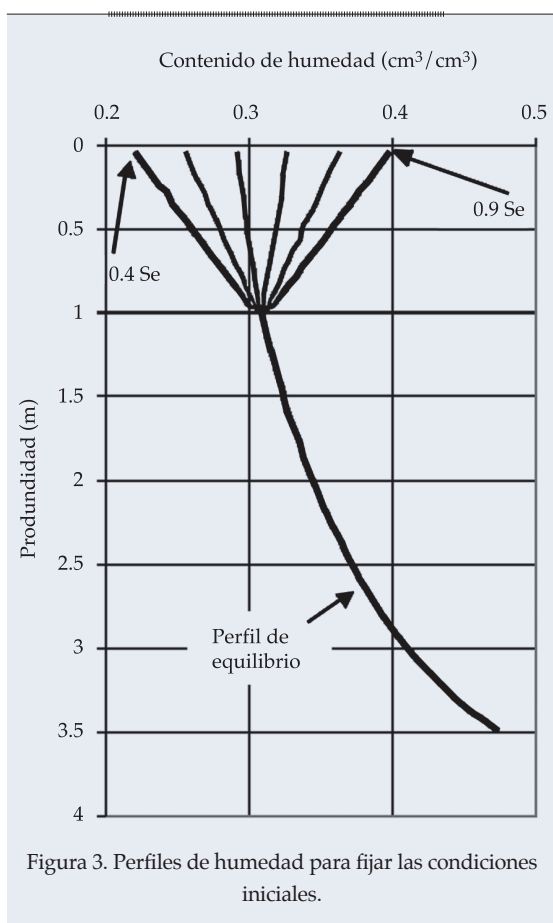


Figura 3. Perfiles de humedad para fijar las condiciones iniciales.

Simulaciones realizadas

Se realizaron simulaciones suponiendo cada perfil en condiciones de encharcamiento en superficie, logradas mediante una precipitación de elevada intensidad (70 mm/h) constante durante 12 horas de duración. Bajo estas condiciones se sometieron los 68 perfiles de suelos, analizando en cada caso la evolución de los perfiles de humedad en profundidad con el tiempo y, principalmente, la tasa de infiltración en el contorno superior. A manera de ejemplo, en las figuras 4 y 5 se presentan dos perfiles con características disímiles y comportamiento hidráulico consecuentemente diferenciado. Las características texturales de los mismos se presentan en el cuadro 1. Dichas figuras muestran los perfiles de humedad en diferentes tiempos de simulación, para las series “El Pedernal” y “Roldán” seleccionadas y para las condiciones extremas de humedad inicial. En conjunto se representan contenidos de humedad de saturación (θ_s) y conductividades hidráulicas saturadas (K_s) en función de la profundidad (mediante interpolación lineal entre los valores asignados a cada estrato).

La serie El Pedernal se encuentra en el sector sudoeste de la provincia, desarrollada a partir de sedimentos de textura franco limosa liviana, con importantes porcentajes de arena (cerca al 18%). Esto le confiere una conductividad hidráulica saturada relativamente elevada (cerca a 1 cm/h). En la simulación, a las 48 horas, el frente de humedad alcanza profundidades superiores a los 2 m y su patrón es prácticamente uniforme. Los primeros estratos tienen mayor contenido de arcilla y retardan el flujo en profundidad, como puede observarse en la figura 4. La serie Roldán, de drenaje deficiente, se encuentra presente en el sector sureste de la provincia, en las cercanías de la ciudad de Rosario. Presenta un contenido de arcilla semejante (cerca al 30%), distribuido en distintas profundidades. Las conductividades hidráulicas saturadas son del orden de 0.4 cm/h. En general, el alcance del frente de humedad a las 48 horas es del orden

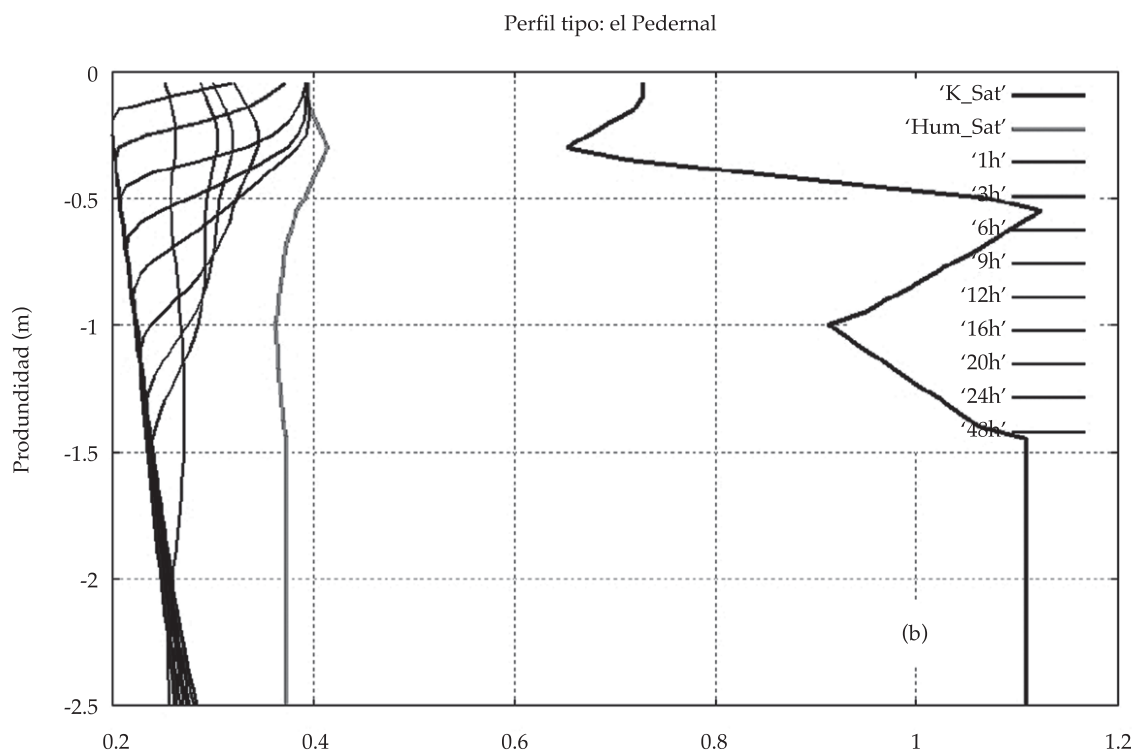
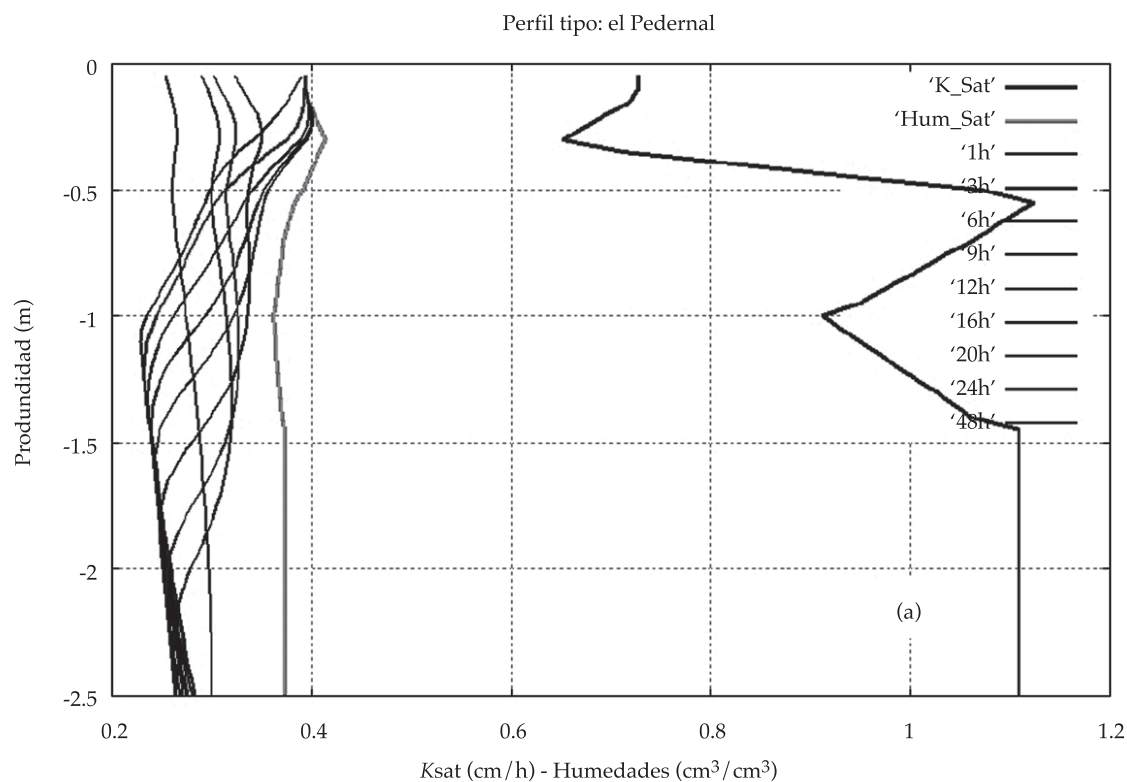


Figura 4. Perfiles de humedad para distintos tiempos de simulación. Serie “El Pedernal”: a) S_e inicial = 0.9; b) S_e inicial = 0.4.

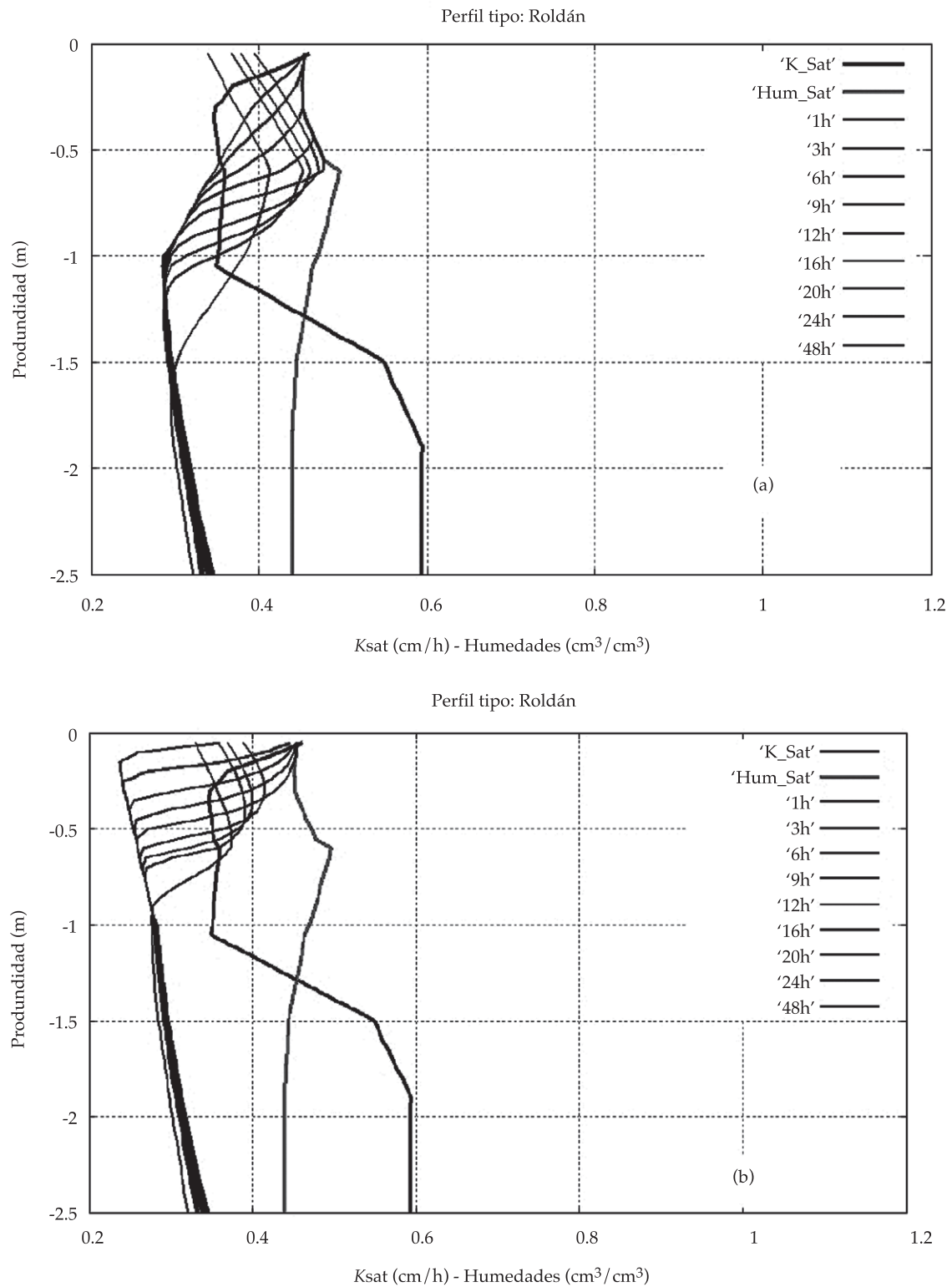


Figura 5. Perfiles de humedad para distintos tiempos de simulación. Serie “Roldán”: a) Se inicial = 0.9; b) Se inicial = 0.4.

Cuadro 1. Composición textural de los estratos para las series analizadas.

Profundidades (m)		Espesor (m)	Arena (%)	Arcilla (%)
Serie El Pedernal				
	< 0.26	0.26	15.9	14.8
0.26	0.40	0.14	12.2	17.3
0.40	0.60	0.20	13.3	7.6
0.60	0.80	0.20	18.5	8.1
0.80	1.15	0.35	22.6	9.2
1.15	1.70	0.55	17.8	7.6
% ponderado por espesor			17.6	9.9
Serie Roldán				
-	0.12	0.12	2.2	23.7
0.12	0.25	0.13	2.4	26.3
0.25	0.38	0.13	3.0	28.6
0.38	0.80	0.42	2.2	50.7
0.80	1.30	0.5	3.3	33.1
1.30	1.75	0.45	3.3	19.8
1.75	2.10	0.35	4.0	18.4
% ponderado por espesor			3.1	30.1

de 1 a 1.5 m, dependiendo de las condiciones iniciales de humedad.

Abordaje simplificado para modelos de eventos

El modelo *SOLUM* puede describir con detalle la distribución de contenidos de humedad del perfil de suelo y los flujos de intercambio entre la superficie y el nivel freático. En contraposición, requiere de un volumen apreciable de información y tiempo para ejecutar las simulaciones. Con frecuencia, en el empleo de modelos de eventos de lluvia no es necesario tanto detalle de resultados, sino que sólo con el conocimiento de los flujos de intercambio en la superficie del terreno (infiltración) es suficiente. La disyuntiva a resolver consiste en encontrar “parámetros equivalentes y únicos” de un suelo estratificado, que permitan estimar de forma razonable las tasas de infiltración de la superficie del terreno. El término “únicos” hace referencia a un medio equivalente homogéneo. De esta manera, podría aplicarse una metodología simple

para evaluar la infiltración. En este trabajo, entonces, se ha propuesto el siguiente objetivo: sintetizar las heterogeneidades del suelo en valores representativos de las propiedades hidráulicas del conjunto. En particular, utilizando el modelo simplificado de frente húmedo (Green & Ampt), se trataría de obtener un valor de la conductividad hidráulica K_e y del potencial de succión del frente húmedo ψ_{fe} , ambos equivalentes a un suelo homogéneo, que produzcan el mismo volumen infiltrado que el suelo estratificado y heterogéneo.

Método de Green y Ampt como algoritmo de pérdidas

El método representa una simplificación del fenómeno real, que aproxima el avance de la humedad en el perfil de suelo mediante un frente húmedo, con condición de encharcamiento permanente en superficie. El suelo se considera homogéneo y profundo. Dicho frente es una frontera plana (flujo en forma de “pistón”) que divide el suelo con una humedad inicial, θ_i , del suelo saturado con un contenido de humedad

igual a la saturación, θ_s , y un potencial de succión ψ_f en el frente de avance.

Planteando para el movimiento vertical la ecuación de continuidad de masa y la ley de Darcy (generalizada para flujo no saturado) entre la superficie encharcada y el punto de avance del frente húmedo, se arriba a una formulación para la tasa de infiltración f y de la profundidad acumulada de agua infiltrada F en función del tiempo:

$$f(t) = K \left(\frac{\psi_f \Delta\theta}{F(t)} + 1 \right) \quad (8)$$

$$F(t) = Kt + \psi_f \Delta\theta \ln \left(1 + \frac{F(t)}{\psi_f \Delta\theta} \right) \quad (9)$$

donde K es la conductividad hidráulica vertical del suelo; ψ_f el potencial de succión en el frente húmedo; $\Delta\theta$, la diferencia entre contenidos de humedad de saturación e inicial $\Delta\theta = \theta_s - \theta_i$ y t es el tiempo. La aplicación de este método requiere la estimación de la conductividad hidráulica K y el potencial de succión ψ_f .

Obtención de los parámetros K_e y ψ_{fe} equivalentes

En principio, se propuso utilizar el modelo *SOLUM* para evaluar la tasa de infiltración en los estratos superficiales frente a una precipitación con intensidad y duración suficiente como para superar la capacidad de infiltración del conjunto. Si bien el modelo permite conocer la distribución de humedad en cada momento y a lo largo del perfil del suelo, la información de interés primordial que sintetiza el movimiento de humedad en el perfil es la curva de infiltración del primer estrato. Con la distribución temporal de la infiltración de la celda superficial $f_1(t)$ se ajustan los parámetros K_e y ψ_{fe} equivalentes para que la función $f(t)$ evaluada con la expresión (8) y la $f_1(t)$ se aproximen de manera apropiada, utilizando un algoritmo de calibración propuesto en específico en este trabajo.

Algoritmo de calibración

Para la estimación de los parámetros K_e y ψ_{fe} equivalentes, fue necesario diseñar un algoritmo de ajuste, el cual fue incluido en el código computacional del programa *SOLUM*. Se propuso un algoritmo híbrido de calibración, que combina un “ajuste grueso” en el dominio restringido de los parámetros, junto con un algoritmo de “ajuste fino”, basado en el método del gradiente.

La investigación preliminar se realiza mediante la evaluación de la función objetivo en una grilla trazada sobre la región de validez paramétrica subdividida en intervalos de cien partes.

El algoritmo del gradiente para la búsqueda detallada de los óptimos parte de la definición de una Función Objetivo (FO) multidimensional ($FO = y(x)$, donde x es el vector de parámetros). Básicamente, el algoritmo parte de un punto base posible $x^0(x_1, x_2, \dots, x_n)$ sobre el cual se evalúa la $FO = y(x^0)$, y el gradiente de la FO, ∇y . Para construir el gradiente, se estiman las derivadas parciales mediante cocientes incrementales del tipo:

$$\frac{\partial y}{\partial x_i} \approx \frac{y(x_1, x_2, \dots, x_i + \Delta x_i, \dots, x_n) - y(x_1, x_2, \dots, x_i, \dots, x_n)}{\Delta x_i} \quad (10)$$

para $i = 1, 2, \dots, n$, donde Δx_i es un valor pequeño respecto al valor de x_i . El gradiente proporciona un vector que determina la dirección del óptimo de la FO. Se selecciona un nuevo punto en el espacio multidimensional cuya FO $y(x^1)$ se acerca al óptimo buscado. En forma genérica puede expresarse que:

$$x^{k+1} = x^k \pm \nabla y \Delta h \quad (11)$$

El signo del segundo miembro se adopta positivo si la búsqueda es hacia un máximo y viceversa. El paso de búsqueda Δh , que representa la distancia al punto x^k , debe cumplir

con las restricciones impuestas a los parámetros. El proceso de búsqueda finaliza cuando en dos iteraciones sucesivas, la diferencia entre las FO calculadas es inferior a una tolerancia preestablecida y/o es superada una cantidad máxima de iteraciones fijada de antemano. En el caso particular de este estudio, los parámetros son dos ($x_1 = K_e$; $x_2 = \psi_{fe}$) y como función objetivo se consideró el error cuadrático medio (RSME) de las diferencias entre la tasa de infiltración en la celda superficial, $f_1(t)$, y la $f(t)$ evaluada con la ecuación (8). Para la implementación del algoritmo se desarrolló con una subrutina en lenguaje FORTRAN, incorporada en el cuerpo principal del modelo SOLUM.

Metodología de ponderación

Paralelamente, se propuso una metodología de agregación para obtener parámetros equivalentes por serie de suelos, partiendo de los parámetros calculados para cada horizonte (Zimmermann *et al.*, 2008). Dicha metodología es la que se pretende validar en este trabajo. Los criterios fueron los siguientes: a) para la conductividad hidráulica saturada vertical ponderada, K_p , se calculó la media armónica de las conductividades de cada estrato (ecuación (12)) y b) para el potencial de succión del frente húmedo ponderado ψ_p se adoptó el promedio ponderado por el espesor de cada estrato (ecuación (13)):

$$K_p = \frac{L}{\sum_{i=1}^N \frac{e_i}{K_i}} \quad (12)$$

$$\psi_p = \frac{1}{L} \sum_{i=1}^N \psi_i e_i \quad (13)$$

donde K_i y ψ_i son los parámetros para los espesores e_i , N es el total de horizontes de la serie, y L es el espesor total, los cuales fueron obtenidos como se describió anteriormente. Para cada estrato, la conductividad hidráulica K_i se consideró igual a la saturada y el potencial

de succión para el frente húmedo, ψ_f , se estimó de la siguiente forma (Muñoz-Carpena & Gowdsh, 2005):

$$\psi_i = \frac{2\lambda + 3}{2\lambda + 2} \frac{\psi_c}{2} \quad (14)$$

donde la succión crítica de cada estrato ψ_c , la conectividad de poros λ y la conductividad saturada K_s se obtuvieron utilizando las FPT incluidas en el programa *Rosetta*, como se había mencionado.

Comparativa entre ambas metodologías

Los parámetros obtenidos mediante la metodología de ponderación propuesta (K_p y ψ_p) se compararon con los derivados de la calibración (K_e y ψ_{fe} equivalentes), previa modelación a través del programa SOLUM.

Se presentó como alternativa en las comparaciones integraciones de la ponderación, considerando distintas profundidades (L , en las ecuaciones (12) y (13)). En principio, se adoptó una profundidad de 2.5 m, conforme a la integración de la casi totalidad del perfil (considerado que la profundidad de la freática se propuso en 3.5 m en las simulaciones).

Los valores de K_p (en abscisas) y K_e (en ordenadas) se grafican en la figura 6, para el conjunto de las series analizadas (68) y las distintas humedades iniciales consideradas e integradas hasta los 2.5 m de profundidad. Como se puede apreciar, los coeficientes de determinación obtenidos (e impresos en el ángulo superior izquierdo de cada figura) son relativamente bajos.

En una segunda instancia fueron considerados los primeros estratos en las integraciones para la ponderación, aproximadamente los horizontes "A" y "B", hasta una profundidad de 0.50 m.

Los valores de K_p (estimados) y K_e (ajustados) se grafican en la figura 7, para las distintas series y humedades iniciales consideradas. Los coeficientes de determinación obtenidos

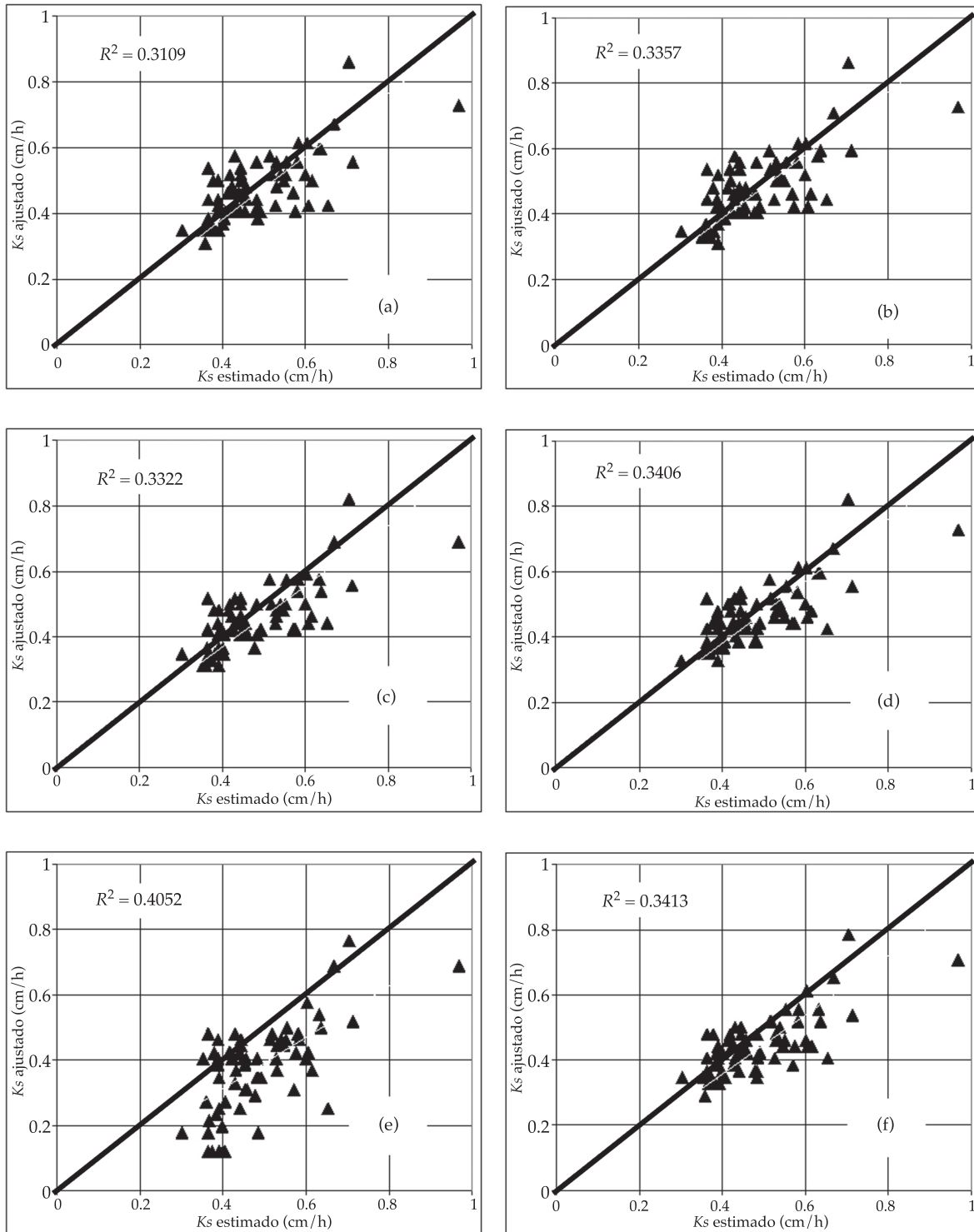


Figura 6. Comparaciones entre K_p ponderados a una profundidad de 2.50 m (abscisas) y K_e ajustados (ordenadas) para diferentes Se iniciales: a) 0.40, b) 0.50, c) 0.60, d) 0.70, e) 0.80 y f) 0.90, respectivamente.

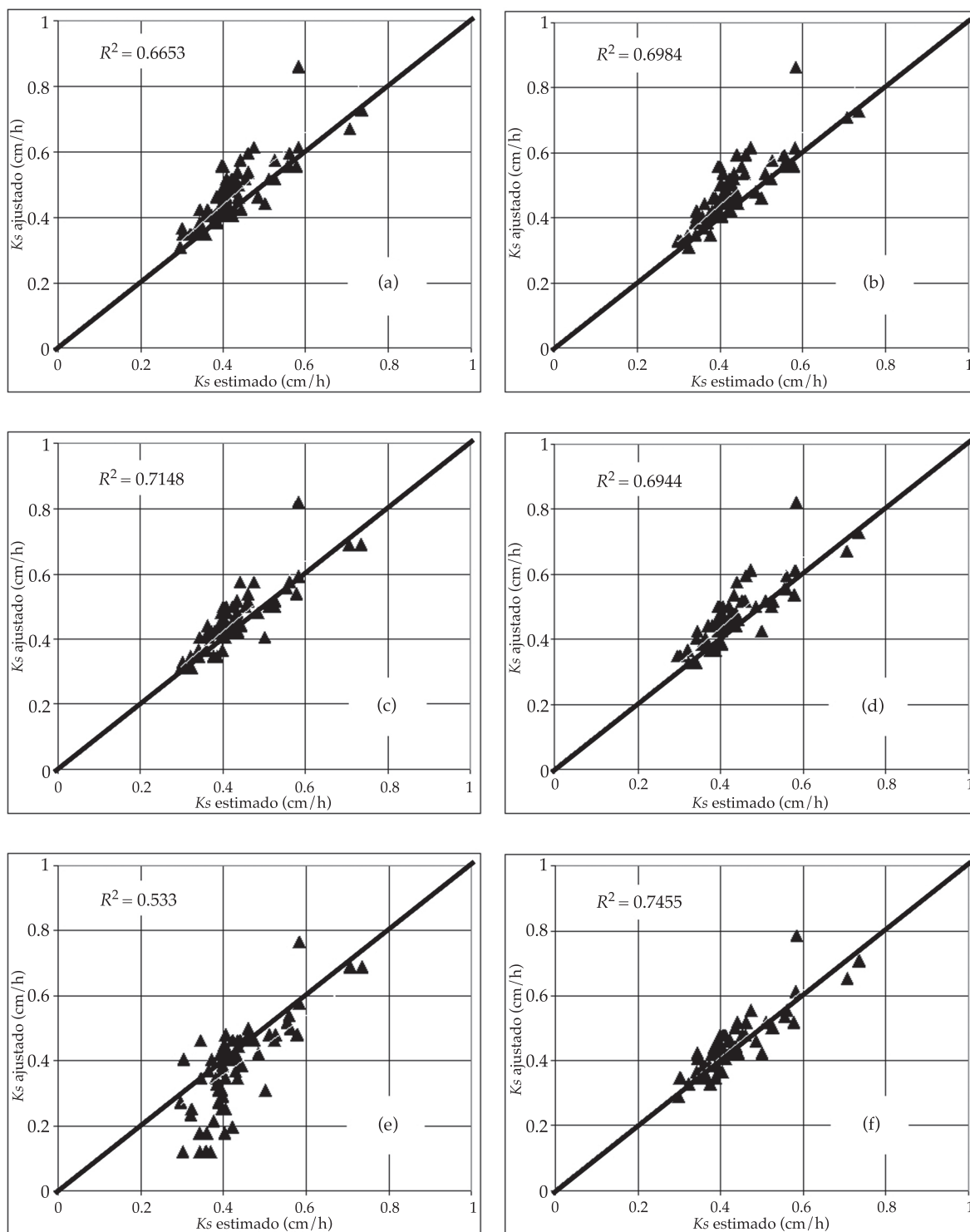


Figura 7. Comparaciones entre K_p ponderados a una profundidad de 0.50 m (abscisas) y K_e ajustados (ordenadas) para diferentes S_e iniciales: a) 0.40, b) 0.50, c) 0.60, d) 0.70, e) 0.80 y f) 0.90, respectivamente.

(e impresos en el ángulo superior izquierdo de cada figura) son considerablemente superiores a los anteriores.

Esto último da la pauta que para los fines de caracterizar el proceso de infiltración en la superficie del terreno da mejor resultado, al considerar los primeros horizontes del suelo para parametrizar las propiedades hidráulicas del conjunto. En otras palabras, podría afirmarse que son los primeros estratos los que dominan el proceso de infiltración bajo la superficie.

Para analizar con mayor detalle el efecto de las condiciones antecedentes de humedad, se obtuvo un valor promedio de conductividad hidráulica para las 68 series de suelos analizadas tanto para los valores ajustados como para los estimados mediante ponderación. Esto se hizo con el fin de contar con un valor representativo del conjunto de suelos analizados, aunque este promedio no tenga aplicación alguna salvo en el análisis propuesto en esta parte del trabajo.

La figura 8 muestra la comparación de valores promedio ajustados y ponderados de conductividades hidráulicas para todas las

series de suelo en función del contenido de humedad inicial. Allí se observa que los valores ajustados de K_e promedio son asintóticos a los valores ponderados K_p análogos para contenidos de humedad cercanos a la saturación.

La ponderación inversa o armónica se utiliza para obtener conductividades equivalentes cuando el flujo circula en sentido transversal a un suelo saturado estratificado (Custodio & Llamas, 1983). En el caso analizado, el medio no está saturado, por lo tanto los resultados se acercarán a la metodología de ponderación cuando más cerca se esté de las hipótesis de saturación. En la figura 8 se plasma un resultado lógico, que además permite analizar el grado de aceptación que se le puede brindar a la fórmula de ponderación.

Por ejemplo, para las series de suelos analizadas, serían aceptables las estimaciones de conductividades hidráulicas saturadas mediante ponderación hasta un rango del orden del 50% de su saturación efectiva con un rango de errores acotados al 10%.

Si se piensa, además, que en la región analizada, los tenores de humedad para las

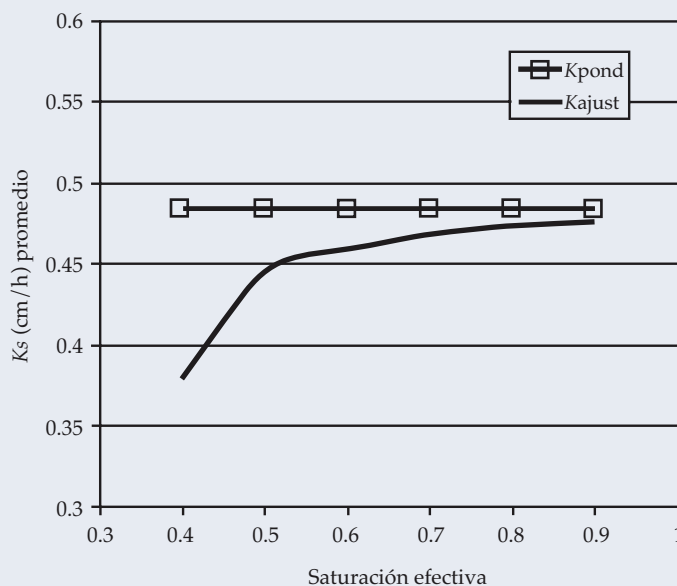


Figura 8. Comparación de valores promedio de K_p y K_e para todas las series de suelos en función de la humedad inicial.

profundidades hasta el horizonte "B" en la generalidad de los casos se encuentran por encima del 50% de la saturación efectiva debido al carácter "húmedo" del clima, puede aseverarse que la metodología de ponderación es adecuada para representar las conductividades hidráulicas del conjunto de estratos.

Conclusiones

Se ha validado una metodología de agregación para obtener conductividades hidráulicas equivalentes de un medio homogéneo en suelos heterogéneos no saturados. El procedimiento consistió en dos etapas. En una primera etapa se propuso una modelación numérica del flujo en zona no saturada, específicamente para este trabajo, en el dominio heterogéneo discretizado con alto grado de detalle y parametrizado mediante funciones de pedotransferencia adecuadas. En una segunda etapa se calibraron los parámetros equivalentes del modelo de frente húmedo con los resultados alcanzados en la primera etapa, comparándolos con los propuestos en la metodología de agregación. El procedimiento se aplicó a 68 perfiles típicos de suelos que caracterizan el sector meridional de la provincia de Santa Fe (Argentina). Los resultados alcanzados validan la metodología de agregación propuesta para un numeroso muestreo de composiciones texturales, propiedades hidráulicas y contenidos de humedad antecedente. Con el fin de caracterizar el proceso de infiltración en la superficie del terreno, da mejor resultado considerar en las ponderaciones los primeros horizontes del suelo para parametrizar las propiedades hidráulicas del conjunto. Podría afirmarse que son los primeros estratos los que dominan el proceso de infiltración bajo la superficie.

Se observa que los valores calibrados de conductividades hidráulicas son asintóticos a los valores ponderados análogos para humedades cercanas a la saturación. Considerando que la ponderación armónica propuesta se utiliza para obtener conductividades equivalentes

cuando el flujo circula en sentido transversal a un suelo saturado estratificado, los resultados serán mejores cuando más cerca se esté de las hipótesis de saturación. Para las series de suelos analizadas serían aceptables las estimaciones de conductividades hidráulicas saturadas mediante ponderación hasta saturaciones efectivas del orden del 50%, con un rango de errores acotados al 10%.

Recibido: 26/09/12

Aceptado: 17/01/14

Referencias

- Acutis, M., & Donatelli, M. (2003). SoilPar 2.00: Software to Estimate Soil Hydrological Parameters and Functions. *Europ. J. Agronomy*, 18, 373-377.
- Basile, P. A., Riccardi, G., Zimmermann, E., & Stenta, H. (2010). Simulation of Erosion-Deposition Processes at Basin Scale by a Physically-Based Mathematical Model. *International Journal of Sediment Research*, 25(2), 91-109.
- Corey, A. (1977). *Mechanics of Heterogeneous Fluids in Porous Media* (150 pp.). Fort Collins: Water Resources Publications.
- Custodio, E., & Llamas, R. (1983). *Hidrología subterránea* (2350 pp.). Segunda edición. Vol. 1. Barcelona: Editorial Omega.
- Muñoz-Carpena, R., & Gowdsh, L. (2005). *Aplicación del método de infiltración de Green-Ampt con redistribución de humedad del suelo entre encharcamientos. Estudios de la zona no saturada del suelo*. Vol. VII. En F. J. Samper-Calvete & A. Paz-González (Eds.). La Coruña, España: Tórculo Artes Gráficas.
- Schaap, M. G., Leij, F. J., Van Genuchten, M. Th. (1999). A Bootstrap Neural-Network Approach to Predict Soil Hydraulic Parameters. In M. Th. Van Genuchten, F. J. Leij, & L. Wu (Eds.). *Proceedings of the International Workshop on Characterization and Measurements of the Hydraulic Properties of Unsaturated Porous Media* (pp. 1237-1250). University of California, Riverside.
- Zimmermann, E. (1998). *Esquema explícito para la resolución de la ecuación de Richards* (pp. 258-266). Congreso Nacional del Agua. Vol. 2. Santa Fe, Argentina.
- Zimmermann, E., & Riccardi G. (2000). *Modelo de simulación hidrológica superficial y subterránea para áreas de llanura* (pp. 169-178). Vol. II. XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica. IAHR Div. LA, Córdoba, Argentina.
- Zimmermann, E. (2003). Modelo hidrológico superficial y subterráneo desarrollado para la simulación de sistemas de llanura. 2. Estrategias para la calibración. *Journal of Earth Sciences. Boletín Geológico y Minero*, 114(2), 159-169.
- Zimmermann, E., & Basile, P. (2007). *Funciones hidráulicas de*

suelos limosos: regresiones no lineales con propiedades físicas y granulométricas. XXI Congreso Nacional del Agua y IV Simposio de Recursos Hídricos del Cono Sur, Tucumán, Argentina.

Zimmermann, E., Scuderi, C., Riccardi, G., Stenta, H., Basile, P., García, M., & Rentería, J. (2008). *Asignación de parámetros hidráulicos de suelos utilizando composición textural, características físicas y estratigráficas*. XXIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, IAHR Div. LA, Cartagena de Indias, Colombia.

Zimmermann, E., & Basile, P. (2011). Estimación de parámetros hidráulicos en suelos limosos mediante diferentes funciones de pedotransferencia. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 2(1), 99-116.

Dirección institucional de los autores

Dr. Erik Zimmermann

Dr. Pedro Basile

Departamento de Hidráulica
Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura
Universidad Nacional de Rosario
Consejo de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET).

Riobamba 245 bis (2000)

Rosario, ARGENTINA

Teléfono y fax: +54 (341) 4808 541

erikz@fceia.unr.edu.ar

pbasile@fceia.unr.edu.ar



Haga clic aquí para escribir al autor



Vista del acueducto Cutzamala a la altura del río Lerma, Estado de México, México.

Foto: Jorge Izurieta.

ALGORITMOS DE DIAGNÓSTICO PARA FALLAS EN DUCTOS

• Lizeth Torres • Cristina Verde* • Rolando Carrera • Raúl Cayetano •
Universidad Nacional Autónoma de México

*Autor de correspondencia

Resumen

Torres, L., Verde, C., Carrera, R., & Cayetano, R. (julio-agosto, 2014). Algoritmos de diagnóstico para fallas en ductos. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(4), 57-78.

Se presenta el diseño de un sistema de diagnóstico basado en relaciones redundantes y observadores de estado —que funciona manteniendo al sistema de transporte en operación— para la detección, identificación y reconstrucción de fallas en ductos, tales como: anomalías en los instrumentos de medición, bombas y extracciones desconocidas. Los algoritmos se desarrollaron a partir de ecuaciones diferenciales parciales no lineales que caracterizan el comportamiento del fluido —considerando el principio de conservación de masa y momento— y que fueron discretizadas en el espacio utilizando el Método de Diferencias Finitas. Con la finalidad de discernir entre los diferentes tipos de fallas y de reconstruir el comportamiento de éstas, el sistema de diagnóstico opera por etapas. La primera etapa, llamada de Detección y Aislamiento de Fallas, tiene como objetivo aislar el síntoma de la falla con ayuda de un conjunto de relaciones redundantes deducidas a partir del modelo nominal del ducto. Esta etapa de aislamiento simplifica la segunda etapa: Reconstrucción de la Falla, en la que algoritmos de observación estiman la evolución temporal de la falla aislada. El sistema completo de diagnóstico se validó mediante una serie de experimentos realizados en un modelo hidráulico piloto de aproximadamente 200 m de largo, instrumentado y construido específicamente para llevar a cabo pruebas de monitoreo de ductos en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

Palabras clave: tuberías hidráulicas, detección de fallas, monitoreo de ductos, sistemas de diagnóstico.

Abstract

Torres, L., Verde, C., Carrera, R., & Cayetano, R. (July-August, 2014). *Diagnostic Algorithms to Detect Faults in Pipelines*. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(4), 57-78.

This paper presents the design of an online diagnostic system (functioning while the transportation system remains in operation) to detect, identify and rebuild pipeline faults based on redundant relations and state observers. The faults include those occurring in measurement instruments, pumps, and unknown extractions from the pipeline. The algorithms that compose the diagnostic system were developed from nonlinear partial differential equations that characterize the behavior of the fluid according to the principle of conservation of mass and momentum. These equations were approximated in space using the Finite Differences Method. In order to distinguish between the different types of faults and reconstruct their behaviors, the diagnostic system operates in stages. The first one —which is called Fault Detection and Isolation— aims to isolate each fault symptom with the help of a set of redundant relations that are deduced from the nominal model of the pipeline, i.e., in normal conditions. This first stage simplifies the second, called Fault Reconstruction, which is composed of observation algorithms that estimate the temporal evolution of the isolated faults. The overall diagnostic system is validated through a series of experiments carried out in a pilot hydraulic pipeline at the Engineering Institute, UNAM. This pipeline is approximately 200 m long and was implemented and built specifically to carry out tests to monitor pipelines.

Keywords: Diagnostic systems, fault detection, hydraulic pipelines, pipeline monitoring.

Introducción

La supervisión y el monitoreo automático de ductos es un reto para la ingeniería debido a las consecuencias catastróficas que pueden desencadenar los ductos en mal estado, como son

la pérdida de vidas humanas y daños ambientales con alto impacto ecológico. En general, el objetivo de un sistema automatizado de supervisión en tiempo real consiste en localizar, tan rápido como sea posible, la presencia de fallas con un mínimo de instrumentación y costo.

A partir de sistemas SCADA (acrónimo de Supervisory Control and Data Acquisition) que operan en tiempo real, donde se registran presiones y flujos en puntos limitados de las redes de ductos, se han implementado localizadores automáticos de averías utilizando sensores físicos y virtuales, diseñados a partir de algoritmos de estimación e identificación (Stoianov, Lama, Sam, Timur, & Csail, 2007; Korbicz, Koscielny, Kowalczyk, & Cholewa, 2004; Makar & Chagnon, 1999). En los ductos, las anomalías de mayor interés a localizar en tiempo real son fallas en bombas y servo-válvulas, fugas en el cuerpo del ducto y obstrucciones. Si los ductos están bajo tierra o agua, la inspección se dificulta, pero además, cuando no se puede suspender la operación del ducto, el diagnóstico debe hacerse considerando los fenómenos dinámicos asociados con el fluido en cuestión. La detección de fallas de magnitud considerable resulta más simple que la de pequeñas fallas, pues los sensores no siempre tienen la sensibilidad requerida para indicar desviaciones pequeñas, además de que el ruido presente en las mediciones afecta la precisión de los estimados.

En cuanto al diseño de los algoritmos para la detección y localización de una fuga en ductos se han usado diversos modelos de comportamiento estático (Billmann & Isermann, 1987; Carrera & Verde, 2001). De manera reciente, estos modelos se ha extendido con éxito al caso de ductos con perfiles topográficos no uniformes (González, Verde y Torres, 2013). No obstante su simplicidad, la principal desventaja de los algoritmos basados en estos modelos es que no pueden utilizarse si el fluido no opera en condiciones aproximadamente estáticas.

Como solución alternativa, Brunone y Ferrante (2001) formularon una metodología a partir del comportamiento de la onda de presión que se refleja hacia su punto de origen al encontrar una fuga. En estas condiciones, el tiempo de arribo de la onda permite determinar la posición de fuga. Wang, Lambert, Simpson, & Vtkovsky (2005)

también estudiaron las características de la onda de presión y reportaron que se atenúa en función de la posición de la fuga. Por otro lado, Mpesha, Chaudry, & Gassman (2001), y Covas, Ramos, & De Almeida (2005) desarrollaron métodos basados en la respuesta frecuencial de la tubería, cuya respuesta dinámica se puede obtener provocando transitorios periódicos mediante la apertura y el cierre de una válvula. Si hay fugas en el ducto, la respuesta frecuencial de la presión muestra picos resonantes adicionales; a partir de la frecuencia de estos picos puede estimarse la posición de la fuga. Ferrante y Brunone (2003) también encontraron un enfoque en el dominio de la frecuencia y resolvieron las ecuaciones del Golpe de Ariete utilizando el método de la respuesta al impulso. Mediante un análisis armónico de la solución, concluyeron que a partir de la presión transitoria se pueden identificar la posición y el tamaño de la fuga.

Cuando se dispone de modelos analíticos precisos es posible obtener síntomas de fallas de sistemas complejos por *software* de forma muy rentable, usando las herramientas desarrolladas por la comunidad de control automático (Isermann, 2011). La clave para generar síntomas de las fallas es identificar incoherencias en el sistema a través de mediciones y evaluando un residuo, cuyo valor es cero en condiciones normales y se desvía de éste ante eventos anormales. Dicha incoherencia se puede obtener a partir de modelos matemáticos con la ayuda de filtros o relaciones de paridad (Chow & Willsky, 1984), estimación de parámetros (Isermann & Muenchhof, 2011), y técnicas de observación (Chen & Patton, 1999). Estas herramientas explotan de forma directa o indirecta el comportamiento del sistema, al sustituir la multiplicidad de sensores físicos por algoritmos que se ejecutan en tiempo real. Para profundizar sobre el tema de FDI, acrónimo de Fault Detection and Isolation, consultar Verde, Gentil y Morales (2012). En particular, la detección de fallas en la instrumentación de un proceso se ha atacado ampliamente con la idea propuesta por Frank (1990) de usar un banco

de observadores con tareas específicas. Recientemente se presentaron algunas técnicas generales para estimar las fallas en Zhang (2011) y Boulkroune, Galvez-Carrillo y Kinnaert, (2011).

Los hechos arriba descritos motivaron el desarrollo del presente trabajo, en el que la principal contribución es un sistema de diagnóstico que considera de manera global fallas en instrumentos de medición, averías en bombas y fugas en el ducto. El sistema usa un algoritmo con capacidad para distinguir entre las diversas fallas en tiempo real con cinco residuos y un banco de observadores dinámicos de altas ganancias para reconstruir la evolución de la falla detectada.

Preliminares de diagnóstico de fallas

En la comunidad de FDI, una falla se define como una desviación no permitida de al menos una propiedad característica de un sistema (Isermann, 2006). Estas desviaciones pueden ocurrir en sensores, en actuadores o en los componentes del proceso. Al procedimiento de supervisión en tiempo real de un proceso con capacidad para detectar, aislar fallas y evaluar su significado y gravedad se le conoce como sistema de diagnóstico de fallas. Estos sistemas involucran tres tareas (Patton, Frank, & Clarke, 2000).

- Detección de la falla: tomar una decisión binaria sobre el estado del sistema de acuerdo con las condiciones nominales de operación, por ejemplo, establecer si en el proceso está presente un evento anormal.
- Aislamiento de las fallas: determinar el tipo de falla presente, para lo cual se debe contar con un síntoma, como estipular qué sensor, actuador o componente se encuentra en condición anormal.
- Identificación o reconstrucción de la falla: estimar el tamaño y tipo de la falla, incluyendo su evolución temporal.

La idea básica para la detección es el uso de modelos de conocimiento con redundancia,

para verificar que el comportamiento actual del sistema es consistente con el modelo nominal establecido. Una de las ventajas de disponer de redundancia de información es que ésta se puede evaluar simplemente mediante un proceso, bajo condiciones de operación bien caracterizadas y sin necesidad de instrumentación física adicional. Sin embargo, se debe tener un modelo de comportamiento adecuado del sistema. La figura 1 describe el principio de la detección, comparando modelos e identificando la incoherencia como consecuencia de la falla. Para generar redundancia analítica, el modelo dinámico de parámetros concentrados más común es la representación en espacio de estados:

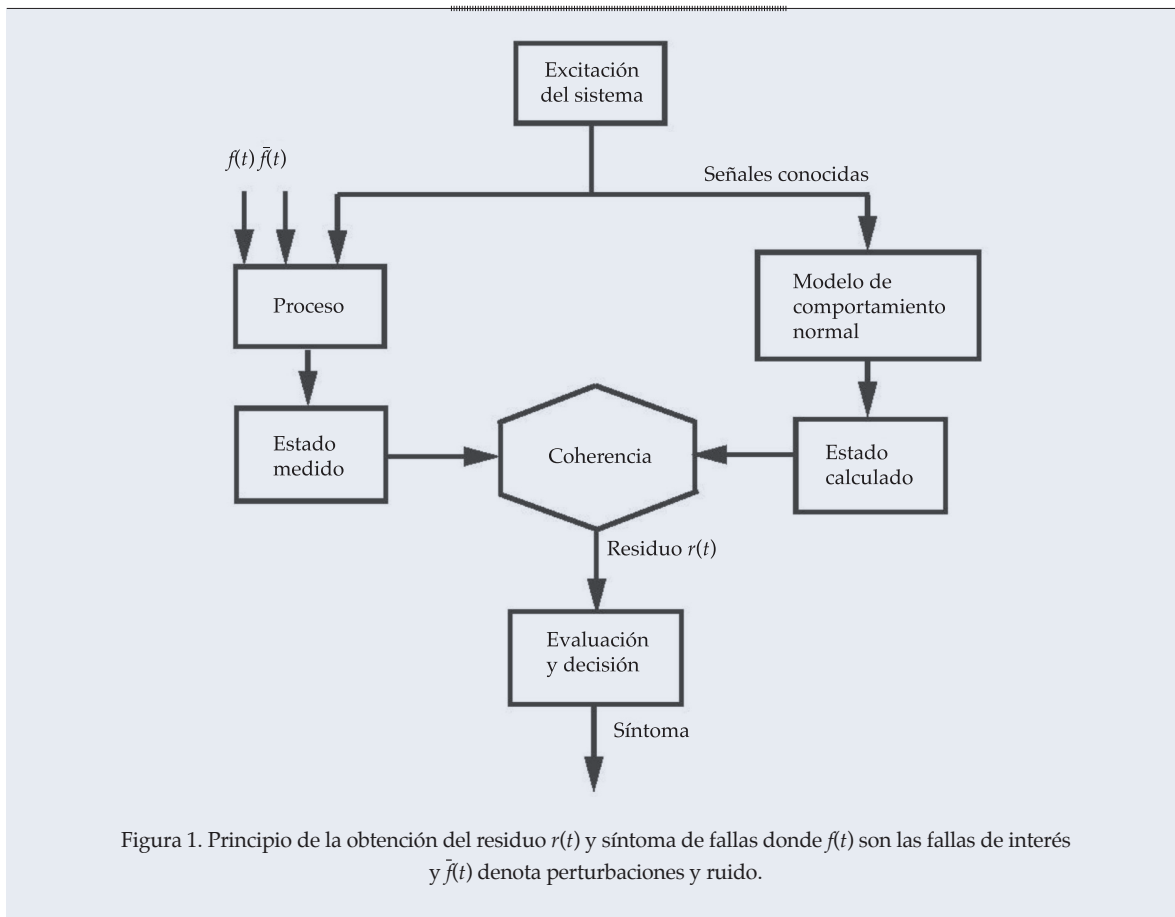
$$\begin{aligned}\dot{x}(t) &= f(x(t), u(t), \theta(t)) \\ y(t) &= h(x(t))\end{aligned}\quad (1)$$

donde $x(t) \in R^n$ son los estados del sistema; $u(t) \in R^m$, las entradas exógenas o señales de control; $y(t) \in R^p$, las salidas y variables medibles del proceso, mientras que $\theta(t) \in R^{\theta_0}$ representa los parámetros físicos del sistema (como longitud, elasticidad, fricción, etcétera).

Suponiendo conocido el modelo (1) y el vector de entradas $u(t)$, se puede calcular la salida $\hat{y}(t)$; y si además, se dispone de la salida a través de mediciones $y(t)$, se tiene dos veces la misma información y hay redundancia. En condiciones anormales del modelo, la salida medida $y(t)$ es incoherente con la calculada $\hat{y}(t)$ y la redundancia se pierde. A las ecuaciones que se pueden obtener con el modelo y las mediciones con redundancia se les conoce como relaciones redundantes analíticas y éstas permiten generar residuos $r(t)$ con la siguiente propiedad (Gertler, 1991):

$$r(t) = \begin{cases} 0 & \text{condición normal} \\ \neq 0 & \text{condición anormal} \end{cases} \quad (2)$$

Así, $r(t)$ diferente de cero denota error en el modelo matemático y con la ayuda de dichos



residuos se determinan síntomas para cada falla vía funciones de decisión. La figura 1 describe este principio de detección usado para generar residuos y síntomas.

En la mayoría de las aplicaciones no existe un residuo $r(t)$ sensible solamente a una falla, y robusto al resto de ellas y a las incertidumbres en el modelo. En esta condición, es necesario obtener patrones de residuos para aislar las fallas a partir de análisis específicos de las ecuaciones del modelo y su comportamiento ante las fallas.

La etapa de reconstrucción de fallas, una vez que se ha determinado cuál está presente, se basa fundamentalmente en algoritmos de estimación de parámetros y de observación de los estados. Las técnicas de estimación de parámetros son apropiadas si las fallas están asociadas con cambios en los parámetros del modelo. Es decir, se hace uso del hecho de que las fallas del sistema dinámico se reflejan en

parámetros físicos. La idea de este enfoque es reconstruir las fallas por medio de la estimación de parámetros del modelo matemático (Ljung, 1999).

La técnica de observadores es apropiada si las fallas producen cambios en actuadores, sensores o variables de estado no medibles. Recientemente, se ha propuesto reconstruir las fallas usando un observador del modelo (1) en condición anormal, en donde el vector $x(t)$ se extiende con los parámetros asociados con las fallas. Es decir, se considera que el vector extendido contiene los parámetros asociados con las fallas $\theta(t) \in R^{n_\theta}$ formando:

$$x_e(t) \rightarrow \begin{bmatrix} x(t) \\ \theta(t) \end{bmatrix} \quad (3)$$

donde $x_e(t) \in R^{n+n_\theta}$ denota el espacio extendido.

Una propiedad de este tipo de estimación es que permite estimar conjuntamente parámetros y estados. Esta ventaja llevó a seleccionar a los algoritmos de observación para la reconstrucción de fallas en el caso de ducto.

Algoritmo de observación

Definición 1. *Un observador de estados es un algoritmo dinámico, cuyo propósito es estimar las variables de un proceso $\hat{x}(t)$ utilizando el modelo (1), las mediciones disponibles ($u(t)$ y $y(t)$), y un término de corrección del error entre las mediciones y los estimados, que garantice la convergencia de los estados. Dado que los observadores estiman estados por software, se les denota también como sensores virtuales (Besançon, 2007).*

El diagrama de bloques de un observador conectado a un proceso tiene la estructura mostrada en la figura 2, donde al error de estimación, $e(t) = y(t) - \hat{y}(t)$ corresponde a la diferencia entre la salida medida del proceso $y(t)$ y la salida estimada $\hat{y}(t)$. El objetivo del observador es hacer que el error $e(t)$ converja a cero cuando el tiempo tiende al infinito. En la práctica, se desea que el error sea lo suficientemente pequeño en un corto tiempo.

Una contribución importante en la teoría de observadores no lineales se reporta en Gauthier, Hammouri y Othman (1992). En dicho trabajo se presenta el diseño de un observador, nombrado de alta ganancia, para sistemas no lineales compuestos de un término dinámico lineal y de un término no lineal con forma triangular, acotado y afectado por las entradas (Khalil, 2002). La sintonización del observador, en este caso, se realiza ajustando un solo parámetro λ , mientras que la convergencia está asegurada mediante la solución única de una ecuación de Lyapunov (Bornard & Hammouri, 1991).

El Apéndice A describe el algoritmo genérico del observador de alta ganancia propuesto por Gauthier *et al.*, y que se emplea con modelos del fluido y de las fallas para reconstruir los parámetros de los escenarios de fallas del ducto y de la instrumentación.

Modelo dinámico del fluido

Asumiendo que la distribución de velocidad es uniforme, que el flujo es unidimensional, y que la densidad del líquido y área son constantes, la dinámica de un fluido en un ducto horizontal cerrado, sin tomas laterales, está gobernada por las ecuaciones de movimiento y continuidad:

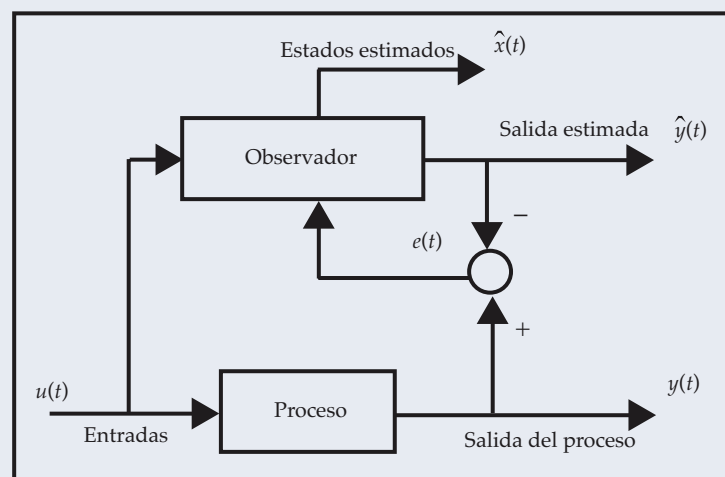


Figura 2. Esquema de estimación con un observador de estados.

$$\frac{\partial H(z,t)}{\partial t} + \frac{b^2}{gA_r} \frac{\partial Q(z,t)}{\partial z} = 0 \quad (4)$$

$$\frac{1}{A_r} \frac{\partial Q(z,t)}{\partial t} + g \frac{\partial H(z,t)}{\partial z} - \frac{fQ(z,t)|Q(z,t)|}{2\phi A_r^2} = 0 \quad (5)$$

con $(z,t) \in (0,L) \times (0,\infty)$ como coordenadas del tiempo (s) y el espacio (m). Los parámetros que intervienen en el conjunto (4) y (5) se enlistan en el cuadro 1.

Dado que no existe una solución analítica del sistema (4) y (5), es necesario utilizar métodos numéricos para obtener una solución aproximada. Algunas de estas soluciones pueden encontrarse en Chaudhry (1987), Wylie y Streeter (1983), y Torres, Besançon y Georges (2008). En este trabajo se emplea el Método de Diferencias Finitas por su simplicidad y porque la estructura de los modelos resultantes de dimensión finita son sistemas Hessenberg (Bernard, Sallet, & Sciandra, 1998), característica deseada para estimar los estados del fluido $H(z,t)$ y $Q(z,t)$, con observadores de alta ganancia.

Modelos finitos

Para obtener un modelo de dimensión finita a partir del conjunto (4) y (5), es necesario definir condiciones de frontera que expresen los perfiles temporales de $H(z,t)$ y $Q(z,t)$ en los bordes del ducto, i. e. en las coordenadas espaciales $z = 0$ y

$z = L$ del ducto. Además, se necesitan definir las condiciones iniciales que expresan los perfiles espaciales de flujo y la presión al instante inicial ($t = 0$), esto es:

$$H(z,0) = H^0(z), Q(z,0) = Q^0(z) \quad (6)$$

Como condiciones de frontera aguas arriba y abajo, respectivamente ($z = 0$) y ($z = L$), se utilizan condiciones de Dirichlet expresadas como: 1) presión aguas arriba, $H(0,t) = H_e(t)$; 2) presión aguas abajo, $H(L,t) = H_s(t)$; 3) flujo aguas arriba, $Q(0,t) = Q_e(t)$; 4) flujo aguas abajo: $Q(L,t) = Q_s(t)$.

Existen diferentes enfoques de diferencias finitas (ver, por ejemplo, Leveque, 2007). Así pues, a continuación se aproximan las derivadas espaciales parciales por diferencias finitas de primer orden:

$$\frac{\partial H(z,t)}{\partial z} \approx \frac{\Delta H_i(t)}{\Delta z_i} = \frac{H_i(t) - H_{i+1}(t)}{\Delta z_i}$$

$$\frac{\partial Q(z,t)}{\partial z} \approx \frac{\Delta Q_i(t)}{\Delta z_i} = \frac{Q_i(t) - Q_{i+1}(t)}{\Delta z_i}$$

y se definen las derivadas temporales de la siguiente forma:

$$\frac{\partial H(z,t)}{\partial t} \approx \frac{\partial H_i(t)}{\partial t} := \dot{H}_i$$

$$\frac{\partial Q(z,t)}{\partial t} \approx \frac{\partial Q_i(t)}{\partial t} := \dot{Q}_i$$

Cuadro 1. Parámetros y variables físicas del modelo del fluido.

Símbolo	Parámetro/variable	Unidad
g	Gravedad	(m/s ²)
b	Velocidad de la onda de presión	(m/s)
ϕ	Diámetro	(m)
L	Longitud	(m)
A_r	Área	(m ²)
f	Coefficiente de fricción	-
$Q(z,t)$	Flujo	(m ³ /s)
$H(z,t)$	Carga de presión	(m)

donde el índice i denota la sección espacial discretizada. Para reducir la presentación del modelo se omite la variable t en casos innecesarios y se usa la notación:

$$\begin{aligned} H(z, t) &\equiv H_i(t) := H_i \text{ presión aguas arriba} \\ &\quad \text{de la sección } i \\ Q(z, t) &\equiv Q_i(t) := Q_i \text{ flujo en la sección } i \end{aligned}$$

Así, en cada sección i del ducto, el conjunto de ecuaciones del fluido se transforma en:

$$\dot{H}_{i+1} = a_2 \frac{Q_i - Q_{i+1}}{\Delta z_i} \quad (7)$$

$$\dot{Q}_i = a_1 \frac{H_i - H_{i+1}}{\Delta z_i} + \mu Q_i |Q_i| \quad (8)$$

$$\text{con } a_1 = gA_r, a_2 = \frac{b^2}{gA_r} \text{ y } \mu = -\frac{f}{2\phi A_r}$$

Por otro lado, para considerar en las ecuaciones (7) y (8) el efecto de una fuga en la posición z_f , se debe incluir el flujo de extracción:

$$Q_f(z_f, t) = H_f(t) \sigma_f \sqrt{H(z_f, t)} \quad (9)$$

donde $\sigma_f = \sqrt{2gA_f C_f} \geq 0$; A_f es el área del orificio; C_f , el coeficiente de descarga; H_f , la función Heaviside, que representa la ocurrencia de una fuga al instante t_f .

Para el caso de varias fugas, se define n_f como la cantidad total de fugas en una tubería; $k = 1, \dots, n_f$ como el identificador de cada fuga, y $Q_{f_k}(z_{f_k}, t)$ como el flujo de fuga asociado con k . Así, la presencia de la fuga k al instante t_{f_k} se describe por $H_{f_k}(t)$, donde el coeficiente σ_{f_k} y su posición z_{f_k} caracterizan cada evento. Cuando se presenta una extracción Q_{f_k} entre las secciones Δz_i y Δz_{i+1} , la conservación de la masa se expresa como $Q_i - Q_{i+1} - Q_{f_k} = 0$. Así pues, en cada punto de fuga, la relación de los flujos entre secciones:

$$\frac{\Delta Q_i}{\Delta z_i} = \frac{Q_i - Q_{i+1}}{\Delta z_i}$$

se reemplaza por:

$$\frac{\Delta Q_i}{\Delta z_i} = \frac{Q_i - Q_{i+1} - Q_{f_k}}{\Delta z_i}$$

con Q_{f_k} expresado por (9). De esta manera, el ducto con extracciones se describe como:

$$\dot{Q}_i = \frac{a_1}{\Delta z_i} (H_i - H_{i+1}) + \mu Q_i |Q_i| \quad (10)$$

$$\dot{H}_{i+1} = \frac{a_2}{\Delta z_i} (Q_i - Q_{i+1} - Q_{f_k}) \quad (11)$$

para $i = 1, \dots, n$ y con variables exógenas $H_1 = H_e$ y $H_{n+1} = H_s$, que son las condiciones de frontera.

Sistema de diagnóstico para el ducto

A partir del modelo analítico del fluido (10) y (11), con $Q_{f_k} = 0$, y considerando como únicas mediciones disponibles los flujos y las cargas de presión en los extremos del ducto, es decir, H_1 , H_{n+1} , Q_1 y Q_n , a continuación se presenta el desarrollo de los algoritmos de diagnóstico para cinco escenarios anormales:

- E1: falla en la bomba aguas arriba.
- E2: falla en la bomba aguas abajo o en el sistema de almacenamiento.
- E3: falla en el sensor de flujo aguas arriba.
- E4: falla en el sensor de flujo aguas abajo.
- E5: fuga en una posición desconocida del ducto.

La figura 3 muestra el diagnosticador de fallas propuesto y formado por dos etapas: la de detección y aislamiento, y la de reconstrucción. La primera consta de cinco relaciones redundantes para aislar las fallas y la segunda etapa, diseñada vía observadores dinámicos, reconstruye la falla una vez identificada. Cabe señalar que sólo un observador se activa dependiendo del síntoma identificado.

Detección y aislamiento de fallas

Para obtener residuos ante los escenarios de fallas (E1-E5), se parte del modelo nominal (10) y (11), considerando las fallas como elementos

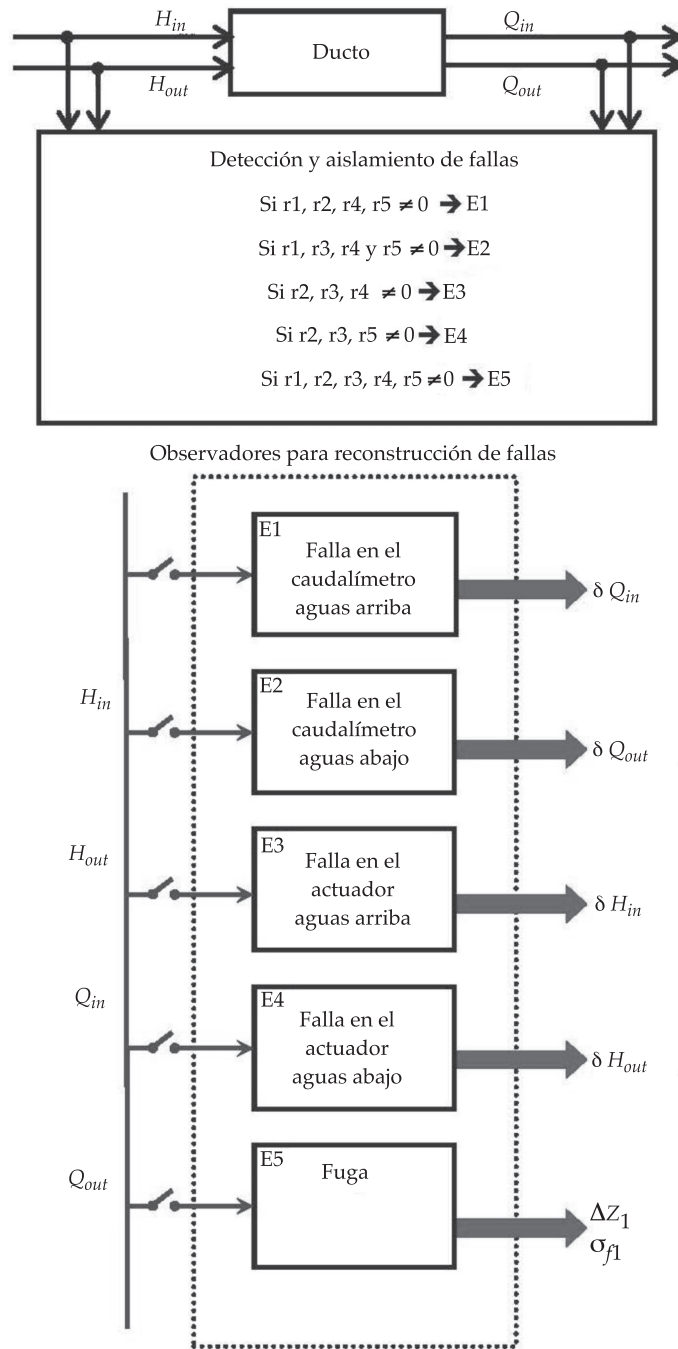


Figura 3. Esquema de diagnóstico de fallas para un ducto.

aditivos tanto en sensores como en bombas y fugas.

El residuo más usado es muy simple y se genera con la diferencia de flujos:

$$r_1 = Q_e - Q_s \quad (12)$$

el cual es cero si el ducto opera en condiciones normales y se desvía de cero cuando existen

fugas en el ducto o alguna de las mediciones del flujo es errónea; es decir, r_1 se desvía de cero ante los escenarios E3, E4 y E5.

Considerando el ducto de longitud L en estado permanente, a partir de (10) y (11), la relación:

$$r_2 = \mu Q_e |Q_e| + \frac{a_1}{L} (H_e - H_s) \quad (13)$$

vale cero en condiciones normales y se desvía de cero con cuatro escenarios de falla: E1, E2, E3 y E5.

Dado que (13) no depende de la medición del flujo aguas abajo Q_s , ésta es insensible a mediciones en dicha variable. De manera análoga, por simetría del modelo, el residuo:

$$r_3 = \mu Q_s |Q_s| + \frac{a_1}{L} (H_e - H_s) \quad (14)$$

vale cero cuando el ducto está libre de fugas y la información de la presiones y del flujo aguas abajo son correctas. Por el contrario, su valor se desvía de cero cuando existe una fuga o alguna de las mediciones mencionadas es errónea. Dado que r_3 no depende de Q_e , éste es insensible a mediciones en el flujo de entrada.

Con ayuda de los residuos (12-14) se obtienen las tres primeras filas de la matriz de fallas (17), donde una desviación en una variable es antecedida de δ , y $\bullet$ denota un residuo diferente de cero con la anormalidad correspondiente en la columna. Se observa de esta matriz que si se asume solamente un escenario presente, es posible detectar qué sensor de flujo está dañado tanto en condición de fuga como normal. Por el contrario, errores en H_e y H_s no pueden aislarse, dado que ambos residuos, r_2 y r_3 , son sensibles a ambos errores.

Considerando el modelo discretizado con dos secciones de igual tamaño se obtiene el sistema de ecuaciones:

$$\dot{Q}_e = \mu Q_e |Q_e| + \frac{a_1}{L/2} (H_e - H_f)$$

$$\dot{H}_f = \frac{a_2}{L/2} (Q_e - Q_s - Q_f)$$

$$\dot{Q}_s = \mu Q_s |Q_s| + \frac{a_1}{L/2} (H_f - H_s)$$

del que eliminando la variable desconocida H_f se tiene la ecuación integro-diferencial:

$$r_4 = Q_e - \mu Q_e |Q_e| + \alpha_1 \int_{t_0}^t (Q_e - Q_s) d\tau - \alpha_2 H_e \quad (15)$$

Con $\alpha_1 = \frac{a_1 a_2}{0.25L}$ y $\alpha_2 = \frac{a_1}{0.5L}$. Así pues, r_4 vale cero ante desviaciones en la presión aguas abajo, H_s , y fugas en el cuerpo del ducto. Por simetría del modelo se tiene la ecuación del residuo:

$$r_5 = Q_s - \mu Q_s |Q_s| - \alpha_1 \int_{t_0}^t (Q_e - Q_s) d\tau - \alpha_2 H_s \quad (16)$$

que no depende de la presión de entrada H_e . Anexando los dos nuevos residuos (15) y (16) a la matriz de firmas de casos anormales se tiene:

	δQ_e	δQ_s	δH_e	δH_s	Q_f
r_1	$\bullet$	$\bullet$			$\bullet$
r_2	$\bullet$		$\bullet$	$\bullet$	$\bullet$
r_3		$\bullet$	$\bullet$	$\bullet$	$\bullet$
r_4	$\bullet$	$\bullet$	$\bullet$		$\bullet$
r_5	$\bullet$	$\bullet$		$\bullet$	$\bullet$

(17)

En esta matriz se observa que todos los residuos son sensibles ante la presencia de la fuga (última columna) y teóricamente cualquiera de ellos puede ser usado para su diagnóstico. Sin embargo, debido a que no todos los residuos responden de la misma forma ante la fuga, se recomienda usar el residuo cuya magnitud sea más sensible. Para las mediciones de los gastos y señales de acción asociadas con las presiones se tiene un patrón de residuos distinto para cada escenario de condición anormal, por lo que las fallas consideradas son todas aislables.

Algoritmos de reconstrucción de fallas

Como segunda etapa para reconstruir las cinco fallas propiamente dichas, se parte del modelo

no lineal de la falla correspondiente, en donde los parámetros $\theta(t)$ asociados con las fallas son estados adicionales de acuerdo con el vector (3) y pueden estimarse vía algoritmos de observación no lineales. En este trabajo se usa el algoritmo de observación de altas ganancias descrito en el Apéndice A.

El punto de partida del algoritmo con el modelo discretizado del fluido (10) y (11) consiste en llevarlo a la forma:

$$f(x(t), u(t), \theta(t)) = F(x_e(t), u) + Gy(t)$$

Obteniéndose:

$$\dot{x}_e(t) = F(x_e(t), u(t)) + G(y(t)) \quad (18)$$

donde $x_e(t)$, el vector de estados extendido, está definido por el estado $x(t)$ y los parámetros $\theta(t)$ a estimar y que están asociados con la falla en cuestión, mientras que el vector de entradas está dado por:

$$u(t) = [u_1(t), u_2(t)]^T = [H_e(t), H_s(t)]^T,$$

conformado por las presiones en los extremos de la tubería. En el caso de operar el ducto con presiones constantes o dinámica lenta, se asume $u(t) = u_0$.

Para el diseño de los observadores no lineales, se considera que las variables que pueden medirse son los flujos en los extremos de la tubería. Es decir:

$$y = h(x_e(t)) = [Q_e \ Q_s]^T \quad (19)$$

Sin embargo, no en todos los casos de reconstrucción de fallas se requieren ambas mediciones, así que para cada escenario de falla se definen las variables medidas utilizadas.

Reconstrucción de una fuga en el ducto

Asumiendo que la instrumentación está en buen estado, el objetivo ahora es estimar la

posición y el coeficiente de una fuga en el ducto. A partir de (10) y (11), en presencia de una fuga, el modelo debe dividirse en al menos dos secciones con diferentes flujos: el previo a la fuga y el posterior. Por esta razón, se necesita un modelo de dimensión finita del fluido que represente al menos ambas secciones.

Se propone entonces el sistema de ecuaciones:

$$\begin{aligned} \dot{Q}_e &= \mu Q_e |Q_e| + \frac{a_1}{\Delta z_1} (H_e - H_f) \\ \dot{H}_f &= \frac{a_2}{\Delta z_1} (Q_e - Q_s - \sigma_f \sqrt{H_f}) \\ \dot{Q}_s &= \mu Q_s |Q_s| + \frac{a_1}{\Delta z_2} (H_f - H_s) \end{aligned} \quad (20)$$

donde la posición de la fuga está dada por el tamaño de la primera sección $\Delta z_1 \in [0, L]$, mientras que la segunda sección es de tamaño $\Delta z_2 = L - \Delta z_1$.

Para completar el modelo, al vector de estados del sistema (20), por ejemplo $x(t) = [Q_e \ H_f \ Q_s]^T$, se le agregan dos estados adicionales asociados con los parámetros de una extracción desconocida o fuga:

$$\theta(t) = [\Delta z_1 \ \sigma_f]^T$$

formando así el vector aumentado (3). Tomando en cuenta que estos parámetros son constantes, sus derivadas se igualan a cero, por tanto:

$$\dot{\Delta z}_1 = 0, \quad \dot{\sigma}_f = 0$$

Siguiendo el procedimiento del observador de alta ganancia descrito en el Apéndice A, para el vector de estados:

$$x_e(t) = [Q_e \ H_f \ Q_s \ \Delta z_1 \ \sigma_f]^T$$

los parámetros asociados con la fuga pueden ser reconstruidos con la estimación de $\theta(t)$, utilizando el observador:

$$\begin{bmatrix} \dot{\hat{Q}}_e \\ \dot{\hat{H}}_f \\ \dot{\hat{Q}}_s \\ \dot{\hat{\Delta z}}_1 \\ \dot{\hat{\sigma}}_f \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mu \hat{Q}_e | \hat{Q}_e | + \frac{a_1}{\hat{\Delta z}_1} (H_e - \hat{H}_f) \\ \frac{a_2}{\hat{\Delta z}_1} (\hat{Q}_e - \hat{Q}_s - \hat{\sigma}_f \sqrt{\hat{H}_f}) \\ \mu \hat{Q}_s | \hat{Q}_s | + \frac{a_1}{L - \hat{\Delta z}_1} (\hat{H}_f - H_s) \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} - K(.) \begin{bmatrix} \hat{Q}_e - Q_e \\ \hat{Q}_s - Q_s \end{bmatrix} \quad (21)$$

cuya ganancia de convergencia se expresa:

$$K(.) = \begin{bmatrix} 2\lambda & 0 \\ -\frac{\lambda^2 \hat{\Delta z}_1^2}{a_1} \hat{H}_f & 0 \\ 0 & 3\lambda \\ 0 & \frac{3\lambda^2 (L - \hat{\Delta z}_1)}{a_1} \\ 0 & \Pi \end{bmatrix}$$

$$\Pi = -\frac{3\lambda}{\sqrt{\hat{H}_f}} - \frac{3\lambda^2 \hat{\sigma}_f (L - \hat{\Delta z}_1)}{2a_1 \hat{H}_f}$$

$$-\frac{\lambda^3 \hat{\Delta z}_1 (L - \hat{\Delta z}_1)}{a_1 a_2 \sqrt{\hat{H}_f}}$$

donde λ es un parámetro de diseño para ajustar el tiempo de convergencia de los valores estimados a los valores reales (ver Apéndice). Este observador es concebido considerando como vector de salidas (19), es decir, las mediciones de los flujos en ambos extremos.

Reconstrucción de fallas en los medidores de flujo

Para los escenarios de fallas en los medidores de flujo, se supone que éstas son aditivas del

tipo sesgo, conocido como *offsets* en inglés, así que los modelos de falla se reducen a:

$$\tilde{Q}_e = Q_e + \delta Q_e$$

$$\tilde{Q}_s = Q_s + \delta Q_s$$

Sustituyendo estos modelos en (10) y (11) para una sola sección de longitud L se obtienen dos modelos extendidos:

- Para fallas en el sensor aguas arriba:

$$\dot{\tilde{Q}}_e = \mu (\tilde{Q}_e - \delta Q_e) | \tilde{Q}_e - \delta Q_e | + \frac{a_1}{L} (H_e - H_s)$$

$$\delta \dot{Q}_e = 0$$

$$\text{con } x_e(t) = [\tilde{Q}_e \delta Q_e]^T$$

- Para fallas en el sensor aguas abajo:

$$\dot{\tilde{Q}}_s = \mu (\tilde{Q}_s - \delta Q_s) | \tilde{Q}_s - \delta Q_s | + \frac{a_1}{L} (H_e - H_s)$$

$$\delta \dot{Q}_s = 0$$

$$\text{con } x_e(t) = [\tilde{Q}_s \delta Q_s]^T.$$

En esta pareja de modelos, las variables desconocidas $\delta \dot{Q}_e = 0$ y $\delta \dot{Q}_s = 0$, respectivamente, representan la dinámica constante del sesgo a estimar. La elección de un modelo finito discretizado con una sola sección obedece a que a lo largo del ducto el flujo es el mismo en estado permanente en ausencia de extracciones.

Siguiendo el procedimiento descrito en el Apéndice A, la ecuación del algoritmo de observación de alta ganancia diseñado para el caso de falla en el medidor de flujo aguas arriba se reduce a:

$$\begin{bmatrix} \dot{\hat{Q}}_e \\ \delta \dot{\hat{Q}}_e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mu (\hat{Q}_e - \delta \hat{Q}_e) | \hat{Q}_e - \delta \hat{Q}_e | + \frac{a_1}{L} (H_e - H_s) \\ 0 \end{bmatrix} - K(.) \begin{bmatrix} \hat{Q}_e - \tilde{Q}_e \end{bmatrix} \quad (22)$$

con la ganancia:

$$K(\cdot) = \begin{bmatrix} 2\lambda \\ \frac{-\lambda^2}{\Omega} + 2\lambda \end{bmatrix}$$

$$\Omega = \mu \left| \hat{Q}_e - \delta \hat{Q}_e \right| + \mu \hat{Q}_e \operatorname{sign} \left(\hat{Q}_e - \delta \hat{Q}_e \right)$$

$$- \mu \delta \hat{Q}_e \operatorname{sign} \left(\hat{Q}_e - \delta \hat{Q}_e \right)$$

Suponiendo que $\left(\hat{Q}_e - \delta \hat{Q}_e \right) > 0$, la ganancia se reduce a:

$$K(\cdot) = \begin{bmatrix} 2\lambda \\ \frac{-\lambda^2}{2\mu \left(\hat{Q}_e - \delta \hat{Q}_e \right)} + 2\lambda \end{bmatrix}$$

En este caso, el diseño del observador utiliza solamente la medición del flujo aguas arriba, $y = h(x_e(t)) = Q_e$.

Reconstrucción de fallas en sistema de bombeo

En el caso de fallas en los sistemas de bombeo o almacenamiento en los extremos del ducto, los modelos de falla que se consideran son:

$$\tilde{H}_e = H_e + \delta H_e$$

$$\tilde{H}_s = H_s + \delta H_s$$

Para diseñar los observadores que estimen las fallas de presión en los extremos se necesita un modelo discretizado al menos con dos secciones espaciales de manera similar que para la reconstrucción de una fuga. Para el caso de fallas aguas arriba, el modelo que se considera para el diseño del algoritmo de observación es:

$$\dot{Q}_e = \mu Q_e |Q_e| + \frac{a_1}{\Delta z_1} (\tilde{H}_e - \delta H_e - H_f)$$

$$\dot{H}_f = \frac{a_2}{\Delta z_1} (Q_e - Q_s)$$

$$\dot{Q}_s = \mu Q_s |Q_s| + \frac{a_1}{\Delta z_2} (H_f - H_s)$$

$$\delta \dot{H}_e = 0$$

Por simetría, para una falla en la presión aguas abajo, el observador se basa en el modelo:

$$\dot{Q}_e = \mu Q_e |Q_e| + \frac{a_1}{\Delta z_1} (H_e - H_f)$$

$$\dot{H}_f = \frac{a_2}{\Delta z_1} (Q_e - Q_s)$$

$$\dot{Q}_s = \mu Q_s |Q_s| + \frac{a_1}{\Delta z_2} (H_f - \tilde{H}_s + \delta H_s)$$

$$\delta \dot{H}_s = 0$$

El algoritmo de observación de alta ganancia diseñado para el escenario de falla en el sistema de bombeo aguas arriba está dado por:

$$\begin{bmatrix} \dot{\hat{Q}}_e \\ \dot{\hat{H}}_f \\ \dot{\hat{Q}}_s \\ \delta \dot{\hat{H}}_e \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mu \hat{Q}_e |\hat{Q}_e| + \frac{a_1}{\Delta z_1} (\tilde{H}_e - \hat{H}_f - \delta H_e) \\ \frac{a_2}{\Delta z_1} (\hat{Q}_e - \hat{Q}_s) \\ \mu \hat{Q}_s |\hat{Q}_s| + \frac{a_1}{\Delta z_2} (\hat{H}_f - H_s) \\ 0 \end{bmatrix}$$

$$- K(\cdot) \begin{bmatrix} \hat{Q}_e - Q_e \\ \hat{Q}_s - Q_s \end{bmatrix} \quad (23)$$

el cual es concebido considerando como vector de salidas a las mediciones de los flujos en ambos extremos, por ejemplo, utilizando la ecuación (19). Suponiendo que el flujo satisface la condición $\hat{Q}_e > 0$, la ganancia reducida del observador se expresa como:

$$K(\cdot) = \begin{bmatrix} 2\lambda & 0 \\ 0 & \frac{\Delta z_2 \lambda^2}{a_1} - \frac{4\mu \hat{Q}_s \Delta z_2 \lambda}{a_1} \\ 0 & 2\lambda \\ \Theta & -\frac{\Delta z_2 \lambda^2}{a_1} + \frac{4\mu \hat{Q}_s \Delta z_2 \lambda}{a_1} \end{bmatrix}$$

$$\Theta = -\frac{\Delta z_1 \lambda^2}{a_1} + \frac{4\mu \hat{Q}_e \Delta z_1 \lambda}{a_1}$$

Modelo físico piloto

La instalación experimental para detección de fugas es una tubería de acero de cuatro pulgadas de diámetro, cédula 40, en forma de espiral sobre un plano vertical, como lo muestra la figura 4. La entrada del flujo está en la parte inferior y su salida en la parte superior. Se tiene una cisterna de 10 000 litros de agua potable, una bomba hidráulica de 7.5 HP y válvulas de paso en la entrada y en la salida. Los sensores de flujo y presión se ubican en ambos extremos del ducto. Aproximadamente en la parte media de cada tubo horizontal se haya una válvula de 1 in de diámetro para simular fugas.

La tubería tiene una longitud física cuando se hacen mediciones directas sobre ella punto a punto, pero la presencia de codos a lo largo del ducto genera una caída de presión mayor a la correspondiente a su longitud real, por ello es necesario determinar la longitud equivalente si se supone la instalación como una tubería

recta; de esta manera se tiene una equivalencia entre la tubería en espiral de 169.43 m y una recta de 200.17 m.

La tubería también cuenta con seis válvulas (V1, V2, V3, V4, V5, V6) utilizadas para emular fugas, dos de ellas servo-válvulas, para realizar experimentos repetitivos, y localizadas a 11.535, 49.825, 80.355, 118.365, 148.925 y 186.945 m, respectivamente, a partir del punto de alimentación. Los valores para los parámetros de la instalación se reportan en el cuadro 2.

La instalación cuenta con tres opciones para medir el flujo con tres tipos de sensor: de propela, ultrasónico y fuerza de Coriolis. Estos sensores se ubican al inicio y final del ducto.

Sistema de supervisión, control y adquisición de datos SCADA

Este sistema está compuesto básicamente por dos elementos: uno de *hardware* y otro de *software*. El primero está compuesto por una computadora personal conectada a un módulo de adquisición de datos vía protocolo TCP, éste, a su vez, está conectado físicamente a los sensores, servo-válvulas y actuador de la bomba; el segundo es el programa de aplicación desarrollado en LabVIEW®.

El *hardware*: la computadora personal trabaja en ambiente de Windows y en ella se tienen utilerías para poder conectar el *software* de LabVIEW® con un sistema modular de adquisición de datos con protocolo Modbus (BK9000 de Beckhoff) vía una red local Ethernet. La comunicación entre la aplicación y el sistema modular se hace por un servidor OPC, que es el intermediario entre el programa y los registros de entrada-salida vía comunicación TCP. Los



Figura 4. Vista lateral de la instalación piloto.

Cuadro 2. Parámetros del ducto de pruebas (modelo físico).

Símbolo	Valor	Unidad
b	1 497	(m/s)
ϕ	0.1047	(m)
L	200.16	(m)
f	2.785×10^{-2}	-

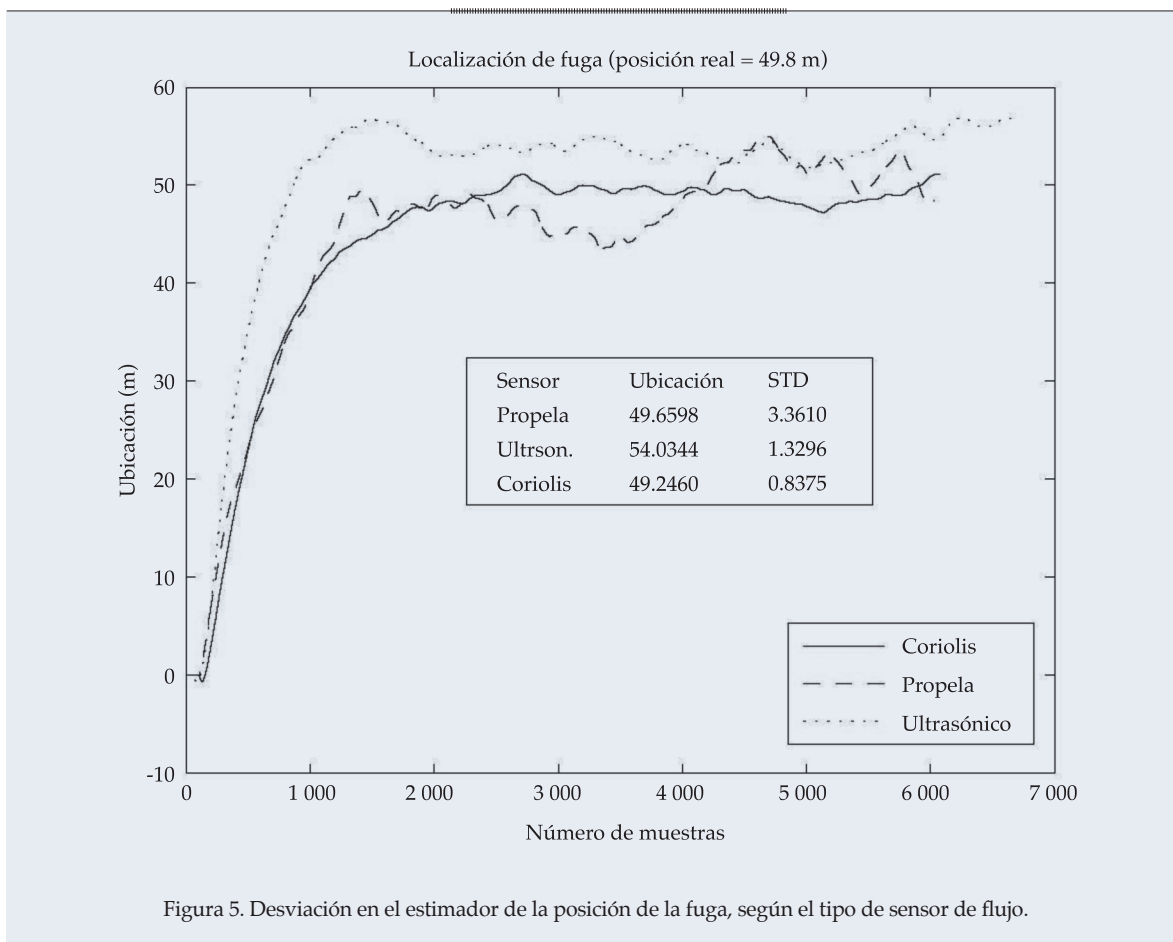
módulos de adquisición usan un sistema de 4-terminales para alambre, con ello todos los sensores y actuadores con diferentes tipos de señales puedan ser conectados directamente al módulo correspondiente.

El *software*: es un sistema de adquisición y monitoreo del ducto integrado con base en la plataforma de la compañía National Instruments® llamada *LabVIEW*®, que es un sistema de programación de propósito general compuesto por librerías de funciones y herramientas de desarrollo diseñadas específicamente para adquisición de datos y control de instrumentos. Los programas de *LabVIEW*® son llamados instrumentos virtuales, porque en su apariencia y operación pueden imitar instrumentos en boga. Funcionalmente, el sistema desarrollado realiza actividades de lectura de la información de los sensores de flujo y presión, el manejo de la abertura de las servo-válvulas y regulación

de la velocidad del motor de la bomba. Dependiendo de la aplicación, se tiene una opción de sólo registrar los datos de un experimento para su posterior procesamiento fuera de línea o la opción de la detección de una fuga en tiempo real con alguno de los métodos de detección desarrollados en el Instituto de Ingeniería, como es el caso de los algoritmos validados en esta contribución.

Importancia de los sensores en la estimación de la posición de la fuga

La ubicación precisa de una fuga no sólo depende del método de detección y ubicación, sino también del tipo de instrumentos de medición. La figura 5 muestra tres estimaciones de la posición de la fuga ubicada a 49.8 m para una condición abierta de válvula del 100%. Se usó el mismo algoritmo de estimación,



pero con distintos sensores de flujo. Se puede observar que además de registrarse diferentes ubicaciones, las desviaciones estándar son notoriamente diferentes, provocando incertidumbres en la ubicación de la fuga. El sensor de fuerza de Coriolis genera un mejor desempeño.

Resultados experimentales

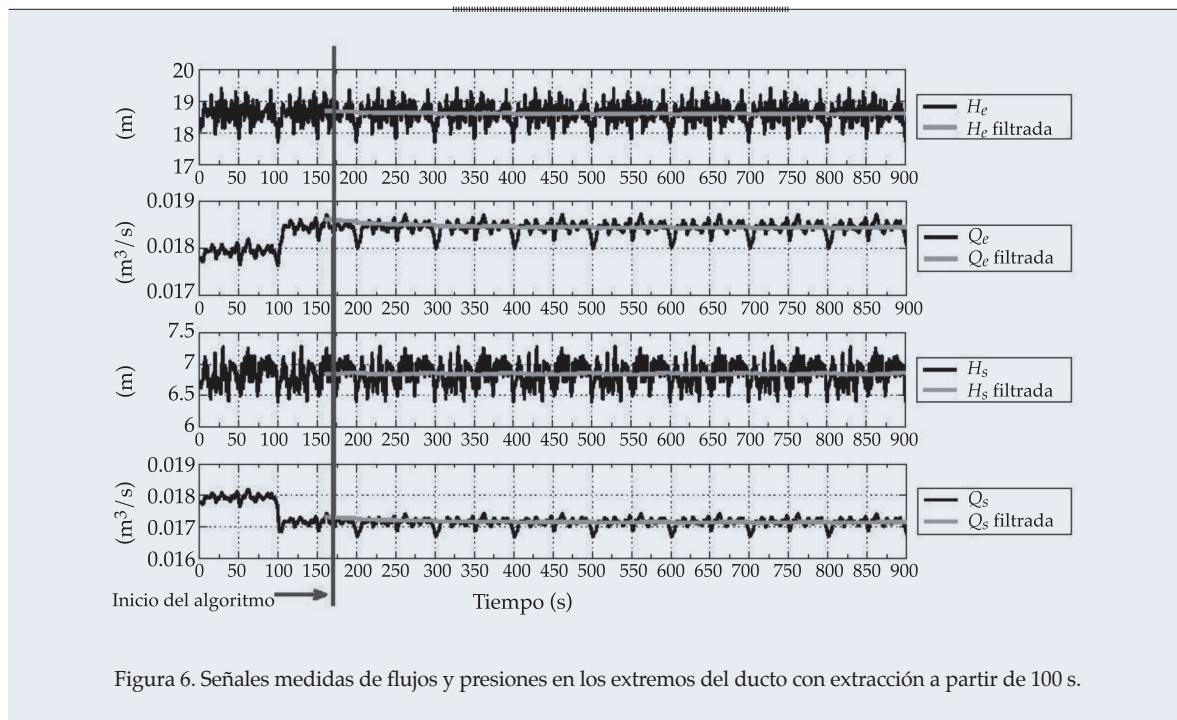
Con el propósito de evaluar el desempeño del sistema de diagnóstico de fallas en ductos, se realizaron varios experimentos provocando tanto una extracción como alteraciones en las lecturas registradas de los sensores de flujo y presión.

El evento de la extracción desconocida o fuga se originó abriendo la válvula V4 a los 150 s. El efecto de la fuga puede observarse en el comportamiento de los flujos mostrados en la figura 6, ya que después del evento se desvían del punto de operación, a pesar de que la presión parece permanecer constante, ya que el flujo de fuga es menor al 8% y sus efectos en la carga son imperceptibles. En esta figura se muestran también las señales medidas de las presiones en los extremos de la tubería utilizadas por los

observadores para realizar las estimaciones. En las gráficas se han superpuesto a las mediciones reales valores filtrados de éstas, con la finalidad de tener mejores resultados en la estimación. El filtrado se llevó a cabo utilizando un filtro pasa bajas de primer orden, con una frecuencia de corte $\omega_c = 0.01$ rad/s y ganancia unitaria.

Aislamiento de las fallas

Considerando los datos reales del ducto piloto, las figuras 7 y 8 muestran la evolución de tres residuos (r_1, r_2, r_4) ante escenarios anormales. La figura 7 corresponde al caso de una extracción iniciada a los 100 s, en donde se comprueba que los tres residuos son distintos de cero una vez que la extracción está presente, como lo pronostica la matriz de firma de fallas (17). La figura 8 muestra dos escenarios distintos. La parte superior corresponde a la respuesta de los residuos ante una desviación en el medidor de flujo aguas abajo y la inferior ante un error en el sistema de bombeo aguas arriba. En ambos casos, los dos conjuntos de residuos responden también de acuerdo con la matriz de falla (17) y, por lo tanto, con condiciones lógicas, es posible



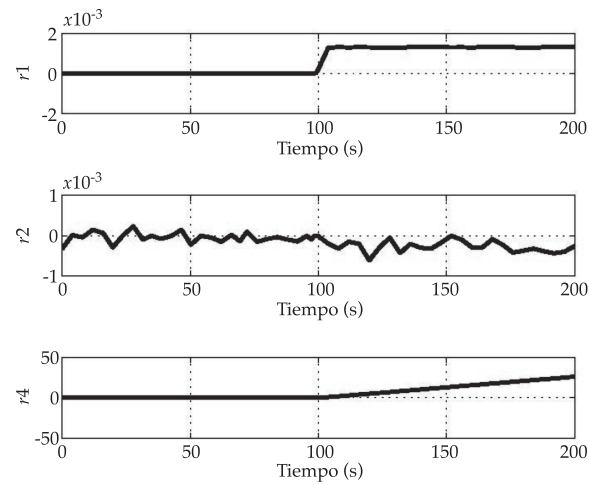
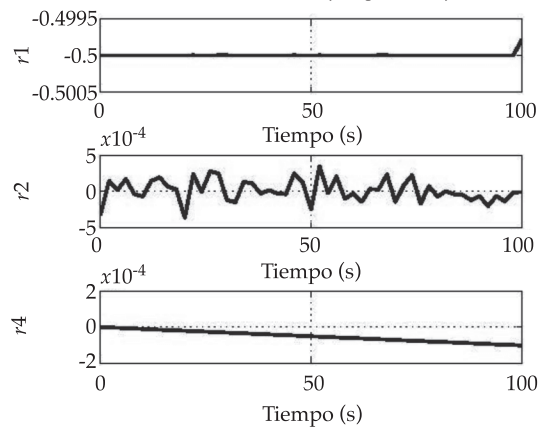


Figura 7. Evolución de los residuos $r_1(t)$, $r_2(t)$ y $r_4(t)$, con una extracción provocada a los 100 s.

Escenario de falla en el medidor de flujo aguas abajo con un sesgo de 50%



Escenario de falla en el sistema de bombeo aguas arriba con sesgo de 40%

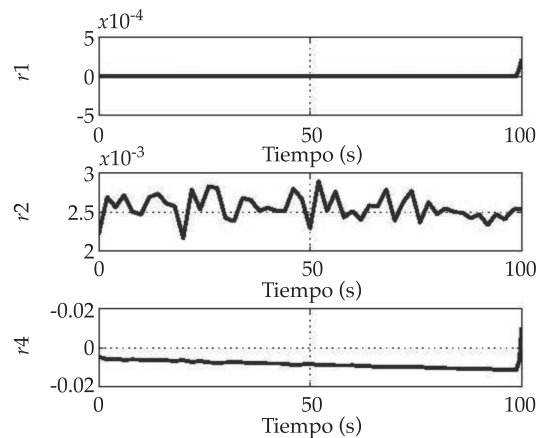


Figura 8. Evolución de los residuos $r_1(t)$, $r_2(t)$ y $r_4(t)$, ante dos escenarios de fallas.

aislar la falla presente. Esto siempre y cuando exista solamente una falla.

Reconstrucción de las fallas

Según la naturaleza de una falla, una vez que ésta ha sido detectada y aislada usando las condiciones lógicas dadas en la matriz (17), la reconstrucción y el valor en el tiempo de la falla se determina utilizando el algoritmo de observación correspondiente de acuerdo con el escenario identificado. A continuación se presentan los resultados experimentales de los observadores de reconstrucción con los siguientes tres escenarios de fallas:

- E5: reconstrucción de la fuga f_k con el algoritmo (21).
- E3: reconstrucción del sesgo δQ_e en el medidor de flujo aguas arriba con el algoritmo (22).

- E1: reconstrucción de la falla en la bomba con el algoritmo (23).

Para la evaluación del desempeño del localizador con datos experimentales se utilizan las mediciones de flujo y presiones ilustradas en la figura 6.

Estimación de una fuga

El observador para la estimación de la fuga (21) se puso en marcha al tiempo $t = 160$ s, una vez que el generador de residuos identificó que el síntoma se debía a una extracción desconocida. Cabe decir que el observador sólo opera de manera adecuada en presencia de fuga, de lo contrario no se puede garantizar la convergencia del error (Torres, Verde, Besançon, & González, 2012).

La figura 9 muestra la evolución del estimador de la posición realizada por el observador

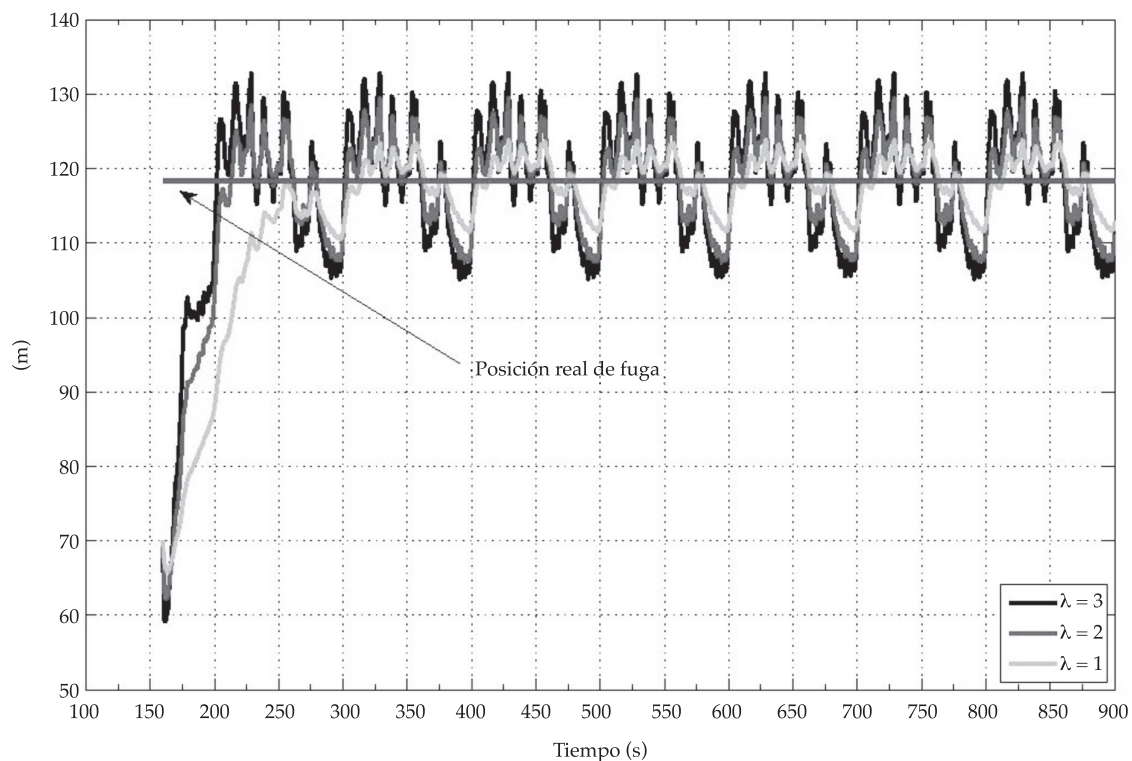


Figura 9. Estimación con diversos valores de λ .

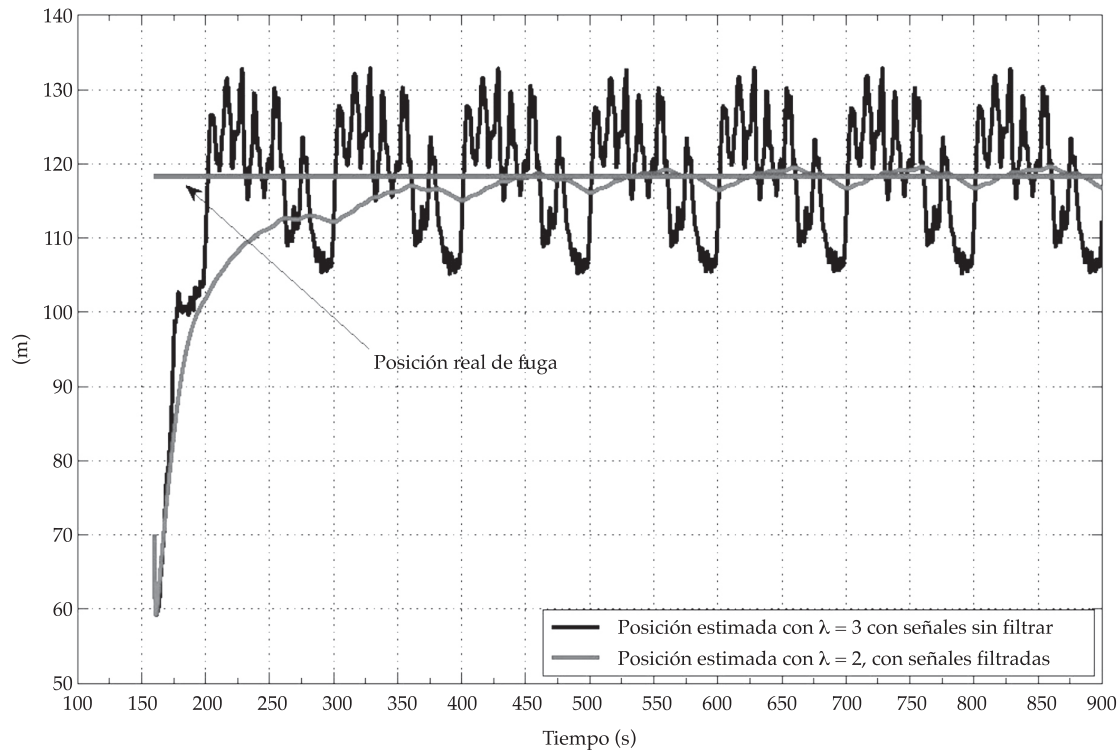


Figura 10. Estimación de la posición con/sin filtro.

para diferentes valores de λ , observando que el tiempo de convergencia disminuye si el valor de λ se incrementa. Sin embargo, el ruido de medición también aumenta con el incremento de λ . En la figura 10 se observa la estimación de la posición de la fuga cuando el parámetro de convergencia se fija $\lambda = 3$ para dos diferentes casos, con señales filtradas y sin filtrar. En ambas figuras se observa que los valores estimados están cercanos al valor real de la posición real de la fuga.

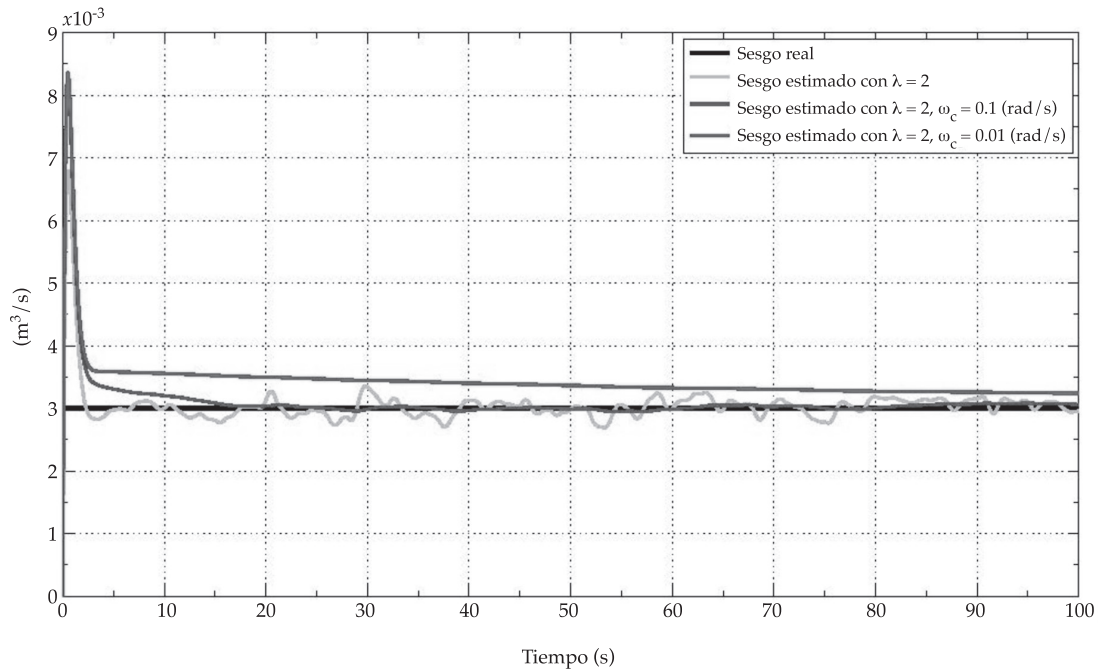
Estimación de sesgo en un medidor de flujo

Para evaluar el observador de reconstrucción de fallas en el sensor de flujo aguas arriba (22), se sumó una señal constante a la medición aguas arriba de $3 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$. El observador fue inicializado en el tiempo $t = 0 \text{ s}$ del experimento mostrado en la figura 6, es decir, cuando no hay presencia de fuga. Las condiciones iniciales del observador se eligieron diferentes

a las de la tubería real y se sintonizó con $\lambda = 2$. Las señales de entrada se filtraron con dos diferentes frecuencias de corte, cuyos valores se muestran en la figura 11, donde también se puede apreciar el resultado de la estimación. Es notable que si no se utilizan filtros en las entradas, la estimación del parámetro hereda el ruido de éstas. También es interesante que la frecuencia de corte elegida para los filtros incide en la estimación, por lo que hay que tener en cuenta este factor durante la calibración del estimador.

Estimación de fallas en la bomba

Para la evaluación del observador que estima fallas en el sistema de bombeo (23) se sumó una señal constante a la medición de la presión aguas arriba de $1.6 \times 10^{-3} \text{ m}$. El observador se inicializa cuando no hay extracciones. Las condiciones iniciales del observador se eligieron diferentes a las de la tubería y se sintonizó

Figura 11. Estimación de *offset* en el medidor de flujo aguas arriba.

con $\lambda = 1$. En la figura 12 se puede apreciar el resultado de la buena estimación realizada por el observador con y sin filtros.

Conclusiones

En este artículo se presentó un sistema robusto de diagnóstico para fallas en ductos implementado en un modelo piloto del Instituto de Ingeniería de la UNAM. Este sistema actualmente está programado en *LabVIEW*® para la adquisición de datos y en *MATLAB*® para el diagnóstico y la reconstrucción de fallas. La originalidad de este sistema es su capacidad de detectar, aislar y reconstruir diferentes tipos de falla en ductos, novedad y aportación principal del presente trabajo.

La principal característica de este sistema de supervisión es que está compuesto de dos etapas con tareas específicas. En la primera etapa, el objetivo es distinguir entre cinco escenarios de fallas, entre los que se encuentra la fuga del ducto. Esta tarea es realizada mediante el uso de relaciones redundantes obtenidas a

partir del modelo de transporte del fluido en el ducto. En la segunda etapa, la tarea es la reconstrucción de la evolución en el tiempo de la falla que se ha identificado. Los resultados de la evaluación del sistema de diagnóstico con datos experimentales fueron satisfactorios, haciéndolo viable para su implementación en ductos reales.

Apéndice

Diseño de un observador de alta ganancia

Gauthier *et al.* (1992) demostraron que a cualquier sistema representado por (1), que posea la propiedad de poder ser transformado en la forma triangular siguiente:

$$\begin{aligned}\dot{\xi}(t) &= A\xi(t) + \varphi(\xi(t), u_0) \\ y(t) &= C\xi(t)\end{aligned}\quad (24)$$

se le puede diseñar un observador de alta ganancia con:

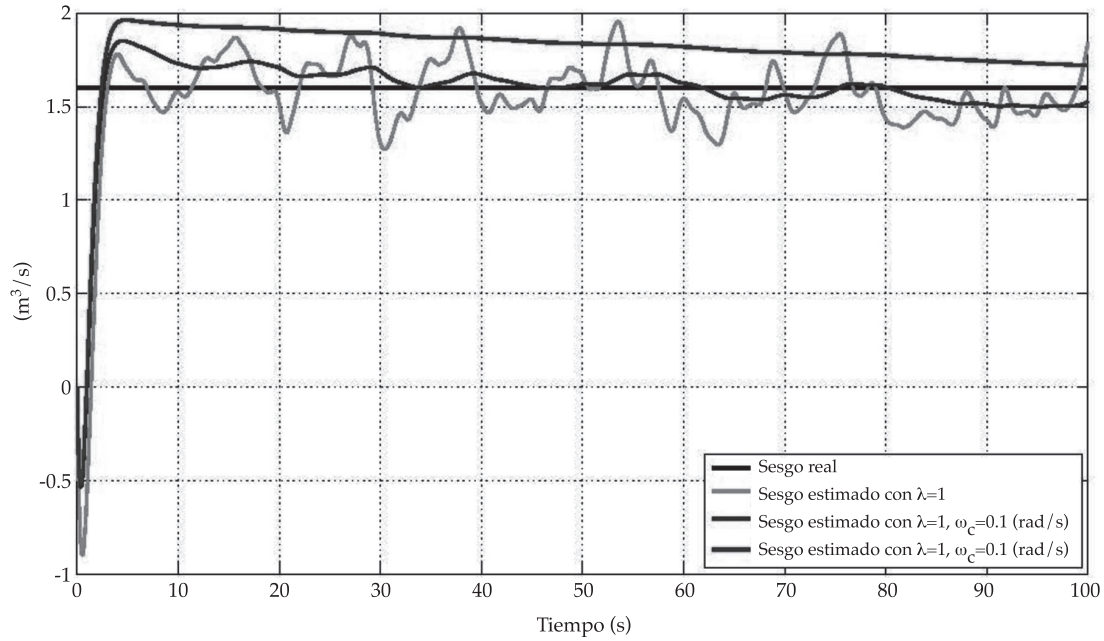


Figura 12. Estimación del error en el sensor de presión aguas arriba.

$$A = \begin{bmatrix} 0 & 1 & \cdot & \cdot & 0 \\ 0 & 0 & 1 & \cdot & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 0 \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & 1 \\ 0 & \cdot & \cdot & \cdot & 0 \end{bmatrix}$$

$$\varphi(\xi(t), u_0) = \begin{bmatrix} \varphi_1(\xi_1(t)) \\ \varphi_2(\xi_1(t), \xi_2(t)) \\ \vdots \\ \varphi_{n-1}(\xi_1(t), \dots, \xi_{n-1}(t)) \\ \varphi_n(\xi_1(t), \dots, \xi_n(t)) \end{bmatrix}$$

$$C = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & \dots & 0 \end{bmatrix} \quad (25)$$

El procedimiento de diseño para un observador, considerando el caso particular del modelo en espacio de estados (18) con entradas constantes u_0 , que expresa de manera compacta el modelo finito de transporte de fluido en un ducto dado por las ecuaciones (10) y (11) se reduce a los siguientes pasos.

Paso 1: aplicar la transformación no lineal $\Phi(x_e(t)) = \xi(t)$ al sistema (18) mediante el siguiente cambio de coordenadas:

$$\xi(t) = \begin{bmatrix} \xi_1(t) \\ \xi_2(t) \\ \vdots \\ \xi_n(t) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} h(x_e(t)) \\ L_f h(x_e(t)) \\ \vdots \\ L_f^{n-1} h(x_e(t)) \end{bmatrix}$$

donde L_f es la derivada de Lie de la salida $h(x_e(t))$ con respecto al operador f (consultar Isidori, 1995, para profundizar).

Paso 2: construir la estructura del algoritmo de observación:

$$\dot{\hat{\xi}}(t) = \underbrace{A\hat{\xi}(t) + \varphi(\hat{\xi}(t), u(t))}_{\text{Sistema transformado}} - \underbrace{S^{-1}C^T(C\hat{\xi}(t) - y(t))}_{\text{Término de corrección}} \quad (26)$$

que no es más que una copia del modelo del sistema transformado, y un término de

corrección que asegura la convergencia del algoritmo con la matriz S , el parámetro de diseño.

Paso 3: regresar el observador (26) a las coordenadas originales, obteniendo:

$$\begin{aligned}\dot{\hat{x}}(t) &= f(\hat{x}_e(t), u_0(t)) \\ &+ K(\hat{x}_e(t)) [C\hat{x}_e(t) - y(t)]\end{aligned}\quad (27)$$

donde la ganancia del término de corrección:

$$K(\hat{x}_e(t)) = \left[\frac{\partial \Phi}{\partial \hat{x}_e}(\hat{x}_e(t)) \right]^{-1} S^{-1} C^T$$

incluye la matriz S , que es simétrica, definida positiva, que asegura la convergencia del observador, siendo la solución única de la siguiente ecuación matricial:

$$-\lambda S + A^T S + S A - C^T C = 0 \quad (28)$$

donde $\lambda > 0$ es un parámetro de diseño; las matrices A y C están dadas en el modelo canónico (24).

Nota: Gauthier *et al.* (1992) demostraron que el error de estimación converge exponencialmente a cero si el parámetro λ se elige suficientemente grande. Además, la sintonización del observador se reduce a la calibración de este simple parámetro y la elección de un valor de λ grande asegura una convergencia rápida de los estimados a los valores reales, de aquí el nombre alta ganancia. Sin embargo, una ganancia muy alta produce sobrepasos durante la convergencia y amplificación del ruido. Por ende, la elección de la ganancia debe considerar estos factores.

Recibido: 04/02/13
Aceptado: 16/11/13

Referencias

Bernard, O., Sallet, G., & Sciandra, A. (1998). Nonlinear Observers for a Class of Biological Systems: Application

- to Validation of Phytoplanktonic Growth Model. *IEEE Transactions on Automatic Control*, 43(8), 1056-1065.
- Besaçon, G. (2007). *Nonlinear Observers and Applications*. Berlin: Springer.
- Billmann, L., & Isermann, R. (1987). Leak Detection Methods for Pipelines. *Automatica*, 23(3), 381-385.
- Bornard, G., & Hammouri, H. (1991). A High Gain Observer for a Class of Uniformly Observable Systems. *Proceedings of the 30th IEEE Conference on Decision and Control*, Brighton.
- Boukroune, B., Galvez-Carrillo, M., & Kinnaert, M. (2011). *Additive and Multiplicative Fault Diagnosis for a Doubly-Fed Induction Generator*. IEEE International Conference on Control Applications. Denver.
- Brunone, B., & Ferrante, M. (2001). Detecting Leaks in Pressurized Pipes by Means of Transients. *Journal of Hydraulic Research*, 39(5), 539-547.
- Carrera, R., & Verde, C. (2001). Localizador automático de fugas en un ducto. *Ingeniería Hidráulica en México*, 16(2), 139-151.
- Chaudhry, M. H. (1987). *Applied Hydraulic Transients*. New York: Van Nostrand Reinhold Company.
- Chen, J., & Patton, R. J. (1999). *Robust Model-Based Fault Diagnosis for Dynamic Systems*. Norwell, USA: Kluwer Academic Publishers.
- Chow, E., & Willsky, A. (1984). Analytical Redundancy and the Design of Robust Failure Detection Systems. *IEEE Transactions on Automatic Control*, 29(7), 603-614.
- Covas, D., Ramos, H., & De Almeida, A. B. (2005). Standing Wave Difference Method for Leak Detection in Pipeline Systems. *Journal of Hydraulic Engineering*, 131(12), 1106-1116.
- Ferrante, M., & Brunone, B. (2003). Pipe System Diagnosis and Leak Detection by Unsteady-State Test-1: Harmonic Analysis. *Advanced Water Resources*, 26(1), 95-105.
- Frank, P. (1990). Fault Diagnosis in Dynamic Systems Using Analytical and Knowledge-Based Redundancy. *Automatica*, 26(2), 459-474.
- Gauthier, J. P., Hammouri, H., & Othman, S. (1992). A Simple Observer for Nonlinear Systems-Applications to Bioreactors. *IEEE Transactions on Automatic Control*, 37(6), 875-880.
- Gertler, J. (1991). *Analytical Redundancy Methods in Fault Detection and Diagnosis* (pp. 9-21). Baden-Baden: IFAC-1st SAFEPROCESS.
- González, O., Verde, C., & Torres, L. (2013). Leak Estimation Method for Complex Pipelines with Extractions. *Journal of Pressure Vessel Technology* (en revisión).
- Isermann, R. (2006). *Fault Diagnosis System*. Berlin: Springer.
- Isermann, R. (2011). *Fault-Diagnosis Applications: Model-Based Condition Monitoring: Actuators, Drives, Machinery, Plants, Sensors, and Fault-Tolerant Systems*. Berlin: Springer.
- Isermann, R., & Mnchhof, M. (2011). *Identification of Dynamic Systems: An Introduction with Applications*. Berlin: Springer.

- Isidori, A. (1995). *Nonlinear Control Systems*. London: Springer.
- Khalil, H. K. (2002). *Nonlinear Systems*. Upper Saddle River, USA: Prentice Hall.
- Korbicz, J., Koscielny, J., Kowalczyk, Z., & Cholewa, W. (2004). *Fault Diagnosis: Models, Artificial Intelligence, Applications*. Berlin: Springer Verlag.
- Leveque, R. J. (2007). *Finite Difference Methods for Ordinary and Partial Differential Equations*. Philadelphia: SIAM.
- Ljung, L. (1999). *System Identification Theory for the User*. Upper Saddle River, USA: Prentice Hall.
- Makar, J., & Chagnon, N. (1999). Inspecting Systems for Leaks, Pits, and Corrosion. *American Water Works Association Journal*, 91, 36-46.
- Mpesha, W., Chaudry, M. N., & Gassman, S. (2001). Leak Detection in Pipes by Frequency Response Method. *Journal of Hydraulic Engineering*, 127, 137-147.
- Patton, R., Frank, P., & Clarke, B. (2000). *Issues of Fault Diagnosis for Dynamic Systems*. London: Springer.
- Stoianov, I., Lama, N., Sam, M., Timur, T., & Csail, M. (2007). *Pipenet : A Wireless Sensor Network for Pipeline Monitoring* (pp. 264-273). IEEE 6th International Symposium on Information Processing in Sensor Networks, Cambridge.
- Torres, L., Besançon, G., & Georges, D. (2008). A Collocation Model for Water Hammer Dynamics with Application to Leak Detection. *Proceedings of the 47th IEEE Conference on Decision and Control*, Shanghai.
- Torres, L., Verde, C., Besançon, G., & González, O. (2012). High Gain Observers for Leak Location in Subterranean Pipelines of Liquefied Gas. *International Journal of Robust and Nonlinear Control*, 24(6), 1127-1141.
- Verde, C., Gentil, S., & Morales, R. (2013). *Monitoreo y diagnóstico automático de fallas en sistemas dinámicos*. México, DF: Trillas-Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Wang, X. J., Lambert, M., Simpson, A., & Vtkovsky, J. (2005). Leak Detection in Pipelines Using the Damping of Fluid Transients. *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(7), 697-711.
- Wylie, E. B., & Streeter, V. L. (1983). *Fluid Transients in Systems*. Englewood Cliffs, USA: Prentice-Hall.
- Zhang, X. (2011). Sensor Bias Fault Detection and Isolation in a Class of Nonlinear Uncertain Systems Using Adaptive Estimation. *IEEE Transactions on Automatic Control*, 56(5), 1220-1226.

Dirección institucional de los autores

Dra. Lizeth Torres
Dra. Cristina Verde
M.I. Rolando Carrera
Ing. Raúl Cayetano

Instituto de Ingeniería
Universidad Nacional Autónoma de México
Ciudad Universitaria
Apdo. Postal 70-472
04510 México, D.F., MÉXICO
Teléfono: +52 (55) 5623 3684
ftorreso@ii.unam.mx
verde@unam.mx
rcarrera@unam.mx



Haga clic aquí para escribir al autor

LA VARIABILIDAD CLIMÁTICA DE BAJA FRECUENCIA EN LA MODELACIÓN NO ESTACIONARIA DE LOS REGÍMENES DE LAS CRECIDAS EN LAS REGIONES HIDROLÓGICAS SINALOA Y PRESIDIO SAN PEDRO

• Jesús López-de la Cruz* • Félix Francés •
Universitat Politècnica de València, España

*Autor de correspondencia

Resumen

López-De La Cruz, J., & Francés, F. (julio-agosto, 2014). La variabilidad climática de baja frecuencia en la modelación no estacionaria de los regímenes de las crecidas en las regiones hidrológicas Sinaloa y Presidio San Pedro. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(4), 79-101.

El asumir estacionaridad ha sido una de las premisas principales en el estudio de las componentes del ciclo hidrológico y la piedra angular en el análisis de frecuencia de eventos extremos. La estacionaridad ha sido una hipótesis común y práctica en la planificación y gestión de recursos hídricos. A partir de ella se han usado métodos estadísticos para extraer de los datos todos los indicadores hidrológicos útiles para proporcionar estimaciones, donde estas estimaciones pueden ser refinadas año con año conforme los registros en las estaciones hidrométricas se hacen más largos. En años recientes, diversos estudios han demostrado que los registros hidrológicos presentan algún tipo de no estacionaridad, como cambios y tendencias, lo cual ha llevado a los expertos a un consenso, en el sentido de que la hipótesis de estacionaridad a nivel de cuenca se encuentra comprometida. Entre los principales mecanismos que han sido sugeridos como los inductores de cambios en el ciclo hidrológico de las cuencas y en la magnitud y frecuencia de las crecidas se encuentran los efectos de la intervención humana (p. ej., cambio de uso de suelo, embalses), el efecto de la variabilidad climática de baja frecuencia (p. ej., El Niño-Oscilación del Sur, Oscilación Decadal del Pacífico) y el cambio climático debido al incremento de los gases a la atmósfera. El objetivo del presente estudio yace en el desarrollo de un marco para análisis de frecuencia bajo condiciones de no estacionaridad por medio de los Modelos Aditivos Generalizados en Localización, Escala y Forma (GAMLSS por sus siglas en inglés). Dos diferentes aproximaciones para la modelación estadística no estacionaria fueron las aplicadas a los registros de caudales instantáneos máximos anuales en las regiones hidrológicas Sinaloa y Presidio San Pedro en el noroeste del Pacífico mexicano. Estos modelos consisten básicamente en el modelo con incorporación de tendencias temporales en los parámetros de las distribuciones paramétricas y el modelo con incorporación del forzamiento de la variabilidad climática de baja frecuencia. Los resultados en la primera aproximación muestran la capacidad de los modelos para describir la variabilidad presente en los regímenes de crecidas; asimismo, se observa la alta dependencia de los parámetros de las distribuciones paramétricas respecto

Abstract

López-De La Cruz, J. & Francés, F. (July-August, 2014). Low-Frequency Climate Variability in the Non-Stationary Modeling of Flood Regimes in the Sinaloa and Presidio San Pedro Hydrologic Regions. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(4), 79-101.

Stationarity has been a main premise in the study of the components in the hydrological cycle and the corner stone in the frequency analysis of extreme events. Stationarity is also a common hypothesis and practice in planning and managing water resources. Based on this assumption, statistical methods have been used to extract data related to all the hydrological indicators used to develop estimates. These estimates can be refined from year to year as the recorded data increase. Over recent years, a variety of studies have shown that hydrological records present some type of Stationarity, such as changes and trends, leading experts to question the stationary hypothesis at the basin level. The effects of human intervention (such as changes in land use and reservoirs), the effect of low-frequency climate variability (for example, El Niño-Southern Oscillation, Pacific Decadal Oscillation) and climate change caused by increased gasses in the atmosphere are among the primary mechanisms that have emerged as inducers of changes in the hydrological cycle of basins and in the magnitude and frequency of extreme floods. The objective of the present study is to develop a framework for the analysis of frequency under non-stationary conditions using Generalized Additive Models for Location, Scale and Shape (GAMLSS). Two different approaches to non-stationarity statistical modeling were applied to annual instantaneous peak flow records from the Sinaloa and Presidio San Pedro hydrological regions in the Pacific northwestern Mexico. These models include the model with temporal trends in parametric distribution parameters and the model with forced low-frequency climate variability. The results from the trend model show the ability of models to describe the variability in flood regimes. In addition, the parametric distribution parameters are observed to be highly dependent on time, which suggests a lack of stationarity in the flood regimes in the gauging stations studied. The second approach— in which the climate indices (Niño 12, Niño 3, Niño 3.4, SOI and PDO) that describe the behavior of low-frequency variability patterns are incorporated in the models as explanatory covariables —makes it possible to demonstrate the important role of the macro-scale phenomena that occur in the Pacific on the inter-annual variability of the flood regimes in the Pacific Mexican coast. In addition, a comparison of classic inference models between non-

del tiempo, lo cual sugiere la ausencia de estacionaridad en los regímenes de crecidas en las estaciones de aforo de estudio. En el segundo enfoque, en el cual los índices climáticos (Niño12, Niño3, Niño3.4, SOI y PDO) que describen el comportamiento de los patrones de variabilidad de baja frecuencia fueron incorporados como covariables explicativas en los modelos, permiten resaltar el importante papel de los fenómenos de macroescala que ocurren en el Pacífico, en la variabilidad interanual de los regímenes de las crecidas en la costa del Pacífico mexicano. Además, la comparación de los modelos en la inferencia de cuantiles entre los modelos no estacionarios respecto del clásico modelo estacionario muestra que las diferencias obtenidas asumiendo no estacionaridad y sus equivalentes estacionarios pueden ser importantes durante extensos periodos de tiempo.

Palabras clave: análisis de frecuencia de crecidas, caudales máximos anuales, GAMLSS, no estacionaridad, patrones de variabilidad climática de baja frecuencia, Pacífico mexicano.

stationary and stationary quantiles shows that differences between stationarity and non-stationarity assumptions can be significant over long periods of time.

Keywords: Flood frequency analysis, annual peak flows, GAMLSS, low-frequency climate variability patterns, Mexican Pacific, non-stationarity.

Introducción

La hipótesis de estacionaridad en las series de tiempo hidrológicas ha sido una de las premisas principales asumida para su estudio y la piedra angular en el análisis de frecuencias de eventos extremos (Stedinger, Vogel, & Foufoula, 1993; Khaliq, Ouarda, Ondo, Gachon & Bobée, 2006; Villarini *et al.*, 2009b). De hecho, se puede mencionar que en la actualidad toda la infraestructura hidráulica con la que se cuenta ha sido diseñada bajo el supuesto de sistemas fijos; en otras palabras, que se ha estado trabajando en un mundo estacionario. La estacionaridad en una serie hidrológica se ha asumido en el contexto de que ésta se encuentra libre de tendencia o periodicidad (Salas, 1993). Sin embargo, diversos estudios realizados en las pasadas décadas han demostrado que los registros hidrológicos presentan algún tipo de no estacionaridad en forma de tendencias (Lettenmaier & Wallis, 1994; Kundzewicz & Robson, 2004; Stahl *et al.*, 2010), cambios bruscos (Potter, 1976; Salas & Boes, 1980) o una combinación de ambas (Villarini, Serinaldi, Smith, & Krajewski, 2009a). Esto ha llevado a los investigadores a cuestionar la hipótesis de un mundo estático sin influencia de forzamientos

externos y posicionarse en la apremiante necesidad de un cambio de paradigma en este sentido (Khaliq *et al.*, 2006; Milly *et al.*, 2008; Sivapalan & Samuel, 2009). Aspectos como la intervención humana en las cuencas, el efecto de la variabilidad climática de baja frecuencia, y el cambio climático antropogénico han sido sugeridos por diversos investigadores como los principales mecanismos de cambios en ciclo hidrológico y variaciones en la magnitud y frecuencia de las crecidas (Perreault, Haché, Slivitzky, & Bobée, 1999; Rasmussen, 1999; Zhang & Schilling, 2006; Villarini *et al.*, 2009b). Dos estudios de referencia en cuanto al concepto de estacionaridad y no estacionaridad en hidrología son los presentados por Matalas (1997) y Koutsoyiannis (2006).

Un trabajo reciente que colocó el tema de la no estacionaridad a la vanguardia de las ciencias hidrológicas es el publicado por Milly *et al.* (2008), en el cual enunciaron “la estacionaridad está muerta” y “no debe ser revivida”, proponiendo que la hipótesis de estacionaridad no debe seguir siendo asumida y exhortando al desarrollo de nuevos procedimientos estadísticos que permitan capturar la dinámica de evolución de las funciones de densidad de probabilidad sobre

el tiempo (Cox, Isham & Northrop, 2002; Milly *et al.*, 2008; Villarini *et al.*, 2009b). Ellos basan este urgente cambio de paradigma ante la necesidad de contar con la herramienta para adaptar el diseño y manejo de estructuras de control y protección a una realidad dinámica en las que deban adoptar nuevas estrategias y permitan mitigar el riesgo ante la presencia de eventos extremos.

En la literatura se han propuesto diversas aproximaciones para la modelación de los regímenes de crecidas bajo condiciones de no estacionaridad (Olsen, Lambert, & Haines, 1998; Strupczewski, Singh, & Feluch *et al.*, 2001b; Strupczewski, Singh, & Mitosek, 2001a; Cox *et al.*, 2002; Katz, Parlange, & Naveau, 2002; Ramesh & Davison, 2002; Cunderlink & Burn, 2003; Sankarasubramanian & Lall, 2003; Yi, Bardossy, & Brommundt, 2006; Leclerc & Ouarda, 2007), donde los parámetros o momentos de las distribuciones de una distribución dada (p. ej., distribución Gumbel) pueden variar con el tiempo. Estos incluyen modelos con componentes de tendencias; modelos puramente estocásticos, considerando patrones de cambios, y modelos considerando covariables. Estos modelos se han planteado con el objetivo de no asumir las simplificaciones de estacionaridad en la naturaleza, permitiendo considerar la dinámica existente en el tiempo que hace de éste un sistema evidentemente más complejo. Unos de los esquemas abordados de forma reciente dentro de la modelación no estacionaria han sido los esfuerzos por aproximarse a la relación entre los extremos hidrometeorológicos con los patrones de variabilidad climática de baja frecuencia, lo cual se ha establecido con el objetivo de encontrar en los índices que describen su comportamiento las variables que controlen y mejoren los resultados en la modelación de eventos extremos bajo condiciones de no estacionaridad. Esta es una línea de estudio recomendada por Khalid *et al.* (2006), en una importante discusión sobre las diferentes aproximaciones de modelos no estacionarios.

El objetivo principal que se plantea en el presente trabajo es contribuir a la modelación

de los regímenes de crecidas bajo condiciones de no estacionaridad en ríos de México localizados en el noroeste del Pacífico mexicano. En particular, nuestro interés radica en modelos estadísticos, incorporando tendencias temporales y el forzamiento de la variabilidad climática como covariables explicativas de los parámetros de las distribuciones paramétricas utilizadas. Los modelos no estacionarios se implementaron en el marco de los modelos GAMLSS (por sus siglas en inglés), que proveen la flexibilidad para poder modelar los parámetros de las distribuciones paramétricas, incorporando covariables explicativas (Stasinopoulos & Rigby, 2007). Las covariables externas elegidas para caracterizar el efecto de la variabilidad climática en el estudio son índices climáticos que sintetizan el comportamiento de patrones de variabilidad climática de baja frecuencia en la región del Pacífico. Una vez implementadas las dos aproximaciones de modelos no estacionarios se lleva a cabo la comparación entre el modelo de tendencias temporales y el modelo con incorporación de covariables externas respecto del clásico modelo estacionario, donde la comparación se basa en la estimación del cuantil para una probabilidad de excedencia de 0.01 (correspondiente al T_r de 100 años). Además, se lleva a cabo la predicción de crecidas para diferentes probabilidades de excedencia con base en los modelos no estacionarios ajustados, esto con el objetivo de observar la capacidad de los modelos como posibles herramientas de predicción.

Efectos de la variabilidad climática asociada con el ENOS (El Niño-Oscilación del Sur)

En las últimas décadas, un tema de amplio interés en la hidrología ha sido estudiar el impacto de la variabilidad climática en distintas escalas de tiempo en las componentes del ciclo hidrológico. El ENOS es el principal mecanismo modulador del clima global a escala de tiempo interanual. En territorio

mexicano, investigadores han abordado los efectos de la variabilidad climática sobre la hidroclimatología, en particular los efectos de las dos fases (El Niño/La Niña) del evento ENOS sobre los procesos hidrológicos del país. El Niño tiene una recurrencia promedio entre 3 y 4 años, mientras que La Niña entre 6 y 8 años. Estudios previos han demostrado que el fenómeno ENOS afecta de manera importante el patrón de comportamiento de las lluvias en México (Magaña & Quintanar, 1997), exhibiendo en particular una influencia significativa en la evolución de las precipitaciones en el centro del país (Mosiño & Morales, 1988), mostrando no sólo repercusiones en las precipitaciones de verano, sino también en las invernales (Cavazos & Hastenrath, 1990). En general, se puede mencionar que la influencia del fenómeno ENOS en su fase positiva (eventos El Niño) en la precipitación en el territorio mexicano es una intensificación de ésta en el noroeste y noreste, mientras que éstas presentan una disminución hacia el sur (Magaña, Pérez, Conde, Gat, & Medina, 1998). Por otro lado, los veranos con eventos El Niño son más secos y cálidos que los veranos de eventos La Niña en casi todo el país. En cuanto a la relación de los fenómenos de El Niño y los regímenes de caudales, estudios han mostrado que durante los eventos El Niño se presenta un periodo con escurrimientos por debajo de lo normal en la zona del Pacífico, principalmente en el verano, por lo que aunque con precipitaciones invernales importantes, los fenómenos El Niño intensos han sido relacionados con sequías y por lo tanto con escasez de agua (Magaña *et al.*, 1998). Por otro lado, en los fenómenos de La Niña en el Pacífico, los veranos resultan más húmedos, resultando esta zona una de las regiones donde resultan más evidentes los impactos de los fenómenos del ENSO.

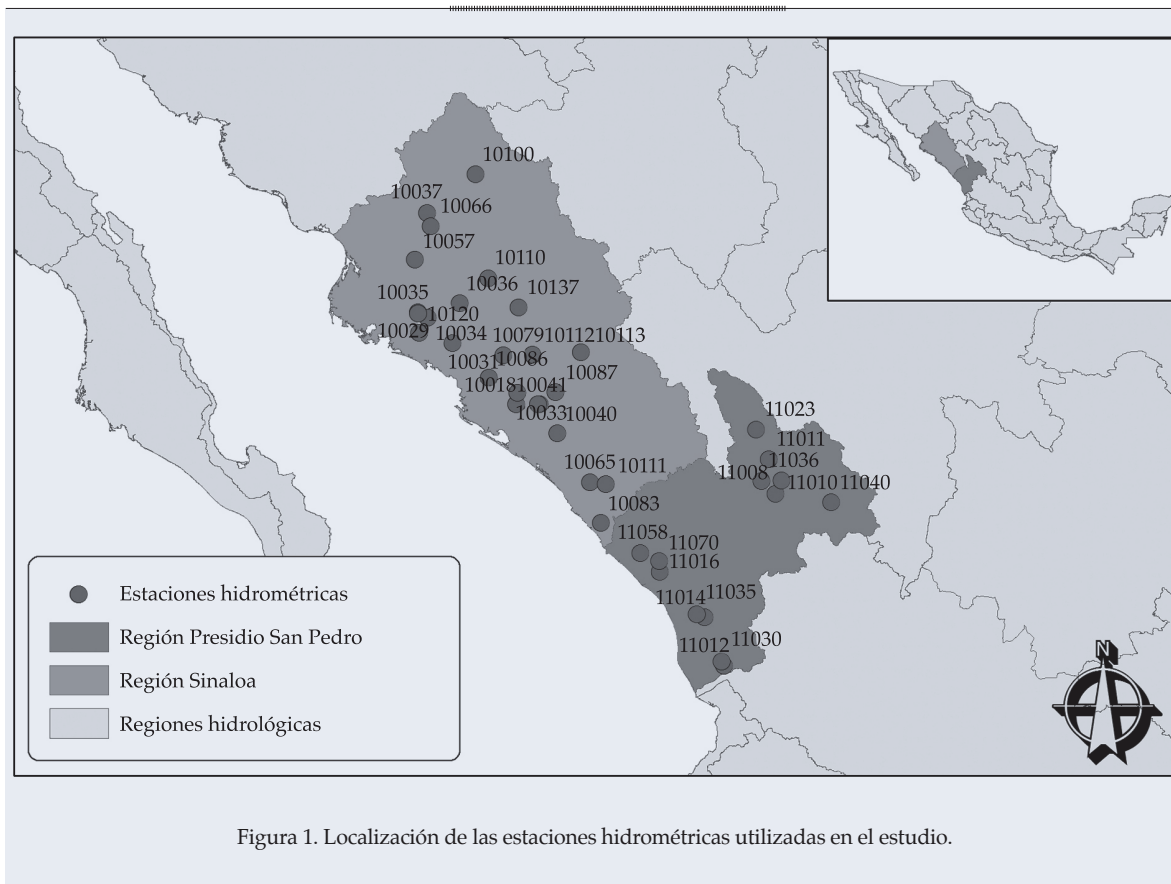
Ante los resultados reportados, resulta evidente que la función de distribución de probabilidad de las variables hidrológicas es afectada por ambas fases del ENOS, por lo que ante el colapso de la hipótesis de estacionaridad es urgente abordar la modelación estadística

de los regímenes de crecidas desde un enfoque en el que se incorporen los efectos de la variabilidad climática (Villarini *et al.*, 2009a).

Caso de estudio y datos

El presente estudio está enfocado a la modelación de series temporales de caudales instantáneos máximos anuales aforados en cuencas localizadas en las regiones hidrológicas Sinaloa y Presidio San Pedro en el noroeste del Pacífico mexicano (figura 1). El interés por abordar la modelación estadística de los regímenes de crecidas en sitios localizados en estas regiones hidrológicas yace en que en esta zona puede resultar más fuerte la señal del ENOS, esto de acuerdo con resultados reportados en estudios previos (Trasviña, Lluch, Filonov, & Gallegos, 2004).

Una vez revisada la base de datos en las dos regiones hidrológicas, se seleccionaron 38 estaciones hidrométricas, de las cuales 25 pertenecen a la región Sinaloa y 13 a la región Presidio San Pedro. Las series temporales de caudales máximos anuales seleccionadas para el estudio cuentan con al menos 30 años de registro (cuadro 1), las cuales fueron obtenidas de la base de datos de aforos BANDAS (Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales). Es importante mencionar que la selección de los eventos de caudales máximos anuales fue llevada a cabo considerando el año hidrológico del 1° de junio al 31 de mayo del año siguiente. En el panel superior de la figura 2 se muestra la distribución estacional de los eventos de caudales máximos anuales en las estaciones de aforo analizadas. En el panel superior izquierdo se puede observar que éstos tienden a concentrarse durante los meses de invierno, otoño y últimos meses de verano, en estaciones localizadas en la región Sinaloa. Por otro lado, un similar comportamiento en la temporalidad de los eventos se puede observar en las estaciones localizada en la región Presidio San Pedro (panel superior derecho), donde se puede distinguir una menor recurrencia de eventos durante los meses de invierno. En cuanto al régimen hidrológico en cada estación



de aforo, se evaluó con base en el coeficiente de caudal, en el cual se relacionó el caudal mensual promedio y el caudal promedio anual, eliminándose de esta manera el factor absoluto real entre los diferentes ríos. Analizando los gráficos del panel inferior de la figura 2, se puede identificar un característico régimen unimodal en las estaciones de las dos regiones con el modo en los meses de julio a octubre. Un régimen bimodal con un segundo modo atenuado en los meses de diciembre a febrero es el que se puede distinguir en estaciones localizadas en la región Sinaloa (panel inferior izquierdo). Estos resultados ponen de manifiesto el hecho de que las precipitaciones durante los meses de verano y otoño resultan ser el principal mecanismo que gobierna la génesis de crecidas en las estaciones de aforo de estudio.

Los indicadores climáticos utilizados en el presente trabajo consisten en los índices

Niño12, Niño3, Niño3.4, Niño4, índice de la Oscilación del Sur (IOS) y el índice de la Oscilación Decadal del Pacífico (ODP). Las series temporales de los índices climáticos fueron obtenidas del Centro de Predicción Climática (CPC, <http://www.cpc.ncep.noaa.gov/>), las cuales consisten en información a escala mensual.

Estos índices proporcionan información acerca de la variabilidad interna de patrones de variabilidad climática de baja frecuencia en la zona del Pacífico, permitiendo así tomar en cuenta el impacto que puede ejercer la variabilidad climática de baja frecuencia en la magnitud y frecuencia de las crecidas. La selección de los índices climáticos anuales para su empleo como covariables explicativas en los modelos consistió en asumir los valores promedio para el periodo abril a septiembre previo al año hidrológico del registro de los eventos de crecidas.

Cuadro 1. Características principales de las estaciones de aforos utilizadas en el estudio.

Núm.	Estación	Clave	Área de cuenca (km ²)	Longitud de registro (años)	Caudal medio máximo anual (m ³ /s)	Coefficiente de variación
1	Puente Sudpacífico	10018	15 731	70 (1924-1993)	1 876.83	1.01
2	El Bledal	10027	371	59 (1938-1996)	283.52	0.91
3	Canatlán	10029	2 064	45 (1940-1984)	612.17	1.10
4	Guamúchil	10031	1 645	36 (1939-1974)	593.60	1.10
5	Palos Blancos	10033	11 409	49 (1940-1988)	1 320.70	1.34
6	Zopilote	10034	666	63 (1940-2002)	344.29	0.79
7	Naranjo	10035	2 450	45 (1940-1984)	11.89	0.28
8	Jaina	10036	8 179	61 (1942-2002)	947.12	1.19
9	Huites	10037	26 057	52 (1942-1993)	3 118.47	1.07
10	Santa Cruz	10040	8 919	57 (1944-2000)	943.26	1.17
11	Sanalona I	10041	3 657	33 (1945-1977)	487.93	1.15
12	Bamiciori	10057	223	36 (1952-1987)	173.88	1.02
13	Ixpilino	10065	6 166	48 (1953-2000)	1 177.91	0.92
14	Choix	10066	1 403	50 (1956-2005)	293.14	0.97
15	Badiguarato	10079	1 018	41 (1960-2000)	1 003.93	1.64
16	El Quelite	10083	835	33 (1961-1993)	463.26	0.94
17	Pericos	10086	270	33 (1961-1993)	230.97	0.68
18	Tamazula	10087	2 241	38 (1963-2000)	559.49	0.73
19	Urique II	10100	4 000	35 (1968-2002)	297.03	0.60
20	Toahayana	10110	5 281	32 (1957-1988)	944.59	0.73
21	Piaxtla	10111	5 307	47 (1958-2004)	1 266.19	1.24
22	Guatenipa II	10112	8 252	37 (1969-2005)	1 550.19	0.84
23	La Huerta	10113	6 149	31 (1970-2000)	858.16	0.64
24	Guasave	10120	9 245	31 (1975-2005)	685.10	1.03
25	Tecusiapa	10137	3 773	47 (1958-2004)	952.70	1.08
26	San Felipe	11008	2 008	63 (1943-2005)	126.46	1.31
27	Refugio Salcido	11010	1 052	63 (1944-2006)	122.01	1.03
28	Peña del Águila	11011	2 616	53 (1954-2006)	91.30	1.27
29	San Pedro	11012	25 800	64 (1944-2007)	1 835.92	0.74
30	Acaponeta	11014	5 092	62 (1946-2007)	2 087.90	1.18
31	Baluarte II	11016	4 653	56 (1948-2003)	2 944.76	1.07
32	Caborca	11023	643	56 (1950-2005)	95.30	1.29
33	El Bejuco	11030	334	43 (1959-2001)	182.69	0.60
34	La Ballona	11035	451	47 (1961-2007)	439.17	0.87
35	El Pueblito	11036	1 810	46 (1961-2006)	172.48	1.53
36	Vicente Guerrero	11040	1 868	46 (1962-2007)	52.91	0.99
37	Siqueiros	11058	5 614	52 (1956-2007)	116.22	1.03
38	Las Tortugas	11070	863	36 (1971-2006)	497.85	0.99

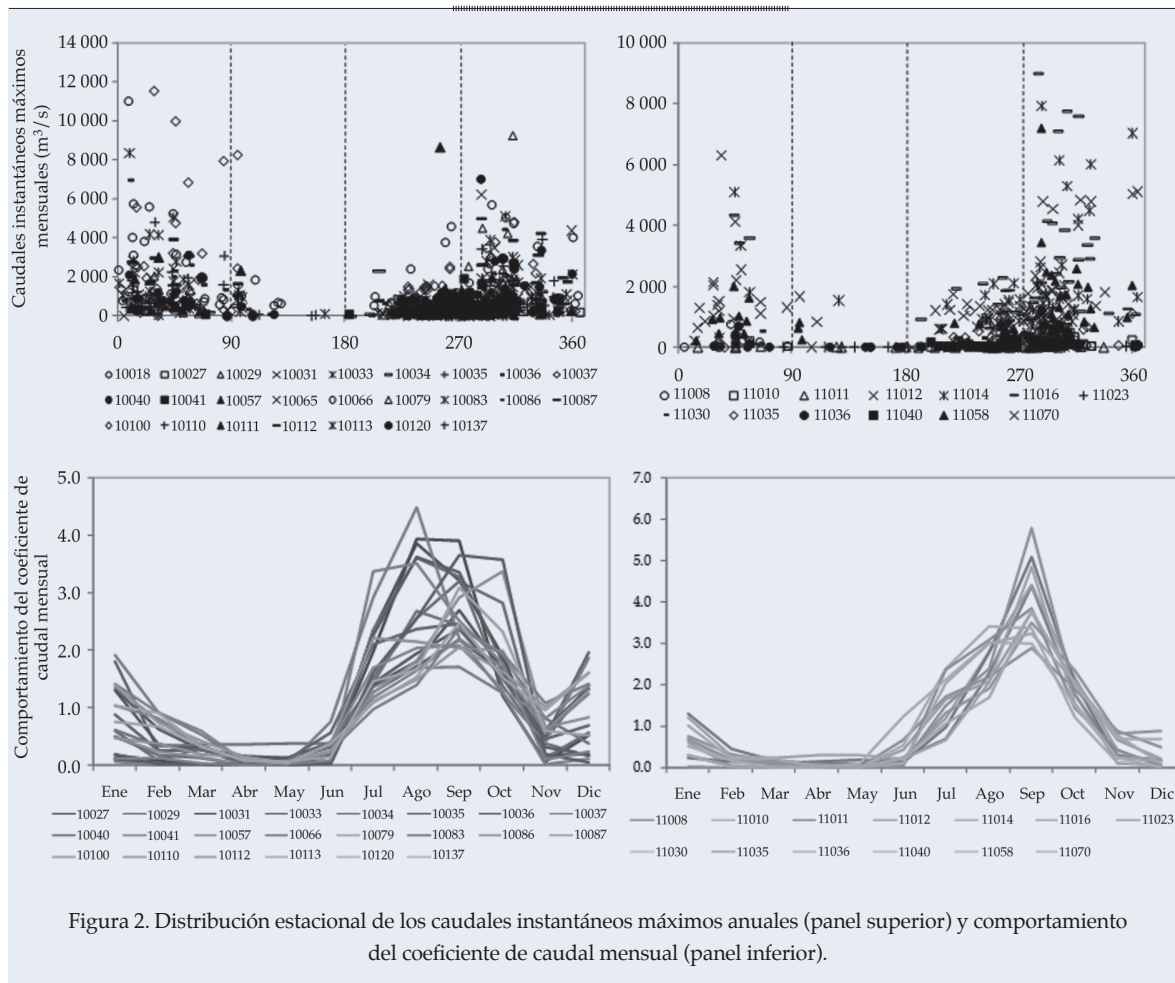


Figura 2. Distribución estacional de los caudales instantáneos máximos anuales (panel superior) y comportamiento del coeficiente de caudal mensual (panel inferior).

Modelos aditivos generalizados en localización, escala y Forma (GAMLSS)

Coincidiendo con las recientes opiniones de diversos autores (Milly *et al.*, 2008; Villarini *et al.*, 2009a), al no poder garantizar la hipótesis de estacionaridad en el comportamiento de los procesos hidrológicos en las escalas interanuales y decadales, resulta necesario utilizar modelos estadísticos no estacionarios capaces de reproducir la variación temporal de los parámetros de las funciones de distribución probabilidad. En el presente estudio se utilizan los modelos GAMLSS propuestos de manera reciente por Rigby y Stasinopoulos (2005), los cuales proveen un marco flexible para la modelación de series temporales bajo condiciones de no estacionaridad. En los modelos GAMLSS, la respuesta de la

variable aleatoria Y (caudales instantáneos máximos anuales en este trabajo) asumen una distribución paramétrica y sus parámetros pueden ser modelados como función de covariables seleccionadas, en este caso: tiempo (t_i) e índices climáticos (Niño12, Niño3, Niño3.4, Niño4, IOS_i y ODP_i).

En los modelos GAMLSS, la distribución de la variable Y no es restringida, permitiendo el uso de funciones de sesgo y curtosis altos, así como de funciones continuas y discretas. La parte sistemática del modelo permite modelar los parámetros de localización, escala y forma (relacionados con la media, sesgo y curtosis) de la distribución de Y como lineal o no lineal, paramétrica o no paramétrica, a través de funciones de suavizado (Rigby & Stasinopoulos, 2005; Stasinopoulos & Rigby, 2007). Para los modelos GAMLSS, las observaciones y_i (para

$i = 1, 2, \dots, n$) son asumidas independientes con una función de distribución $F_Y = (y_i, \theta_i)$, donde $\theta_i = (\theta_{i1}, \dots, \theta_{ip})$ es un vector de p parámetros considerados de la distribución para localización, escala y forma. Usualmente p es menor o igual a 4, puesto que familias de hasta cuatro parámetros proporcionan la suficiente flexibilidad para describir los datos. Los parámetros de la distribución están vinculados con las covariables explicativas a través de $g_k(\cdot)$ para $k = 1, 2, \dots, p$, conocida como función de enlace monótona. En este trabajo, las funciones de enlace consideradas son la de identidad y la logarítmica. Los modelos GAMLSS envuelven diversos modelos, en particular nosotros partimos de la formulación aditiva semi-paramétrica, la cual está dada por:

$$g_k(\theta_k) = \mathbf{X}_k \boldsymbol{\beta}_k + \sum_{j=1}^m h_{jk}(x_{jk}) \quad (1)$$

donde θ_k es un vector de longitud n ; $\theta_k^T = \{\beta_{1k}, \dots, \beta_{mk}\}$ es un vector de parámetros de longitud m ; $\mathbf{X}_k$ es una matriz de covariables de orden $n \times m$; $h_{jk}(x_{jk})$ representa los términos aditivos del modelo, siendo h_{jk} una función de suavizado que evalúa el vector de covariables x_{jk} (Stasinopoulos & Rigby, 2007). En este estudio se asume que los parámetros de las funciones de distribución seleccionadas para el estudio son función del tiempo e indicadores climáticos. Incorporar términos de suavizado a los modelos (ecuación (1)), nos proporciona la ventaja de poder identificar no linealidades en la dependencia en la modelación de los parámetros de las distribuciones como función de las covariables. En este estudio, la dependencia suavizada está basada en las formulaciones matemáticas de splines cúbicos (Rigby & Stasinopoulos, 2005; Stasinopoulos & Rigby, 2007), las cuales han mostrado buenos resultados en los trabajos de Villarini *et al.* (2009b) y Villarini, Smith y Napolitano (2010). Para el uso de las formulaciones splines cúbicos es necesario definir los grados de libertad, teniendo para el caso cuando los grados de

libertad tienden a cero que los splines cúbicos tienden a una función lineal. La selección de los grados de libertad se lleva a cabo de acuerdo con lo propuesto por Stasinopoulos y Rigby (2007), empleando los criterios de información de Akaike y el criterio Bayesiano de Schwarz. Por ello, el modelo paramétrico lineal se tiene como un caso particular, en el cual no se cuenta con términos aditivos con dependencia suavizada. Entonces tenemos un modelo de la forma:

$$g_k(\theta_k) = \mathbf{X}_k \boldsymbol{\beta}_k \quad (2)$$

donde $\mathbf{X}_k \boldsymbol{\beta}_k$ es una combinación de estimadores lineales. Este modelo es incluido como el caso límite en la incorporación de dependencia suavizada. Otro caso particular es el que se presenta cuando todos los parámetros de las distribuciones resultan independientes de las covariables explicativas, entonces el modelo para los parámetros θ_k se simplifica a un modelo estacionario $g_k(\theta_k) = \text{constante}$.

En lo que respecta a la metodología para la selección y discriminación de las covariables explicativas para la descripción de los parámetros de las distribuciones, se siguió el criterio propuesto por Stasinopoulos y Rigby (2007). Ellos recomiendan determinar el mejor modelo para θ_1 , posteriormente para θ_2 hasta θ_n , llevando a cabo la comparación de los diferentes modelos con base en los criterios de Akaike (CIA) y Bayesiano (CIB). Con estos criterios, los modelos finales proporcionan un balance entre exactitud y complejidad, tratando de evitar el sobreparametrizado de los modelos. Es importante mencionar que en ninguno de los casos, los grados de libertad en los splines cúbicos se tomaron mayores a $\ln(n)$. Esto debido a que un aumento en la complejidad del modelo está vinculado con la extracción de información de los datos. Para una mayor comprensión de la teoría, ajuste y selección del modelo se remite a las consultas de Rigby y Stasinopoulos (2005), y Stasinopoulos y Rigby (2007).

Una vez definida la dependencia funcional entre los parámetros de las distribuciones

y cada covariable seleccionada y los grados de libertad en caso de asumir dependencia suavizada a través de los splines cúbicos, se seleccionó la función de distribución $F_Y(y_i, \theta_i)$ de acuerdo con el mayor valor de la máxima verosimilitud. En este trabajo se seleccionaron cinco funciones de distribución utilizadas en el análisis de frecuencias de crecidas (cuadro 2): Gumbel (GU), Lognormal (LNO), Weibull (WEI), Gamma (GA) y Gamma Generalizada (GG), de las cuales las cuatro primeras son de dos parámetros y la última de tres (Stedinger *et al.*, 1993; Escalante & Reyes, 2002).

En la ausencia de estadísticos para evaluar la calidad del ajuste de los modelos seleccionados en su conjunto, la verificación se realizó de conformidad con las recomendaciones de Rigby

y Stasinopoulos (2005) mediante el análisis de la normalidad e independencia de los residuales de cada modelo. Para ello, se examinaron los cuatro primeros momentos estadísticos de los residuales, el autocorrelograma y los coeficientes de correlación de Filliben, así como la inspección visual de los gráficos residuales *vs.* respuesta, *q-q plot* y *q-q plot* sin tendencia. Esta acción garantiza que los modelos seleccionados pueden explorar adecuadamente la parte sistemática, siendo la información restante (residual) ruido blanco (señal aleatoria). Todo los cálculos se llevan a cabo en el paquete GAMLSS (Rigby & Stasinopoulos, 2005; Stasinopoulos & Rigby, 2007), implementados en la plataforma R (R Development Core Team, 2008).

Cuadro 2. Resumen de las funciones de densidad de probabilidad consideradas en la modelación de las series de crecidas máximas anuales.

	Función de densidad de probabilidad	Momentos de la distribución
Gumbel	$f_Y(y \theta_1, \theta_2) = \frac{1}{\theta_1} \left\{ -\left(\frac{y - \theta_1}{\theta_2} \right) - \exp \left[-\left(\frac{y - \theta_1}{\theta_2} \right) \right] \right\}$ $-\infty < y < \infty, -\infty < \theta_1 < \infty, \theta_2 > 0$	$E[y] = \theta_1 + Y \theta_2 \approx \theta_1 + 0.5772 \theta_2$ $\text{Var}[y] = \pi^2 \theta_2^2 / 6 \approx 1.64493 \theta_2^2$
Lognormal	$f_Y(y \theta_1, \theta_2) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\theta_1}} \frac{1}{y} \exp \left\{ -\frac{[\log(y) - \theta_1]^2}{2\theta_2^2} \right\}$ $y > 0, \theta_1 > 0, \theta_2 > 0$	$E[y] = w^{1/2e^{\theta_1}}$ $\text{Var}[y] = w(w-1)e^{2\theta_1}, \text{ donde } w = \exp(\theta_2^2)$
Weibull	$f_Y(y \theta_1, \theta_2) = \frac{\theta_2 y^{\theta_2-1}}{\theta_1^{\theta_2}} \exp \left\{ -\left(\frac{y}{\theta_1} \right)^{\theta_2} \right\}$ $y > 0, \theta_1 > 0, \theta_2 > 0$	$E[y] = \theta_1 \Gamma \left(\frac{1}{\theta_2} + 1 \right)$ $\text{Var}[y] = \theta_1^2 \left\{ \Gamma \left(\frac{2}{\theta_2} + 1 \right) - \left[\Gamma \left(\frac{1}{\theta_2} + 1 \right) \right]^2 \right\}$
Gamma	$f_Y(y \theta_1, \theta_2) = \frac{1}{(\theta_2^2 \theta_1)^{1/\theta_2^2}} \frac{y^{\theta_2^2-1} \exp \left[-\frac{y}{\theta_2^2 \theta_1} \right]}{\Gamma \left(\frac{1}{\theta_2^2} \right)}$ $y > 0, \theta_1 > 0, \theta_2 > 0$	$E[y] = \theta_1$ $\text{Var}[y] = \theta_2^2 \theta_1^2$
Gamma generalizada	$f_Y(y \theta_1, \theta_2, \theta_3) = \frac{ \theta_1 y^{\theta_1 \theta_3 - 1}}{\Gamma(\theta_3) \theta_2^{\theta_1 \theta_3}} \exp \left\{ -\left(\frac{y}{\theta_2} \right)^{\theta_1} \right\}$ $y > 0, -\infty < \theta_1 < \infty, \theta_2 > 0 \text{ y } \theta_3 > 0$	$E[y] = \theta_1 \Gamma \left(\Omega + \frac{1}{\theta_3} \right) / \left[\Omega^{1/\theta_3} \Gamma(\Omega) \right]$ $\text{Var}[y] = \theta_1^2 \left\{ \Gamma(\Omega) \Gamma \left(\Omega + \frac{2}{\theta_3} \right) - \left[\Gamma \left(\Omega + \frac{1}{\theta_3} \right) \right]^2 \right\} / \left\{ \Omega^{2/\theta_3} [\Gamma(\Omega)]^2 \right\}$ $\Omega = 1 / (\theta_2^2 \theta_3)$

Resultados

Implementación de los modelos en GAMLSS

En esta sección se presentan y analizan los resultados obtenidos en la modelación de los regímenes de crecidas en las estaciones de estudio bajo condiciones de no estacionaridad. Se implementaron tres diferentes tipos de modelos: a) Modelo de tendencia, b) Modelo de covariables y c) Modelo estacionario.

Modelación de los regímenes de crecidas con incorporación de tendencias temporales: modelo de tendencia

La primera aproximación en la modelación de los regímenes de crecidas bajo condiciones de no estacionaridad consistió en la implementación de modelos en los cuales se incorporó el tiempo como única covariable explicativa. En el cuadro 3 se resumen los modelos de tendencias temporales ajustados a las 38 series temporales de crecidas de los sitios de estudio, por medio de los cuales se intentó describir la variabilidad interanual presente en los regímenes de crecidas en el tiempo. El ajuste de los modelos no presenta una distribución como la descriptora del total de las series temporales, sólo es de destacar que las distribuciones Gamma y Lognormal son las que mejor describen el comportamiento de los regímenes de crecidas de acuerdo con las distribuciones utilizadas en el estudio. En cuanto a la dependencia, así como al tipo de dependencia de los parámetros de las distribuciones en el tiempo, se observa que el parámetro θ_1 presenta una fuerte dependencia respecto del tiempo, encontrando dicha dependencia en la mayoría de los modelos de tipo suavizada. Una fuerte dependencia es la observada también con el parámetro θ_2 ; no obstante, resulta evidente que ésta resulta más atenuada. Es importante destacar que se pueden distinguir tanto dependencia de tipo suavizada como dependencia lineal. En general, es posible mencionar que los sitios

de estudio presentan una fuerte dependencia del tiempo (34 estaciones), donde 15 sitios exhibieron dependencia en los dos parámetros, mientras que sólo en cuatro sitios se detectó una independencia total de los parámetros.

La modelación de las series temporales de caudales máximos anuales empleando el tiempo como covariable explicativa de los parámetros de las distribuciones paramétricas muestra la habilidad de los modelos ajustados de capturar la variabilidad exhibida en los regímenes de crecidas. En la figura 3 se muestran los resultados de la modelación de los caudales máximos anuales con la aproximación del modelo no estacionario de tendencia temporal en seis sitios representativos de los 38 analizados. Analizando los resultados expuestos en la figura 3, se puede observar una cierta similitud en la variación en el tiempo de los cuantiles estimados para diferentes probabilidades de no excedencia en las estaciones que se encuentran más cercanas a la costa, 10027, 10034, 11012 y 11058; en ellas se aprecia un patrón creciente en la magnitud de las crecidas durante el periodo 1940-1970, después se identifica una tendencia decreciente; no obstante, no es un patrón generalizado, ya que se puede observar que en algunas estaciones comienza en la década de los ochenta (10034 y 11012), mientras que en otros casos se prolonga hasta la década de los setenta (10027 y 10011058). En cuanto al comportamiento en estaciones localizadas en la parte más interior de las regiones de estudio, se observan resultados un tanto diferentes a los observados en las estaciones anteriores. Analizando las estaciones presentadas en la figura 3 (10066 y 11008), se puede ver en estas estaciones la presencia de una tendencia creciente en la magnitud de las crecidas posterior a la década de los cincuenta, mientras que la estación 10066 exhibe un decremento en el periodo comprendido entre los últimos años de los ochenta hasta finales de los años noventa. Un aspecto a destacar en los resultados obtenidos en la implementación de los modelos de tendencia yace en que la variabilidad temporal en los cuantiles resulta más importante en los

Cuadro 3. Resumen de los modelos de tendencia ajustados y el tipo de dependencia entre el tiempo y los parámetros de las distribuciones, así como de lo estadístico de los residuales de los modelos y el coeficiente de correlación de Filliben:

cs(·) indica que la dependencia es modelada por medio de los splines cúbicos, “*t*” indica dependencia lineal y “--” se refiere a que el parámetro es independiente del tiempo (estacionario).

Estación	Distribución	θ_1	θ_2	Media	Varianza	Coef. correl. Filliben	AIC	SBC
10018	LNO	<i>cs</i> (<i>t</i>)	<i>cs</i> (<i>t</i>)	0.0163	1.0142	0.9914	1113.74	1 136.22
10027	LNO	<i>cs</i> (<i>t</i>)	<i>cs</i> (<i>t</i>)	0.0009	1.0172	0.9955	782.77	803.55
10029	LNO	--	<i>cs</i> (<i>t</i>)	-0.0551	1.0201	0.9948	655.49	666.21
10031	GA	--	<i>cs</i> (<i>t</i>)	-0.0146	1.0053	0.9807	518.49	527.82
10033	LNO	<i>cs</i> (<i>t</i>)	<i>cs</i> (<i>t</i>)	-0.0036	1.0203	0.9946	771.51	790.63
10034	WEI	<i>cs</i> (<i>t</i>)	--	-0.0014	1.0187	0.9969	862.75	875.62
10035	LNO	<i>cs</i> (<i>t</i>)	<i>cs</i> (<i>t</i>)	0.0137	1.0225	0.9855	188.83	206.89
10036	LNO	<i>t</i>	--	5.518e-17	1.0166	0.9794	925.52	931.86
10037	LNO	<i>cs</i> (<i>t</i>)	<i>cs</i> (<i>t</i>)	0.0002	1.0196	0.9493	933.04	952.56
10040	LNO	<i>cs</i> (<i>t</i>)	<i>cs</i> (<i>t</i>)	0.0197	1.0174	0.9892	838.33	858.76
10041	LNO	<i>cs</i> (<i>t</i>)	--	-1.660e-14	1.0312	0.9943	463.31	472.29
10057	GA	<i>cs</i> (<i>t</i>)	--	-0.0116	1.0198	0.9732	433.64	443.14
10065	GA	<i>cs</i> (<i>t</i>)	--	0.0005	1.0220	0.9870	766.50	777.73
10066	LNO	<i>cs</i> (<i>t</i>)	<i>cs</i> (<i>t</i>)	-0.0009	1.0204	0.9812	642.90	662.03
10079	LNO	<i>t</i>	--	2.397e-16	1.0250	0.9717	635.09	640.24
10083	GA	<i>cs</i> (<i>t</i>)	<i>cs</i> (<i>t</i>)	0.0076	1.0362	0.9899	483.25	498.22
10086	GA	<i>t</i>	--	0.0062	1.0347	0.9865	416.93	421.42
10087	WEI	<i>cs</i> (<i>t</i>)	<i>cs</i> (<i>t</i>)	0.0403	1.0897	0.9772	542.74	559.12
10100	WEI	--	<i>t</i>	-0.0058	1.0855	0.9828	461.64	466.31
10110	WEI	--	--	-0.0003	1.0343	0.9833	501.42	504.35
10111	LNO	--	--	1.078e-16	1.0217	0.9879	755.92	759.62
10112	LNO	<i>t</i>	--	-4.548e-17	1.0277	0.9691	614.64	619.47
10113	GA	<i>cs</i> (<i>t</i>)	--	-0.0031	1.0318	0.9892	468.29	476.89
10120	GA	<i>cs</i> (<i>t</i>)	<i>cs</i> (<i>t</i>)	-0.0083	1.0116	0.9887	461.37	475.72
10137	GA	<i>cs</i> (<i>t</i>)	<i>cs</i> (<i>t</i>)	-0.0031	1.0174	0.9889	741.31	759.81
11008	GA	--	<i>t</i>	-0.0092	1.0058	0.9819	720.97	727.45
11010	GA	<i>cs</i> (<i>t</i>)	<i>cs</i> (<i>t</i>)	-0.0151	0.9930	0.9952	730.97	752.40
11011	WEI	--	--	-0.0067	1.0055	0.9526	566.32	570.26
11012	LNO	<i>cs</i> (<i>t</i>)	--	1.760e-14	1.0158	0.9836	1 059.72	1 072.67
11014	LNO	<i>cs</i> (<i>t</i>)	<i>cs</i> (<i>t</i>)	0.0132	1.0162	0.9893	1 045.79	1 067.06
11016	GA	--	<i>cs</i> (<i>t</i>)	-0.0376	0.9684	0.9467	1 006.16	1 018.31
11023	WEI	--	<i>t</i>	-0.0124	1.0100	0.9864	615.72	621.79
11030	WEI	<i>t</i>	<i>t</i>	0.0079	0.9806	0.9816	512.17	519.22
11035	GA	<i>cs</i> (<i>t</i>)	<i>cs</i> (<i>t</i>)	-0.0041	1.0230	0.9822	631.01	649.08
11036	LNO	--	--	1.461e-17	1.0222	0.9496	538.57	542.23
11040	GA	--	<i>cs</i> (<i>t</i>)	-0.0393	0.9728	0.9805	456.79	467.77
11058	LNO	<i>cs</i> (<i>t</i>)	--	-1.563e-14	1.0196	0.9914	830.82	842.53
11070	GA	<i>cs</i> (<i>t</i>)	--	0.0211	1.0439	0.9519	497.99	507.49

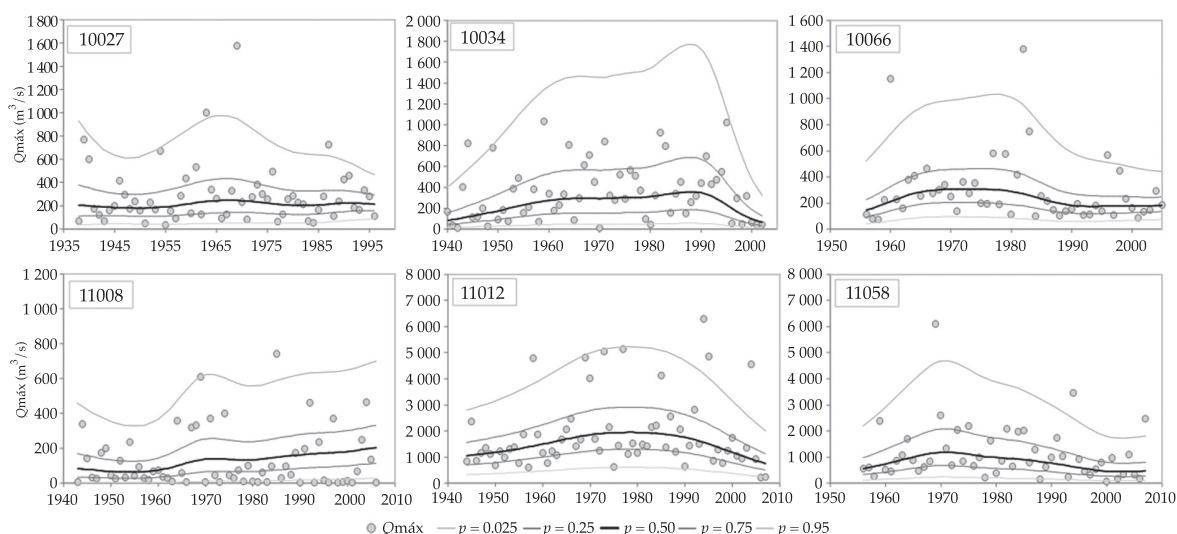


Figura 3. Resumen de los resultados obtenidos con el modelo de tendencia en seis estaciones representativas. Los resultados muestran los cuantiles estimados para diferentes probabilidades de no excedencia (0.025, 0.25, 0.50, 0.75, 0.95).

cuantiles más altos (0.75 y 0.99), mientras que ésta resulta más atenuada en la mediana (cuantil de 0.5).

Como forma de evaluar la eficacia en el ajuste de los modelos implementados en esta aproximación, se llevó a cabo la verificación de la normalidad de los residuales para cada modelo. En el cuadro 3 se presenta un resumen de los momentos estadístico de los residuales, así como la estimación del coeficiente de correlación de Filliben entre los cuantiles, los cuales no muestran en general desviaciones importantes de la normalidad. Además de la revisión de los momentos estadísticos de los residuales, se verificaron los gráficos de cuantiles $q-q$ plot sin tendencia, en los cuales se muestran las desviaciones de las observaciones de la muestra respecto a la recta normal de forma que si la muestra procede de una población normal, los puntos deben fluctuar alrededor de 0 y sin seguir un patrón determinado, quedando dentro de los límites de confianza (95% de nivel de confianza); en caso contrario, se presentaría la ausencia de normalidad de los residuales.

Dentro de los puntos a destacar en la implementación de este primer modelo no es-

tacionario se tiene la presencia de una fuerte dependencia de los parámetros de las distribuciones seleccionadas en relación con el tiempo. Aunado a lo anterior, es de destacar también la presencia de no linealidad en la relación. Esto se establece ante la necesidad de incorporar las formulaciones matemáticas de suavizado para modelar la dependencia de los parámetros en función del tiempo. Es importante mencionar que en el ajuste de los modelos, asumiendo dependencia suavizada en los parámetros, se determinaron los grados de libertad, respetando el principio de parsimonia; para ello se redujeron los mismos, en caso de no afectar en forma significativa la eficacia en el ajuste de los modelos.

La modelación de los caudales máximos anuales bajo condiciones de no estacionaridad en este primer escenario planteado nos ha permitido la reconstrucción de los cuantiles para diferentes probabilidades de no excedencia, modelando los parámetros de las distribuciones paramétricas, empleando el tiempo como covariable explicativa. El análisis de los gráficos permite apreciar que en general los modelos ajustados describen de modo adecuado la variabilidad que se observa en las

series de caudales máximos anuales. Por otro lado, con estos modelos es patente que un alto porcentaje de las series temporales exhiben desviación del supuesto de estacionaridad, siendo evidente que tanto la media como la varianza de las distribuciones se ven afectadas por los cambios de los parámetros en el tiempo.

Modelación de los regímenes de crecidas, incorporando los efectos de la variabilidad climática: modelo de covariables

La implementación de los modelos de tendencia temporal en el apartado anterior exhibe de manera evidente las desviaciones del supuesto de estacionaridad en el comportamiento de los regímenes de crecidas en las estaciones de aforo de estudio. En este apartado se implementan modelos no estacionarios con la incorporación de los índices climáticos como covariables explicativas de los parámetros. Estos modelos se implementan con el objetivo de explorar la factibilidad de describir de forma adecuada las no estacionaridades observadas en los modelos de tendencia temporal a través de los indicadores climáticos seleccionados en este estudio.

En los últimos años, uno de los temas en que se han enfocado diversos investigadores ha sido estudiar la influencia que ejerce el fenómeno ENOS (El Niño-Oscilación del Sur) en los procesos hidrológicos, el cual representa el fenómeno océano-atmósfera dominante en el Pacífico tropical (Cane, 1992). Los resultados expuestos en estos estudios (Amarasekera, Lee, Williams & Eltahir, 1997; Jain & Lall, 2001; Poveda *et al.*, 2002; Zhang, Xu, Jiang, & Wu, 2007) han puesto en evidencia que las fases extremas de este fenómeno pueden estar fuertemente vinculadas con los mayores episodios de crecidas y sequías en diversas partes del mundo.

El cuadro 4 presenta un resumen de los modelos obtenidos, incorporando los efectos de la variabilidad climática de baja frecuencia; en él se muestran las funciones de distribución de mejor ajuste, así como las covariables significativas para cada parámetro. En general,

los resultados en la selección de los modelos exhiben la significancia estadística de los índices climáticos como covariables explicativas en la evolución de los regímenes de crecidas en los sitios de estudio. En particular, es de destacar la mayor significancia de los índices Niño3.4, Niño4 y ODP como covariables entre los seis índices utilizados. Por otro lado, en cuanto a la dependencia que se presenta en estos modelos, se puede observar en el cuadro 4 que el parámetro θ_1 presenta una fuerte dependencia respecto de los índices climáticos, mientras que una más débil dependencia es la que se puede observar con el parámetro θ_2 , donde 18 sitios presentaron independencia de los índices climáticos. En cuanto a los resultados observados con el parámetro θ_3 en aquellos modelos donde la distribución de mejor ajuste resultó la distribución GG, éste presentó una total independencia, lo cual podría mostrar el hecho de una nula influencia de la variabilidad climática en los momentos de mayor orden. En cuanto al tipo de dependencia, se puede observar en el cuadro 4 que no se distingue un patrón generalizado, siendo sólo de destacar la necesidad de incorporar dependencia a través de las formulaciones matemáticas de suavizado. Este es un punto importante del análisis, ya que resalta la necesidad de asumir no linealidad en la modelación de los regímenes de crecidas, incorporando los índices climáticos como covariables.

La figura 4 resume los resultados en la implementación de los modelos no estacionarios con la incorporación de covariables externas (adicionales al tiempo) en seis estaciones representativas. Se puede observar que los modelos tienden a reproducir de modo adecuado la variabilidad interanual de los regímenes de crecidas; de hecho, se puede destacar la mejor descripción respecto de los resultados observados con los modelos de tendencia temporal. En cuanto a la revisión de la normalidad de los residuales para el adecuado ajuste de los modelos, se puede mencionar que se ajustan razonablemente bien de acuerdo con lo observado en los momentos estadísticos de los residuales, así como en los

Cuadro 4. Resumen de los modelos con covariables externas y el tipo de dependencia entre los índices climáticos y los parámetros de las distribuciones, así como del coeficiente de correlación de Filliben para los residuales de los modelos: *cs()* indica que la dependencia es modelada por medio de los splines cúbicos, otro indica dependencia lineal y “--” se refiere a que el parámetro es independiente de los índices climáticos (estacionario).

Estación	Distribución	θ_1	θ_2	θ_3	Coef. corr. Filliben
10018	LNO	Niño3 + <i>cs</i> (Niño3.4) + Niño4	--		0.9876
10027	LNO	<i>cs</i> (Niño3) + Niño3.4	IOS		0.9950
10029	LNO	<i>cs</i> (Niño 12) + Niño 3 + Niño4	--		0.9859
10031	GA	<i>cs</i> (ODP)	--		0.9949
10033	LNO	--	ODP		0.9788
10034	GG	Niño3.4 + <i>cs</i> (Niño4)	Niño4	--	0.9915
10035	LNO	Niño3.4 + Niño4 + IOS + ODP	--		0.9747
10036	LNO	--	ODP		0.9896
10037	LNO	<i>cs</i> (Niño3.4) + Niño4	--		0.9647
10040	LNO	Niño3 + <i>cs</i> (ODP)	--		0.9774
10041	LNO	<i>cs</i> (Niño3.4) + <i>cs</i> (ODP)	Niño3		0.9891
10057	GA	<i>cs</i> (Niño3.4)	ODP		0.9921
10065	GG	--	Niño4 + IOS	--	0.9907
10066	LNO	<i>cs</i> (Niño3.4) + <i>cs</i> (Niño4)	--		0.9818
10079	LNO	--	--		0.9768
10083	GA	--	--		0.9829
10086	GA	<i>cs</i> (Niño4)	--		0.9833
10087	WEI	Niño4 + IOS + ODP	<i>cs</i> (Niño3.4) + ODP		0.9873
10100	GG	<i>cs</i> (Niño4) + IOS + ODP	<i>cs</i> (Niño3) + Niño3.4	--	0.9793
10110	WEI	--	--		0.9833
10111	LNO	<i>cs</i> (Niño3.4)	<i>cs</i> (SOI)		0.9913
10112	LNO	--	--		0.9832
10113	GA	--	--		0.9856
10120	GG	<i>cs</i> (Niño3.4) + Niño4	ODP	--	0.9963
10137	GA	--	--		0.9727
11008	GA	Niño12 + <i>cs</i> (Niño4)	<i>cs</i> (ODP)		0.9953
11010	GG	<i>cs</i> (Niño3.4) + IOS	--	--	0.9943
11011	WEI	<i>cs</i> (Niño12)	--		0.9677
11012	LNO	<i>cs</i> (Niño3.4)	<i>cs</i> (Niño12) + <i>cs</i> (IOS)		0.9894
11014	LNO	Niño3 + <i>cs</i> (Niño3.4)	<i>cs</i> (Niño3.4)		0.9848
11016	GA	<i>cs</i> (Niño3.4)	Niño4 + IOS		0.9808
11023	GA	Niño3.4 + <i>cs</i> (IOS)	--		0.9875
11030	WEI	ODP	Niño12 + <i>cs</i> (Niño3) + Niño4		0.9839
11035	GA	Niño12 + Niño3 + ODP	<i>cs</i> (Niño3)		0.9834
11036	LNO	Niño12 + <i>cs</i> (ODP)	--		0.9839
11040	GG	Niño3	ODP	--	0.9957
11058	LNO	<i>cs</i> (Niño3.4) + Niño4	Niño3.4		0.9887
11070	GA	Niño3.4 + <i>cs</i> (Niño4)	Niño4 + <i>cs</i> (ODP)		0.9786

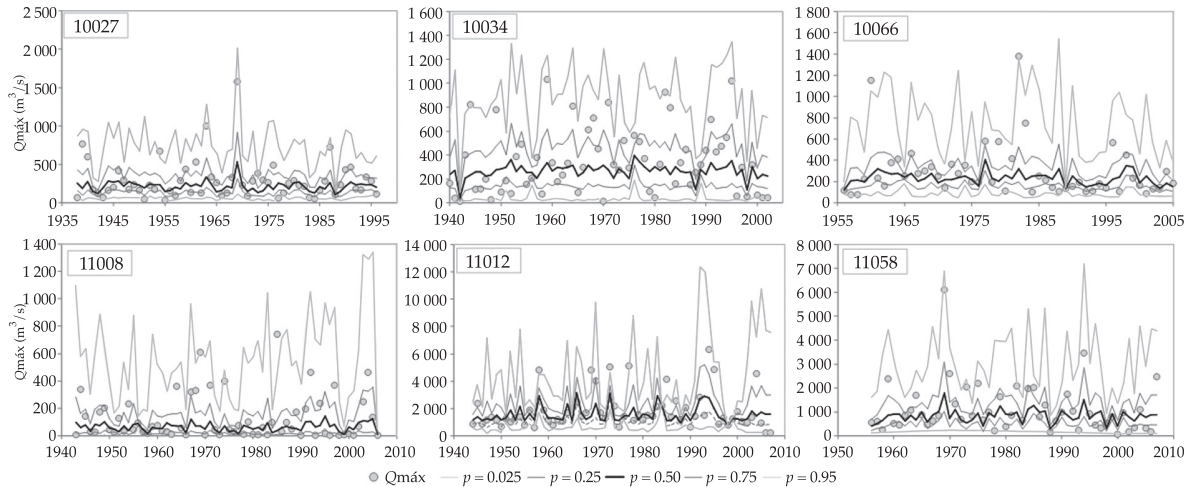


Figura 4. Resumen de los resultados obtenidos con el modelo de covariables externas en seis estaciones representativas. Los resultados muestran los cuantiles estimados para diferentes probabilidades de no excedencia (0.025, 0.25, 0.50, 0.75, 0.95).

gráficos de cuantiles. En la figura 5 se presentan los gráficos de cuantiles $q-q$ plot sin tendencia obtenidos en la revisión de la normalidad de los residuales.

Retomando la inspección de los resultados en la figura 4, es posible observar que la estimación de la mediana (cuantil para una probabilidad de excedencia 0.50) tiende a presentar un menor efecto de la variabilidad climática; sin embargo, los efectos son importantes en la estimación para los cuantiles más altos. Otro punto a destacar es que a pesar del adecuado ajuste de los modelos, se puede observar que existe un cierto ruido en los resultados del modelo, lo cual refleja la no linealidad en la respuesta de los regímenes de crecidas al forzamiento de la variabilidad climática natural.

Comparación entre los modelos no estacionarios y el modelo estacionario

El estudio de las crecidas en la hidrología operacional tiene como objetivo principal estimar eventos de crecida para una probabilidad de excedencia definida a priori para poder obtener mapas de inundación, diseñar

medidas de protección o establecer planes de gestión del riesgo de inundación. De hecho, en México y en diversas partes del mundo, las legislaciones sobre el riesgo de inundación se basan en el análisis de frecuencia de crecidas para estimar crecidas de diseño asociadas con diversos periodos de retorno (p. ej., 20, 50 y 100 años), donde dichos periodos de retorno están vinculados con la necesidad de seguridad en la estructura.

La figura 6 muestra los resultados del análisis de frecuencia de crecidas en condiciones estacionarias y bajo condiciones de no estacionariedad para una probabilidad de excedencia de 0.01 (esto es, un periodo de retorno de 100 años). La inspección de los gráficos resalta el problema de asumir estacionariedad en la estimación de los eventos de crecida. Se puede observar que los modelos no estacionarios indican la existencia de importantes periodos en los cuales la crecida estimada bajo condiciones de no estacionariedad está por encima de la obtenida, asumiendo el modelo estacionario. Enfocándonos en el análisis de los resultados para la estación 10027, se puede ver que asumiendo el modelo de tendencia, la crecida para una probabilidad anual de excedencia de 0.01 du-

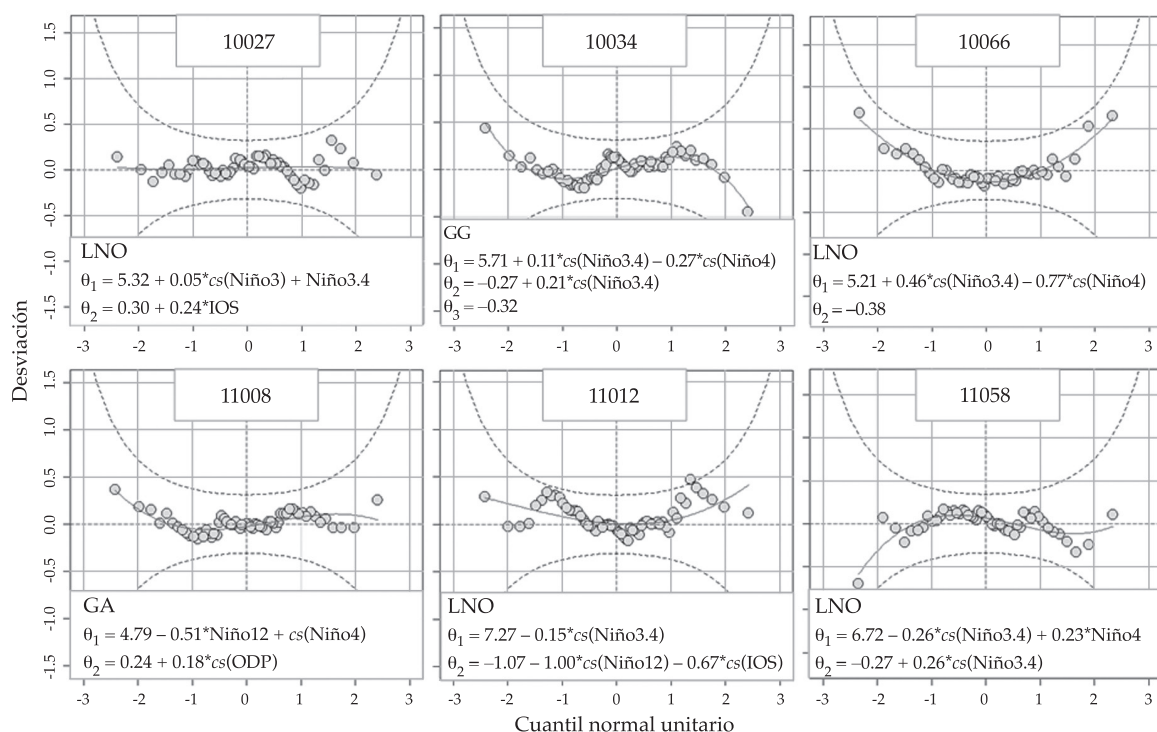


Figura 5. Gráficos de cuantiles $q-q$ plot sin tendencia de los residuales de los modelos con covariables externas en las estaciones representativas analizada. Las dos líneas punteadas corresponden a los límites de confianza para el 95%.

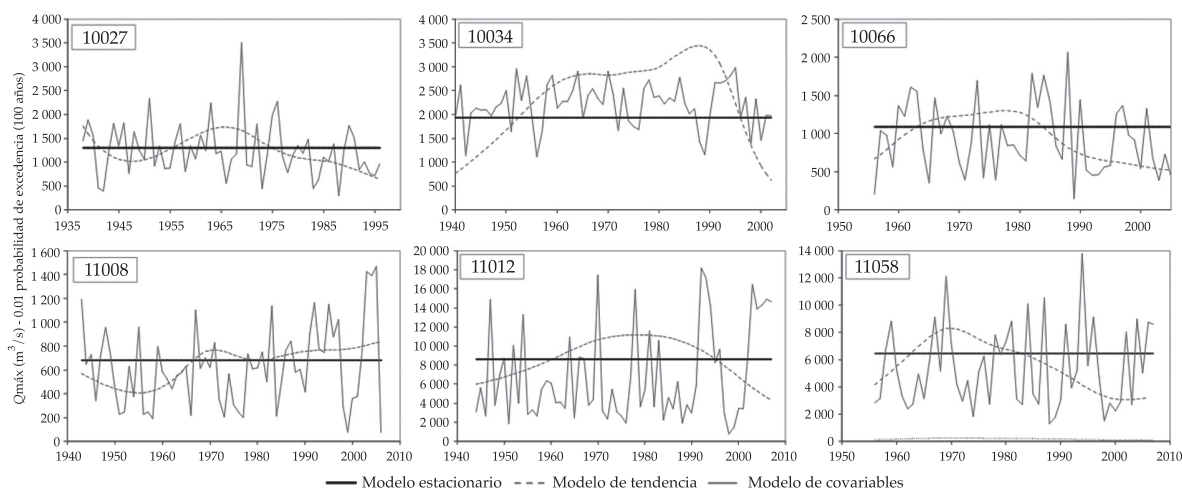


Figura 6. Cuantiles estimados de las crecidas máximas anuales con 0.01 probabilidad de excedencia para las seis estaciones representativas, basados en los tres diferentes modelos implementados.

rante los 59 años de registro ha oscilado desde un valor mínimo de $640.40 \text{ m}^3/\text{s}$ en 1996 a un valor máximo de $1\,730.52 \text{ m}^3/\text{s}$ en 1966; mien-

tras que asumiendo el modelo de covariables, el mínimo valor es de $295.51 \text{ m}^3/\text{s}$ en 1988 y el máximo de $3\,508.08 \text{ m}^3/\text{s}$ en 1969.

Analizando los resultados en la modelación de los eventos de crecidas en el escenario no estacionario con el modelo de covariables y el escenario estacionario para la estación 10027 que se muestran en la figura 7, es posible observar que la mediana tiende a ser subestimada en el modelo estacionario para valores altos negativos del índice Niño3.4, mientras que el modelo sobrestima la mediana para valores altos positivos. Estos valores son más significativos para el percentil del 95%, como se puede ver en la figura 7. Es importante mencionar que se aprecia una compleja relación entre el índice climático y los valores de caudales máximos anuales, lo cual puede ser reflejo de que solamente una parte de la variabilidad de los regímenes de crecidas es explicada por los patrones de baja frecuencia. Esto, sin duda, lleva a la necesidad de considerar los efectos que tienen factores de origen atropogénico en los regímenes de crecidas, ya sea a través de cambios en las cuencas (p. ej., cambios de uso de suelo) o directamente en el ciclo hidrológico por medio de la construcción de embalses.

En general, los resultados presentados en este apartado demuestran que las inferencias de los eventos de crecidas bajo condiciones de

no estacionaridad pueden experimentar cambios importantes. Estos resultados refuerzan el cuestionamiento reciente de la hipótesis de estacionaridad, y nos llevan a plantearnos el posible colapso de la hipótesis de estacionaridad en el estudio de las crecidas.

Los conceptos de periodo de retorno y riesgo en el contexto no estacionario

En general, los resultados obtenidos en la modelación de los regímenes de crecidas bajo condiciones no estacionarias nos llevan a plantear la necesidad de utilizar modelos alternativos para asumir la dinámica de la naturaleza en vez del clásico análisis de frecuencias de crecidas. Sin embargo, en un mundo no estacionario resulta necesario redefinir los conceptos de periodo de retorno y riesgo, lo anterior como consecuencia de los cambios que experimentará la función de densidad de probabilidad en el tiempo (Sivapalan & Samuel, 2009; Salas & Obeysekera, 2013).

La figura 8 muestra la estimación del periodo de retorno bajo condiciones de no estacionaridad con base en los modelos

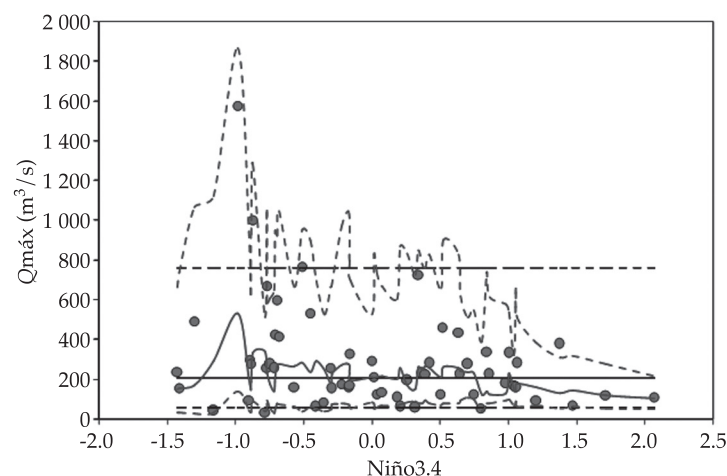


Figura 7. Estimación de la mediana y los percentiles para el 5 y 95% para el modelo estacionario (línea negra) y el modelo de covariables (línea gris) para la estación 10027, donde se presentan graficados frente al índice Niño 3.4.

estadísticos no estacionarios ajustados para la serie temporal de crecidas en la estación 10027. Se pudo observar que la probabilidad de excedencia cambia año con año, ante lo cual es necesario articular un marco donde se puedan extender los conceptos de periodo de retorno y riesgo, los cuales, en su definición actual, pierden sentido.

Evaluación del modelo no estacionario de covariables en predicción

En este apartado se evalúa la faceta de los modelos de covariables como herramientas predictivas. Sólo considerar el modelo no estacionario con covariables yace en que los modelos de tendencia no pueden describir de forma adecuada el comportamiento a futuro de los eventos de crecidas, lo anterior debido a que las tendencias temporales pueden cambiar en el corto o largo plazos. La predicción se realizó a partir de la fecha última de registro para cada una de las estaciones con base en los modelos ajustados.

La figura 9 muestra los resultados obtenidos en el empleo de los modelos con covariables como herramientas de predicción de las crecidas para diferentes probabilidades de excedencia. Como se puede observar, los índices climáticos que caracterizan el comportamiento

de los patrones de baja frecuencia pueden ser de gran ayuda para capturar los cambios en la frecuencia de crecidas en las estaciones de estudio. Sin duda, los modelos con incorporación de covariables adicionales al tiempo resultan una opción más atractiva en relación con los modelos con la incorporación de tendencias temporales. Esto como consecuencia de que los modelos de tendencia pueden ignorar cambios en la frecuencia de las crecidas en el periodo de predicción.

Es importante tomar en cuenta que los índices utilizados para caracterizar el impacto de la variabilidad climática tienen limitaciones en la representación de procesos físicos adicionales, que pueden afectar la frecuencia de crecidas, por lo que a pesar de su potencial utilidad, los valores obtenidos en predicción deben tomarse con mucha precaución. Por otro lado, se debe considerar el hecho de que los índices que describen el comportamiento de los patrones de variabilidad de baja frecuencia son una simplificación de la circulación general de la atmósfera.

Discusión

En este estudio se ha examinado la no estacionariedad en la distribución de los caudales máximos anuales registrados en 38 estaciones

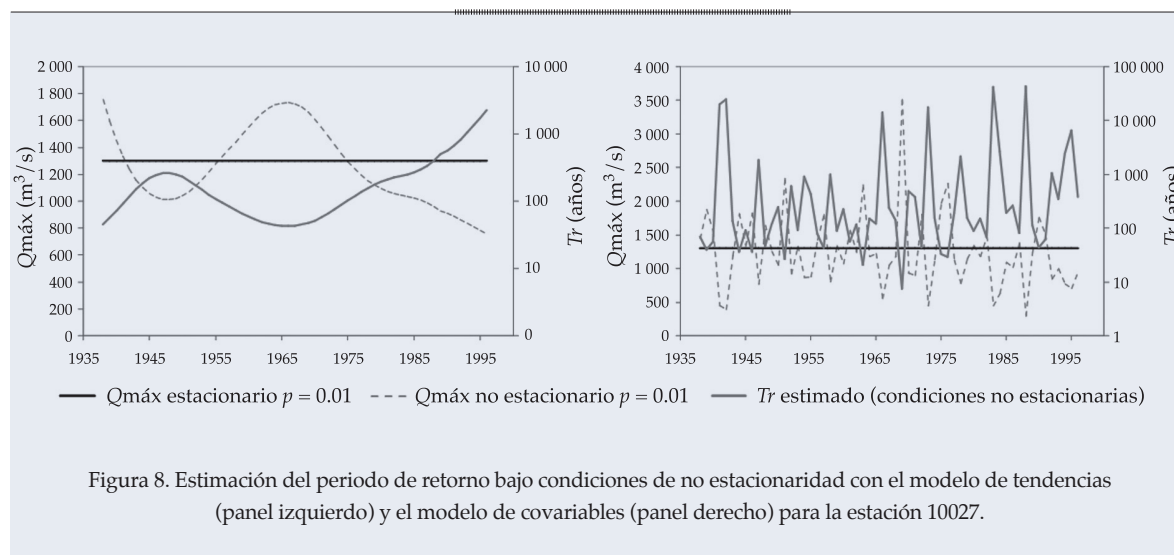


Figura 8. Estimación del periodo de retorno bajo condiciones de no estacionariedad con el modelo de tendencias (panel izquierdo) y el modelo de covariables (panel derecho) para la estación 10027.

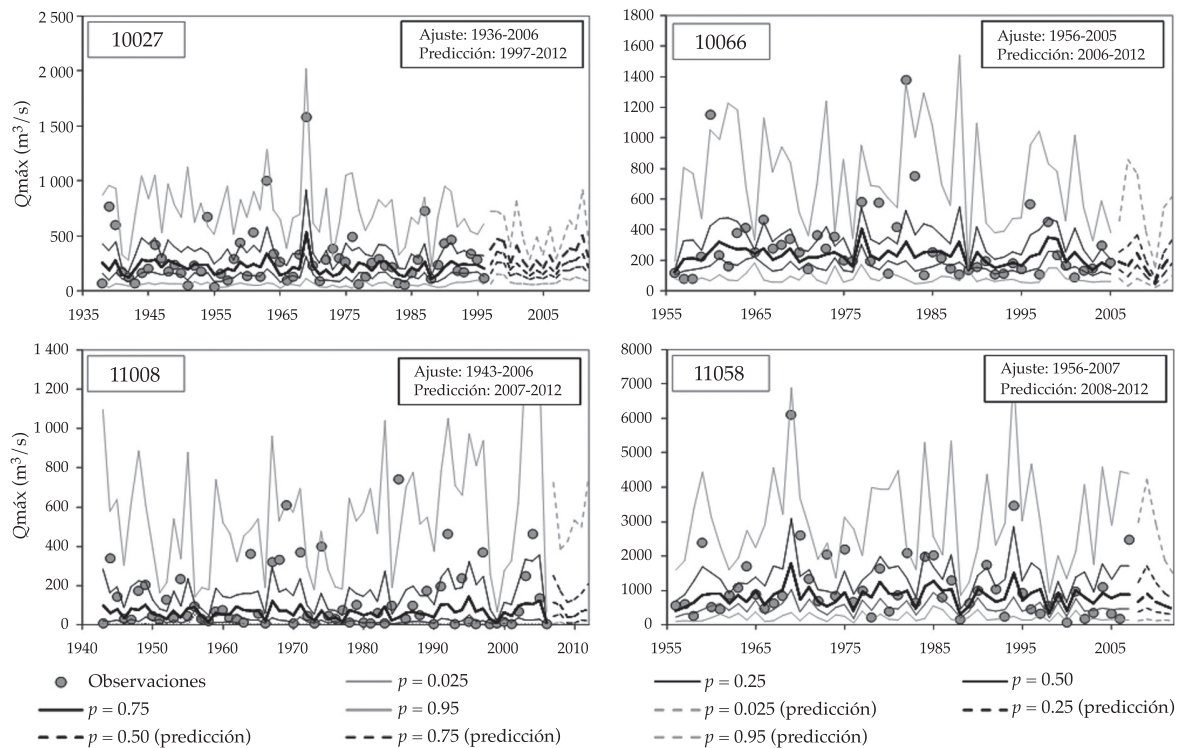


Figura 9. Resultados de la modelación de las crecidas máximas anuales en las estaciones 10027, 10066, 1008 y 11058 con el modelo de covariables. Los resultados en el periodo de ajuste de los modelos se muestran en líneas continuas, mientras en el periodo de predicción con líneas continuas.

de aforo localizadas en las regiones hidrológicas Sinaloa y Presidio San Pedro (Pacífico mexicano). Se implementaron dos aproximaciones de modelos bajo condiciones de no estacionariedad: el modelo de tendencia temporal y el modelo de covariables. Los modelos no estacionarios se desarrollaron en el marco de los modelos *GAMLSS*, los cuales mostraron la flexibilidad para la modelación probabilística de las series temporales de caudales máximos anuales en un contexto no estacionario, así como la capacidad para modelar la dependencia de los parámetros de las distribuciones respecto de covariables explicativas. La implementación del modelo de tendencia temporal en el cual el tiempo fungió como única covariable permitió identificar que los regímenes de crecidas en un importante número de las estaciones de estudio experimentan importantes desviaciones del supuesto de estacionariedad. Analizando el

tipo de dependencia observado en el modelo de los parámetros como función del tiempo se puede mencionar que se presentaron tanto casos de dependencia lineal como dependencia no lineal a través de las formulaciones de suavizado.

La aplicación de los modelos no estacionarios, incorporando los efectos de la variabilidad climática, exhibió la significativa influencia que puede ejercer el fenómeno ENOS en la variabilidad interanual de los regímenes de crecidas. En particular, es de destacar que los altos valores de crecidas en las estaciones de estudio están vinculados con la fase negativa del ENOS (eventos La Niña), mientras que los valores bajos de crecidas lo tienden a estar con la fase positiva (eventos El Niño). Los resultados mostraron que incorporando de manera simple los efectos de la variabilidad climática a través de los índices climáticos,

éstos pueden describir de manera razonable las no estacionariedades observadas en el comportamiento de los regímenes de crecidas.

Las aproximaciones de modelos no estacionarios mostraron que las tendencias y los efectos de la variabilidad climática afectan tanto la media como la varianza de las distribuciones. Un punto importante a destacar es que se observó que aquellos modelos en los cuales se involucran las formulaciones de suavizado (splines cúbicos) tienden a reproducir mejor la dispersión de las crecidas, al presentar una mayor flexibilidad. Sin embargo, estos tipos de modelos que proporcionan un buen ajuste y flexibilidad son altamente sensibles a los cambios en la evolución de las variables predictivas, por lo que deben ser empleados con precaución. Otro punto a destacar en el uso de las formulaciones de suavizado es que el criterio de Akaike tiende a proporcionar modelos muy complejos, mientras que el criterio Bayesiano, modelos más simples. Por ello, es importante en la optimización de los grados de libertad en los modelos, seguir un procedimiento en el cual se cumpla con el principio de parsimonia, ya que el aumento en la complejidad del modelo está vinculado con la extracción de información de los datos.

Los resultados del análisis de frecuencia de crecidas con los modelos no estacionarios mostraron que para un evento de crecida con una probabilidad anual de excedencia de 0.01 (correspondiente a un periodo de 100 años), las variaciones obtenidas respecto del clásico modelo estacionario son muy importantes, con extensos periodos en los cuales el valor estimado bajo condiciones no estacionarias es mayor que el estimado asumiendo estacionariedad. Estos resultados tienen un importante efecto en la práctica hidrológica y son una evidencia de que la simplificación de estacionariedad puede llevar a asumir un riesgo mayor al planificado en el diseño de estructuras hidráulicas.

La implementación de los modelos no estacionarios como herramientas de predicción muestra que los modelos con covariables

se presentan como una mejor alternativa respecto de los modelos de tendencias, ya que las tendencias a corto y largo plazos pueden cambiar por el efecto de la variabilidad climática y actividades humanas. Sin embargo, es importante considerar que en los modelos de covariables existen factores en el proceso de producción de escurrimiento que no son tomados en cuenta. Por ello, la consolidación de los modelos como herramienta de predicción requiere de trabajos más exhaustivos.

Se hace necesario llevar a cabo un análisis de varianza entre los índices climáticos, esto ante la alta multicolinealidad que puede existir entre los indicadores climáticos empleados, dado que describen un mismo fenómeno, lo cual permitirá obtener modelos que se ajusten al principio de parsimonia. Por otro lado, es importante mencionar que no se consideran en este estudio factores de origen antropogénico (p. ej., cambios de uso de suelo, construcción de embalses) que pueden afectar los regímenes de crecidas. Deben abordarse estudios más exhaustivos en los que se incorporen dichos efectos. Finalmente, aunque de las distribuciones paramétricas utilizadas, la distribución Gamma y Lognormal parecen proporcionar resultados aceptables, resulta necesario incorporar en estudios futuros distribuciones adicionales, como la General de Valores Extremos o distribuciones de dos poblaciones como la TCVE (Two Components Extreme Value).

Conclusiones finales

La hipótesis de estacionariedad en el estudio de las crecidas se encuentra comprometida y es necesario implementar métodos estadísticos alternativos que permitan asumir que las funciones de distribución de probabilidad se ven afectadas por el impacto de factores de origen antropogénico y climático. EL ENOS no es causado por el cambio climático; sin embargo, una pregunta de gran calado es si los eventos del ENOS en un escenario de cambio

climático serán más intensos y frecuentes. A la luz de los resultados, una tarea fundamental es incorporar los efectos de factores de origen antropogénico ante las evidencias que muestran que los impactos de estos factores se han intensificado en las últimas décadas. Aunque resultó evidente el potencial de los índices climáticos como covariables explicativas de la variabilidad en los regímenes de crecidas en las estaciones de estudio, es necesario que estas investigaciones vayan de la mano con las mejoras que están llevando a cabo los meteorólogos en el pronóstico de los índices, a fin de consolidarlos como un instrumento útil en la predicción a mediano y largo plazos. Además de lo anterior, se debe considerar el hecho de que los índices que describen el comportamiento de los patrones de variabilidad de baja frecuencia son una simplificación de la circulación general de la atmósfera, por lo que los valores en predicción deben tomarse con precaución. Por último, aunque los resultados demuestran la influencia del ENOS en la frecuencia e intensidad de los regímenes de crecidas en el noroeste del Pacífico mexicano, estos resultados no son extrapolables a otros sitios del territorio mexicano, ya que de acuerdo con los resultados reportados en estudios previos sobre la influencia del ENOS en Norteamérica, ésta presenta una importante variación espacial.

Agradecimientos

El desarrollo de este trabajo ha sido financiado por el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología de México (Conacyt). Los autores agradecen a Mikis Stasinopoulos, Robert Rigby y Calliope Akantziliotou por hacer el paquete GAMLSS de libre acceso. También su reconocimiento a James A. Smith y Gabriele Villarini por las reuniones sostenidas durante la estancia del segundo autor en la Universidad de Princeton, Estados Unidos, que contribuyeron al desarrollo del presente trabajo.

Recibido: 07/12/11
Aceptado: 26/03/14

Referencias

- Amarasekera, K. N., Lee, R. F., Williams, E. R., & Eltahir, E. A. (1997). ENSO and the Natural Variability in the Flow of Tropical Rivers. *Journal of Hydrology*, 200, 24-39.
- Cane, M. A. (1992). Tropical Pacific ENSO Models: ENSO as a Mode of the Coupled System (pp. 377-386). In K. Trenberth (Ed.). *Climate System Modeling*. Cambridge: Cambridge University Press.
- Cavazos, T., & Hastenrath, S. (1990). Convection and Rainfall over Mexico and their Modulation by the Southern Oscillation. *International Journal of Climate*, 10, 337-386.
- Cox, D. R., Isham, V. S., & Northrop, P. J. (2002). Floods: Some Probabilistic and Statistical Approaches. *Philosophical Transactions. Series A, Mathematical, Physical, and Engineering Sciences*, 360, 389-408.
- link, J., & Burn, D.H. (2003). Non-Stationary Pooled Flood Frequency Analysis. *Journal of Hydrology*, 276, 210-223.
- Escalante, C., & Reyes, L. (2002). *Técnicas Estadísticas en Hidrología*.
- Jain, S., & Lall, U. (2001). Floods in a Changing Climate: Does the Past Represent the Future? *Water Resources Research*, 36, 3641-3652.
- Katz, R. W., Parlange, M. B., & Naveau, P. (2002). Statistics of Extremes in Hydrology. *Advances in Water Resources*, 25, 1287-1304.
- Khaliq, M. N., Ouarda, T. B. M. J., Ondo, J. C., Gachon, P., & Bobée, B. (2006). Frequency Analysis of a Sequence of Dependent and/or Non-Stationary Hydro-Meteorological Observations: A Review. *Journal of Hydrology*, 329, 534-552.
- Koutsoyiannis, D. (2006). Nonstationarity versus Scaling in Hydrology. *Journal of Hydrology*, 324, 239-254.
- Kundzewicz, Z., & Robson, A. (2004). Change Detection in Hydrological Records — A Review of the Methodology. *Hydrological Sciences Journal*, 49, 7-19.
- Leclerc, M., & Ouarda, T. (2007). Non-Stationary Regional Flood Frequency Analysis at Ungauged Sites. *Journal of Hydrology*, 343, 254-265.
- Lettenmaier, D. P., & Wallis, J. R. (1994). Hydro-Climatological Trends in the Continental United States. *Journal of Climate*, 7, 586-607.
- Magaña, V., & Quintanar, A. (1997). *On the Use of a General Circulation Model to Study Regional Climate. Numerical Simulations in the Environmental and Earth Sciences*. (pp. 39-48). García, F. Cisneros, G., Fernández-Equiarte, A. y Álvarez, R. (Editores). Cambridge: Cambridge University Press.
- Magaña, V., Pérez, J. L., Conde, C., Gay, C., & Medina, S. (1998). El fenómeno de El Niño y la Oscilación del Sur (ENOS) y sus impactos en México. *Atmósfera*. México, DF: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Matalas, N. C. (1997). Stochastic Hydrology in the Context of Climate Change. *Climatic Change*, 37, 89-101-101.

- Milly, P. C. D., Betancourt, J., Falkenmark, M., Hirsch, R. M., Kundzewicz, Z. W., Lettenmaier, D. P., & Stouffer, R. J. (2008). Stationarity is Dead: Whiter Water Management? *Science*, 319, 573-574.
- Mosiño, P., & Morales, T. (1988). Los ciclones tropicales, El Niño y las lluvias en Tacubaya. *Geofis. Int.*, 27, 61-82.
- Olsen, J. R., Lambert, J. H., & Haimes, Y. Y. (1998). Risk of Extreme Events under Nonstationary Conditions. *Risk Analysis*, 18, 497-510.
- Perreault, L., Haché, M., Slivitzky, M., & Bobée, B. (1999). Detection of Changes in Precipitation and Runoff over Eastern Canada and U.S. Using a Bayesian Approach. *Stochastic Environ. Res. Risk Assess.*, 13, 201-216.
- Potter, K. W. (1976). Evidence for Nonstationarity as a Physical Explanation of the Hurst Phenomenon. *Water Resources Research*, 12, 1047-1052.
- Poveda, G., Veléz, I., Mesca, O., De Hoyos, C., Mejía, F., Barco, O., & Correa, P. (2002). Influencia de fenómenos macroclimáticos sobre el ciclo anual de la hidrología colombiana: cuantificación lineal no lineal y percentiles probabilísticos. *Meteorología Colombiana*, 6, 121-130.
- Ramesh, N. I., & Davison, A. C. (2002). Local Models for exploratory Analysis of Hydrological Extremes. *Journal of Hydrology*, 256, 106-119.
- Rasmussen, P. F. (1999). Bayesian Estimation of Change Points using General Linear Model. *Water Resources Research*, 37, 2723-2731.
- Rigby, R. A., & Stasinopoulos, D. M. (2005). Generalized Additive Models for Location, Scale and Shape. *Journal of the Royal Statistical Society: C-App.*, 54, 507-554.
- Salas, J. D. (1993). Analysis and Modelling of Hydrologic Time Series. In Maidment, D. (Ed.). *Handbook of Hydrology* (pp. 19.11-19.72). New York: McGraw-Hill.
- Salas, J. D., & Boes, D. C. (1980). Shifting Level Modeling of Hydrologic Series. *Adv. Water Resour.*, 3, 59-63.
- Salas, J. D., & Obeysekera, J. (2013). Revisiting the Concepts of Return Period and Risk for Nonstationary Hydrologic Extreme Events. *ASCE J. Hydrol. Eng.* 19(3), 554-568.
- Sankarasubramanian, A., & Lall, U. (2003). Flood Quantiles in a Changing Climate: Seasonal Forecasts and Causal Relations. *Water Resources Research*, 39, 12.
- Sivapalan, M., & Samuel, J. M. (2009). Transcending Limitations of Stationarity and the Return Period: Process-Based Approach to Flood Estimation and Risk Assessment. *Hydrological Processes*, 23, 1671-1675.
- Stahl, K., Hisdal, H., Hannaford, J., Tallaksen, L. M., Van Lanen, H. A., Sauquet, E., Demuth, S., Fendekova, M., & Odar, J. J. (2010). Streamflow Trends in Europe: Evidence from a Dataset of Near-Natural Catchments. *Hydrology and Earth System Sciences*, 7, 5769-5804.
- Stasinopoulos, D. M., & Rigby, R. A. (2007). Generalized Additive Models for Location Scale and Shape (GAMLSS). *R. Journal of Statistical Software*, 23, 1-46.
- Stedinger, J. R., Vogel, R. M., & Foufoula, G.E. (1993). Frequency Analysis of Extreme Events. In *Handbook of Hydrology* (pp. 18.11-18.65). New York: McGraw Hill.
- Strupczewski, W. G., Singh, V. P., & Mitosek, H. T. (2001a). Non-Stationary Approach to At-Site Flood Frequency Modelling, III. Flood Analysis of Polish Rivers. *Journal of Hydrology*, 248, 152-167.
- Strupczewski, W. G., Singh, V. P., & Feluch, W. (2001b). Non-Stationary Approach to At-Site Flood Frequency Modelling I. Maximum Likelihood Estimation. *Journal of Hydrology*, 248, 123-142.
- Trasviña, A., Lluch, C. D., Filonov, A. E., & Gallegos, A. (2004). *Oceanografía y el Niño* (pp. 69-1002). México, DF: UNAD.
- Villarini, G., Smith, J. A., & Napolitano, F. (2010). Nonstationary Modeling of a Long Record of Rainfall and Temperature over Rome. *Advances in Water Resources*, 33, 1256-1267.
- Villarini, G., Serinaldi, F., Smith, J. A., & Krajewski, W. F. (2009a). On the Stationarity of Annual Flood Peaks in the Continental United States during the 20th Century. *Water Resources Research*, 45, 1-17.
- Villarini, G., Smith, J. A., Serinaldi, F., Bales, J., Bates, P. D., & Krajewski, W. F. (2009b). Flood Frequency Analysis for Nonstationary Annual Peak Records in an Urban Drainage Basin. *Advances in Water Resources*, 32, 1255-1266.
- Yi, H., Bardossy, A., & Brommundt, J. (2006). Non-Stationarity Flood Frequency Analysis Southern Germany. *Proceedings of the 7th International Conference on HydroScience and Engineering*, Philadelphia, USA.
- Zhang, Q., Xu, C., Jiang, T., & Wu, Y. (2007). Possible Influence of ENSO on Annual Maximum Streamflow of the Yangtze River, China. *Journal of Hydrology*, 333, 265-274.
- Zhang, Y., & Schilling, K. (2006). Increasing Streamflow and Baseflow In Missisipi River Since the 1940's: Effect of Land Use Change. *Journal of Hydrology*, 324, 412-422.

Dirección institucional de los autores

Dr. Jesús López-de la Cruz

Universitat Politècnica de València
 Instituto de Ingeniería del Agua y Medio Ambiente
 (IIAMA)
 Despacho Becarios Hidráulica-Hidrología
 Edificio 4E, primera planta, C/ Camino de Vera, s/n,
 46022 Valencia, España
 Teléfono: +34 (963) 877 000
 jeslpede@pogrado.upv.es

Dr. Félix Francés

Universitat Politècnica de València
Instituto de Ingeniería del Agua y Medio Ambiente
(IIAMA)
Edificio 1 Central, planta 1
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos
Canales y Puertos
Código numérico 4E
Camino de Vera s/n
46022 Valencia, España
Teléfono: +34 (963) 877 000
ffrances@hma.upv.es



[Haga clic aquí para escribir al autor](#)



Acueducto en el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, Morelos, México.

Foto: Rafael Espinoza Méndez.

RELACIÓN GASTO ESPECÍFICO Y TRANSMISIVIDAD CON FLUJO NO LINEAL Y POZO DE PENETRACIÓN PARCIAL

• Armando O. Hernández-Valdés* •
Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría, Cuba

*Autor de correspondencia

Resumen

Hernández-Valdés, A. O. (julio-agosto, 2014). Relación gasto específico y transmisividad con flujo no lineal y pozo de penetración parcial. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(4), 103-117.

El gasto específico ha sido utilizado por numerosos autores, incluido el del presente trabajo, para estimar la transmisividad darciana del acuífero, dada la carencia de datos de estos sistemas y de los costos que implican la realización de ensayos de bombeo para determinarla. Existen numerosos factores que pueden incidir en errores significativos de dicha estimación. En este trabajo se presentan expresiones analíticas y resultados de ensayos de bombeo para demostrar las magnitudes de los errores, sobre todo cuando hay presencia de flujo no lineal en los alrededores del pozo de bombeo, si es de penetración parcial o hay efectos de recarga o cavernas que provocan en los pozos una rápida estabilización de los niveles durante el bombeo. En los dos primeros casos, las estimaciones subvaloran la transmisividad darciana del acuífero y en el último se sobrevalora este parámetro. Se muestran los resultados de una prueba de bombeo con dos satélites o pozos de observación, situación poco frecuente, pero que permite realizar la interpretación utilizando una de las variantes propuestas anteriormente para calcular las propiedades hidrogeológicas con régimen no lineal de flujo, donde se evidencia el error que se comete en la determinación del coeficiente de almacenamiento y el uso de un inadecuado gasto específico para estimar la transmisividad.

Palabras clave: régimen no lineal, penetración parcial, gasto específico-transmisividad, hidráulica de pozos.

Abstract

Hernández-Valdés, A. O. (July-August, 2014). Relation between Specific Capacity and Transmissivity with Non-linear Flow and Partial Penetration Well. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(4), 103-117.

Specific capacity has been used by several authors, including the author of the present work, to estimate the Darcian transmissivity of an aquifer, given the lack of data related to these systems because of the costs involved in conducting pumping tests to determine transmissivity. Several factors can cause significant errors in this estimate. This work presents the analytical expressions and results from pumping tests in order to demonstrate the error magnitudes, especially when non-linear fluid is present around pumping wells, in the case of a partial penetration well, or there are recharge effects or caves that quickly stabilize the levels of the wells during pumping. In the first two cases the Darcian transmissivity of the aquifer is underestimated, whereas in the latter it is overestimated. Results from a pumping test using two satellites, or observation wells are also shown. Although this is an uncommon situation, interpretation is possible based on one of the proposals above to calculate hydrogeological properties under a non-linear flow regime. Errors in determining the storage coefficient and the use of an inadequate specific capacity parameter to estimate transmissivity were found.

Keywords: Non linear regime, partial penetration, specific capacity-transmissivity, well hydraulics.

Introducción

Numerosos autores han utilizado con frecuencia los datos del gasto específico (Q_s) (relación entre el caudal de bombeo y el abatimiento o descenso que se produce en éste) para estimar la transmisividad del acuífero, dada la carencia de pruebas de bombeo que permitan caracterizar

con mayor detalle a los sistemas acuíferos. La principal causa que motiva lo anterior es el costo de los ensayos de bombeo y la facilidad con que se determina el Q_s durante el desarrollo del pozo o cuando se afora.

Aunque el Q_s no sea un parámetro constante para cada pozo de bombeo ni pueda utilizarse para estimar la transmisividad del acuífero, según

se verá más adelante, en cierta medida permite realizar una evaluación cualitativa de la calidad constructiva del pozo y de las características acuíferas de la formación geológica donde se encuentra ubicado. Por otra parte, si se quieren aplicar técnicas de optimización donde las restricciones de niveles mínimos se impongan en los pozos de bombeo, como es necesario hacer en los acuíferos costeros, entonces se puede aplicar una corrección al abatimiento simulado en puntos correspondientes a los pozos de bombeo, procedimiento utilizado por Cabrera-Estupiñán (2010) en función del gasto específico.

Pérez (2001) señala: “el gasto específico es función del tiempo y del caudal, y que solamente se podría considerar constante en el caso de flujo lineal en todo el acuífero, en un pozo sin estructura, caso que resulta poco probable, ya que en aquellos acuíferos donde el flujo pudiera ser lineal en la cara del pozo, es casi seguro que resulta necesario que el pozo tenga una estructura, al menos, formada por camisa y rejilla. Por otra parte, en los casos en que no se necesite estructura en el pozo, lo más probable es que el flujo sea no lineal en la cara del pozo. Es decir, que la probabilidad de que el caudal específico sea constante es muy pequeña. No obstante, se puede utilizar como índice de fertilidad relativa, aunque no con la absolutez que se ha usado hasta ahora”.

Por lo general, se utiliza el gasto específico para caracterizar de manera cuantitativa las características de los pozos y de los acuíferos en diferentes cuencas hidrogeológicas, pero sin asociarlo con las propiedades hidrogeológicas de los acuíferos correspondientes, como reportan Capucci *et al.* (2001).

En adelante se abordarán los factores que inciden en las magnitudes del Q_s y cómo inciden en la estimación de la transmisividad a partir de él, aunque hay trabajos, como el de Chenini, Silvain y Ben-Mammou (2008) que sólo consideran la variación con el tiempo debido al aumento del radio de influencia.

El gasto específico y factores que lo afectan

Son muchos los esfuerzos que se han realizado para tratar de buscar correlaciones entre la transmisividad T_D y el gasto específico Q_s , definido por la relación entre el caudal de bombeo y el abatimiento que se produce en dicho pozo.

Según señalan Pérez (2001) y Walton (1970), el abatimiento en los pozos de bombeo y, por ende, el gasto específico (Q_s) depende de varios factores:

$$Q_s = \frac{Q}{S_p} = \frac{Q}{A * Q + B * Q^2 + D * Q^{(n)}} \quad (1)$$

- Tiempo de bombeo (A).
- Flujo no lineal en las proximidades del pozo de bombeo (B).
- Pérdidas por la estructura del pozo de bombeo (D).

Además de los anteriores factores se debe incluir:

- Penetración parcial.
- Superficie de filtración en acuíferos libres.
- Efectos de interferencia entre pozos y fronteras impermeables o de recarga.
- Heterogeneidad y anisotropía del medio geológico, etcétera.

Aunque es cierto lo que señalan Aitchison-Earl y Smith (2008) de que el gasto específico se reduce con el incremento del tiempo y caudal de bombeo, debe especificarse que el efecto del tiempo de bombeo sólo se refleja en la componente lineal del abatimiento, siendo más significativa su variación al principio y menor para después de varias horas de bombeo, donde ya sea aplicable la aproximación de Jacob, $u \leq$

0.01, donde $u = \frac{r^2 * E}{4 * T_D * t}$, siendo E el coeficiente de almacenamiento, t el tiempo de bombeo, r el radio del pozo y T_D la transmisividad del acuífero. En relación con los incrementos de

caudal, es importante destacar que tienen efectos importantes en el gasto específico, pues influyen tanto en la componente turbulenta del abatimiento como en las pérdidas por estructura y los efectos de la penetración parcial.

En el estudio realizado por Knopman y Hollyday (1993) es posible constatar la gran cantidad de variables que pueden influir en el gasto específico y realizan una valoración del comportamiento estadístico de dichas variables en un número considerable de pozos con datos de gasto específico, pero sin llegar a proponer expresiones matemáticas que relacionen éste con la transmisividad.

Lari, Knochenmus y Bowman (1998) señalan que en la zona de estudio, la gran variabilidad de la relación entre transmisividad y gasto específico puede ser causada por las pérdidas por estructura del pozo, la penetración de éste en el acuífero, la heterogeneidad del acuífero y la influencia de las fracturas en su interconexión.

Por su parte, El-Naga (1994) justifica que una correlación logarítmica entre transmisividad y gasto específico tiene un mejor ajuste que una lineal debido a que ambas son distribuciones lognormales y que la transmisividad de la matriz acuífera está afectada por los fenómenos de fracturación y carstificación. Como se demostrará más adelante, una buena correlación no necesariamente implica una buena estimación de un parámetro.

En el WRI Report 87-4034 (2008) se señalan las grandes limitaciones de estimar la transmisividad a partir del gasto específico, considerando que el radio efectivo del pozo de bombeo puede ser sustancialmente muy superior al nominal, ya que muchos pozos en formaciones cársticas pueden estar perforados en cavernas, lo que resultaría un alto gasto específico y por tanto estimarse altas transmisividades; por otra parte, la presencia del flujo turbulento y las pérdidas por estructura del pozo de bombeo pueden causar mayores abatimientos, al igual que la penetración parcial, reduciendo ambos parámetros. Se señala que los efectos anteriores

pueden compensar los errores de estimación, cosa que es cierta para evaluar valores medios de la transmisividad, pero no para estimar la variabilidad espacial. Además se señala que en muchos casos el periodo de bombeo no se conoce y que virtualmente todo el abatimiento ocurre en pocos minutos.

En el presente trabajo se analizarán los efectos del régimen no lineal de flujo en las proximidades de los pozos de bombeo y el efecto de la penetración parcial del pozo en el acuífero, lo que hace coincidir con lo planteado en el reporte anterior y se demuestran teórica y prácticamente varios de dichos señalamientos.

Relación entre gasto específico y transmisividad T_D con régimen lineal alrededor del pozo de bombeo

a) Pozo de penetración total

A partir de la fórmula conocida de Dupuit-Thiem:

$$S_p = 0.366 * \frac{Q}{T_D} * \log \left[\frac{r_o}{r_p} \right] \quad (2)$$

Se obtiene de despejar T_D y realizando el cambio de unidades:

$$T_D \left(\text{m}^2/\text{d} \right) = 0.366 * 86.4 * \log \left[\frac{r_o}{r_p} \right] * \frac{Q(\text{lps})}{S_p} \quad (3)$$

La ecuación anterior pudiera expresarse en otras unidades, como las utilizadas en muchos de los trabajos a que se hacen referencia, de la siguiente manera:

$$T_D \left(p^2/d \right) = 0.366 * \frac{3.7853 * 86.4 * (3.28)^3}{60} \log \left[\frac{r_o}{r_p} \right] * \frac{Q(\text{gpm})}{S_p(p)} \quad (3a)$$

Para un pozo de bombeo de 50 cm de diámetro y un radio de influencia de 370 m, la ecuación (3) se convertiría en:

$$T_D (m^2/d) = 100 * \frac{Q(lps)}{S_p} = 100 * Q_s \left(\frac{lps}{m} \right) \quad (4)$$

Frecuentemente se ha utilizado en Cuba la expresión anterior para estimar la transmisividad hidráulica de Darcy, aunque entre otros factores depende del tiempo de bombeo.

Para los anteriores valores de diámetro y radio de influencia en la ecuación (3) se obtendría:

$$T_D (p^2/d) = 224 * \frac{Q(gpm)}{S_p(p)} = 224 * Q_s \left(\frac{gpm}{p} \right) \quad (4a)$$

Para un radio de influencia de $r_o = 1\ 250\ m$ se obtendría de las dos ecuaciones anteriores:

$$T_D (m^2/d) = Factor_{RL} * \frac{Q(lps)}{S_p} = 117 * Q_s \left(\frac{lps}{m} \right) \quad (5)$$

$$T_D (p^2/d) = 260 * \frac{Q(gpm)}{S_p(p)} = 260 * Q_s \left(\frac{gpm}{p} \right) \quad (5a)$$

De lo anterior se evidencia que el tiempo de bombeo afecta al gasto específico, disminuyendo a medida que el tiempo aumenta, pero que su variación es más significativa para tiempos pequeños de bombeo.

En las ecuaciones (4a) y (5a), el coeficiente obtenido está en el rango de las fórmulas utilizadas por Abbott y Dehay (2008), quienes emplearon la fórmula de Parkhurst, Christenson y Breit (1996) $T = 242\ Q/s$, y señalan que los valores estimados por la relación anterior son de 1.1 a 4.3 veces mayores que los valores de las transmisividades obtenidas a partir de los ensayos de bombeo.

En el WRI Report 87-4034 (2008) se utiliza la relación $T = 270\ Q/s$, indicando que para esa zona el coeficiente está entre 170 y 370, con un valor promedio de 270. Se señala que este coeficiente es muy variable y que acuíferos con cavernas como el estudiado provocan

altos gastos específicos que pueden inducir a estimar transmisividades muy grandes y por lo contrario, el efecto del flujo turbulento estima transmisividades muy bajas; ambos aspectos serán analizados y justificados analíticamente en el presente trabajo.

b) Pozo de penetración parcial

De las expresiones que relacionan la transmisividad T_D con el gasto específico Q_s en pozos de penetración parcial con régimen lineal se tienen las tres primeras citadas por Pérez (2001):

- De Glee (1930)

$$T_D = \frac{Q}{S_p} * \frac{86.4}{2\pi} \left\{ \left[\frac{1}{Fp} \ln(\pi x) \right] + \ln \left(\frac{\alpha * Fp}{4x} \right) + 0.1 \right\}.$$

- Babouchkine

$$T_D = \frac{Q}{S_p} * \frac{86.4}{2\pi} \left\{ \left[\frac{1}{Fp} \ln(2ax) \right] \right\}, \text{ donde } a \text{ (1.32-1.6).}$$

- Schneebeli (1966)

$$T_D = \frac{Q}{S_p} * \frac{86.4}{2\pi} \left[\frac{\ln(4x)}{Fp} + \ln \left(\frac{\alpha * Fp}{4x} \right) \right].$$

- Autor $T_D = \frac{Q}{S_p} * [116.2 * Fp^{-0.368}]$ (se obtiene de la ecuación (20) para régimen lineal).

En las expresiones anteriores, $Fp = hs/m$, $\alpha = r_o/r_p$ y $x = hs/2r_p$, siendo hs la penetración del pozo dentro del acuífero (m); m , el espesor del acuífero; r_p , el radio del pozo de bombeo, y r_o el radio de influencia.

En el cuadro 1 aparecen los resultados de evaluar las anteriores expresiones para la mismas magnitudes de los parámetros, obteniéndose resultados similares, salvo el caso de Babouchkine.

Tanto el efecto de la penetración parcial de los pozos de bombeo como el flujo no lineal que se puede producir alrededor de ellos provoca descensos superiores a los producidos si el régimen fuese lineal y el pozo de penetración total. En la simulación de los efectos locales en

Cuadro 1. Factor de penetración parcial con régimen lineal

F_p	Glee	Babouchkine		Autor	Schneebeli
		$a = 1.32$	$a = 1.6$		
0.4	233.77	191.69	198.30	162.77	240.70
0.5	194.24	153.35	158.64	149.94	199.51
0.6	167.88	127.79	132.20	140.21	172.05
0.7	149.06	109.54	113.31	132.48	152.43
0.8	134.94	95.84	99.15	126.12	137.72
0.9	123.96	85.19	88.13	120.77	126.27
1	115.17	76.67	79.32	116.18	117.12

un modelo regional, ambos factores pueden ser simulados mediante un refinamiento de malla y medio heterogéneo (Cabrera-Estupiñán & Hernández-Valdés, 2011).

Relación entre gasto específico y transmisividad hidráulica de Darcy con régimen no lineal alrededor del pozo de bombeo

Se presentan de manera frecuente dos situaciones:

a) Pozo de penetración total

Para este análisis se considera importante introducir las expresiones que determinan el abatimiento a cualquier distancia de un pozo que bombea a caudal constante en un medio homogéneo e isótropo (Pérez, 2001):

$$S = S_D + S_T = 0.183 \frac{Q}{T_D} \log \left(\frac{2.246 T_D t}{r^2 E} \right) + \left(\frac{Q}{2\pi T_T} \right)^2 \frac{1}{r} \quad (6)$$

O su equivalente:

$$S = 0.366 \frac{Q}{T_D} \log \left(\frac{r_0}{r} \right) + \left(\frac{Q}{2\pi T_T} \right)^2 \frac{1}{r} \quad (6a)$$

Donde $r_0 = \left(\frac{2.246 T_D t}{E} \right)^{1/2}$ y se conoce como radio de influencia.

La distancia medida desde el centro del pozo de bombeo a partir de la cual puede considerarse el régimen lineal de flujo se determina por el radio de Darcy (r_D), definido por Pérez (2001):

$$r_D = \frac{Q}{0.1\pi} \left[\frac{T_D}{T_T^2} \right] \quad (7)$$

La ecuación (6a) para el pozo de bombeo en función del r_D se expresa de la manera siguiente:

$$S_p = \frac{Q}{T_D} \left\{ 0.366 \log \left(\frac{r_0}{r_p} \right) + \frac{1}{40\pi} * \left[\frac{r_D}{r_p} \right] \right\} \quad (8)$$

En las expresiones (6), (6a) y (8), el primer sumando de la derecha representa a la componente darciana del abatimiento y el segundo a la componente turbulenta, siendo Q el caudal de bombeo; S , el abatimiento; $T_D = mK_D$, la transmisividad darciana; $T_T = mK_T$, la transmisividad turbulenta, donde m es el espesor del acuífero; E , el coeficiente de almacenamiento; t , el tiempo de bombeo, y r es la distancia desde el pozo de observación al centro del pozo de bombeo.

De las expresiones anteriores y a partir de las conductividades hidráulicas darciana $K_D = \frac{T_D}{m}$ y turbulenta $K_T = \frac{T_T}{m}$, y por las siguientes ecuaciones: $K_D = \frac{gk}{v}$ y $K_T^2 = \frac{g\sqrt{k}}{C}$, donde v es

la viscosidad cinemática del fluido y g la aceleración de la gravedad, se pudieran obtener las propiedades hidrogeológicas características de los acuíferos: permeabilidad intrínseca o geométrica (k), y rugosidad equivalente del medio poroso o fisurado (C).

La representación en un gráfico semilogarítmico S vs $\log(r)$ de la ecuación (5a) tendría un comportamiento como el indicado en la figura 1.

Para obtener el mismo abatimiento en el pozo de bombeo con régimen lineal de flujo, la pendiente del gráfico semilogarítmico de la figura 1 sería $\Delta S'_{r10} > \Delta S_{r10}$ lo que implica que la transmisividad correspondiente que simula el efecto del régimen no lineal es menor que la del acuífero $T'_D < T_D$.

$$S_p = 0.366 \frac{Q}{T_D} \log \left(\frac{r_o}{r_p} \right) \quad (9)$$

De igualar (8) con (9) se obtiene la relación entre la transmisividad real del acuífero y la

estimada a partir del gasto específico si hay componente no lineal de flujo $\left(\frac{r_D}{r_p} > 1 \right)$:

$$T_D = \left[1 + \frac{0.366 * \log \left(\frac{r_o}{r_p} \right)}{40 * \pi} * \left(\frac{r_D}{r_p} \right) \right] * T'_D \quad (10)$$

Si se despeja T_D en la ecuación (8) se obtiene:

$$T_D \left(\frac{m^2}{d} \right) = \frac{Q(lps)}{S_p(m)} * (\text{Factor}_{RNL}) \quad (11)$$

Sustituyendo $r_p = 0.25$ m y para un radio de influencia de $r_o = 1250$ m se obtendría:

$$\text{Factor}_{RNL} = \left[117 + 0.688 * \frac{r_D}{r_p} \right] \quad (12)$$

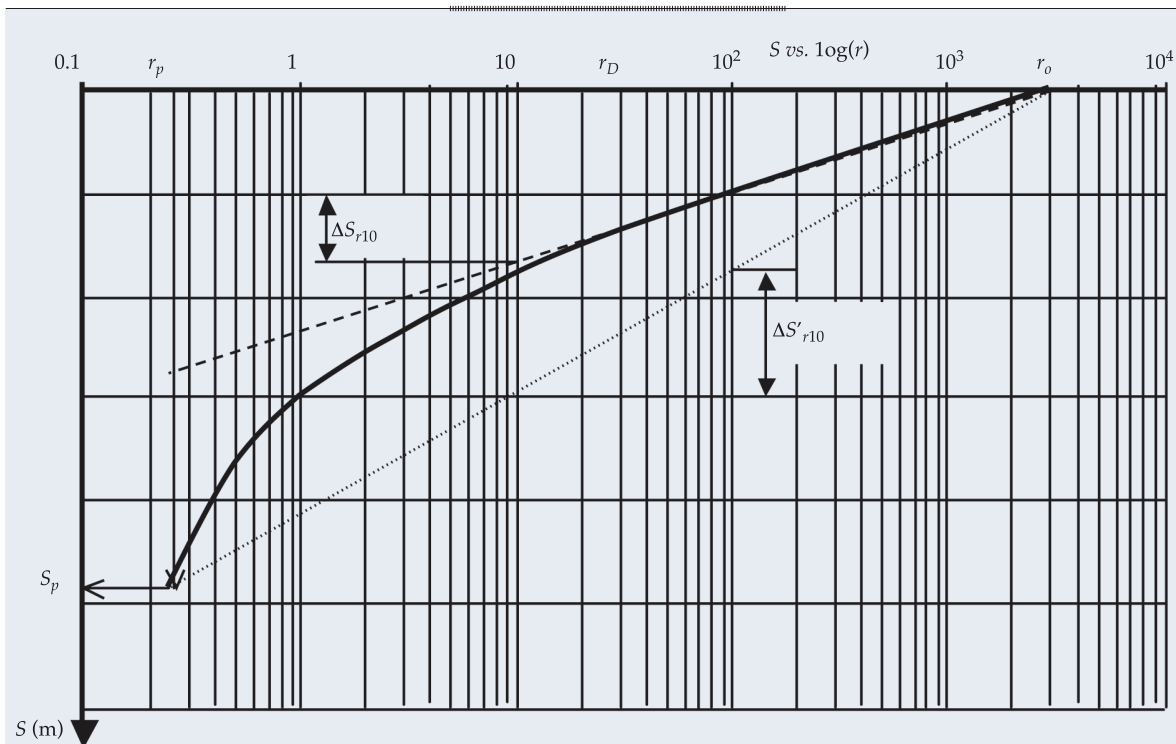


Figura 1. Gráfico S vs. $\log(r)$ con régimen no lineal alrededor del pozo de bombeo.

Observe que para régimen lineal, $\frac{r_d}{r_p} = 1$, por lo que el Factor_{RNL} coincide con el del régimen lineal de la ecuación (5).

b) Pozo de penetración parcial

El uso de pozos penetración parcial es lo más frecuente que se presenta como situación real en los pozos de bombeo; así, los efectos del régimen no lineal se manifiestan con mayor frecuencia por inducirse mayores gradientes en las proximidades del pozo de bombeo, lo que implica mayores abatimientos en éstos.

En la figura 2 se muestra un esquema representativo de un pozo de penetración parcial utilizado por Hernández-Valdés (1984) para calcular el abatimiento en este tipo de pozo, considerando el régimen no lineal de flujo. Se realizó la hipótesis de suponer que la línea de corriente inferior tiene forma parabólica, con vértice en la pared del pozo e intercepto con el fondo impermeable del acuífero a una

distancia de dos veces el espesor de éste, por lo que el espesor del acuífero varía en función de la penetración del pozo de bombeo desde la pared de éste hasta dos veces su espesor.

A partir del esquema de la figura 2, en dicho trabajo se obtiene por integración la ecuación que permite determinar el abatimiento en el pozo de bombeo, considerando un régimen no lineal de flujo, que sigue la ley binómica que relaciona la velocidad con el gradiente hidráulico (Pérez, 2001):

$$I = \frac{U}{K_D} + \frac{U^2}{K_T^2} \quad (13)$$

Entre el pozo de bombeo y la distancia de dos veces el espesor del acuífero (2 m), la ecuación de continuidad presenta la siguiente forma:

$$Q = A * U = 2\pi r \left[h_s + \frac{(m - h_s)}{\sqrt{2m}} * r^{\frac{1}{2}} \right] * U \quad (14)$$

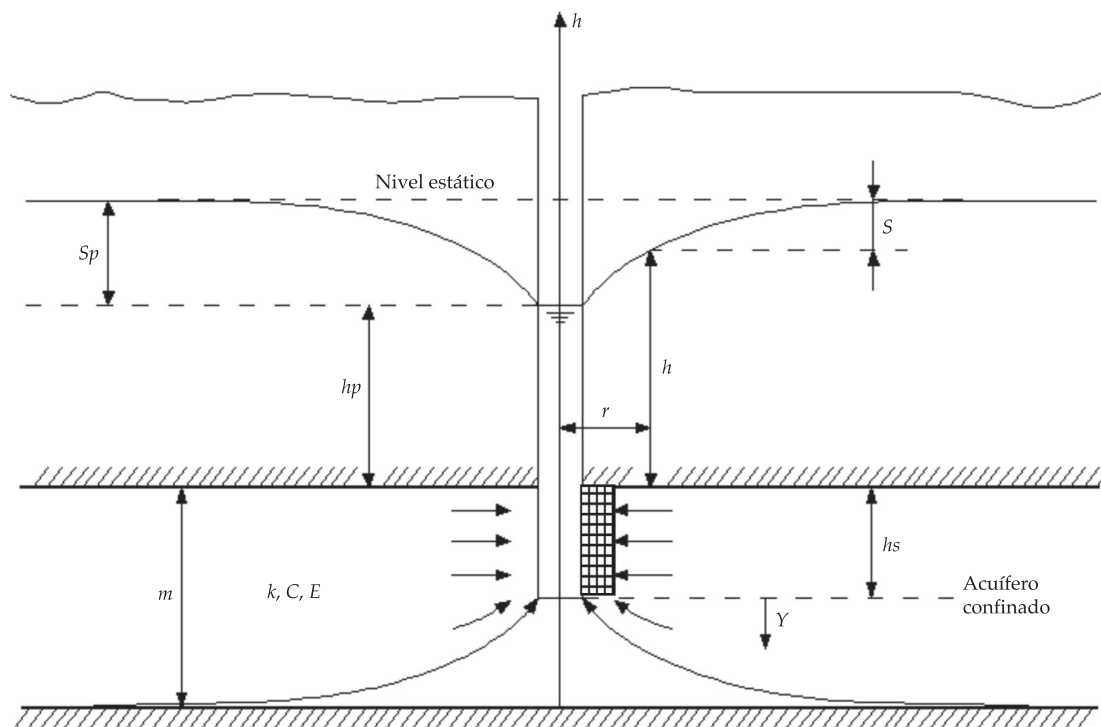


Figura 2. Representación de un pozo de penetración parcial.

Donde U es la velocidad media aparente.

Considerando $I = \frac{dh}{dr}$, despejando U de la ecuación (14), sustituyendo en la ecuación (13) y mediante un proceso de integración, se puede determinar la diferencia de abatimientos entre el pozo de bombeo y la distancia de dos veces el espesor del acuífero mediante la siguiente expresión:

$$[S_{pp} - S_{2m}] = \int_{h_{pp}}^{h_{2m}} dh = \int_{r_p}^{r_{2m}} \frac{Qdr}{2\pi K_D r \left[h_s + \frac{(m-h_s)}{\sqrt{2m}} * r^{\frac{1}{2}} \right]} + \int_{r_p}^{r_{2m}} \frac{Q^2 dr}{4\pi^2 K_T^2 r^2 \left[h_s + \frac{(m-h_s)}{\sqrt{2m}} * r^{\frac{1}{2}} \right]^2} \quad (15)$$

El espesor es constante a partir de la distancia de dos veces el espesor del acuífero (2 m), hasta el radio de influencia (r_o), por lo que el abatimiento en éste se determinaría por:

$$S_{2m} \frac{Q}{2\pi K_D m} \ln \left[\frac{r_o}{2m} \right] + \frac{Q^2}{4\pi^2 m^2 K_T^2} * \frac{(r_o - 2m)}{r_o * 2m} \quad (16)$$

La ecuación (17) se obtiene de la integración de la ecuación (15) con la sustitución de la ecuación (16) y mediante el empleo de variables adimensionales.

Despejando T_D de la ecuación obtenida del abatimiento se obtiene:

$$T_D \frac{Q}{S_{pp}} * \frac{1}{2\pi} \left\{ \ln \left[\left(\frac{4x}{Fp} \right) \left(Fp + (1-Fp) \left(\frac{Fp}{4x} \right)^{\frac{1}{2}} \right) \right] \right. \\ \left. \left(\frac{1}{Fp} + 0.0375 * \frac{(1-Fp)^2 * \beta}{Fp^3 * x} \right) \right] + \ln \left(\frac{\alpha * Fp}{4x} \right) + \frac{0.025 * \beta}{x * Fp^2} \right. \\ \left. * \left[\left(Fp^2 - 4.5 * Fp + 3 \right) + \left(\frac{2 * x * Fp}{Fp + (1-Fp) \left(\frac{Fp}{4x} \right)^{\frac{1}{2}}} \right) \right] \right\}$$

$$-1.5 * (1-Fp) \left(\frac{4x}{Fp} \right)^{\frac{1}{2}} * \left[1 + \frac{(1-Fp) \left(\frac{Fp}{4x} \right)^{\frac{1}{2}}}{Fp + (1-Fp) \left(\frac{Fp}{4x} \right)^{\frac{1}{2}}} \right] \\ + 0.05 * \beta * \left(\frac{Fp}{4x} - \frac{1}{\alpha} \right) \quad (17)$$

donde: $Fp = hs/m$, $\beta = r_D/r_p$, $\alpha = r_o/r_p$ y $x = hs/2r_p$, siendo hs la penetración del pozo dentro del acuífero (m); r_D , el radio de Darcy; m , el espesor del acuífero; r_p , el radio del pozo de bombeo, y r_o , el radio de influencia.

La ecuación (17) puede sustituirse por el producto del Q_s por un factor que considera el régimen no lineal y la penetración parcial (Factor_{RNLpp}):

$$T_D (m^2/d) = \text{Factor}_{RNLpp} * Q_s (lps/m) \quad (18)$$

Una expresión aproximada del Factor_{RNLpp} que se obtiene por regresión de la ecuación (18) sería la siguiente:

$$\text{Factor}_{RNLpp} = \text{Fac}_{RNL} * \text{Fac}_{RNLpp1} \quad (19)$$

$$\text{Fac}_{RNL} = \left[115.5 + 0.6845 * \frac{r_d}{r_p} \right] \text{ y}$$

$$\text{Fac}_{RNLpp1} = \left[Fp^{-0.368 * \left(\frac{r_d}{r_p} \right)^{0.234}} \right]$$

$$\text{Factor}_{RNLpp} = \text{Fac}_{RNL} * \text{Fac}_{RNLpp1}$$

$$= \left[115.5 + 0.6845 * \frac{r_d}{r_p} \right] * \left[Fp^{-0.368 * \left(\frac{r_d}{r_p} \right)^{0.234}} \right] \quad (20)$$

Para el caso de penetración total ($F_p = 1$), el Factor_{RNLpp} $\approx$ Factor_{RNL} en la ecuación (12).

La correlación entre el factor de la fórmula analítica (17) con el ajustado representado por la ecuación (20), para un amplio rango de valores de $Fp = hs/m$ y $\beta = r_D/r_p$, se observa en la figura 3.

Si se divide el coeficiente que afecta al Q_s en pozos de penetración parcial o con efectos del régimen no lineal dado por (Factor_{RNLpp}) entre el (Factor_{RL}), se obtendrían los resultados del cuadro 2, que representan al coeficiente por el que se multiplicaría la transmisividad obtenida a partir del gasto específico, suponiendo

régimen lineal de flujo y pozo de penetración total, en función de la penetración del pozo (Fp) y de la presencia de un régimen no lineal de flujo.

Valoración de la aplicación de los resultados anteriores en acuíferos cársicos de la antigua provincia La Habana, Cuba

Los principales acuíferos que abastecen a la ciudad de La Habana están en formaciones

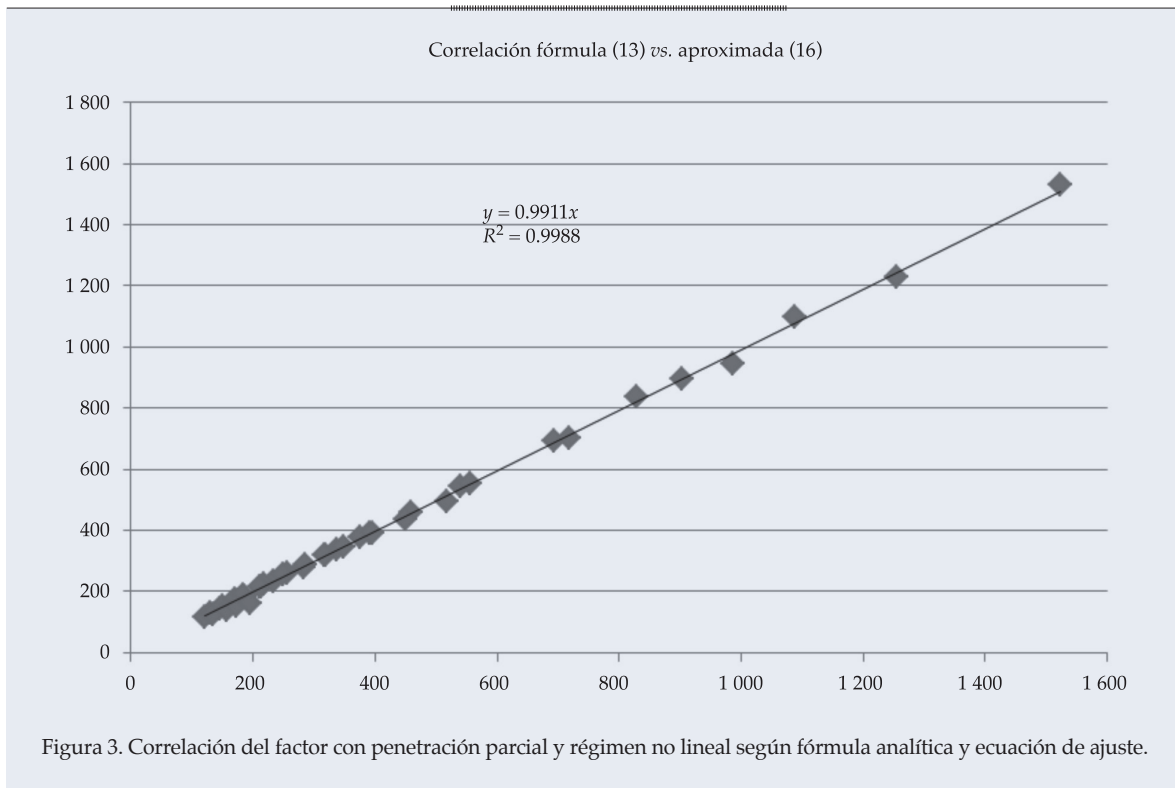


Figura 3. Correlación del factor con penetración parcial y régimen no lineal según fórmula analítica y ecuación de ajuste.

Cuadro 2. Coeficiente de corrección de transmisividades estimadas a partir del gasto específico Q_s .

Fp	Régimen lineal			Régimen no lineal. Relación entre r_D/r_p							
	Schneebeli	DeGlee	Autor	4	20	40	80	100	240	320	400
0.4	2.06	2.00	1.39	1.61	2.18	2.72	3.73	4.23	8.07	10.50	13.10
0.5	1.71	1.66	1.28	1.44	1.85	2.24	2.96	3.33	6.00	7.65	9.38
0.6	1.47	1.43	1.20	1.31	1.61	1.91	2.46	2.73	4.71	5.90	7.14
0.7	1.30	1.27	1.13	1.21	1.44	1.67	2.10	2.31	3.84	4.74	5.67
0.8	1.18	1.15	1.08	1.13	1.30	1.48	1.83	2.00	3.22	3.92	4.65
0.9	1.08	1.06	1.03	1.07	1.19	1.34	1.62	1.76	2.75	3.32	3.90
1	1.00	0.98	0.99	1.01	1.10	1.22	1.46	1.57	2.39	2.86	3.33

cársicas con diversos grados de fisuramiento y cavernosidad. La aplicación de ecuaciones deducidas para medios no consolidados en acuíferos cársicos ha encontrado en la comunidad científica diversos cuestionamientos; no obstante, modelos conceptuales que consideran estas formaciones geológicas como medios porosos equivalentes han demostrado ser aceptables en la modelación matemática a escala regional y en el flujo hacia pozos a escala local. No obstante, en este último caso es importante considerar la componente del abatimiento, que por lo general se manifiesta en los alrededores del pozo de bombeo y se debe a un régimen no lineal que no cumple con la ley de Darcy.

Para evaluar el comportamiento de la relación entre gasto específico y transmisividad, se incluyen los resultados de un conjunto de pruebas de bombeo realizadas en acuíferos de la antigua provincia La Habana, en Cuba, y fundamentalmente del acuífero costero del sur de la Habana, obtenidos por Molina-Rosabal y Ferrás-Martínez (1989), y que se muestran en el cuadro 3.

Las muestras no seleccionadas (148) del citado estudio presentaban como principal característica que en los pozos de bombeo se producía una estabilización muy rápida (85, inmediata estabilización; 63 en menos de 15 minutos), típico de un efecto de recarga, que puede ser causado por el sistema de cavernamiento de esta región cársica; tales pruebas daban un gasto específico muy grande y si se pronosticara la transmisividad T_D del acuífero por la ecuación (5), se estaría sobrevalorando este parámetro.

En la figura 4 se puede apreciar el comportamiento del factor que relaciona la transmisividad con el gasto específico (T_D/Q_s) en las 90 muestras seleccionadas. Sólo el 34% de la muestra tiene un factor en el rango corrientemente utilizado entre 100 y 140. El 58% de la muestra tiene un factor en el rango entre 80 y 160, con lo que se demuestra que no es confiable realizar estimaciones de la transmisividad a partir del gasto específico. Las desviaciones evidencian los efectos del

régimen no lineal de flujo, las pérdidas por estructura o la penetración parcial de los pozos de bombeo, no pudiéndose determinar la causa específica sin otros detalles adicionales.

En el propio trabajo de referencia (Molina-Rosabal & Ferrás-Martínez, 1989), se incluyeron los datos de pozos que disponían de satélites para tratar de determinar la propiedad del acuífero, indicativo del régimen no lineal, utilizando el procedimiento propuesto por Pérez (2001) y modificado junto con otro procedimiento por Hernández-Valdés (2008). En este último trabajo, el autor propone que el pozo de bombeo no sea utilizado para el cálculo de propiedades, ya que se le pueden achacar al régimen no lineal y a la propiedad que lo caracteriza causas como la penetración parcial, pérdidas por estructuras u otras, que realmente no se deben a él.

De los ensayos que debajo se muestran, en cinco de ellos se utilizó el pozo de bombeo para determinar T_r , por lo que el radio de Darcy obtenido puede estar afectado por las causas antes indicadas; no obstante, se aprecia que la relación $\left(\frac{T_D}{Q_s}\right)$, equivalente al factor, puede ser explicada en su magnitud por la presencia del régimen no lineal de flujo y/o por la presencia de la penetración parcial del pozo de bombeo, sin poder esclarecer la causa sin otras informaciones.

En el cuadro 4 se muestran los resultados de cinco ensayos de bombeo con pozos satélites tomados del trabajo de Molina-Rosabal y Ferrás-Martínez (1989); se agregó el 966 de la misma cuenca.

Comentarios sobre resultados de ensayos de bombeo con pozos satélites

En los casos donde se disponía de dos pozos de observación (pozo 15 y 966), se realizan los siguientes comentarios:

- En el primer caso no se manifestaba el régimen no lineal entre los dos satélites, por lo que se utilizó el pozo de bombeo y

Cuadro 3. Relación T_D/Q_s en pozos de la provincia La Habana.

Pozo	Q_s (lps/m)	T_D (m ² /d)	T_D/Q_s	Pozo	Q_s (lps/m)	T_D (m ² /d)	T_D/Q_s
19	324.00	52 600.00	162.35	1 615	75.36	8 197.00	108.77
86	100.00	11 900.00	119.00	657	3.50	324.00	92.57
23	12.00	3 730.00	310.83	715	2.43	479.00	197.12
85	35.00	4 360.00	124.57	1 100	74.00	7 313.00	98.82
115	14.61	3 160.00	216.29	1 580	22.32	3 169.00	141.98
98	141.00	30 800.00	218.44	619	45.90	4 061.00	88.47
95	22.00	3 800.00	172.73	1 784	7.04	821.00	116.62
97	66.00	6 700.00	101.52	1 023	54.38	8 657.00	159.19
103	42.20	10 000.00	236.97	22	31.16	11 331.00	363.64
115	109.00	15 330.00	140.64	1 590	9.00	1 000.00	111.11
132	216.00	26 800.00	124.07	2 077	43.70	4 353.00	99.61
131	121.70	12 470.00	102.47	1 957	33.60	2 435.00	72.47
133	176.60	65 800.00	372.59	1 627	19.92	1 878.00	94.28
149	154.30	17 900.00	116.01	1 815	9.97	1 392.00	139.62
6	57.00	10 000.00	175.44	1 662	39.01	4 872.00	124.89
7	12.00	1 000.00	83.33	1 732	43.40	7 423.00	171.04
10	50.00	5 600.00	112.00	701	0.78	72.13	92.47
54	14.00	2 180.00	155.71	1 160	40.10	12 482.00	311.27
56	102.00	33 000.00	323.53	15	1.65	373.00	226.06
57	2.70	289.00	107.04	1 393	20.40	835.00	40.93
60	53.50	5 490.00	102.62	1 192	876.00	107 271.00	122.46
59	59.60	5 490.00	92.11	1 113	1.60	752.00	470.00
61	15.20	1 480.00	97.37	690	30.76	5 424.00	176.33
63	154.30	17 100.00	110.82	814	3.03	567.00	187.13
67	13.50	2 670.00	197.78	608	3.30	500.00	151.52
68	34.90	4 840.00	138.68	519	52.60	9 686.00	184.14
75	123.00	14 900.00	121.14	507	27.45	6 375.00	232.24
78	53.00	7 330.00	138.30	503	38.80	5 564.00	143.40
79	287.00	18 170.00	63.31	494	20.70	4 598.00	222.13
80	8.20	1 140.00	139.02	1 432	55.90	4 188.00	74.92
81	110.00	29 200.00	265.45	75	16.25	2 462.00	151.51
83	16.14	1 335.00	82.71	1 681	10.80	1 282.00	118.70
87	40.00	2 804.00	70.10	1 605	1.66	740.00	445.78
91	142.40	17 500.00	122.89	1 447	5.42	530.00	97.79
92	7.80	1 000.00	128.21	1 317	13.07	1 683.00	128.77
94	53.96	27 902.00	517.1	AB2/9	49.00	7 848.00	160.16
93	11.50	4 950.00	430.43	TE-21	3.56	1 917.00	538.48
540	100.00	21 600.00	216.00	AB4/45	139.00	12 305.00	88.53
365	1.65	403.00	244.24	911	21.88	3 971.00	181.49
278	57.20	13 400.00	234.27	791	6.34	460.00	72.56
277	53.40	6 450.00	120.79	1 732	143.00	20 000.00	139.86
896	3.67	292.00	79.56	976	12.18	1 708.00	140.23
1	13.87	3 531.00	254.58	966	15.10	2 350.00	155.63
2	13.19	4 312.00	326.91	467	7.26	1 164.00	160.33
3	24.35	2 635.00	108.21	398	11.93	1 427.00	119.61
33	7.04	792.00	112.50	89	27.4	27 112	989
						Promedio	179.3
						Desviación	85.0

Valor porcentual del factor para diferentes intervalos

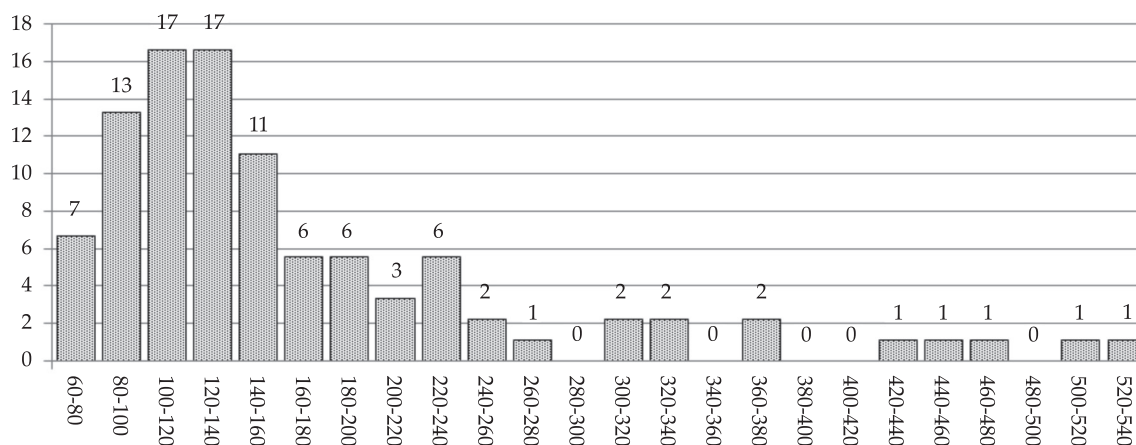


Figura 4. Valores porcentuales del factor que correlaciona la transmisividad con el gasto específico en las 90 muestras del cuadro 3.

Cuadro 4. Pozos del cuadro 3 con al menos un pozo satélite.

Pozo	T_D (m ² /d)	Distancias (m) Pozos para T_T	T_T (m ² /d)	Radio de Darcy (m)	Q_s (lps/m)	T_D/Q_s	Factor _{RNL}	Observaciones
94	27 902	0.25 y 23.3	3 049	124	54	517	455	*Penetración parcial $F_p = 0.92$
89	27 112	0.2 y 100	1 250	162	27.4	989	670	*Penetración parcial $F_p = 0.8$
1160	12 482	0.25 y 15	2 538	80	40	311	335	Ok
22	11 330	0.2 y 60	1 920	72.6	31.16	363	364	Ok
966	2 900	0.3, 38 y 60	823	79	12.2	237	295	Error en cálculo de T_T
15	373	0.2, 10 y 15	120	224	1.65 0.438	226-851	883	Valor de Q_s inadecuado

*Los valores estimados de la penetración parcial se obtienen de aplicar el Factor_{RNLpp} (20).

el más cercano, situado a 38 m; esto implicó que se consideraran pérdidas de carga como producto del régimen no lineal de flujo, siendo otras las causas y se cometiera un error en el cálculo de T_T dando un radio de Darcy superior a las distancias a las que se encontraban los pozos de observación, donde no se manifestaba el régimen lineal, por lo que de acuerdo con la relación entre T_D/Q_s , el valor del radio de Darcy debía ser teóricamente de 53 m, despejando del

$$Fac_{RNL} = \left[115.5 + 0.6845 * \frac{r_d}{r_p} \right]$$

- En el segundo caso se aprecia que el gasto específico obtenido de la prueba está afectado por efectos de recarga o cavernamiento, y que el abatimiento que debía obtenerse en el pozo de bombeo resultaría un gasto específico cuatro veces menor y que por ende existiría entonces correspondencia entre la relación $\left(\frac{T_D}{Q_s} \right)$

y el Factor_{RNL}. En la figura 5 se ilustra el cálculo de propiedades con la metodología propuesta por Hernández-Valdés (2008)

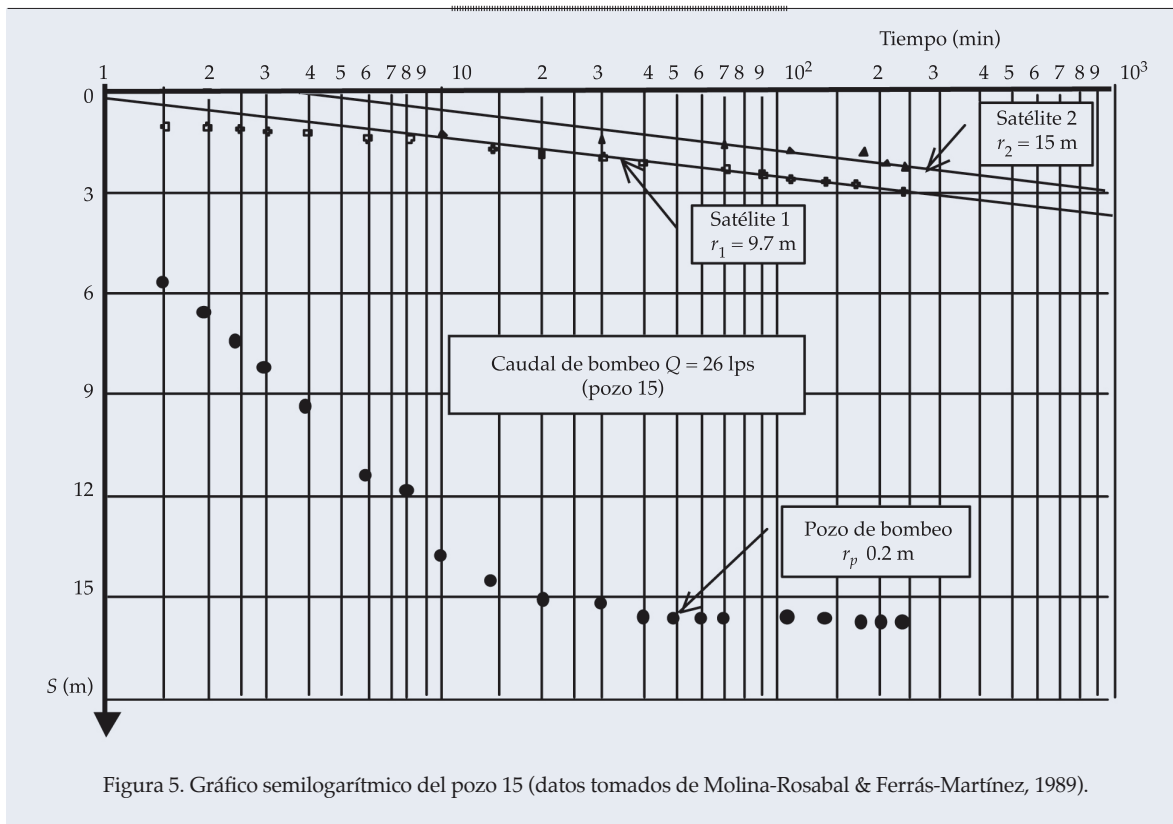


Figura 5. Gráfico semilogarítmico del pozo 15 (datos tomados de Molina-Rosabal & Ferrás-Martínez, 1989).

y se muestran gráficamente los datos del ensayo de bombeo.

Esta prueba de bombeo se realizó con un caudal de 26 lps en un pozo de 40 cm de diámetro y se midieron los abatimientos en dos satélites situados a 9.7 y 15 m, respectivamente, del pozo de bombeo.

Cálculo de la transmisividad darciana T_D

Se sigue el mismo procedimiento enunciado por Cooper y Jacob (1946), citado por Todd (1959), obteniendo de la representación en un gráfico S vs. $\log(t)$, la pendiente por ciclo ΔSt_{10} y de aquí se determina la T_D por la siguiente expresión:

$$T_D = 0.183 \frac{Q}{\Delta St_{10}} = 0.183 * \frac{26 * 86.4}{1.1} = 373 \text{ m}^2/d$$

Cálculo de la transmisividad turbulenta T_T

Como las rectas ajustadas en los gráficos semilogarítmicos del inciso anterior deben ser paralelas, se determina la diferencia de abatimientos entre ellas para cualquier tiempo y se despeja de la ecuación (6a) el valor de T_T .

$$T_T^2 = \frac{\frac{Q^2}{4\pi^2} \left(\frac{r_2 - r_1}{r_2 * r_1} \right)}{\left[(S_1 - S_2) - 0.366 \frac{Q}{T_D} \log \left(\frac{r_2}{r_1} \right) \right]} \Rightarrow T_T = 109 \text{ m}^2/d$$

Siendo $r_1 = 9.7$ m y $r_2 = 15$ m distancias desde el pozo de bombeo a los pozos de observación; $S_1 = 2.96$ m y $S_2 = 2.16$ m, abatimientos correspondientes a las distancias anteriores para un tiempo de 239 minutos.

Cálculo del radio de Darcy r_D

Este parámetro ya se definió como $r_D = \frac{Q}{0.1\pi} \left(\frac{T_D}{T_T} \right)$ y daría $r_D = 224$ m.

Determinación del coeficiente de almacenamiento E

Como los dos pozos de observación están en la zona de régimen no lineal (inferiores al radio de Darcy), entonces se sigue el procedimiento empleado por Jacob (Chenini *et al.*, 2008) para calcular E_p obteniéndose a partir de este valor el coeficiente de almacenamiento E :

$$E = \frac{2.246 T_D t_0}{r^2} * e^{\frac{Q T_D}{\pi r^2}} = E_j * e^{0.1 \left(\frac{r_2}{r} \right)}$$

Para $r_1 = 9.7$ m, $t_0 = 3.47 * 10^{-4}$ días y $E_j = 0.0031$, por tanto $E = 0.031$.

Para $r_1 = 15$ m, $t_0 = 1.8 * 10^{-3}$ días y $E_j = 0.0069$, por tanto $E = 0.031$.

El factor que afecta a E_j en la ecuación anterior es precisamente el error que se comete al determinar el coeficiente de almacenamiento E , por el procedimiento propuesto por Jacob en un pozo de observación que se encuentra en la zona no lineal de flujo.

Utilización del factor Factor_{RNLpp} para estimar abatimientos en los pozos de bombeo

De igual manera, se puede decir que el abatimiento en el pozo de bombeo puede ser determinado en función del caudal (Q) y la transmisividad (T_D), despejando de la ecuación (18) por:

$$S_p(m) = \text{Factor}_{RNLpp} * \frac{Q(\text{lps})}{T_D(m^2/d)} \quad (21)$$

En la propuesta de Hernández-Valdés y Llanusa-Ruiz (2009), aplicada por Cabrera-Estupiñán (2010), para considerar como restricción el abatimiento en algunos nodos representativos de pozos de bombeo si se conoce la penetración del pozo, se calcularía el Factor_{RNLpp} para el caudal de bombeo de máxima capacidad instalada, a fin de evitar iterar, dado que el radio de Darcy (7) depende de éste y estar del lado de la seguridad; ello

permitiría utilizar el modelo de optimización MADA (Cabrera-Estupiñán & Dilla-Salvador, 2011), con un refinamiento semilocal de la malla en el modelo regional del acuífero.

Conclusiones

De este trabajo se pueden obtener las siguientes conclusiones:

- Las estimaciones de la transmisividad (T_D) a partir del gasto específico (Q_s) induce a errores significativos de este parámetro, ya que se puede sobrevalorar en los casos donde se logre una rápida estabilización de los niveles en los pozos de bombeo, o se puede subvalorar cuando efectos de penetración parcial, régimen no lineal, pérdidas por estructura del pozo, etcétera, estén influyendo en la magnitud del factor que los correlaciona.
- El efecto del régimen no lineal de flujo en los pozos de bombeo induce a calcular transmisividades menores que las reales de utilizarse el gasto específico para estimarlas y éstas serían cada vez menores a medida que aumenten los caudales de bombeo.
- La magnitud del coeficiente que relaciona T_D (m^2/d) con Q_s (lps/m) puede indicar si hay efectos de recarga o cavernamiento, régimen no lineal de flujo, penetración parcial, pérdidas por estructura del pozo de bombeo, etcétera.
- Para identificar las verdaderas causas que originan los incrementos del abatimiento en los pozos de bombeo es necesario conocer las características constructivas de la obra de captación, las propiedades hidrogeológicas del acuífero y las condiciones de explotación a que está siendo sometida dicha obra.
- Para diferentes caudales de bombeo, los abatimientos en los pozos de bombeo pueden ser estimados en pozos de penetración parcial y con régimen no lineal de flujo a partir del factor Factor_{RNLpp} y de la transmisividad T_D , conocidas las propiedades del acuífero y el factor de penetración.

- Se recomienda realizar ensayos de bombeo que permitan determinar las propiedades del acuífero con régimen no lineal, realizando dos ensayos de bombeo con caudales diferentes y un pozo de observación, o un ensayo si se dispone de dos pozos de observación próximos al de bombeo y al menos uno donde se manifieste el efecto del flujo no lineal. No es aconsejable utilizar los datos del pozo de bombeo, salvo para calcular la transmisividad T_D .

Recibido: 27/03/12

Aceptado: 22/04/13

Referencias

- Abbott, M. M., & Dehay, K. (2008). *Aquifer Tests and Characterization of Transmissivity, Ada-Vamoosa Aquifer on the Osage Reservation* (10 pp.). Osage County, USA: Geological Survey Scientific Investigations Report 2008-5118. Recuperado de pubs.usgs.gov/sir/2008/5118/.
- Aitchison-Earl, P., & Smith, M. (2008). *Aquifer Test Guidelines* (2nd edition). Report No. R08/25. Environment Canterbury Technical Report. Recuperado de www.ecan.govt.nz.
- Cabrera-Estupiñán, E. (2010). *Sistema para la administración de la explotación del agua subterránea*. Tesis presentada en opción al grado científico de Doctor en Ciencias Técnicas. La Habana: Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría.
- Cabrera-Estupiñán, E., & Hernández-Valdés, A. O. (2011). Modelación del agua subterránea a escala regional con refinamiento local de la malla. Planteamiento y validación del algoritmo. *Tecnología y Ciencias del Agua, antes Ingeniería Hidráulica en México*, 2(1), 65-82.
- Cabrera-Estupiñán, E., & Dilla-Salvador, F. (octubre-diciembre, 2011). Modelo de administración de acuíferos: MADA. *Tecnología y Ciencias del Agua, antes Ingeniería hidráulica en México*, 2(4), 5-24.
- Chenini, I., Silvain, R., & Ben-Mammou, A. (2008). A simple method to estimate Transmissibility and Storativity of Aquifer Using Specific Capacity of Wells. *J. Applied Sci.*, 8(14), 2640-2643.
- De Glee, G. J. (1930). *Over Groundwaterstominger Bij Water Onnttrekking Door Middle Van Put Ten*. Thesis. Delft Holland: J. Waltman.
- El-Naga, A. (1994). Estimation of transmissivity from specific capacity data in fractured carbonate rock aquifer, central Jordan. *Environmental Geology*, 23(1), 73-80.
- Hernández-Valdés, A. O. (1984). Efectos de la penetración parcial e pozos con régimen no lineal. *Ingeniería Hidráulica (ISPJAE)*, 5(2).
- Hernández-Valdés, A. O., & Llanusa-Ruiz, H. (2009). "La modelación matemática y la explotación de los acuíferos costeros". Congreso Internacional de Hidráulica. Cayo Santa María. Cuba.
- Hernández-Valdés, A. O. (2008). *Nuevas formulaciones para determinar las propiedades hidrogeológicas con régimen no lineal*. XXIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Cartagena de Indias, Colombia.
- Knopman, D. S., & Hollyday, E. F. (1993). Variation in Specific Capacity in Fractured Rocks, Pennsylvania. *Ground Water*, 31(1), 135-145.
- Knochenmus, A., & Bowman, G. (MOE) (1998). *Transmissivity and Water Quality of Water-Producing Zones in the Intermediate Aquifer System*. Sarasota County, USA: Geological Survey Water-Resources Investigations Report 98-4091.
- Molina-Rosabal, Y., & Ferrás-Martínez, L. (1989). *Características de las propiedades hidrogeológicas de la Cuenca Sur: Tramo Güira-Quivicán*. Trabajo de Diploma. La Habana: Facultad de Ingeniería Civil, ISPJAE.
- Parkhurst, D. L., Christenson, S., & Breit, G. N. (1996). *Ground-Water-Quality Assessment of the Central Oklahoma Aquifer, Oklahoma: Geochemical and Geohydrologic Investigations* (101 pp.). Paper 2357-C. US Geological Survey Water-Supply.
- Pérez, D. (2001). *La explotación del agua subterránea. Un nuevo enfoque*. La Habana: Editorial Félix Varela.
- Schneebeli, G. (1966). *Hydraulique Souterraine*. Paris: Eyrolles.
- Walton, W. (1970). *Groundwater Resource Evaluation* (664 pp.). McGraw-Hill Series in Water Resources and Environmental Engineering.
- WRI Report 87-4034 (2008). *Hydrogeology, Aquifer Characteristics, and Ground-Water Flow of the Surficial Aquifer System, Broward County*. Disponible en: sofia.usgs.gov/publications/wri/87-4034/spcapacity.html.

Dirección institucional del autor

Dr. Armando O. Hernández-Valdés

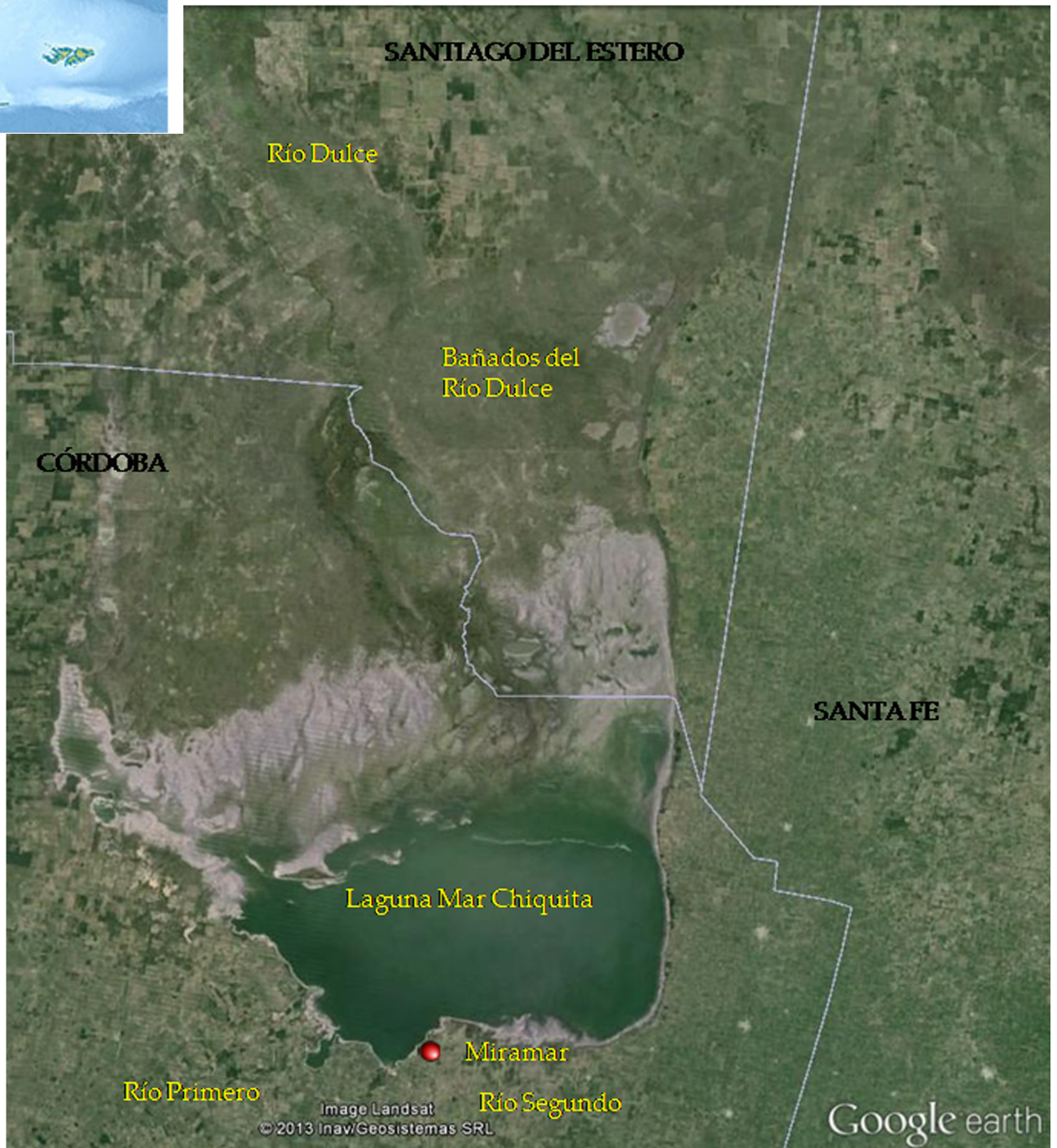
Facultad de Ingeniería Civil
Centro de Investigaciones Hidráulicas
Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría
Calle 114, núm. 11901 entre 119 y 127, Marianao
19390 La Habana, CUBA
Teléfonos: +53 (7) 2601 416 y 2603 636
Fax: +53 (7) 2672 013
ahernandez@cih.cujae.edu.cu



[Haga clic aquí para escribir al autor](#)

Ubicación de las escalas limnimétricas en la costa sur de la laguna Mar Chiquita, Miramar, Argentina.

Imagen proporcionada por Mariana Pagot.



ELEVACIÓN MÁXIMA DEL AGUA EN LA LAGUNA MAR CHIQUITA, CÓRDOBA, ARGENTINA

• Mariana Pagot* • Gerardo Hillman • Cecilia Pozzi-Piacenza •
• Paolo Gyssels • Antoine Patalano • Andrés Rodríguez •
Universidad Nacional de Córdoba, Argentina

*Autor de correspondencia

Resumen

Pagot, M., Hillman, G., Pozzi-Piacenza, C., Gyssels, P., Patalano, A., & Rodríguez, A. (julio-agosto, 2014). Elevación máxima del agua en la laguna Mar Chiquita, Córdoba, Argentina. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(4), 119-133.

La laguna Mar Chiquita es el mayor cuerpo de agua endorreico de la República Argentina y está ubicada al noreste de la provincia de Córdoba. El nivel de agua máximo es objeto de este trabajo y se definió con base en el efecto combinado del máximo nivel de agua histórico medido sobre la costa sur y de la máxima sobre-elevación por tormenta estimado para recurrencias de 25, 50 y 100 años. El análisis de las series de niveles de agua permitió definir el valor máximo histórico del nivel medido en la laguna. Este valor se registró en el año 2003 con una cota de 71.9 m sobre nivel del mar (snm). La máxima sobre-elevación por tormenta se definió por la acción conjunta del viento y del oleaje generado por el mismo. Para estas estimaciones se utilizaron programas específicos y formulaciones empíricas. Para propagar el oleaje sobre el perfil de playa, se reconstruyó la batimetría de la laguna, basada en técnicas de teledetección. A tal efecto se utilizaron datos de elevación del terreno, tomando relevamientos espaciales con radar y mapas temáticos derivados de imágenes satelitales ópticas, productos LandSat, basados en el proceso de extracción digital de los contornos de agua. Los resultados indicaron que la cota máxima de inundación de la laguna Mar Chiquita para la costa sur del sistema podría llegar a los 73.5 msnm para una recurrencia de 100 años. Este análisis es importante realizarlo en sistemas que presentan grandes fluctuaciones del nivel de agua, como el aquí presentado.

Palabras clave: laguna Mar Chiquita, cota máxima de inundación, teledetección, niveles de agua, viento, oleaje.

Abstract

Pagot, M., Hillman, G., Pozzi-Piacenza, C., Gyssels, P., Patalano, A., & Rodríguez, A. (July-August, 2014). Maximum Water Level in Mar Chiquita, Lagoon, Cordoba, Argentina. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(4), 119-133.

Mar Chiquita lagoon is the largest endorheic body of water in Argentina. It is located in the northeast portion of the province of Cordoba. The maximum water level is the topic of this work, which is defined using the combined effect of the historical maximum water level measured on the coast and the maximum storm elevation (considering both wind and waves) estimated for recurrences of 25, 50 and 100 years. The analysis of the series of water levels made it possible to determine the historical maximum level measured in the lagoon. This value was recorded in 2003 as a height of 71.9 meters above sea level (masl). The maximum storm level is defined by both the action of the wind and waves generated by the storm. Specific software and empirical formulas were used to obtain these estimates. To propagate the waves on the beach profile, the bathymetry of the lagoon was rebuilt using remote sensing techniques. To this end, terrain elevation data were used from space surveys derived from radar and from thematic maps based on Landsat images with the digital extraction of water contours. The results indicate that the maximum flood that could occur in Laguna Mar Chiquita, on the southern coast of the system, is 73.5 masl with a recurrence of 100 years. It is important to conduct this analysis for systems with large fluctuations in water levels, such as the one presented here.

Keywords: Mar Chiquita lagoon, maximum flood stage, remote sensing, water levels, wind, waves.

Introducción

La laguna Mar Chiquita (figura 1) se encuentra en la mayor cuenca endorreica de Argentina. Constituye un importante hábitat que alberga gran variedad de aves acuáticas y otras especies,

cumpliendo una función de soporte de estas poblaciones en periodos críticos de sus ciclos biológicos (especialmente las migraciones hemisféricas). Es un lago salado que durante principios de este siglo alcanzó una superficie máxima cercana a los 6 500 km². Se caracteriza

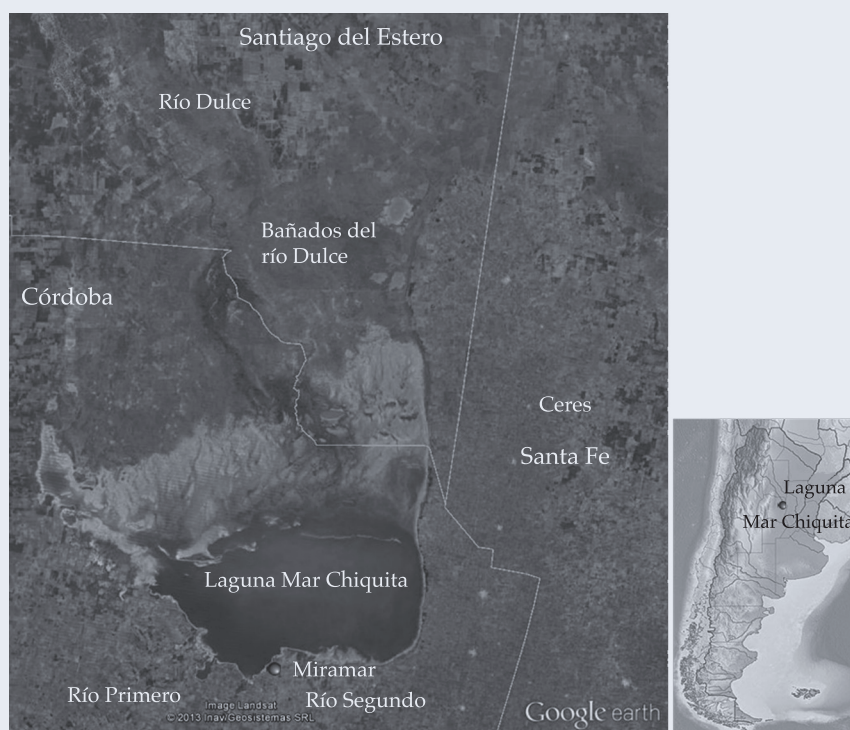


Figura 1. Sistema laguna Mar Chiquita (imagen base del 10 de abril de 2013. Google Earth).

por su escasa profundidad (10 m máximo) y los extensos bañados que se forman hacia el norte, por donde el río Dulce (Petri) desemboca luego de frecuentes divagaciones, cambios de curso y pérdida del cauce principal, en su paso por una planicie de muy baja pendiente (0.03% promedio). Desde el sur desembocan los ríos Suquia (primero) y Xanaes (segundo).

Estos antecedentes determinaron que en 1994 fuera reconocida el área como Reserva Natural Provincial de Mar Chiquita. A comienzos de la década de 1990, los bañados del río Dulce y la laguna Mar Chiquita fueron declarados "Sitio Hemisférico" por la "Red Hemisférica de Aves Playeras". En 2002 se incorporaron los bañados del río Dulce y la laguna Mar Chiquita al listado de "Sitios Ramsar", creados por la Convención de Ramsar sobre Humedales de nueve países del mundo (con Ley Nacional de adhesión núm. 23.919/91). Finalmente, este sistema integra la Red Internacional de Lagos Vivos (UNC-UNSE, 2007).

Se han realizado numerosos estudios hidrológicos e hidrodinámicos en forma ininterrumpida desde el año 1998, principalmente por los investigadores del Laboratorio de Hidráulica de la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba (2011). Los principales resultados pueden consultarse en Hillman (1999 y 2003); Hillman *et al.*, 2003; Pagot (1999 y 2003); Pagot, Hillman, Rodríguez, Caamaño-Nelli y Plencovich (2003); Rodríguez *et al.* (2000a, 2000b); Rodríguez, Hillman, Pagot y Caamaño-Nelli (2002); Plencovich *et al.* (2005); Plencovich (2011); Pozzi *et al.* (2005); Pozzi (2006), y Cereceda-Botella (2009), entre otros.

El objetivo de este trabajo fue definir la elevación o cota máxima de inundación para la costa sur de la laguna Mar Chiquita, asociada con recurrencias de 25, 50 y 100 años.

Durante los últimos 10 años, la laguna ha presentado un continuo descenso de su nivel de agua, perdiendo el 40% de su altura. Sin

embargo, se considera importante definir los máximos límites a los que puede llegar el agua, principalmente en zonas cercanas al único asentamiento urbano costero, como es la localidad de Miramar, con motivo de prevenir inundaciones frente a un nuevo ascenso del nivel de agua.

Materiales y métodos

La cota máxima de inundación (CMI) se definió en la ecuación (1), según el esquema propuesto en la figura 2, como la suma del máximo nivel histórico registrado (MNH) y el máximo nivel de tormenta (MNT) estimado para cada tiempo de recurrencia (T_R) propuesto.

Para definir el máximo nivel histórico se analizaron los datos diarios y mensuales de niveles de agua medidos y/o estimados en la laguna Mar Chiquita.

La laguna ha manifestado importantes variaciones en su nivel de agua, consecuencia directa de los ciclos hidrológicos naturales, amplificados por el manejo y la gestión del recurso en la cuenca alta del río Dulce (principal tributario a la laguna) (Pagot, 1999; Hillman, 1999; Plencovich, 2011). Estas variaciones de nivel han sido documentadas, desde el año 2001, en forma diaria y continua a través de mediciones directas realizadas sobre escalas limnimétricas ubicadas sobre la costa sur de la Laguna Mar Chiquita, frente a la localidad de Miramar (ver figura 3). Estos datos fueron cedidos por la Agencia Córdoba Ambiente a

través de la Reserva Provincial de Miramar y la Secretaría de Recursos Hídricos y Coordinación de la Provincia de Córdoba (Agencia Córdoba Ambiente S.E., 2004).

El cálculo del máximo nivel de tormenta se ha realizado, en primer lugar, utilizando formulaciones empíricas aplicadas en puntos significativos, elegidos sobre la costa sur de la laguna, denominados “puntos objetivos”. Los resultados alcanzados dependen tanto de parámetros físicos, geomorfológicos e hidrodinámicos como de la intensidad, duración y dirección del viento, la batimetría local, la geometría de la costa, la altura y el periodo de ola que se puede generar en la laguna.

En la figura 10 se muestran los puntos seleccionados (S1 a S5) para el cálculo de la cota máxima de inundación (CMI), tomando como línea de costa la cota establecida por el MNH.

El máximo nivel de tormenta (MNT en la ecuación (2)) es el resultado de la suma de la sobre-elevación por arrastre del viento en la superficie (WSU por sus siglas en inglés, “Wind Set-Up”), y de la sobre-elevación debida al oleaje irregular incidente en la costa (RU por sus siglas en inglés, “Run-Up”, que es el ascenso máximo vertical local que se produce sobre el talud de playa debido a los efectos del oleaje irregular durante el proceso de rotura de la ola), ambos calculados para los periodos de retorno (T_R) asumidos (25, 50 y 100 años):

$$MNT_{TR} = WSU_{TR} + RU_{TR} \quad (2)$$

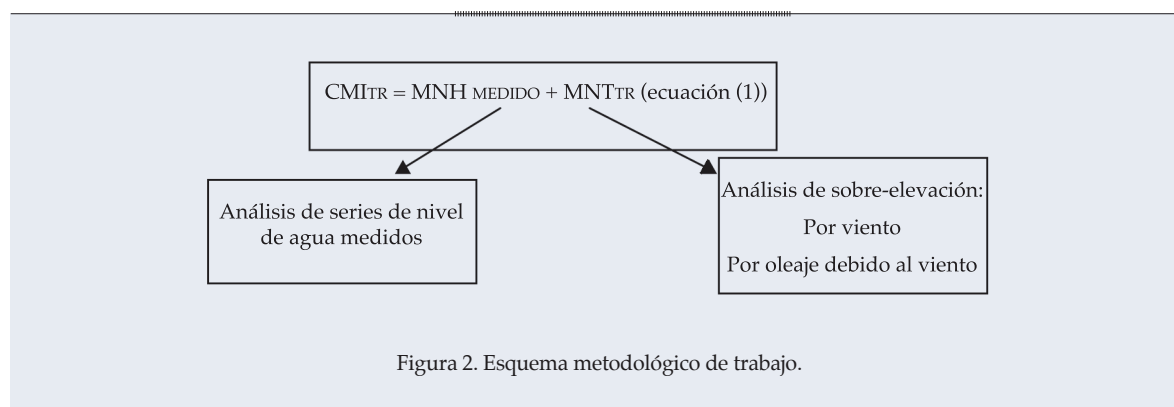


Figura 2. Esquema metodológico de trabajo.

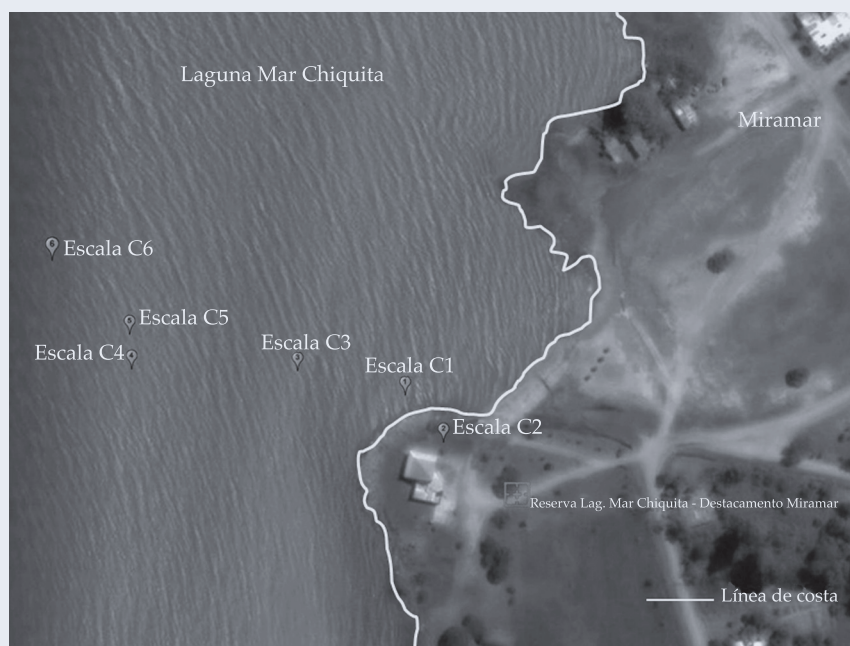


Figura 3. Ubicación de las escalas limnimétricas en la costa sur de la laguna, Miramar.

La sobre-elevación por viento (WSU) se ha calculado utilizando las ecuaciones de conservación de la cantidad de movimiento y de continuidad promediadas en la columna de agua (Kamphuis, 2000), en una aproximación unidimensional. El valor aproximado de esta variable depende de la intensidad del viento (velocidad del viento generado por la tormenta) y de la batimetría local. Para su estimación se ha considerado la intensidad del viento para cada una de las recurrencias analizadas. La batimetría local, en correspondencia de cada punto objetivo, ha sido determinada trazando secciones perpendiculares a la costa.

La ecuación unidimensional (1D) utilizada en este trabajo es la ecuación (3) (Kamphuis, 2000):

$$\frac{dS}{dx} = \frac{\zeta(U \cos \phi)}{gD} \quad (3)$$

En donde, y según el esquema de la figura 4, S es la sobre-elevación o "Wind Set-Up" dado por el viento (m); x , la distancia sobre la cual la sobre-elevación es calculada (m); ζ , una

constante = $3.2 \cdot 10^{-6}$; U , la velocidad del viento (m/s); ϕ , el ángulo entre la dirección del viento y la dirección x ; d , la profundidad antes de la sobre-elevación (m); D , la profundidad ($d + S$) para cada Δx (m).

Esta ecuación asume condiciones estacionarias, considerando que el viento conserva siempre la misma dirección. Con esta hipótesis se calculó la máxima sobre-elevación posible, que representa un valor conservativo en un estudio de factibilidad.

En un cuerpo de agua cerrado, como en el caso de la laguna Mar Chiquita, cuando el esfuerzo del viento genera una sobre-elevación en un lado de la laguna, se produce una reducción de los niveles en el lado opuesto (figura 4).

Para estimar la sobre-elevación por oleaje se utilizaron formulaciones empíricas que tienen en cuenta la altura de ola en aguas profundas, la longitud de ola del oleaje incidente y la pendiente de la playa.

Por lo tanto, previo al cálculo de esta variable, ha sido necesario estimar las características del oleaje (generación y propagación) en aguas

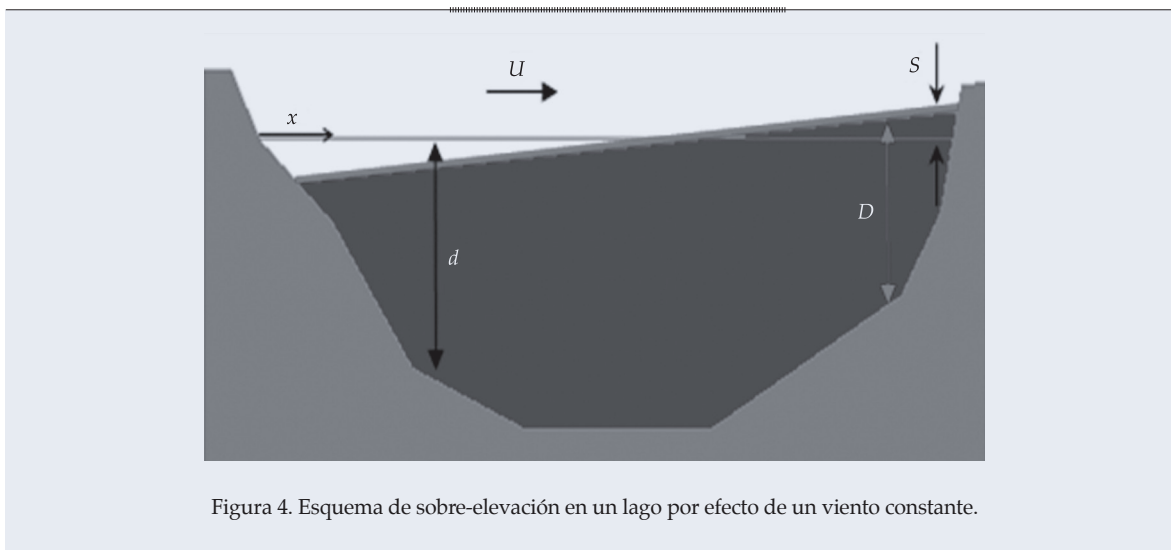


Figura 4. Esquema de sobre-elevación en un lago por efecto de un viento constante.

profundas (cuando la altura de ola es mucho menor que la profundidad). Debido a la escasa profundidad que presenta la laguna Mar Chiquita, se ha optado por utilizar el oleaje generado por viento, según las formulaciones que tienen en cuenta la profundidad media, en correspondencia con cada punto objetivo.

En este trabajo se utilizaron las formulaciones para oleaje irregular presentadas en el *software* ACES (1992) y en el *software* TIC (2003).

En el programa ACES (1992), el modelo empírico utilizado hace referencia a los trabajos de Mase e Iwagaki (1984), y Mase (1989). La sobre-elevación máxima está dada por la ecuación (4):

$$R_p = H_{so} a_p Ir^{b_p} \quad (4)$$

En donde $_p$ es el cuantil o valor estadístico deseado (máx. 2%, promedio); R_p es la sobre-elevación del cuantil $_p$ (m); H_{so} la altura de ola significativa en aguas profundas (m); a , b , constantes que dependen del valor cuantil deseado en el cálculo; Ir , el número de Irribarren (ecuación (5)):

$$Ir = \frac{\tan \beta}{\left(\frac{H_{so}}{L_o} \right)^{0.5}} \quad (5)$$

En donde β es la pendiente media de la zona alejada (*foreshore*) de la playa (en

correspondencia de la línea de unión agua/tierra) y L_o (m) es la longitud de onda en aguas profundas.

En el programa TIC (2003) se utiliza la formulación de Holman (1986), que surgió de una amplia serie de campañas realizadas en la playa de Duck en Carolina del Norte. El autor encontró una aceptable correlación entre sobre-elevación por oleaje normalizada con la altura de ola significativa incidente y el número de Irribarren. En particular, la expresión utilizada es la presentada en la ecuación (6):

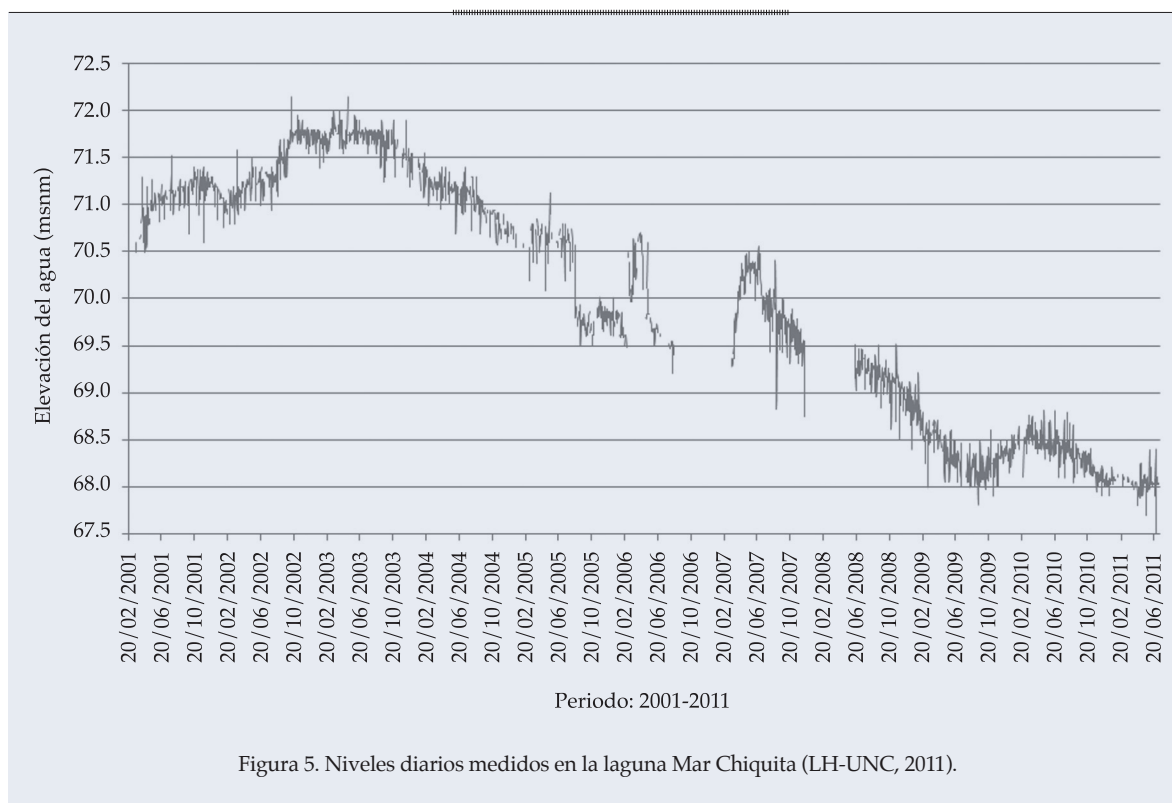
$$\frac{R_{u2\%}}{H_s} = 0.822 \cdot Ir + 0.2 \quad (6)$$

Donde $R_{u2\%}$ es la sobre-elevación por oleaje superada el 2% del tiempo.

Resultados alcanzados

Máximo nivel histórico (MNH)

Para determinar el MNH, se digitalizaron los datos diarios de niveles de agua, cubriendo hasta el año 2011 (figura 5). Se destaca que cada dato medido fue analizado en forma particular, asignando la lectura a la escala limnimétrica correspondiente y filtrando datos dudosos que aparecían en la planilla origen empleada. Estos filtros se utilizaron para eliminar los errores



que surgieron tanto con el proceso de medición como con el de digitalización de estos datos.

Se completó la serie de niveles medios mensuales, cubriendo un periodo de 44 años entre 1967 y 2011 (figura 6).

En Troin, Vallet-Coulomb, Sylvestre y Piovano (2010) se presenta con una curva (figura 7) que inicia en el año 1890 y se asocia con un nivel ligeramente inferior a los 68 msnm. En la misma se observa un ciclo de descenso continuo hasta 1915, continuado por ciclos de oscilaciones entre cotas 64 y 67 m en los 52 años restantes del periodo sin registros medidos. Se destacan algunos pulsos de incremento de cortas duraciones sobre los 67 msnm durante el año 1915 y durante los periodos 1931-1935 y 1959-1961. A partir de 1972, la laguna comienza a aumentar su nivel, permaneciendo hasta la actualidad por encima de los valores de referencia durante el periodo de datos históricos sin mediciones.

El conjunto de datos medios mensuales analizados varía entre cotas 64.05 m y 71.76 msnm. Se destaca que durante el año 1973, la

laguna incrementó 2 m su nivel, pasando de cota 64.23 a 66.05 msnm entre febrero y octubre del mismo año. A principios de 1981 se produce un nuevo incremento de nivel, llegando a superar los 70.24 msnm. Durante junio de 1987, la laguna alcanzó 71.40 msnm; es decir, en 20 años de registro se observó un incremento de nivel de 7.5 m, aproximadamente.

Se analizaron, en particular, los datos de nivel de agua medidos durante 2003, año identificado con el mayor registro de niveles observados en la serie de datos diarios y mensuales disponibles.

Durante ese año se registraron valores máximos diarios iguales a 72.15 msnm. El análisis de tales datos respecto a los días próximos anteriores y posteriores indicaron variaciones de nivel de agua entre 0.15 y 0.35 m, respectivamente.

Una explicación para tal fenómeno hace referencia a que los desplazamientos horizontales en gran escala de masa de agua en respuesta al viento se expresan por cambios en el nivel del agua. Von Grumbkow (1890)

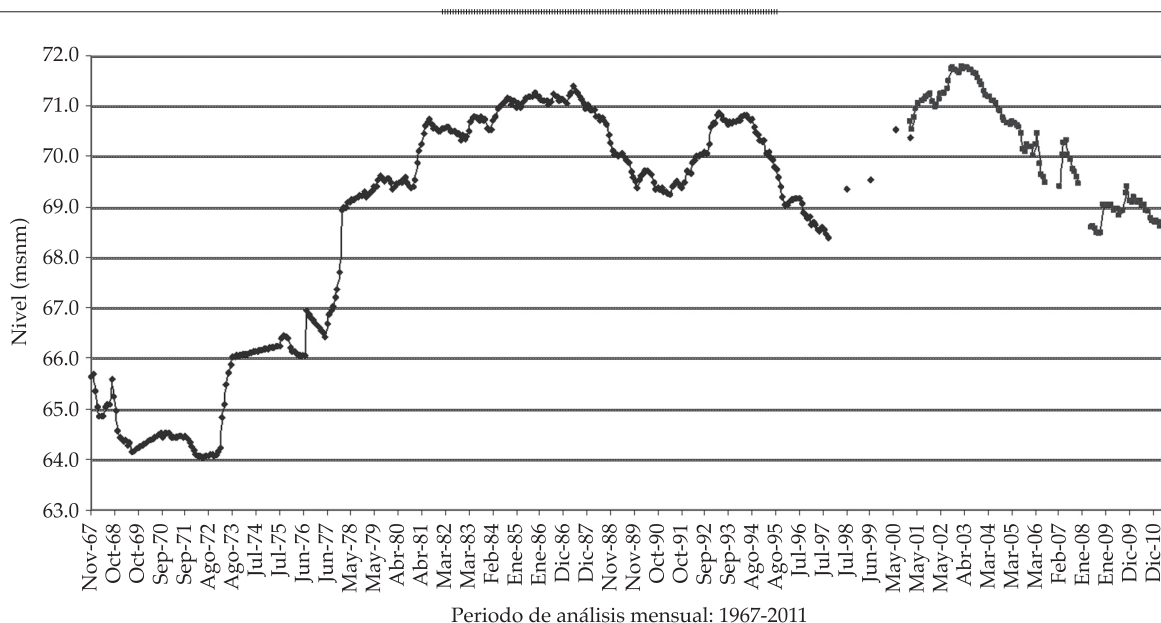
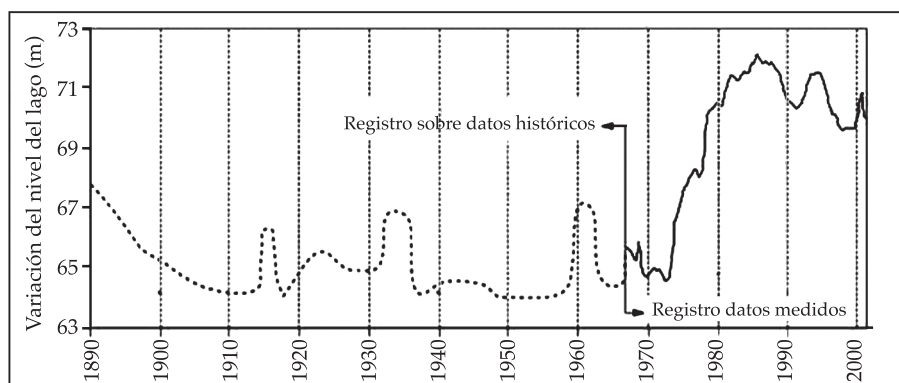


Figura 6. Niveles medios mensuales medidos en la laguna Mar Chiquita (LH-UNC, 2011).

Figura 7. Variación de niveles de la laguna Mar Chiquita entre 1890 y 2000. Troin *et al.*, 2010.

estimó el rango de variación entre +0.24 y -0.36 m de altura. Como antecedente particular, se destaca que en Pozzi (2006) se realizó la modelación bidimensional de este cuerpo de agua con escenarios de viento norte de 7 km/h. Se obtuvo como resultado una sobre-elevación del nivel de agua en la costa sur del orden de 2 cm, mientras que para vientos de 18 km/h, la sobre-elevación resultante fue de 18 cm.

Ante la evidencia de que estas sobre-elevaciones registradas sean producto del efecto del viento, se construyó la rosa de vientos del mes de mayo de 2003 (figura 8). Los valores utilizados fueron corregidos por altura, con base en los registros de la estación meteorológica instalada en la Reserva de la laguna Mar Chiquita en Miramar, a 10 m desde la superficie de la laguna.

El resultado obtenido permite caracterizar que el 10% de los vientos proviene del sector nor-noreste, con un valor máximo menor a los 20 km/h, y que otro 10% del total proviene del sector sur-sureste, desde donde se registraron mayores vientos durante el mes, de hasta 26 km/h. Se destaca que durante los días 7 y 8 de mayo se registraron datos cada 15 minutos, con velocidad de viento promedio de 20 km/h. Finalmente, se concluye que los máximos valores registrados de nivel (72.15 msnm) estuvieron puntualmente influenciados por el clima de vientos reinante en los días previos a la medición.

Esta situación permite advertir y suponer como máximo valor registrado para la definición del máximo nivel histórico (MNH) en la costa de Miramar igual a 71.9 msnm, correspondiente al promedio de los niveles medidos durante el primer semestre del año 2003.

La adopción de este valor se justifica debido a que la metodología asumida consiste en aplicar a un nivel de base el efecto del viento asociado con cada recurrencia analizada. Así

se evitará duplicar este efecto en el análisis desarrollado en el presente trabajo.

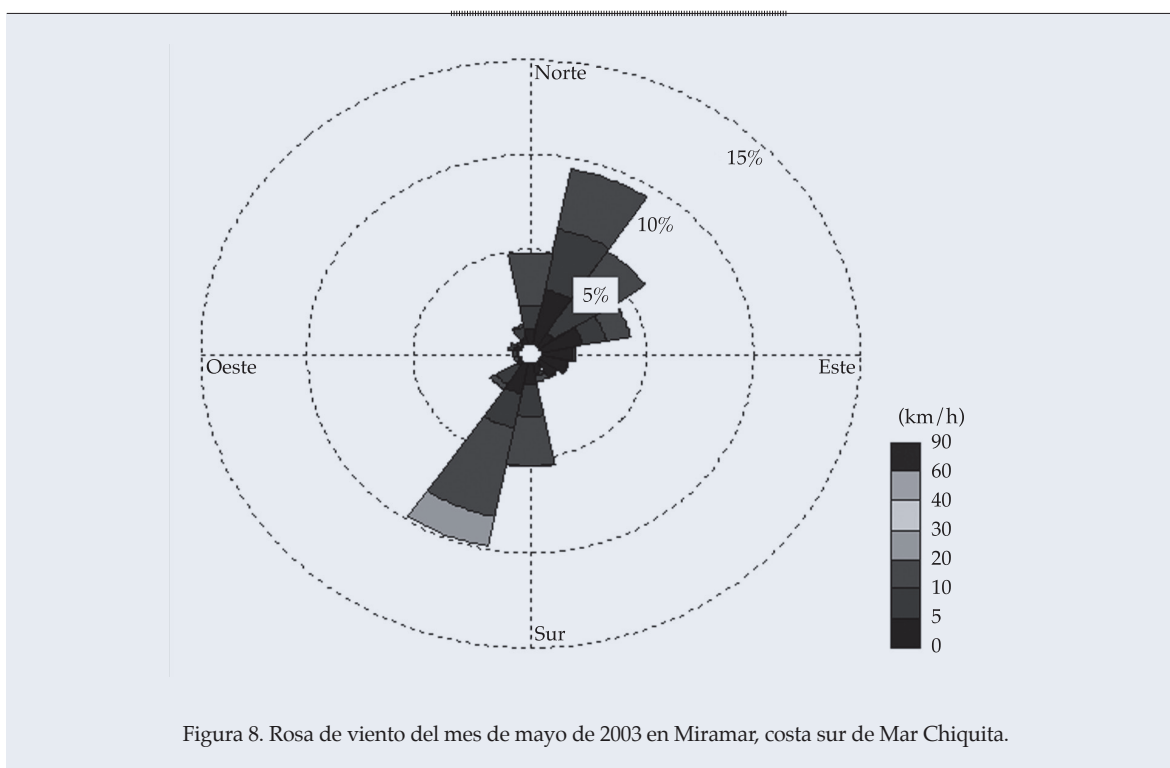
Análisis del viento por régimen extremal

El análisis del régimen extremal brinda una distribución teórica de la probabilidad de ocurrencia de los vientos con base en datos de numerosos años. En este trabajo se realizó el análisis de los extremos utilizando el conjunto total de datos disponibles de la serie procedente del aeropuerto de Ceres (CRR), ubicado al noreste de la laguna Mar Chiquita.

En este trabajo se han comparado dos de los modelos más utilizados en el análisis de regímenes extremos de viento: Gumbel, ecuación (7), y Weibull, ecuación (8).

$$F(x) = \exp \left[-\exp \left(-\frac{x-\lambda}{\delta} \right) \right] \quad -\infty < x < \infty \quad (7)$$

$$F(x) = 1 - \exp \left[\left(-\frac{x-\lambda}{\delta} \right)^\beta \right] \quad -\infty < x < \infty \quad (8)$$



En donde λ es el parámetro de localización; δ , el parámetro de escala; β , el parámetro de forma.

Los valores del coeficiente de correlación (R^2) encontrados resultaron igual a 0.9741 para la distribución de Gumbel e igual a 0.9757 para Weibull. Las series analizadas se filtraron y se eliminaron los valores superiores a 70 km/h de una duración inferior a una hora debido a que estas velocidades no tienen una duración suficiente para originar un oleaje significativo para el estudio aquí presentado. El límite de corte se verificó hasta obtener el mejor coeficiente de correlación factible.

A partir de estos datos se calcula el número de eventos por año (Γ) sobre el cual se basa el análisis. La probabilidad de excedencia de un evento para un asignado periodo de retorno (T_R) resulta con la ecuación (9):

$$Q = \frac{1}{\Gamma T_R} \quad (9)$$

con lo cual:

$$F = 1 - \frac{1}{\Gamma T_R} \quad (10)$$

Por lo tanto, para las dos distribuciones consideradas se obtuvo que el viento asociado con un determinado periodo de retorno es dado por las siguientes formulaciones (Kamphuis, 2000):

$$\text{Gumbel: } W_{T_R} = \lambda - \delta \ln \left(\ln \frac{1}{F} \right) \quad (11)$$

$$\text{Weibull: } W_{T_R} = \lambda + \delta \ln \left(\ln \frac{1}{Q} \right)^{1/\beta} \quad (12)$$

Los valores extremales de viento para periodos de retorno de 25, 50 y 100 años se muestran en el cuadro 1.

Los resultados expuestos anteriormente surgieron de los valores de velocidades procedentes del análisis de la serie Ceres (CRR). Se ha optado de forma conservadora por considerar los valores de viento de mayor magnitud asociados con cada periodo de retorno.

Los valores de diseño seleccionados a partir del cuadro 1 corresponden a los obtenidos con la distribución de Gumbel. Estos valores se han aplicado a las direcciones con más frecuencia de ocurrencia, norte (N), noreste (NE) y sur (S), que representan también las direcciones más desfavorables en cuanto al levantamiento del nivel de agua en la laguna sobre las costas sur, suroeste y oeste.

Información topobatimétrica de la laguna Mar Chiquita

Para realizar la propagación del oleaje sobre la pendiente de la playa en cada sección de costa analizada se utilizaron técnicas de teledetección, que permitieron elaborar una cartografía precisa de la topobatimetría de la laguna Mar Chiquita ante la ausencia de este dato medido.

Este procesamiento se basó en datos de elevación disponibles a partir de la misión Shuttle Radar Topography Mission (SRTM) (USGS, 2004), mapas temáticos derivados de imágenes satelitales LandSat y mediciones de nivel de agua en la laguna.

Los mapas temáticos se construyeron, para este estudio, a partir de la identificación de los

Cuadro 1. Velocidades del viento asociadas con diferentes periodos de retorno en la estación CRR para las distribuciones de Gumbel y Weibull.

Estación	Distribución	Velocidad (km/h)		
		25 años	50 años	100 años
CRR	Gumbel	102	110	116
	Weibull	102	108	114

contorno de agua durante el periodo de análisis, lo cual fue posible replicar temporalmente por el marcado descenso de agua registrado desde 2003 hasta 2011.

Esta metodología se basó en el proceso de extracción digital de los contornos de agua, asociando las áreas identificadas a las correspondientes mediciones diarias del nivel de agua.

Así, cada área digitalizada representa un polígono cerrado con datos espaciales X-Y (referenciados en el sistema oficial de Argentina, Gauss Kruger Posgar94 y Datum: WGS84), mientras que el correspondiente valor de elevación (Z), asociado con este polígono, se asigna a través de la medición diaria de nivel de agua durante la fecha de adquisición de cada imagen satelital analizada.

El procesamiento básico de la información topográfica se realizó con el programa *ENVI* 4.3 (ESRI, 2004). Por interpolación de datos de la altitud del terreno y de la profundidad de la laguna, se implementaron métodos convencionales geoestadísticos (ponderación de la distancia inversa y Kriging) para la generación y representación de una nueva malla regular de profundidades, según se presenta en la figura 9.

En la figura 10 se presentan los datos correspondiente a las curvas de nivel que se utilizaron para generar el modelo digital topobatimétrico 3D para la laguna.

Los límites de la malla se asocian con el área de interés definido. Resulta así una malla de 250 columnas por 226 filas. El modelo topobatimétrico resultante se presenta en la figura 10.

Generación de oleaje por viento

El proceso de generación del oleaje es complejo debido principalmente a la acción del esfuerzo cortante del viento sobre la superficie de agua y a la variación de presiones que se generan al formarse las primeras ondulaciones. En general, la altura de ola y su periodo están muy relacionadas con la velocidad del viento

(Kamphuis, 2000). De esta forma es posible estimar las condiciones de oleaje y realizar una reconstrucción del clima marítimo con base en registros de viento. Esta reconstrucción se denomina “wave hindcasting”.

En este trabajo se emplearon modelos denominados “paramétricos” para determinar altura y periodo del oleaje a partir del viento. Estos métodos utilizan parámetros como fetch (distancia sobre la cual el viento sopla sobre el agua para generar el oleaje); duración de la tormenta (duración del evento climatológico que genera el oleaje); profundidad del agua (en la zona de generación del oleaje); intensidad y dirección del viento (con respecto al fetch y a la ubicación del punto objetivo definido).

Las formulaciones aquí utilizadas son las más ampliamente usadas en la práctica ingenieril (SPM, 1984; ACES, 1992). Se consideró como hipótesis que la tormenta dura el tiempo necesario para generar el máximo oleaje posible por un fetch dado.

Como test de verificación se han realizado simulaciones de generación de los oleajes con el modelo SWAN (2000). Como condiciones de contorno fueron impuestos sobre toda la superficie de la laguna los vientos (correspondientes a cada dirección considerada) constantes y uniformes. En la figura 11 se presenta el resultado con vientos de 100 años de periodo de retorno, tomando la dirección de procedencia norte. Las flechas indican el sentido de propagación del oleaje generado. Se deduce una buena concordancia entre los resultados del modelo SWAN (2000) y los resultados obtenidos por las formulaciones empíricas.

El valor de sobre-elevación por oleaje debido al viento resultó equivalente al valor que supera el 2% del tiempo ($Ru2\%$), siguiendo las recomendaciones de Obras Marítimas Españolas (ROM 02.90, 1990) en cálculos de prediseño.

La cota máxima de inundación (CMI) se definió como la suma del máximo nivel histórico registrado (MNHR) y del máximo nivel de tormenta (MNT), donde este último parámetro se determinó como la suma del

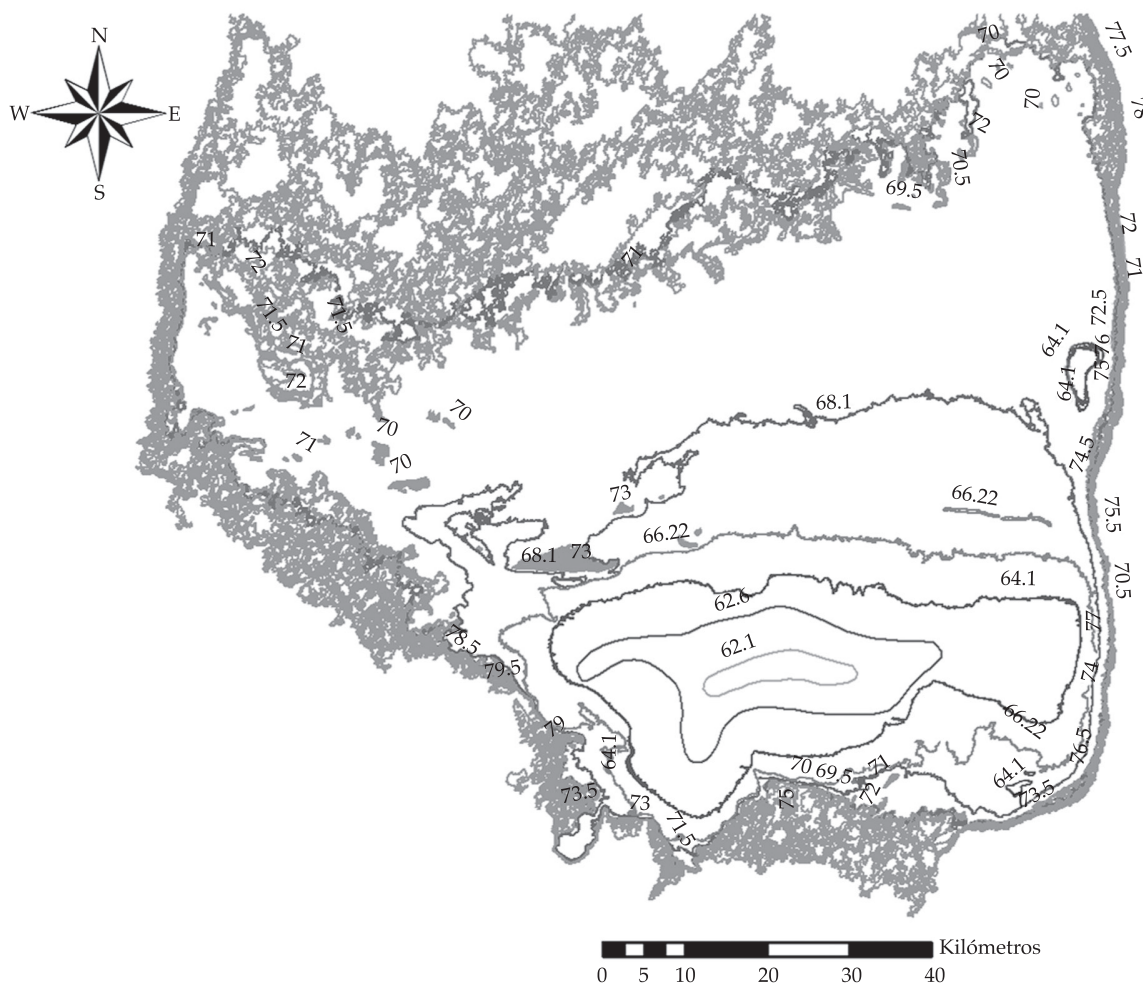


Figura 9. Curvas de nivel generadas a partir de datos satelitales.

levantamiento por arrastre del viento sobre la superficie de la laguna (WSU, "Wind Set-Up") y del levantamiento por todos los efectos del oleaje irregular que rompe propagándose hacia la costa (RU, "Run-Up"). En particular, estos últimos efectos fueron evaluados por los periodos de retorno asumidos. Los resultados obtenidos se resumen en el cuadro 2.

Conclusiones

En este trabajo se definió la elevación máxima de inundación para la costa sur de la laguna Mar Chiquita, asociada con recurrencias de 25, 50 y 100 años. Se analizaron los niveles medidos

de agua, en conjunto con la caracterización y definición de la sobre-elevación por la acción conjunta del viento y el oleaje asociado.

Las variables de sobre-elevación por viento y oleaje se estimaron sobre datos topobatimétricos definidos con base en el uso de técnicas de teledetección, procedimiento al que se recurrió debido a la insuficiencia de mediciones directas de la morfología de este gran cuerpo de agua. El procedimiento empleado constituyó una alternativa para la asociación de cada curva de nivel digitalizada a partir del contorno de agua identificado y el nivel del agua medido para la fecha en que se adquiere cada imagen de satélite empleada.

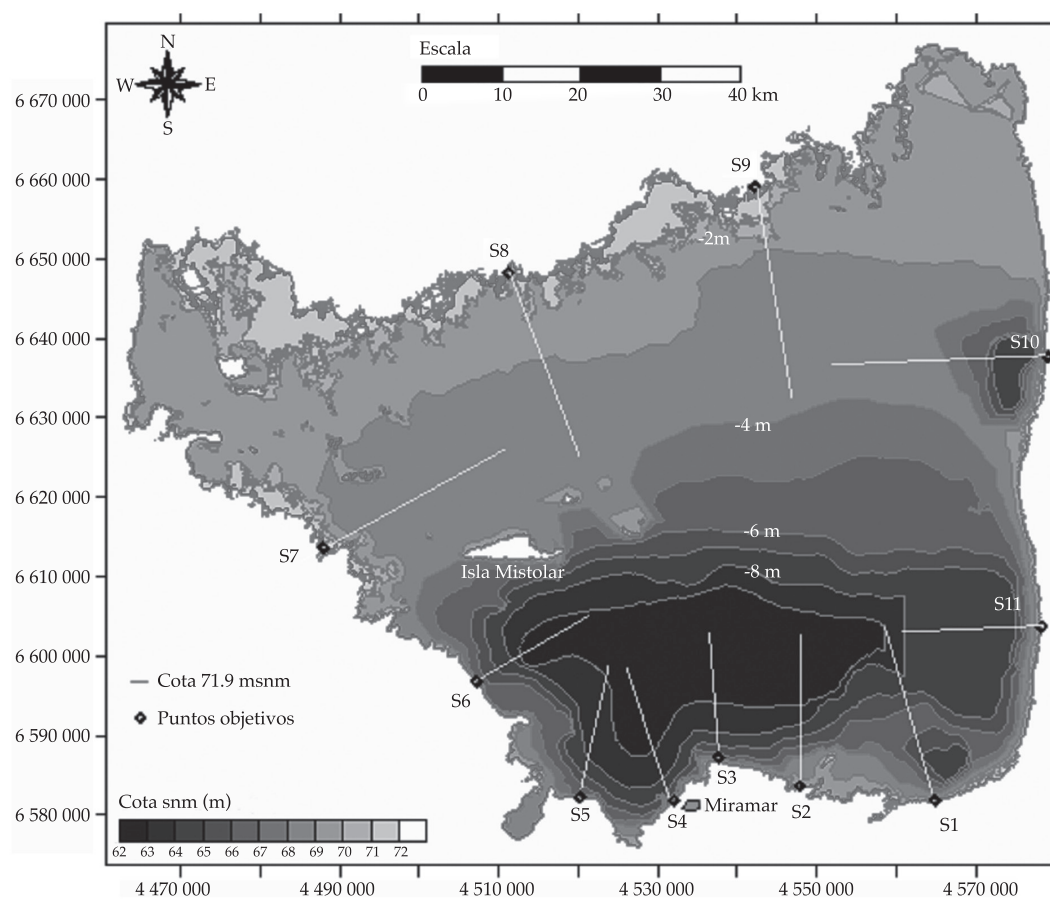


Figura 10. Modelo digital topobatómico generado para la laguna Mar Chiquita. Puntos objetivos y secciones de cálculo.

Cuadro 2. Cota máxima de inundación en correspondencia de cada punto objetivo.

Secciones (figura 10)	Máxima cota de inundación (msnm)		
	Tr (años)		
	100	50	25
S1	73.03	72.96	72.86
S2	73.07	73.00	72.91
S3	73.51	73.44	73.30
S4	73.48	73.41	73.27
S5	73.04	72.99	72.89

Los resultados alcanzados arrojaron que las máximas cotas de inundación definidas para 100 años de recurrencia corresponden a los puntos objetivos S3 y S4, con valor máximo de 73.51 msnm.

En este trabajo se combinan criterios técnicos de uso tradicional en ingeniería de costas, lo que permite replicabilidad de la metodología en otros cuerpos de agua, principalmente en aquellos que presenten morfologías complejas y extensas, tal como el que se presenta aquí.

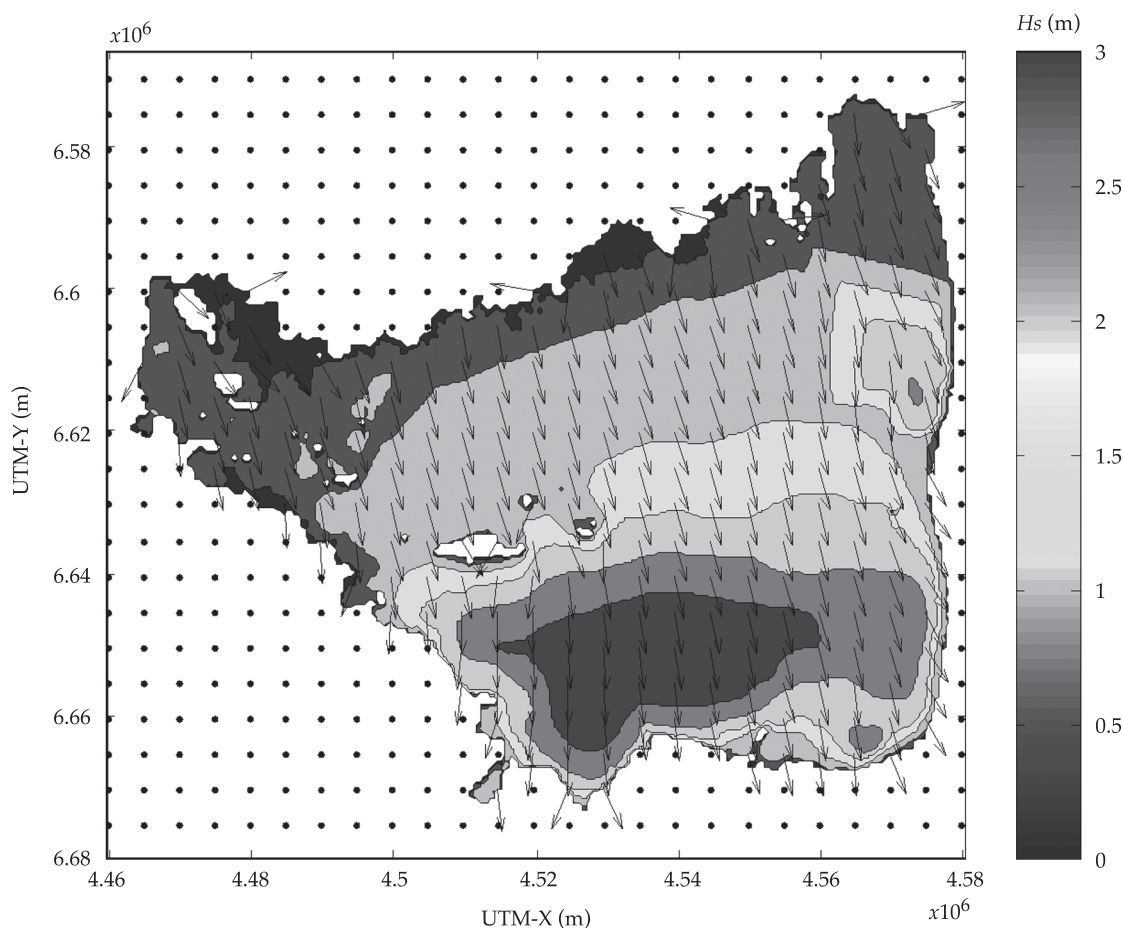


Figura 11. Generación del oleaje con el modelo SWAN por viento norte de 100 años de retorno.

Agradecimientos

Los autores agradecen al Ministerio de Ciencia y Tecnología de la provincia de Córdoba que dio marco al presente trabajo. A la Agencia Córdoba Ambiente (en particular a la Reserva Provincial de Miramar), a la Subsecretaría de Recursos Hídricos y Coordinación de la Provincia de Córdoba, y al guardaparque, Pablo Michelutti, de la Reserva de Miramar, por la información suministrada.

Recibido: 07/06/13
Aceptado: 16/11/13

Referencias

- ACES (1992). *Automated Coastal Engineering System, v 1.07*. Vicksburg, USA: US Army Corps of Engineers, Coastal and Hydraulics Laboratory-Engineer.
- Research and Development Center. Waterways Experiment Station
- Agencia Córdoba Ambiente S.E. (2004). *Suelos de la Provincia de Córdoba* (300 pp.). Córdoba, Argentina: Gobierno de la Provincia de Córdoba.
- Cereceda-Botella, A. (2009). *Propuesta de volúmenes ambientales para el sistema Laguna Mar Chiquita*. Trabajo final de grado. Córdoba, Argentina: Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba.
- Environmental System Research (ESRI) (2004). *Manual de Usuario del Programa ENVI 4.3* (pp. 750). Boulder, USA: ITT Industries, Inc.
- Hillman, G. (1999). *Simulación Hidrológica del Sistema de Mar Chiquita* (pp. 490). Trabajo final de Grado. Córdoba, Argentina: Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba.
- Hillman, G. (2003). *Análisis y Simulación Hidrológica del Sistema de Mar Chiquita*. Tesis de Maestría en Ciencias de la Ingeniería, Mención Recursos Hídricos. Córdoba, Argentina: Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba.

- Hillman, G., Rodriguez, A., Pagot, M., Caamaño-Nelli, G., Pozzi, C., & Plencovich, G. (2003). Análisis de volúmenes ecológicos para la laguna de Mar Chiquita. *Cuadernos del CURIHAM* (Universidad Nacional de Rosario, Argentina), 8(2), 185-195.
- Holman, R. A. (1986). Extreme Value Statistics for Wave Run-Up on a Natural Beach. *Coastal Engineering*, 9, 527-544.
- Kamphuis, J. W. (2000). *Introduction to Coastal Engineering and Management* (pp. 437). Lyon: World Scientific Press.
- Laboratorio de Hidráulica-Universidad Nacional de Córdoba (2011). *Estimación de la cota máxima de inundación para la laguna mar chiquita. Informe Final Ministerio de Ciencia y Tecnología de la Provincia de Córdoba* (94 pp.). Córdoba, Argentina: Laboratorio de Hidráulica-Universidad Nacional de Córdoba.
- Mase, H. (1989). Random Wave Run-up Height on Gentle Slope. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 115(5), 649-661.
- Mase, H., & Iwagaki, Y. (1984). Run-up of Random Waves on Gentle Slopes. *Proceedings of the 19th International Conference on Coastal Engineering* (pp. 593-609), American Society Civil Engineers, Houston.
- Pagot, M. (1999). *Análisis y simulación hidrológica del Sistema Bañados del río Dulce*. Trabajo Final de Grado. Córdoba, Argentina: Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba.
- Pagot, M. (2003). *Análisis y simulación hidrológica del Sistema Bañados del río Dulce*. Tesis de Maestría en Ciencias de la Ingeniería, Mención Recursos Hídricos. Córdoba, Argentina: Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba.
- Pagot, M., Hillman, G., Rodriguez, A., Caamaño-Nelli, G., & Plencovich, G. (2003) Determinación de hidrogramas ecológicos para la cuenca inferior del río Dulce con apoyo satelital. *Cuadernos del CURIHAM* (Universidad Nacional de Rosario, Argentina), 8(2), 146-154.
- Plencovich, G., Hillman, G., Pagot, M., Pozzi, C., Rodriguez, A., Caamaño-Nelli, G., & Bertoni, J.C. (mayo, 2005). *Actualización del modelado del sistema Laguna Mar Chiquita – Bañados del río Dulce, Córdoba, Argentina*. XX Congreso Nacional del Agua 2005 y III Simposio de Recursos Hídricos del Cono Sur, Mendoza, Argentina.
- Plencovich, G. (2011). *Simulación hidrológica de los humedales de Mar Chiquita con apoyo satelital*. Tesis de Maestría en Ciencias de la Ingeniería, Mención Recursos Hídricos. Córdoba, Argentina: Universidad Nacional de Córdoba, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales.
- Pozzi, C., Plencovich, G., Hillman, G., Rodriguez, A., Caamaño-Nelli, G., Michelutti, P., Salio, P., & Pagot, M. (mayo, 2005). *Monitoreo hidroambiental de la laguna Mar Chiquita, Córdoba. Aplicación al diseño de las defensas costeras de Miramar*. XX Congreso Nacional del Agua 2005 y III Simposio de Recursos Hídricos del Cono Sur, Mendoza, Argentina.
- Pozzi, C. (2006). *Simulación hidrodinámica y monitoreo del sistema Mar Chiquita (Mar de Ansenúza), Córdoba, Argentina*. Tesis de Maestría en Ciencias de la Ingeniería, Mención Recursos Hídricos. Córdoba, Argentina: Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba.
- Rodriguez, A., Hillman, G., Pagot, M., Menajovsky, S., Barbiero, S., Caamaño-Nelli, G., Chini, I., & Bernasconi, I. (2000a). *Simulación Hidrológica del Sistema de Mar Chiquita, Córdoba, República Argentina*. XVIII Congreso Nacional del Agua, CPCA, Santiago del Estero, Argentina.
- Rodriguez, A., Pagot, M., Hillman, G., Caamaño-Nelli, G., Bernasconi, I., Menajovsky, S., Barbiero, S., & Chini, I. (2000b). *Simulación Hidrológica del Sistema Bañados del Río Dulce, Córdoba, República Argentina*. XVIII Congreso Nacional del Agua, CPCA, Santiago del Estero, Argentina.
- Rodriguez, A., Hillman, G., Pagot, M., & Caamaño-Nelli, G. (2002). Análisis y simulación de riesgos ecológicos en un sistema hidrológico endorreico. *Revista Internacional de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*, Puerto Rico, 2(1), 15.
- ROM 02.90 (1990). *Recomendaciones de obras marítimas. Acciones para proyectos de obra portuaria o marítima*. Madrid: Dirección General de Puerto y Costas, Ministerios de Obras Públicas y Urbanismos.
- SPM (1984). *Shore Protection Manual*. Fort Belvoir, USA: Coastal Engineering Research Center.
- SWAN (2000). *Simulating Wave Near Shore Model*. Delft, The Netherlands: Delft University of Technology.
- TIC (2003). *Software tutor de ingeniería de costas. Sistema de modelado costero*. Cantabria: Instituto de Hidráulica Ambiental de la Universidad de Cantabria.
- Troin, M., Vallet-Coulomb, C., Sylvestre, F., & Piovano, E. (2010). Hydrological Modelling of a Closed Lake (Laguna Mar Chiquita, Argentina). *Journal of Hydrology*, 393, 233-244.
- Universidad Nacional de Córdoba (1998). *Valoración del Impacto Ambiental en la Región de Mar Chiquita y la cuenca afectada por el Canal Federal*. Informe Final al Consejo Federal de Inversiones. Córdoba, Argentina: Universidad Nacional de Córdoba.
- Universidad Nacional de Córdoba-Universidad Nacional de Santiago del Estero (UNC-UNSE) (2007). *Estudio hidrológico-ambiental del sistema Mar Chiquita-Bañados y tramo inferior del río Dulce*. Informe Final a la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación (312 pp.). Córdoba, Argentina: Universidad Nacional de Córdoba-Universidad Nacional de Santiago del Estero.
- U.S. Geological Survey (USGS) (February, 2004). *Shuttle Radar Topography Mission*. U.S. Geological Survey. Global Land Cover Facility. College Park, USA: University of Maryland.
- Von Grumbkow, J. B. (1890). Exploración de Mar Chiquita. *Boletín del Instituto Geográfico Argentino*, 2(1), 113-115.

Dirección institucional de los autores

M.I. Mariana Pagot
M.I. Gerardo Hillman
M.I. Cecilia Pozzi Piacenza
M.I. Paolo Gyssels
M.I. Antoine Patalano
Dr. Andrés Rodríguez

Laboratorio de Hidráulica
Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales
Universidad Nacional de Córdoba
Av. Filloy s/n
Córdoba, Argentina
Teléfono: +35 (1) 4334 446
mpagot@efn.uncor.edu



Haga clic aquí para escribir al autor



El Arrecife, parque acuático Xcaret, Quintana Roo, México.

Foto: Edith Salcedo.

RECONSTRUCCIÓN HÍBRIDA DEL CLIMA MARÍTIMO Y SU APLICACIÓN AL ESTUDIO DEL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN LA COSTA DEL PACÍFICO MEXICANO

• José Cristóbal Medina-González •
Grupo TYPsa, España

• Gabriel Díaz-Hernández* •
Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria, España

*Autor de correspondencia

Resumen

Medina-González, J. C., & Díaz-Hernández, G. (julio-agosto, 2014). Reconstrucción híbrida del clima marítimo y su aplicación al estudio del transporte de sedimentos en la costa del Pacífico mexicano. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(4), 135-144.

El presente estudio se encarga de analizar el clima marítimo histórico en la playa de Campos en la región de Manzanillo (Colima, México), con el objetivo de trasladar la estadística histórica de 62 años de oleaje horario a la zona costera. El análisis se ha realizado mediante la integración de diferentes herramientas numéricas, medidas instrumentales y técnicas estadísticas que en conjunto analizan los procesos relacionados con la propagación del oleaje que se suceden desde las aguas profundas hasta la costa. Esta información es susceptible de ser empleada como forzamiento de estudios costeros y portuarios de detalle. La aportación innovadora de la presente metodología es la integración de distintos modelos de propagación numérica de oleaje, el uso de algoritmos de validación de los datos de oleaje obtenidos con datos instrumentales, y el establecimiento de una técnica de hibridación que permite llevar a cabo una reconstrucción histórica del oleaje horario con 62 años de duración en la zona de estudio, con tiempos computacionales eficientes y competitivos. La metodología propuesta fácilmente puede ser adoptada como una herramienta metodológica de uso habitual en consultorías técnicas de ingeniería costera y portuaria. Como ejemplo de la explotación de las series de oleaje que esta metodología ofrece, se realiza el estudio preliminar de la evolución de la dinámica litoral en el corto (días a semanas) y largo plazos (meses, estaciones, años y décadas), en la zona del canal Tepalcates, en Manzanillo, antes y después de su ampliación.

Palabras clave: clima marítimo, propagación de oleaje, calibración, modelación numérica, auto-clasificación.

Abstract

Medina-González, J. C., & Díaz-Hernández, G. (July-August, 2014). Hybrid Maritime Climate Reconstruction and its Application to the Study of Sediment Transport in the Mexican Pacific Coast. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(4), 135-144.

This study analyzes the historical maritime climate on the coast of Manzanillo (Colima, Mexico), in order to reconstruct 62-year hourly wave statistics for the coastal zone. The analysis was performed by integrating different numerical tools, instrumental measurements and statistical techniques to jointly analyze the processes associated with the propagation of waves from deep waters to the coast. This information is likely to be used to drive future detailed coastal and harbour studies. The innovative contribution of this methodology includes the integration of different numerical wave propagation models and the use of algorithms to validate wave data obtained with instruments, as well as the establishment of a hybrid technique that enables performing an historical wave reconstruction with 62 years of duration in the study zone and with efficient and competitive CPU times. The proposed methodology can be easily adopted as a tool that can be commonly used for technical coastal and port engineering consulting. As an example of the use of the wave series offered by this study, a preliminary study of the short- (days to weeks) and long-term (months, seasons, years and decades) evolution of coastal dynamics is presented for the Tepalcates channel in Manzanillo, before and after its expansion.

Keywords: Auto-classification, calibration, maritime climate, numerical modelling, wave propagation.

Introducción

La variedad y singularidad de las zonas litorales hacen de la costa un espacio de un elevado valor. En los últimos tiempos ha crecido de forma significativa el uso del litoral mexicano para fines industriales, comunicación y turismo, siendo por ello necesario llevar a cabo la construcción de obras de protección costera, las cuales aportan resguardo a las zonas destinadas ante la acción de los agentes medioambientales (principalmente al oleaje) que inciden sobre ellas. En el presente estudio se plantea una metodología integral y novedosa de propagación de oleaje desde aguas profundas hasta la costa, que permite alimentar análisis de diseño funcional y de estructuras de protección costera, aplicado concretamente al diagnóstico del proyecto de construcción de la nueva terminal de gas natural licuado (TGNL) en el interior de la laguna de Cuyutlán, situada en Manzanillo, Colima, México.

Este estudio se fundamenta en particular en diferentes herramientas matemáticas que, con base en diferentes técnicas de hibridación, propagación y reconstrucción, logra obtener series históricas de oleaje de larga duración, lo cual supone contar con un forzamiento de alta calidad que puede ser empleado por modelos semi-empíricos y numéricos encargados de estudiar distintos escenarios de actuación y alternativas de mejora o modificación ante cualquier estudio de afección de las obras litorales. Este trabajo ejemplifica este hecho, atendiendo a la necesidad e importancia de conocer los cambios que se pueden producir sobre la línea de costa debido a la acción del hombre sobre el medio natural.

Objetivos

El objeto principal del presente estudio es establecer el uso de una nueva metodología integral para la reconstrucción híbrida del oleaje en costa desde aguas profundas y considerando los principales procesos de transformación, efectos del viento local y efectos de disipación.

Se plantea que dicha metodología sea eficiente y basada en algoritmos de auto-selección de estados de mar representativos que agilicen los tiempos computacionales de simulación, así como en técnicas estadísticas de reconstrucción de series de variables medioambientales que permitan obtener un régimen medio del oleaje que represente de forma adecuada la realidad.

También se ejemplifica el uso y la explotación de las series de oleaje obtenidas con la metodología propuesta por Camus, Méndez, Medina, & Cofiño (2011a) (denominada técnica híbrida) para entender el funcionamiento de la dinámica litoral en la costa de Manzanillo y los procesos costeros asociados.

Metodología propuesta de hibridación

Para poder cuantificar las posibles consecuencias en la hidrodinámica de la zona litoral, el presente estudio propone el uso de diferentes herramientas estadísticas, modelación numérica e interpretación de datos instrumentales, que permiten vislumbrar el funcionamiento de la costa actual y futura, a través del entendimiento de los procesos de oleaje en aguas profundas, su propagación hacia la costa, su interacción con ésta e interrelación con los diferentes elementos costeros (p. ej., las tendencias sedimentarias a distintas escalas de tiempo), considerando distintos estados o alternativas de análisis.

En concreto, la metodología propuesta presenta los pasos recogidos en el diagrama que se muestra en la figura 1, y parte del uso, tratamiento y adaptación de los datos batimétricos frente a la zona de estudio, así como del uso de una base de datos de oleaje en aguas profundas, con registros suficientemente largos como para caracterizar la estadística del clima marítimo. En este caso se ha optado por usar la base de datos GOW (Reguero, Menéndez, Méndez, Mínguez, & Losada, 2012), proporcionada por el IH Cantabria, que cuenta con datos horarios de oleaje de 62 años de duración de 1948 a 2010. La técnica de hibridación sigue los lineamientos de

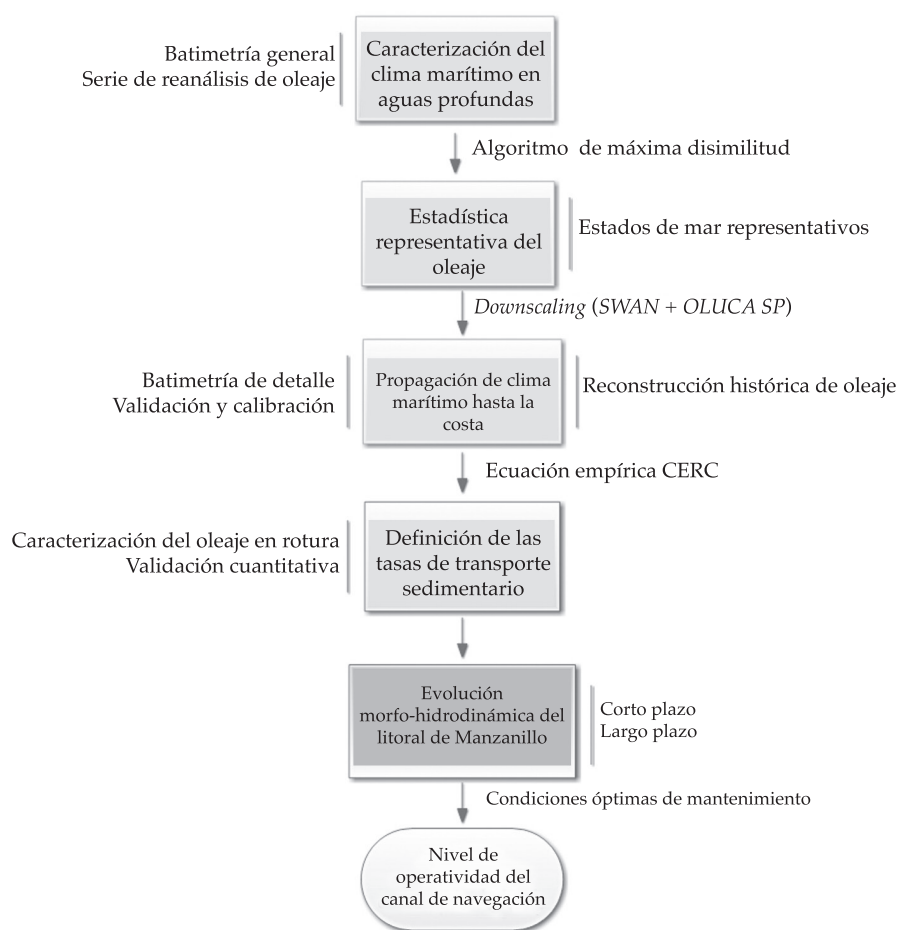


Figura 1. Diagrama de flujo de la metodología de trabajo seguida en el estudio.

autoselección, propagación y reconstrucción de estados de mar propuesta por Camus *et al.* (2011a) y Camus, Méndez, & Medina (2011b), con lo cual se cumplen dos objetivos fundamentales: a) conocer la estadística del clima marítimo en aguas profundas frente a la zona de estudio, y b) minimizar el número de estados de mar a ser propagados numéricamente desde aguas profundas hasta la costa debido a que actualmente es inviable o computacionalmente poco eficiente ejecutar la serie de oleaje de 62 años hora a hora. Dicho algoritmo corresponde a la técnica de máxima disimilitud (Max-Diss), la cual permite identificar aquellos estados de mar que representan el comportamiento medio y extremal del oleaje en cualquier punto, con una

abstracción hacia un número reducido de éstos, también denominados *clusters*. En el presente estudio, y siguiendo las recomendaciones de Camus *et al.* (2011a), se ha obtenido un número de $n = 250$ *clusters*, que a su vez han servido como forzamiento de la modelación numérica acoplada entre el modelo de propagación de oleaje SWAN (Booij, Ris, & Holthuijsen, 1999) para las propagaciones desde aguas profundas hasta intermedias, y el modelo OLUCA (González *et al.*, 2007), cuya zona de actuación se establece desde el límite de aguas intermedias y hasta la línea de costa. A este proceso metodológico se denomina *downscaling* híbrido.

Una vez ejecutados los n estados de mar en la zona de rompientes, se realiza una

reconstrucción de los 62 años horarios de olas en distintos puntos a lo largo de la costa de estudio, teniendo en cuenta los n coeficientes de propagación de la base de datos GOW en aguas profundas y empleando el algoritmo basado en las *Radial Basis Functions* (RBF), propuesto para este fin por Camus *et al.* (2011b) y Rippa (1999). Una vez reconstruida la estadística del oleaje en la zona de rompientes, esta serie de oleaje se puede emplear para llevar a cabo cualquier tipo de análisis de detalle sobre agitación portuaria, interacción oleaje con estructuras naturales y artificiales, y estudios de dinámica sedimentaria, a través de formulaciones semi-empíricas (primera aproximación al problema) y aproximaciones numéricas (análisis detallado de procesos).

Por ejemplo, en el presente estudio, si se conoce el tamaño de grano representativo de la costa de estudio y su pendiente media en cada zona, se puede emplear la formulación semi-empírica clásica de dinámica litoral aportada por el CERC (USACE, 1984), para finalmente obtener las tasas de transporte de sedimentos y su tendencia a lo largo de la costa, de forma eficiente para la serie horaria de 62 años de duración.

Por lo tanto, es fácil imaginar que esta metodología permite interpretar computacional y eficientemente, y a través del análisis concatenado e individual de procesos: a) la estadística del oleaje en aguas profundas; b) su propagación hacia la costa; c) la reconstrucción de la estadística del oleaje; d) obtención de las tasas de transporte de sedimentos, y e) el funcionamiento hidrodinámico que gobierna la costa.

Para esta nota técnica se ha aplicado la presente metodología a la zona litoral de Manzanillo, a fin de obtener datos generales sobre la dinámica sedimentaria en diferentes escalas de tiempo, antes y después de la obras de ampliación del canal Tepalcates. Es importante mencionar que para poder validar, calibrar y comprobar la veracidad de cada uno de los pasos expuestos anteriormente, se han empleado datos instrumentales de oleaje y

mediciones topo-batimétricas proporcionadas por la GEIC-CFE.

Datos de partida y zona de estudio

Para poder aplicar la metodología propuesta en la zona de estudio en Manzanillo, el punto de partida es el empleo de la base de datos de oleaje denominada GOW (Global Ocean Waves) (Reguero *et al.*, 2012), aportada por el Instituto de Hidráulica Ambiental de Cantabria de España (IH Cantabria), así como datos topo-batimétricos y sedimentarios medidos en distintas campañas de campo en distintas fechas. Ambas fuentes aportadas por el Departamento de Oceanografía de la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil de la Comisión Federal de Electricidad de México (GEIC-CFE).

El área de estudio se sitúa en la parte occidental de la república mexicana, en un tramo de la costa de 12.5 km en Manzanillo, estado de Colima. El tramo litoral de estudio alberga un punto estratégico y de interés general para México, en cuanto a operaciones portuarias se refiere. En los años 2009-2010 se ha llevado a cabo la construcción de una nueva terminal de almacenamiento y regasificación de gas natural licuado (TGNL). Como consecuencia de su construcción, ha sido necesario modificar el ancho original de 150 a 500 m y calado hasta los 15 m (dragado de 16.5 millones de m³ de material) del Canal de Tepalcates, y la construcción de dos nuevas escolleras de 250 m de longitud cada una, que delimitan las márgenes de dicho canal. La GEIC-CFE ha realizado un seguimiento topo-batimétrico de la costa desde el inicio de las obras hasta la actualidad, midiendo los posibles efectos en el entorno.

Resultados

Base de datos DOW en aguas profundas

Para la obtención del oleaje en la zona de aguas profundas de la costa de Manzanillo se han empleado los datos de oleaje (altura de ola signifi-

cante H_s , periodo de pico T_p y dirección media θ) de la base de datos GOW, en el punto (lat. = 18° N, long. = 105° W). La base de datos GOW se ha calibrado con información instrumental (todos los datos de las seis misiones de satélites, que van desde 1992 hasta 2012). Para ello se ha utilizado una técnica de calibración no lineal basada en la agregación direccional de cuantiles (Mínguez, Espejo, Tomás, Méndez, & Losada, 2011). Se debe puntualizar que la base de datos DOW no cuenta con información de datos de oleaje extremo generado por eventos relacionados con ciclones tropicales, tal y como lo plantean Ruiz-Martínez, Silva-Casarín, Pérez-Romero, Posada-Vanegas y Bautista-Godínez (2009b), debido a que la base de datos de viento WRF-ARW 3.1.1 es de media resolución, con datos de viento cada 0.5°. La figura 2 muestra la ficha resumen de datos GOW en el punto en aguas profundas.

Autoselección de estados de mar representativos

Antes de proceder al *downscaling* y simulación de los procesos de transformación del oleaje en su propagación hasta costa de la base de datos GOW, se ha aplicado la metodología híbrida que combina modelos numéricos de propagación (*downscaling* dinámico) y métodos matemáticos de clasificación y reconstrucción (*downscaling* estadístico). Para ello se ha clasificado el clima marítimo de cada zona a partir de los campos espacio-temporales de oleaje y viento de cada zona, seleccionándose $n = 250$ estados de mar en profundidades indefinidas, representativos del total de los 62 años (más de 534 000 estados de mar). La técnica de clasificación empleada ha sido el algoritmo de máxima disimilitud (Kennard & Stone, 1969).

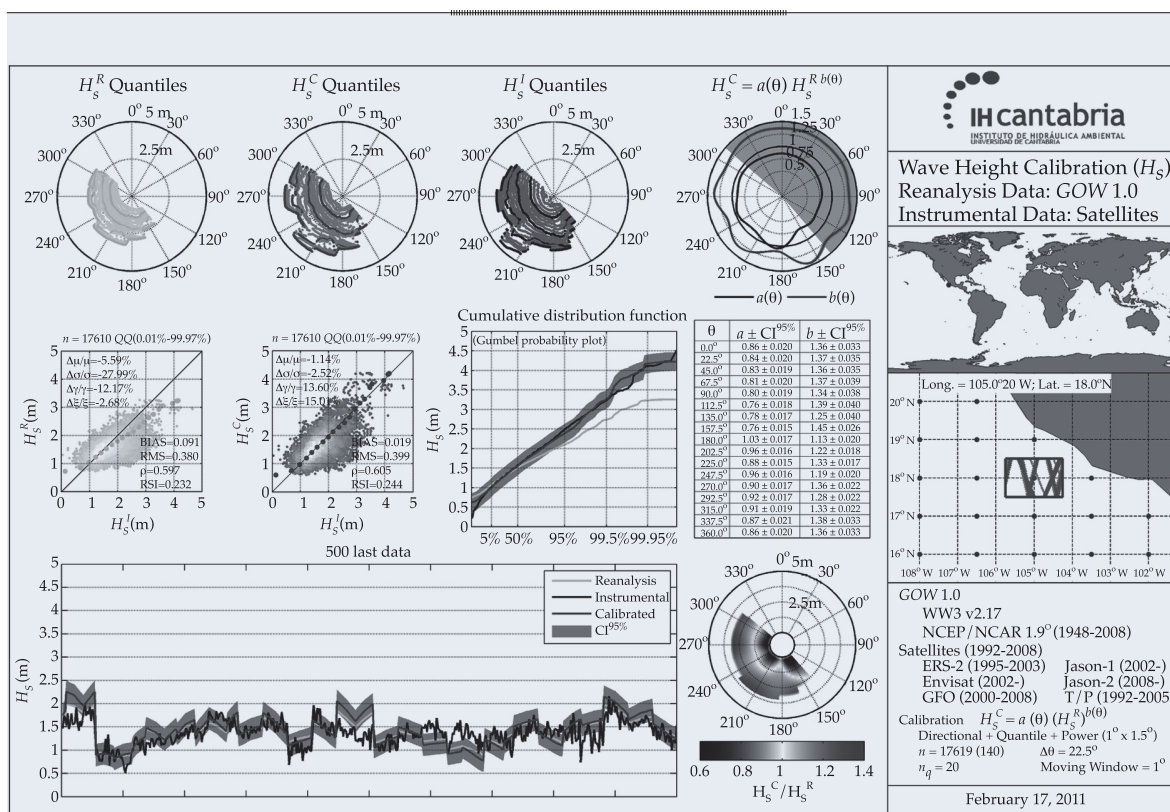


Figura 2. Serie GOW en el punto lat. = 18° N, long. = 105° W, validada con datos de satélite. Fuente: IH Cantabria.

Propagación numérica de oleaje desde aguas profundas a la costa

Mediante sucesivas mallas anidadas se propagan espectralmente los $n = 250$ estados de mar seleccionados del GOW ya calibrados, llegando hasta resoluciones espaciales de entre 350 y 70 m. El modelo de propagación utilizado es el SWAN, empleando la batimetría global GEBCO (British Oceanographic Data Centre) y, por otro lado, los datos batimétricos de detalle aportados por la GEIC-CFE. La resolución adecuada para dichas mallas corresponde a 0.05° en la general (5 400 m) y 0.003125° en la de detalle (340 m). Se han tenido en cuenta dos niveles de marea: bajamar y pleamar. Los resultados obtenidos de los $n = 250$ estados de mar ejecutados aportan mapas de H_s , T_p y θ , siendo posible visualizar en ellos el comportamiento del oleaje a medida que se propaga a la costa, contando también con información espectral en distintas localizaciones de control, dispuestas en múltiples puntos dentro del dominio numérico.

Reconstrucción de la serie de oleaje y obtención de las tasas de transporte

A partir de la información espectral aportada por el modelo numérico SWAN, se obtiene la reconstrucción histórica de 62 años de oleaje en dos puntos de control: punto 1 (lat. = 18.947° N, long. = 104.360° W) y punto 2 (lat. = 18.967° N, long. = 104.316° W), correspondientes al punto de acoplamiento entre forzamientos del modelo SWAN y el modelo OLUCA SP, y el punto coincidente con la localización de los datos instrumentales de oleaje aportados por la GEIC-CFE, respectivamente.

Mediante la interpolación (RBF) se reconstruye cada uno de los parámetros espectrales propagados en ambos puntos objetivos, permitiendo de esta forma transferir numéricamente el clima marítimo multidimensional desde aguas profundas para la serie histórica de 62 años.

Validación y calibración de la estadística del oleaje en aguas someras

Para el trabajo de validación, este estudio emplea información instrumental de oleaje gestionada por la GEIC-CFE, derivado de un equipo *doppler*, modelo AWAC de la marca Nortek, fondeado a 15 m, entre los años 2009 y 2010. Esta información ha sido pos-procesada para obtener los estadísticos espectrales de oleaje similares a la serie GOW.

Una vez propagado el oleaje a la zona de estudio y reconstruido en el punto de control 1, se realiza la comparación con la serie GOW propagada de forma híbrida (ver figura 3). Se observa que las predicciones numéricas son reproducidas de forma adecuada, siguiendo las tendencias de máximos y mínimos de H_s a lo largo del tiempo, y observando que la serie numérica presenta una sobre-estimación sistemática de dicho valor, posiblemente debido a la resolución de la malla numérica, que no logra definir de modo adecuado los detalles batimétricos cerca de la costa o bien se puede deber a la ausencia del aporte de oleaje que se genera por viento local, no incluido en las simulaciones, o incluso a una variación en la referencia de cotas de nivel del mar con respecto a las cotas de la batimetría empleadas.

Por estos motivos, es absolutamente necesario establecer un protocolo de calibración de dicha serie numérica reconstruida en los puntos de control; esto se realiza a través del tratamiento direccional de cuantiles propuesto por Tomás, Méndez y Losada (2008) y Mínguez *et al.* (2011), estableciendo que los factores de calibración obtenidos siguen una dependencia con base en la dirección media de propagación del oleaje y obedecen a una regresión lineal entre los datos fuente y objetivo. Una vez realizado el ajuste polinómico lineal entre ambas series de datos se ha logrado mejorar la información de reanálisis aplicando la calibración direccional propuesta. A través de los análisis de regresión se puede cuantificar la similitud entre las dos fuentes de datos, analizando tanto la tendencia central de los datos como su dispersión (ver figura 4a).

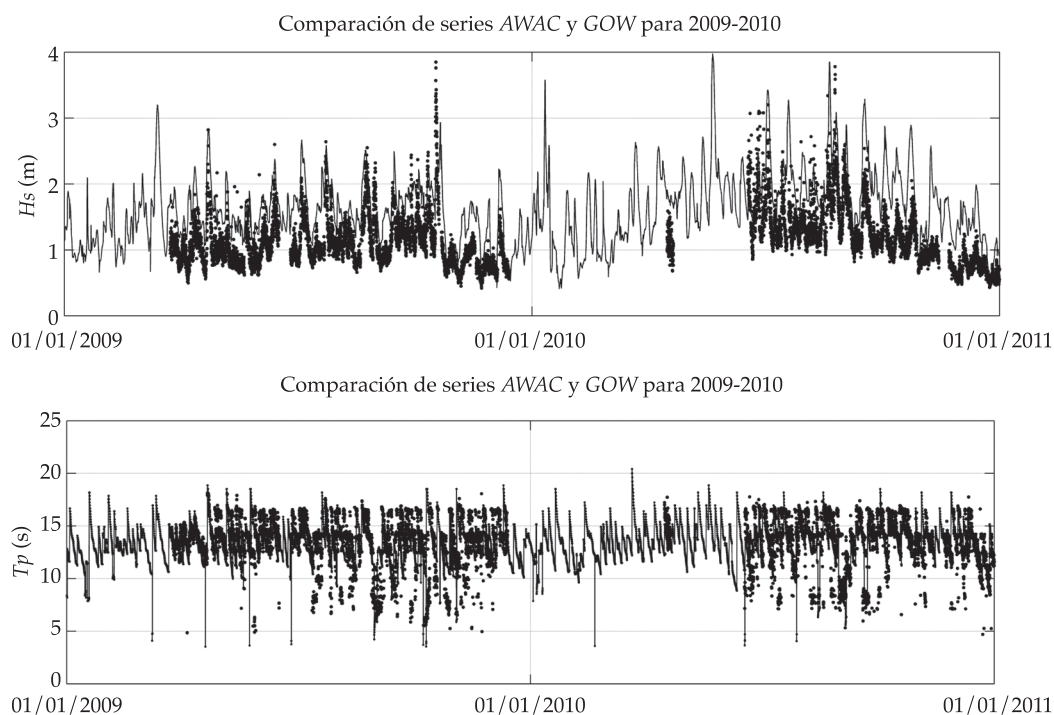


Figura 3. Validación de los parámetros H_s y T_p entre la serie numérica GOW, propagada y reconstruida en el punto 1 (línea negra), y la serie instrumental AWAC (puntos negros).

En la figura 4b se presentan los gráficos cuantil-cuantil (*Q-Q plot*), que permite verificar si las distintas partes del régimen medio de dos variables son parecidas, observando en este caso que la rama de datos medio-alta del régimen de oleaje se ha corregido de forma adecuada una vez ha sido calibrada la serie reconstruida en el punto objetivo. De nuevo es importante comentar que la serie reconstruida en el punto de control no incluye información sobre los forzamientos ciclónicos y por lo tanto existe una subestimación de los oleajes en la rama extremal por parte de la presente metodología, tal y como lo plantean Ruíz-Martínez *et al.* (2009a y 2009b). De esta forma se obtiene una reconstrucción calibrada de la serie completa de oleaje desde aguas profundas con 62 años de duración, lo cual resulta muy importante para transferir el oleaje hasta la costa con garantías de éxito. Se comprueba que tras aplicar la calibración direccional a la serie reconstruida, estas diferencias se

reducen, llegando a establecer una tendencia muy similar a la información instrumental (ver figura 5).

Análisis de la dinámica sedimentaria de la costa de Manzanillo antes y después de las obras

Se usa el modelo *OLUCA* para analizar la dinámica sedimentaria del tramo costero de estudio en Manzanillo. Este análisis se ha realizado considerando ambas configuraciones topo-batimétricas antes y después de la ampliación del canal Tepalcates. Se ha reconstruido el oleaje en la zona de rompientes para el periodo 1948-2010 para la configuración sin modificar y se ha aplicado la formulación semi-empírica propuesta por el CERC (USACE, 1984), obteniendo de esta forma las tasas anuales de transporte de sedimentos y su tendencia a lo largo de la costa; se ha conseguido conocer el funcionamiento hidrodinámico que gobierna

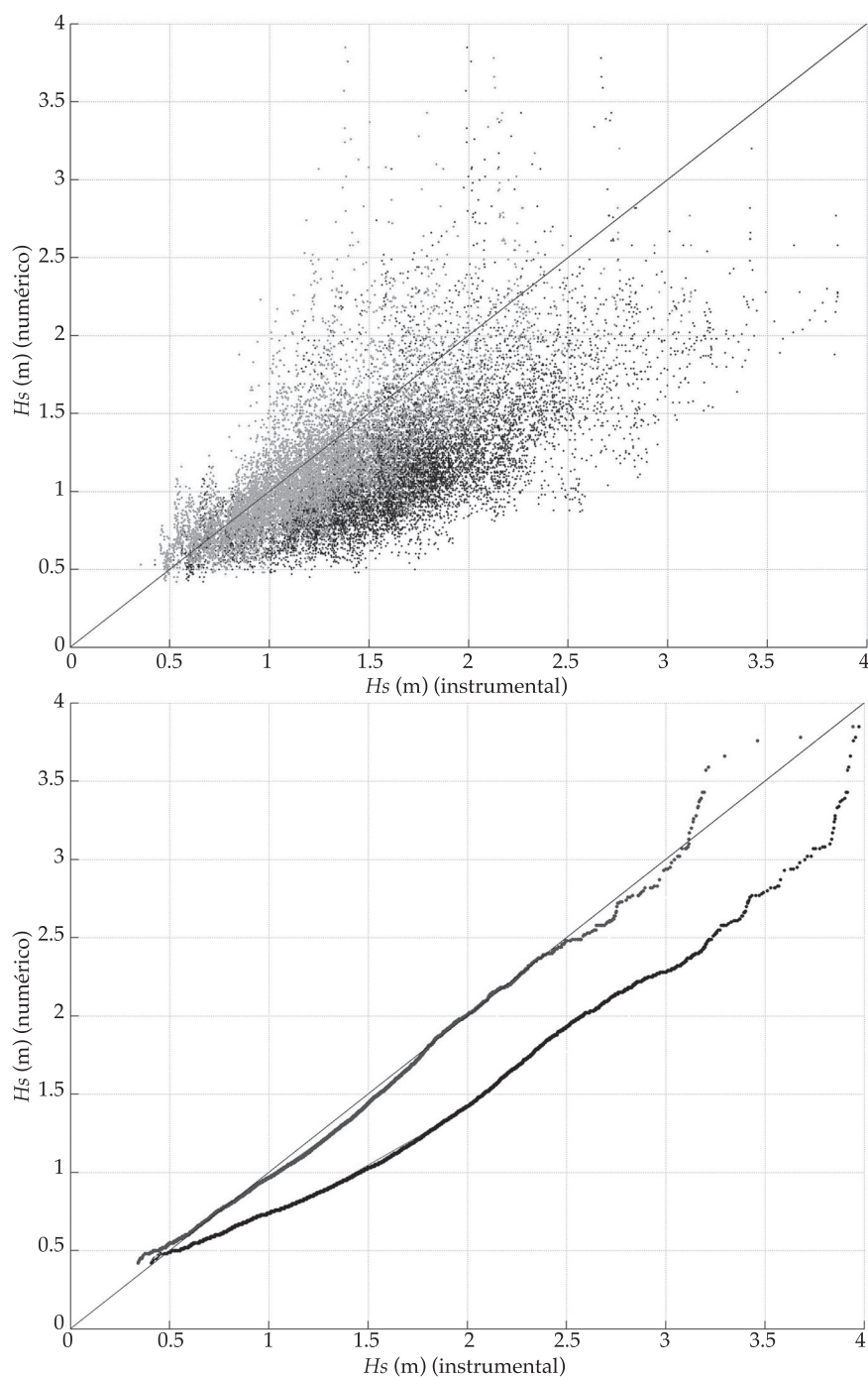


Figura 4. Resultado del proceso de calibración: a) diagrama de dispersión y b) gráfico tipo *qqplot*, para los datos sin calibrar (puntos en negro) y calibrados (puntos grises) de la serie reconstruida en el punto 1 para los años 2009 y 2010.

en el litoral de Manzanillo en diferentes escalas de tiempo a partir de un tamaño de grano característico $D_{50} = 0.3$ mm (GEIC-CFE). La

serie histórica de transporte litoral obtenida ha sido analizada para diferentes lapsos (anual, estacional y mensual) y presenta tendencias

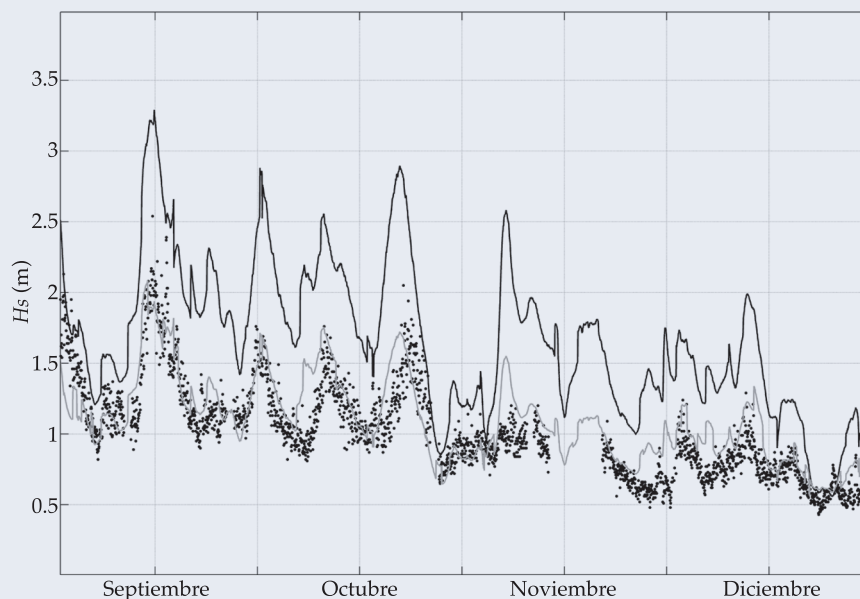


Figura 5. Comparativa de los cuatro últimos meses del año 2010 entre la serie instrumental AWAC (puntos negros) y la reconstruida en el punto 1 antes (línea negra) y después (línea gris) de aplicar el protocolo de calibración.

semejantes entre sí, asociando, en general, un desplazamiento del sedimento en dirección WNW-ESE a lo largo de ambas playas de 60 500 m³/año al oeste del canal y de 52 000 m³/año al este del canal. Resulta interesante observar cómo el transporte medio en la playa al este del canal Tepalcates es un 8% inferior al calculado para la playa al oeste de dicho canal. Esto posiblemente se deba a la acción de defensa que ejerce el espigón sobre la incidencia de temporales provenientes del oeste sobre el primer tramo de la playa este. Por último, y a fin de poder asimilar de forma adecuada el comportamiento de la dinámica litoral aquí obtenido, se ha procedido a realizar una validación cuantitativa de los resultados obtenidos, comparando diferentes líneas de costa, para las fechas de 1/12/2009 a 1/12/2010. El volumen acumulado sobre el espigón en la playa oeste es de 38 500 m³, aproximadamente; en la playa este no se observan diferencias relevantes, obteniendo 7 245 m³ de volumen acumulado.

Conclusiones

La metodología propuesta muestra una técnica novedosa para realizar la reconstrucción histórica de clima marítimo en la costa de estudio a partir del acoplamiento de modelos de propagación de oleaje, la cual ha demostrado ser una alternativa efectiva y eficiente para alimentar el forzamiento relativo al oleaje histórico para cualquier tipo de estudio en costa.

Se ha ejemplificado el uso de las series de oleaje reconstruidas en costa, para llevar a cabo un estudio preliminar de dinámica costera en la costa de Manzanillo y, en específico, para el análisis del sistema playas-espigones-canal, para el cual se han obtenido resultados satisfactorios y tendencias coherentes con las observaciones instrumentales y topo-batimétricas realizadas por la GEIC-CFE, logrando definir las condiciones reinantes de oleaje en el litoral de Manzanillo y las tendencias de la dinámica sedimentaria existente en la zona.

Agradecimientos

Los autores agradecen el apoyo de la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil de la Comisión Federal de Electricidad para la realización de su análisis en la costa de Manzanillo, México, así como por el apoyo recibido, información necesaria, consejos profesionales y datos aportados durante el desarrollo de este trabajo.

Recibido: 06/03/13
Aceptado: 11/12/13

Referencias

- Booij, N., Ris, R. C., & Holthuijsen, L. H. (1999). A Third-Generation Wave Model for Coastal Regions, Part I: Model Description and Validation. *Journal of Geophysical Research*, 104(4), 7649-7666, doi: 10.1029/98JC026222.
- Camus, P., Méndez, F. J., Medina, R., & Cofiño, A. S. (2011a). Analysis of Clustering and Selection Algorithms for the Study of Multivariate Wave Climate. *Coastal Engineering*, 58(6), 453-462, doi:10.1016/j.coastaleng.2011.02.003.
- Camus, P., Méndez, F. J., & Medina, R. (2011b). A Hybrid Efficient Method to Downscale Wave Climate to Coastal Areas. *Coastal Engineering*, 58(9), 851-862. doi:10.1016/j.coastaleng.2011.05.007.
- González, M., Medina, R., González-Ondina, J., Osorio, A., Méndez, F. J., & García, E. (July, 2007). An Integrated Coastal Modeling System for Analyzing Beach Processes and Beach Restoration Projects, SMC. *Comput. Geosci.*, 33(7), 916-931.
- Kennard, R. W., & Stone, L. A. (1969). Computer Aided Design Experiments. *Technometrics*, 11, 137-148.
- Mínguez, R., Espejo, A., Tomás, A., Méndez, F. J., & Losada, I. J. (2011). Directional Calibration of Wave Reanalysis Databases Using Instrumental Data. *J. Atmos. Oceanic Technol.*, 28, 1466-1485.
- Rippa, S. (1999). An Algorithm for Selecting a Good Value for the Parameter C in Radial Basis Function Interpolation. *Advances in Computational and Mathematical*, 11(1999), 193-210.

- Reguero, B. G., Menéndez, M., Méndez, F. J., Mínguez, R., & Losada, I. J. (July, 2012). A Global Ocean Wave (GOW) Calibrated Reanalysis from 1948 Onwards. *Coastal Engineering*, 65, 38-55.
- Ruiz-Martínez, G., Mendoza, E., Silva-Casarín, R., Posada-Vanegas, G., Pérez, D., Rivillas, G., Escalante, E., & Ruiz, F. (2009a). Caracterización del régimen de oleaje y viento de 1948-2007 en el litoral mexicano. *Revista Interdisciplinaria de Ciencia y Tecnología del Agua*, 16(1), 51-64.
- Ruiz-Martínez, G., Silva-Casarín, R., Pérez-Romero, D. M., Posada-Vanegas, G., & Bautista-Godínez, E. G. (julio-septiembre, 2009b). Modelo híbrido para la caracterización del oleaje. *Ingeniería hidráulica en México*, 24(3), 5-22.
- Tomás, A., Méndez, F. J., & Losada, I. J. (2008). A Method for Spatial Calibration of Wave Hindcast Data Bases. *Continental Shelf Research*, 28(3), 391-398.
- U.S. Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center (USACE) (1984). *Shore Protection Manual* (3rd Ed.). Washington, DC: Department of the Army, Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center.

Dirección institucional de los autores

M.I. José Cristóbal Medina González

TYPSA-Sede Social
Gomera, 9
28703, S.S. de los Reyes
Madrid, ESPAÑA
jmedina@typsa.es

Dr. Gabriel Díaz Hernández

Instituto de Hidráulica Ambiental "IH Cantabria"
C/Isabel Torres núm. 15
Parque Científico y Tecnológico de Cantabria
39011 Santander, ESPAÑA
Teléfono: +34 (942) 201 616, extensión 1255
Fax: +34 (942) 201 860
gabriel.diaz@unican.es
www.ihcantabria.es



Haga clic aquí para escribir al autor

USO DE IMÁGENES DE SATÉLITE PARA EVALUAR LOS EFECTOS DE CAMBIO DE COBERTURA DE SUELO EN LA ESCORRENTÍA DIRECTA DE UNA CUENCA ANDINA

• César Cano* • Andrea Andreoli • José Luis Arumi • Diego Rivera •
Universidad de Concepción, Chile

*Autor de correspondencia

Resumen

Cano, C., Andreoli, A., Arumi, J. L., & Rivera, D. (julio-agosto, 2014). Uso de imágenes de satélite para evaluar los efectos de cambio de cobertura de suelo en la escorrentía directa de una cuenca andina. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(4), 145-151.

El método de la curva número del Natural Resources Conservation Service de los Estados Unidos fue utilizado para estudiar el efecto del cambio de cobertura de suelo sobre la escorrentía directa en la cuenca del río Lirquén, Chile. Para calcular la curva número (CN) se utilizaron dos métodos: (1) la clasificación de tres imágenes Landsat de 1987, 2003 y 2009, en combinación con información de texturas de suelos y corrección por efectos de la pendiente, y (2) el uso del coeficiente de escorrentía proveniente de datos de caudal y precipitaciones diarias para los periodos 1985-1988, 2001-2004 y 2007-2010. Los resultados del primer método muestran que los valores de CN para los años 1987, 2003 y 2009 son de 51, 46 y 49, respectivamente, ya que existe una variación de superficie de praderas en estos años que va de 27.9 a 15 y 17.7%, respectivamente, y una variación de superficie de plantaciones adultas en los mismos años que va de 7.2 a 22.9 y 15.4%, respectivamente. Los resultados del segundo método muestran que los valores de curva número son mayores en el periodo 1985-1989 y menores en el periodo 2001-2004, ya que el volumen de escorrentía generada es menor en este periodo con respecto a los otros dos. Lo anterior se debe a una mayor superficie de plantaciones adulta que proporciona más capacidad de intercepción, una mayor tasa de evapotranspiración y un mayor almacenamiento de humedad en el suelo.

Palabras clave: curva número, coeficiente de escorrentía, imágenes Landsat, cambio de cobertura del suelo.

Abstract

Cano, C., Andreoli, A., Arumi, J. L., & Rivera, D. (July-August, 2014). Use of Satellite Images to Assess the Effects of Land Cover Change on Direct Runoff in the Andean Basin. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(4), 145-151.

The curve number method by the Natural Resources Conservation Service of the United States was used to study the effect of land cover changes on runoff in the Lirquén River Basin, Chile. The curve number was calculated using two methods: (1) classification of three Landsat images from 1987, 2003 and 2009, in combination with soil texture information and correction for the effect of the slope, and (2) the use of the runoff coefficient from daily rainfall and flow data for the periods 1985-1988, 2001-2004 and 2007-2010. The first method resulted in CN values for 1987, 2003 and 2009 of 51, 46 and 49 respectively, since mature grassland areas changed over the same years from 27.9 to 15 and 17.7%, respectively. Furthermore, the adult plantation area changed over those years from 7.2 to 22.9 and 15.4%, respectively. The results from the second method show higher curve number values during the period 1985-1989 and lower numbers during the period 2001-2004, since the runoff volume generated over this period was smaller than the other two. This is due to an increase in the adult plantation area which provides greater intercept capacity, higher evapotranspiration rates and greater storage of soil moisture.

Keywords: Curve number, Landsat images, land cover change, runoff coefficient.

Introducción

En los últimos años ha crecido el interés en cuantificar los efectos del cambio de uso

y de cobertura del suelo en los procesos hidrológicos (Wang & Kalin, 2010). Sullivan, TERNAN y Williams (2004) establecen que los tipos de manejo del sector agrícola, como el

pastoreo, práctica intensiva de cultivo y una reducción de las masas forestales, han llevado a la compactación de los suelos, lo que a su vez genera una reducción en la infiltración, disminución en la recarga de aguas subterráneas y aumento en la escorrentía. En Chile se ha comparado el comportamiento hidrológico de plantaciones de *Pinus radiata* y vegetación nativa, encontrándose diferencias en el balance hídrico. En efecto, las plantaciones forestales presentan una disminución de la escorrentía en verano, cuya causa es principalmente la mayor capacidad de interceptación, lo que a su vez influye en la recarga de agua en el suelo (Huber, Iroumé, & Bathurst, 2008; Little, Lara, Mcphee, & Urrutia, 2009).

Unos de los métodos más usados para los estudios de balance hídrico y de escorrentía es la curva número (CN) desarrollado por el Natural Resources Conservation Service (Yu, 1998). Este método ha sido ampliamente utilizado en distintos modelos como SWAT, L-THIA y HEC-HMS (Ali, Khan, Aslam, & Khan, 2011; Githui, Mutua, & Bauwens, 2009; Harbor, 1994). Lo anterior se debe a que este método es fácil de aplicar en condiciones de escasez de datos, como también una forma sencilla de determinar la escorrentía (Babu & Mishra, 2012). Otra ventaja es que la determinación del número de curva depende del uso y tipo de suelo y de la topografía, resultando ser un método compatible con técnicas de teledetección y sistemas de información geográficos (Shi et al., 2007).

Este estudio tiene como objetivo validar el uso de imágenes de satélite para evaluar los efectos de cambio de cobertura de suelo en la escorrentía directa en la cuenca del río Lirquén, Chile. Para lograr lo anterior se deben (a) obtener valores de curva número a través de la clasificación de imágenes de satélite en distintos periodos; (b) obtener valores de curva número por medio de registros hidrometeorológicos en los mismos periodos, y (c) comparar los valores de curva número obtenidos con los métodos antecedentes.

Materiales y métodos

El área de estudio corresponde a la cuenca del río Lirquén (figura 1a), cuya superficie es de 102 km², siendo una subcuenca de la cuenca del río Biobío (36° 42' - 38° 49' latitud sur). La cuenca del río Lirquén posee una cota máxima de 1 420 msnm y una cota mínima de 330 msnm, con un largo de cauce de 16.9 km y una pendiente promedio de 16°. La precipitación anual es de 2 000 mm y la temperatura promedio anual fluctúa entre los 7 y 10°C (DGA, 2004). El área de estudio está caracterizada por dos series de suelos: serie Santa Bárbara y suelos de la cordillera andina. Los suelos de la cordillera andina presentan características similares a la serie Santa Bárbara, salvo que se encuentran en sectores con fuertes pendientes (Carrasco, Millán, & Peña, 1993; CIREN, 1999). Para la serie de suelo Santa Bárbara se definió un grupo hidrológico según la textura, tasa de infiltración y valores de conductividad hidráulica saturada para suelos con profundidades que superan los 100 cm (NRCS, 2007). Estos valores se asignaron también a la serie de la cordillera andina. La serie de suelo Santa Bárbara corresponde al grupo hidrológico B, ya que son suelos profundos, bien drenados, de texturas francas o franco limosas, con valores de conductividad hidráulica de 15 mm/h y de 28 mm/h, según la base de datos Soil Water Characteristic (Saxton & Rawls, 2006).

Se utilizaron imágenes LandSat TM de los años 1987, 2003 y 2009. En primer término, la imagen del año 1987 fue corregida geométricamente usando como bases cartográficas las imágenes de los años 2003 y 2009 (Chuvieco, 2002); este proceso consistió en eliminar las distorsiones geométricas que son producidas por una serie de factores que varían para cada evento de adquisición de imágenes, para garantizar la correcta referencia geográfica de cada píxel en un mapa; luego, a todas las imágenes se les realizó una corrección topográfica, que consiste en eliminar los efectos de la sombra, producto de la topografía, empleando el método de corrección

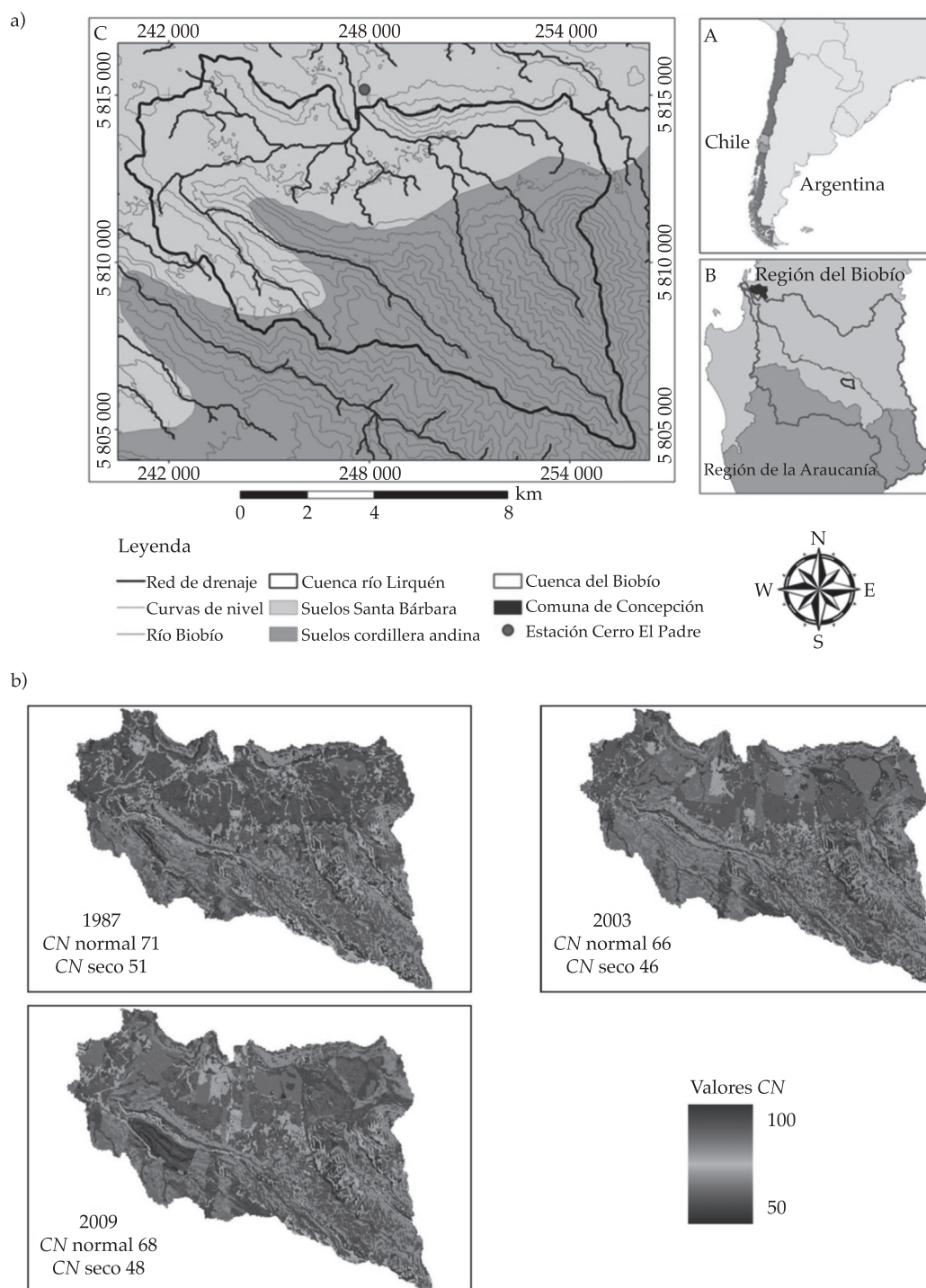


Figura 1. a) Cuenca del río Lirquén y sus series de suelos; b) valores de curva número de los años 1987, 2003 y 2009, según cobertura, grupos hidrológicos de la series de suelos y corrección por efecto de la pendiente.

semiempírica conocida como corrección-c (Chuvieco, 2002), para después realizar una corrección atmosférica, que consiste en eliminar

la dispersión de la radiación electromagnética originada por los gases y partículas en suspensión de la atmósfera, empleando

el método de Chávez (2006); después se calcularon índices de vegetación como razón simple (Simple ratio, SR), índice de vegetación de diferencia normalizada (Normalized Difference Vegetation Index, NDVI), índice de vegetación ajustada al suelo (Soil Adjusted Vegetation Index, SAVI), e índice de diferencia normalizada de infrarrojos (Normalized Difference Infrared Index, NDII) (Chuvieco, 2002); por último, las imágenes fueron clasificadas mediante el método de máxima verisimilitud (Chuvieco, 2002) apoyados con datos en terreno, fotografías aéreas y en los tipos de uso de suelo en el Catastro y Evaluación de los Recursos Vegetacionales de Chile (CONAF-CONAMA-BIRE, 1999). La clasificación se validó aplicando el método de kappa, que mide la diferencia entre la realidad observada y lo que se espera al azar; un valor 0 implica que no hay concordancia y un valor de 0.8 a 1 significa una concordancia de casi perfecta a perfecta (Chuvieco, 2002).

Obtención del valor de la curva número y coeficiente de escorrentía

Los valores de curva número (CN) se definieron en función de la cobertura de uso de suelo y del tipo hidrológico al que pertenecen las series de suelo (NRCS, 2004). Luego, a estos valores se le aplicó una corrección por pendiente (α) (ecuación (1)), donde CN_c es el valor de curva número corregido. El efecto de la pendiente sobre la escorrentía puede resumirse en que: (1) la abstracción inicial disminuye, (2) la tasa de infiltración decrece, (3) el tiempo de recesión del flujo superficial se reduce y (4) la velocidad de escorrentía aumenta:

$$CN_c = \frac{CN}{\cos(\alpha)} \quad (1)$$

Después se tomaron 50 eventos de precipitaciones diarias de la estación meteorológica Cerro El Padre (figura 1a) en tres periodos: 1985-1988 (periodo A); 2001-

2004 (periodo B), y 2007-2010 (periodo C); estos eventos fueron seleccionados desde septiembre hasta mayo, excluyendo eventos con presencia de nieve y así evitar escorrentía por derretimiento. Todos estos eventos de precipitación fueron en condiciones de baja humedad, separadas según la cantidad de agua caída: la clase 1 corresponde a precipitaciones que superan los 100 mm; la clase 2, a precipitaciones mayores que 60 mm y menores que 100 mm; y la clase 3, a precipitaciones mayores que 40 mm y menores que 60 mm. Para los eventos ocurridos en los meses de septiembre a diciembre se definió el periodo de crecimiento, y en los meses de enero a mayo se asignó el periodo de dormancia (NEH-4, 1972), debido a que las condiciones ambientales entre las estaciones influyen en la fisiología de las plantas. Para estimar el volumen de escorrentía de estos eventos, se sustrajo el caudal base de los hidrogramas, en donde este último se obtuvo usando el método de Eckhardt (2005), un tipo de filtro de paso bajo que usa la teoría de la separación de procesamiento de señales, cuyo razonamiento es que el caudal base es el componente de baja frecuencia de los caudales. Este método usa como parámetros la constante de recesión y el índice flujo base máximo, donde este último se obtuvo usando el método de Collischonn y Fan (2012). Luego, usando el método racional, se estimaron los valores de curva número de cada evento, usando los coeficientes de escorrentía (Hevia, Martínez, & Mongil, 2009).

Resultados

Los resultados de la clasificación de las imágenes se muestran en el cuadro 1, en que se puede apreciar, por cada tipo de coberturas, los valores de curva número en condiciones de humedad baja y normal en el suelo y la superficie de éstas en los años 1987, 2003 y 2009. Se observa principalmente una disminución de la superficie de praderas de un 28% en el año 1987 a un 15 y 17.7% en 2003 y 2009, respectivamente, y un incremento de

la superficie de plantaciones adultas de 7.2% en 1987 a 23% en 2003 y un 15.4% en 2009. Es necesario notar que los otros usos de suelo se mantuvieron constantes, por lo que es posible indicar que la principal transformación en la cuenca corresponde a conversión de praderas en plantaciones forestales. Los valores del coeficiente de kappa fueron de 0.83, 0.80 y 0.79, respectivamente.

En el cuadro 2 se observan valores promedio de escorrentía, precipitación, coeficiente de escorrentía y de curva número obtenidos por registro hidrometeorológico, según la clase de precipitación y periodos, en donde al comparar el periodo B con el A en las distintas clases, se observa que los valores de precipitación promedio son mayores en el B con respecto al A, pero los valores promedios de escorrentía,

coeficiente de escorrentía y de curva número son menores en el periodo B con respecto al A. Lo anterior se debe a que en el periodo B hay una mayor superficie de plantaciones adultas, generando una mayor capacidad de interceptación, evapotranspiración y almacenaje de humedad en el suelo (Huber *et al.*, 2008; Sriwongsitanon & Taesombat, 2011). Por otra parte, las mayores diferencias entre periodos para los coeficientes de escorrentía se observan en lluvias mayores a 100 mm. En la figura 1b se muestran los valores de curva número provenientes de: la clasificación de las imágenes 1987, 2003 y 2009; los grupos hidrológicos de la serie de suelos, y la corrección por pendiente. Se puede observar que estos valores de curva número son muy semejantes a los valores de curva número obtenidos con el coeficiente de

Cuadro 1. Superficies (%) y valores de CN en condiciones de humedad baja y normal de las coberturas de suelo en la cuenca del río Lirquén.

Cobertura de suelo	CN condición normal	CN condición seca	Superficie (%)		
			Año 1987	Año 2003	Año 2009
Pradera	80	60	27.91	15.01	17.67
Matorral arborescente	65	45	14.34	10.37	10.22
Plantación adulta	60	40	7.18	22.88	15.36
Renoval nativo	55	35	41.85	45.04	45.42
Plantación joven	75	55	2.71	1.14	5.59
Matorral	70	50	2.05	1.59	1.77
Bosque nativo adulto	50	30	3.93	3.93	3.93
Agua	100	100	0.04	0.04	0.04

Cuadro 2. Valores promedio de escorrentía, precipitación, coeficiente de escorrentía y curva número, según clase de precipitaciones y periodos.

Clase	Periodo	Escorrentía promedio (mm)	Precipitación promedio (mm)	Coeficiente de escorrentía promedio	Curva número promedio
1	A	36.8	150.2	0.190	51
	B	29.9	170.4	0.140	46
	C	103.4	275.0	0.315	49
2	A	9.1	78.3	0.114	60
	B	6.8	79.6	0.083	55
	C	5.6	71.8	0.079	56
3	A	3.0	46.7	0.065	66
	B	2.8	50.5	0.054	63
	C	4.3	52.6	0.082	64

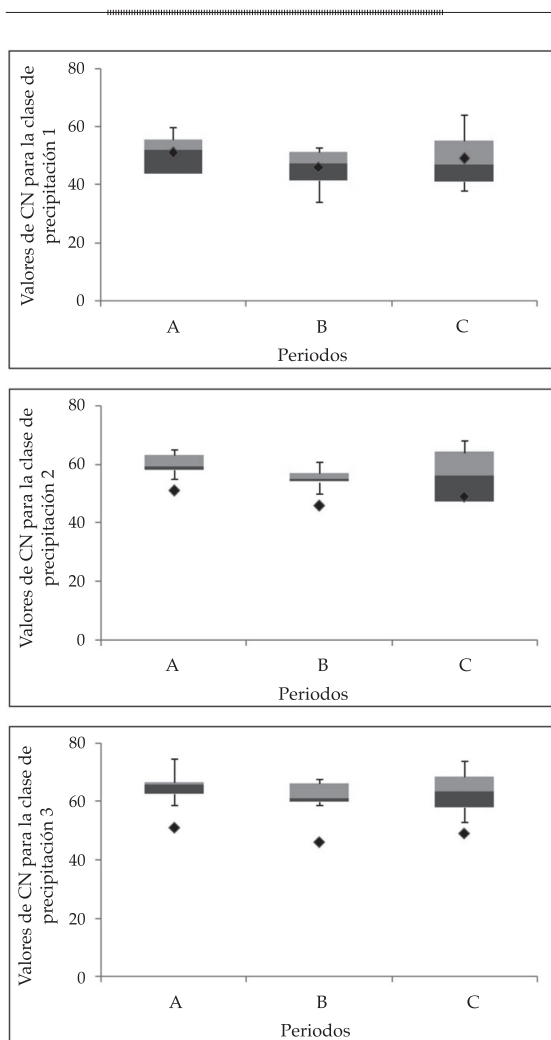


Figura 2. Comparación de valores de curva número obtenidos entre la clasificación de imágenes más textura del suelo y corrección por pendiente (punto) con el método del coeficiente de escorrentía para cada clase de precipitación (barras).

escorrentía para eventos de precipitaciones de la clase 1 (figura 2). Lo anterior puede deberse a que la resolución temporal de los datos utilizados de caudal y de precipitaciones provocan una sobrestimación del volumen de escorrentía generada para los eventos de precipitación de las clases 2 y 3.

Conclusiones

Los valores de curva número obtenidos por medio de las clasificaciones de imágenes de

satélite corregidos por la pendiente muestran un patrón similar a los valores de curva número obtenidos por medio del coeficiente de escorrentía en los mismos periodos, demostrando que el uso de imágenes de satélite es una herramienta confiable para estudios hidrológicos.

En este estudio se demuestra con claridad el efecto del cambio de uso y de cobertura del suelo en la generación de escorrentía. En particular, se evidencia que un cambio de pradera a plantación adulta disminuye fuertemente la generación de escorrentía debido a una mayor capacidad de interceptación, una mayor tasa de evapotranspiración y una mayor capacidad de retención de humedad en el suelo de las plantaciones forestales.

Agradecimientos

Agradecemos al proyecto Fondecyt número 1090774 por el apoyo entregado para poder realizar este estudio.

Recibido: 02/04/13

Aceptado: 22/01/14

Referencias

- Ali, M., Khan, S. J., Aslam, I., & Khan, Z. (September, 2011). Simulation of the Impacts of Land-Use Change on Surface Runoff of Lai Nullah Basin in Islamabad, Pakistan. *Landscape and Urban Planning*, 102, 271-279.
- Babu, P. S., & Mishra S. K. (November, 2012). An Improved SCS-CN Inspired Model. *Journal of Hydrology Engineering*, 17(11), 1164-1172.
- Carrasco, P., Millán, J., & Peña, L. (1993). *Suelos de la cuenca del río Biobío, características y problemas de uso* (108 pp.). Concepción, Chile: Centro EULA-Chile. Gestión de los Recursos Hídricos de la Cuenca del Río Biobío y del Área Marina Costera Adyacente, Editorial Universidad de Concepción.
- Chávez, P. J. (September, 1996). Image Based Atmospheric Corrections-Revisited and Improved. *Photogrammetric Engineering and Remote Sensing*, 62(9), 1025-1036.
- Chuvieco, E. (2002). *Teledetección ambiental: la observación de la Tierra desde el espacio* (586 pp.). España: Editorial Ariel Ciencia.
- CIREN (1999). *Estudio agrológico de la VIII Región* (550 pp.). Chile: Centro de información de Recursos Naturales, Ministerio de Agricultura.

- CONAF-CONAMA-BIRF (1999). *Catastro y evaluación de los recursos vegetacionales nativos de Chile. Informe Nacional con Variables Ambientales* (87 pp.). Santiago, Chile: Universidad Austral de Chile, Pontificia Universidad Católica de Chile, Universidad Católica de Temuco.
- Collischonn, W., & Fan, F. M. (April, 2012). Defining Parameters for Eckhardt's Digital Baseflow Filter. *Hydrological Processes*, doi: 10.1002/hyp.9391.
- DGA (2004). *Diagnóstico y clasificación de los cursos y cuerpos de agua según objetivos de calidad: cuenca del río Biobío* (179 pp.). Chile: Dirección General de Aguas, Ministerio de Obras Públicas.
- Eckhardt, K. (February, 2005). How to Construct Recursive Digital Filters for Base Flow Separation. *Hydrological Processes*, 19, 507-517.
- Githui, F., Mutua, F., & Bauwens, W. (October, 2009). Estimating the Impacts of Land-Cover Change on Runoff Using the Soil and Water Assessment Tool (SWAT). Case Study of Nzoia Catchment, Kenya. *Hydrological Science Journal*, 54, 899-908.
- Harbor, J. (1994). A Practical Method for Estimating the Impact of Land-Use Change on Surface Runoff, Groundwater Recharge and Wetland Hydrology. *Journal of the American Planning Association*, 60, 95-108.
- Hevia, J., Martinez, A., & Mongil, J. (2009). *Hidrología de conservación de aguas. Captación de precipitaciones horizontales y escorrentía en zonas secas* (446 pp.). Valladolid: Universidad de Valladolid, Secretariado de Publicaciones.
- Huber, A., Iroumé, A., & Bathurst, J. (January, 2008). Effect of *Pinus radiata* Plantations on Water Balance in Chile. *Hydrological Processes*, 22, 142-148.
- Hundecha, Y., & Bárdossy, A. (June, 2004). Modeling of the Effect of Land Use Changes on the Runoff Generation of a River Basin through Parameter Regionalization of a Watershed Model. *Journal of Hydrology*, 292, 281-295.
- Little, C., Lara, A., McPhee, J., & Urrutia, R. (June, 2009). Revealing the Impact of Forest Exotic Plantations on Water Yield in Large Scale Watersheds in South-Central Chile. *Journal of Hydrology*, 374, 162-170.
- NEH-4 (1972). *NRCS National Engineering Handbook. Chapter 21. Hydrology, Natural Resources Conservation Service*. US Department of Agriculture.
- NRCS (2004). *NRCS National Engineering Handbook, Chapter 10. Hydrologic Soil-Cover Complexes, Natural Resources Conservation Service*. Washington, DC: US Department of Agriculture.
- NRCS (2007). *NRCS National Engineering Handbook, Chapter 7. Hydrologic Soil Groups, Natural Resources Conservation Service*. Washington, DC: US Department of Agriculture.
- Shi, P., Yuan, Y., Zheng, J., Wang, J., Ge, Y., & Qiu, G. (January, 2007). The Effect of Land Use/Cover Change on Surface Runoff in Shenzhen Region, China. *Catena*, 69, 31-35.
- Sriwongsitanon, N., & Taesombat, W. (November, 2011). Effects of Land Cover on Runoff Coefficient. *Journal of Hydrology*, 41, 226-238.
- Sullivan, A., Ternan, J. L., & Williams, A. G. (April, 2004). Land Use Change and Hydrological Response in the Camel Catchment, Cornwall. *Applied Geography*, 24, 119-137.
- Wang, R., & Kalin, L. (November, 2010). Modelling Effects of Land Use/Cover Changes under Limited Data. *Ecohydrology*, 4, 265-276.
- Yu, B. (November, 1998). Theoretical Justification of SCS Method for Runoff Estimation. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 124, 306-310.

Dirección institucional de los autores

Dr. César Cano

Universidad de Concepción
Facultad de Ingeniería Agrícola
Departamento de Recursos Hídricos
Chillán, CHILE
ccano@udec.cl

Dr. Andrea Andreoli

Universidad de Concepción
Facultad de Ciencias Forestales
Departamento de Bosques y Medioambiente
Laboratorio de Ecología de Paisaje
Concepción, CHILE

Dr. José Luis Arumi

Dr. Diego Rivera

Universidad de Concepción
Facultad de Ingeniería Agrícola
Departamento de Recursos Hídricos
Chillán, CHILE



Haga clic aquí para escribir al autor



Cañón del Sumidero, Chiapas, México.

Foto: Mariana Veira Huerta.

IDENTIFICACIÓN DE CURVA DE ESCURRIMIENTO EN TRES MICROCUENCAS DEL RÍO COATÁN, CHIAPAS, MÉXICO

• Homero Alonso-Sánchez • Laura Alicia Ibáñez-Castillo* •
• Ramón Arteaga-Ramírez • Mario Alberto Vázquez-Peña •
Universidad Autónoma Chapingo

*Autor de correspondencia

Resumen

Alonso-Sánchez, H., Ibáñez-Castillo, L. A., Arteaga-Ramírez, R., & Vázquez-Peña, M. A. (julio-agosto, 2014). Identificación de curva de escurrimiento en tres microcuencas del río Coatán, Chiapas, México. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(4), 153-161.

La metodología de los números de curva de escurrimiento (NC) del Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de Estados Unidos (EU) tiene aplicaciones en el campo de la hidrología y se ha extendido ampliamente a muchos países, incluyendo México; sin embargo, dichos valores fueron obtenidos en cuencas de EU y son para categorías muy generales de uso de suelo, por lo que se puede caer en errores al usarlos. En este trabajo se identificaron y compararon los números de curva de escurrimiento de tres microcuencas dentro de la cuenca del río Coatán, en Chiapas, para varios eventos de lluvia que van desde 13 hasta 36 eventos ocurridos durante 2011; dicha cuenca se encuentra en el trópico húmedo de México. Por un lado se utilizaron los valores de tablas del SCS que corresponden a las microcuencas y a sus eventos, haciendo las correcciones respectivas por humedad antecedente y por pendiente y, por otro lado, se calcularon los valores de NC a partir de medición directa de la lluvia y el escurrimiento. Las mediciones se realizaron con pluviógrafo y limnígrafo establecidos cerca de la microcuenca y a la salida de ella, respectivamente. Se compararon ambos NC, los obtenidos a partir de la medición (69 para Vega de los Gatos, 55 Progreso y 72 Chanjalé) y los de las tablas (79 para Vega de los Gatos, 79 Progreso y 78 Chanjalé) del SCS y se encontraron diferencias significativas entre sus medias. Estos resultados se atribuyen a que al usar las tablas del SCS no se tiene el uso de suelo que se requiere y se tiene que usar subjetivamente el más cercano, originando imprecisiones.

Palabras clave: lámina escurrida, medición de lluvia y escurrimientos en cuencas tropicales, coeficientes de escurrimientos en cuencas tropicales.

Abstract

Alonso-Sánchez, H., Ibáñez-Castillo, L. A., Arteaga-Ramírez, R., & Vázquez-Peña, M. A. (July-August, 2014). Runoff Curve Identification in Three Micro-Basins of the Coatan River, Chiapas, Mexico. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(4), 153-161.

The curve numbers (CN) method by the Soil Conservation Service (SCS) has applications in the field of hydrology and has been widely used in many countries, including Mexico. Nevertheless, these values were obtained in United States basins and pertain to very general land use categories. Therefore, using them can result in errors. This study identified and compared the runoff curve number for three micro-basins in the Coatan River watershed, in Chiapas, for several rain events ranging from 13 to 36 events during 2011. This watershed is located in the Mexican humid tropics. On the one hand, values were used from SCS tables corresponding to the micro-basins and its events, with the respective corrections for antecedent moisture and slope. On the other hand, NC values were calculated from direct rainfall and runoff measurements. Rainfall was measured using rain gauges and runoff using water level recorders near the watershed and at its outlet. Both NC were compared, those obtained from the measurements (69 in Vega de los Gatos, 55 in Progreso and 72 in Chanjale) and those provided by SCS tables (79 for Vega de los Gatos, 79 for Progreso and 78 for Chanjale). Significant differences in means were found between these two sets of data. These results are attributed to the use of SCS tables that do not have the required land use, thereby needing to subjectively use those which are closest, resulting in inaccuracies.

Keywords: Runoff depth, measurement of rainfall and runoff in tropical watersheds, runoff coefficients in tropical watersheds.

Introducción

El procedimiento del número de curva de escurrimiento (NC) fue desarrollado por el Depar-

tamento de Agricultura de los Estados Unidos (USDA) y por el entonces Soil Conservation Service (USDA-SCS, 1972) como un simple procedimiento para calcular el volumen de escurri-

miento generado por grandes tormentas en pequeñas cuencas agropecuarias. La metodología se puede aplicar a cuencas no instrumentadas y los NC se pueden obtener de tablas que pueden tener modificaciones por pendiente y por humedad antecedente. Debido a su simplicidad, pronto evolucionó más allá de sus objetivos generales y fue adoptado para diferentes usos de suelo, como cuencas urbanas y forestales (Rawls, Onstad, & Richardson, 1980; Mishra & Singh, 1999); así, rápidamente llegó a ser una de las técnicas más utilizadas por ingenieros e hidrólogos (Mishra, Sahu, Eldho, & Jain, 2006), incluso se han desarrollado metodologías para la generación automática del NC usando los sistemas de información geográfica (Ferrer, Rodríguez, & Estrela, 1995). Actualmente, el método del número de curva de escurrimiento para convertir lámina precipitada a lámina escurrida es tan popular que *software* como HEC-HMS y SWAT la integran entre sus opciones más usadas en los cálculos correspondientes (USACE, 2010; Neitsch, Arnold, Kiniry, & Williams, 2011). El método es muy sensible a cambios en valores de sus parámetros (Ponce & Hawkins, 1996; Mishra et al., 2006). Además, Reistetter y Russell (2011) encontraron que existe variabilidad en el tiempo del NC para un mismo sitio y recomiendan hacer una mejor discretización de los usos de suelo, evitando usar valores promedio de NC para grandes áreas, a fin de ser más precisos al utilizar el NC.

El método está sometido a diversos usos, frecuentes mejoras y alguna crítica ocasional en los países latinoamericanos, donde sólo se ha terminado siendo un usuario-espectador de lo que el SCS realizó hace 70 años (Ponce, 1996). Chagas et al. (2008) han revisado las condiciones de la humedad antecedente; Paz-Pellat (2009) ha revisado la implicaciones de las hipótesis del método del número de curva, concluyendo que el método no tiene bases hidrológicas (afirmación dudosa que debería analizarse con más profundidad); Campos-Aranda (2011) lo ha utilizado para identificar el NC, junto con la teoría del hidrograma unitario, en siete cuencas del Alto Río Grijalva, y Ares, Varni, Chagas y Entraigas (2012), en una cuenca de 116 km²

en Argentina, identificaron el NC para dicha cuenca.

Según Hjelmfelt (1991), el método ha sido sujeto de diferentes estudios, con el objeto de encontrar una base teórica del mismo, facilitando su uso en regiones y climas con condiciones no evaluadas previamente y soportando su aplicación. Los valores de NC se obtienen experimentalmente de mediciones de lluvia y escurrimiento sobre un amplio rango de condiciones geográficas de suelo y manejo de suelo, pero en México sólo algunas cuencas están instrumentadas.

En México se utiliza en gran medida el método del número de curva debido a su simplicidad y a la falta de instrumentación en las cuencas; sin embargo, las condiciones de uso de suelo son diferentes a las que se presentan en EU, donde se desarrollaron las tablas para el método, en particular la región Frontera Sur de México, zona en trópico húmedo, que cuenta con usos de suelo que no existen en las tablas de NC; por ello, el objetivo de este trabajo fue identificar el número de curva para el uso de suelo presente en las microcuencas de monitoreo ubicadas en la cuenca del río Coatán, en el estado de Chiapas, México.

Materiales y métodos

La cuenca del río Coatán

La cuenca del río Coatán, hasta la estación de aforo Malpaso, tiene una superficie de 426 km²; un 40% de la cuenca se encuentra del lado de Guatemala y 60% del lado mexicano. La cuenca pertenece a la Región Hidrológica 23 Costa de Chiapas. Su rango de elevaciones va desde 0 msnm, en el océano Pacífico, hasta 4 058 msnm. Su rango de precipitaciones, en promedio, va de 2 300 a 3 900 mm (Conagua, 2006). El río Coatán cruza la ciudad de Tapachula, Chiapas.

Las microcuencas de estudio

Se eligieron microcuencas ubicadas en la cuenca del río Coatán que mantuvieron un registro ininterrumpido de información gráfica lluvia-

escurrimiento del año 2011. La instrumentación de este sitio obedece a las acciones de monitoreo que la Conagua (2011) realiza en la costa de Chiapas. En el cuadro 1 se observan las coordenadas y algunas características de las microcuencas que se encuentran en la parte baja, media y alta de la cuenca del río Coatán del lado mexicano.

Medición de precipitación y escurrimiento

La precipitación se midió usando un pluviógrafo tipo Hellman de importación Alemana. De las gráficas de los pluviogramas se obtuvo la lluvia acumulada para cada evento considerado en este estudio.

Para medir el escurrimiento se utilizó un aforador tipo H, el limnógrafo, en este caso marca Stevens, que también cuenta con un sistema de relojería, por lo que los eventos de lluvia registrados con el pluviógrafo fueron relacionados con los limnogramas correspondientes. Los limnógrafos, junto con un vertedor para aforo, fueron ubicados a la salida de la cuenca de estudio. Los pluviógrafos se localizaron cerca de las microcuencas de estudio. Los pluviógrafos no se pudieron colocar dentro de las pequeñas cuencas, ya que la vegetación existente dentro de las cuencas interfería con la medición; esa distancia de ubicación de los pluviógrafos no superaba los 300 metros distantes de las microcuencas.

Transformación de limnogramas a hidrogramas

El cero del limnograma correspondió al nivel del flujo base en todos los casos. La interpre-

tación de los limnogramas se realizó con la tabla de calibración del aforador; se obtuvieron los gastos a diferentes intervalos y se obtuvo el área bajo la curva de los hidrogramas, que corresponde al volumen total escurrido. La lámina de escurrimiento se calculó dividiendo el volumen total entre el área de la microcuenca.

Obtención del número de curva con el método del SCS

El método establecido por el SCS utiliza una tabla de valores NC generados experimentalmente en cuencas de EU y tiene, principalmente, cuatro criterios de selección (USDA-SCS, 1972): grupo hidrológico de suelo, uso de suelo, práctica de suelo en el caso de las zonas agrícolas y condición hidrológica; el criterio de condición hidrológica sólo está definido para bosque, selva y pastos. El NC seleccionado es corregido por humedad antecedente y por pendiente.

El grupo hidrológico del suelo, según los científicos del SCS (McCuen, 2005; NRCS, 2013), después de analizar más de 4 000 suelos con base en su potencial de escurrimiento, los clasificaron en cuatro grupos, identificándolos con las letras A, B, C y D de acuerdo con su capacidad de infiltración. La condición hidrológica o densidad de cobertura vegetal (bosque, selva o pasto) se refiere a la densidad de la cobertura y define tres categorías: (a) pobre, menos del 50% de la superficie está protegida por la cobertura vegetal; (b) regular, con una protección vegetal de la superficie del suelo de 50 a 75%; y c) buena, densa cobertura,

Cuadro 1. Características físicas y geométricas de las microcuencas.

Microcuenca	Latitud (° ' ")	Longitud (° ' ")	Área (m ²)	Elevación (msnm)	Longitud de cauce (m)	Pendiente cauce (%)	Textura	Uso de suelo
Vega de los Gatos	15° 01' 44"	92° 13' 55"	23 494	471	314	29.6	Migajón	Selva baja y media
Chanjalé	15° 12' 35"	92° 11' 45"	44 838	1 473	343	63.2	Migajón	Café con selva baja y media
Progreso	15° 45' 05"	92° 11' 46"	27 609	944.5	365	24.9	Migajón arenoso	Café, plátano y frutales

con más del 75% del suelo protegido por la vegetación.

Condición de humedad antecedente

La condición de humedad antecedente tiene un efecto significativo en el volumen y la tasa de escurrimiento. Reconociéndola como un factor importante se desarrollaron tres “condiciones” de humedad antecedente (AMC, por sus siglas en inglés) por el SCS: a) condición 1, suelos secos, pero no en el punto de marchitez, se presentan condiciones satisfactorias para los cultivos, precipitación acumulada inferior a 34 mm en los cinco días anteriores; b) condición 2, condiciones promedio, precipitación acumulada entre 34 y 54 mm en los cinco días anteriores; c) condición 3, lluvias diurnas intensas y bajas temperaturas en los cinco días anteriores, suelos saturados, precipitación acumulada mayor que 54 mm en los cinco días anteriores.

Corrección del número de curva de escurrimiento por pendiente

Las tablas del número de curva de escurrimiento propuestas por el SCS fueron desarrolladas en cuencas con pendientes de hasta el 5%, por lo que años más tarde se propuso una ecuación para corrección por pendiente (Neitsch *et al.*, 2011):

$$NC_{2s} = \frac{(NC_3 - NC_2)}{3} [1 - 2 \exp(-13.86slp)] + NC_2 \quad (1)$$

Donde NC_{2s} = número de curva de escurrimiento corregida por pendiente; NC_3 = número de curva de escurrimiento para condición de humedad antecedente 3; NC_2 = número de curva de escurrimiento como se lee de las tablas del SCS; slp = pendiente promedio fraccionaria de la cuenca.

Cálculo del número de curva de escurrimiento

Para estimar NC de datos reales se utilizó la ecuación (6), que resulta de combinar la

ecuación (2) propuesta por Hawkins (1979) y la propuesta por el SCS (ecuación (3)) para obtener la retención potencial máxima:

$$S = 5 \left(P + 2Q - \sqrt{4Q^2 + 5QP} \right) \quad (2)$$

$$S = \frac{25\,400}{NC} - 254 \quad (3)$$

Donde S es la retención potencial máxima en mm y NC es el número de curva de escurrimiento adimensional:

$$NC = \frac{25\,400}{5 \left(P + 2Q - \sqrt{4Q^2 + 5QP} \right) + 254} \quad (4)$$

donde P es la lámina precipitada en mm y Q es la lámina escurrida en mm.

Estimación del ajuste entre los números de curva de tablas y los estimados

Para medir el nivel de ajuste de un modelo hidrológico se utilizan algunos estadísticos (Yusop, Chan, & Katimon, 2007). Además de la raíz cuadrada del cuadrado medio del error (RCCME) y el error relativo (ER), se utilizó el criterio de eficiencia de Nash-Sutcliffe (1970), que compara los hidrogramas observados y simulados (Yusop *et al.*, 2007), el cual se calculó con:

$$E = 1 - \frac{\sum_{t=1}^T (Q_o^t - Q_m^t)^2}{\sum_{t=1}^T (Q_o^t - \bar{Q}_o)^2} \quad (5)$$

donde Q_o^t es el valor observado, Q_m^t el valor que estima el modelo y $\bar{Q}_o$ es la media de los valores observados. Pero la ecuación (5) puede llevarse a la comparación de NC de tablas y NC “medido” como:

$$E = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (NC_{med}^i - NC_{tablas}^i)^2}{\sum_{i=1}^n (NC_{med}^i - \overline{NC}_{med})^2} \quad (6)$$

NC_{med} es el número de curva medido, adimensional, y NC_{tablas} es el valor de número de curva obtenido de tablas, adimensional.

La eficiencia de Nash puede ir desde $-\infty$ a 1. Una eficiencia de 1 corresponde a una combinación perfecta de los datos medidos con los datos observados; una eficiencia de 0 indica que las predicciones del modelo son tan precisas como la media de los datos observados; una eficiencia menor a 0 se produce cuando la media observada es un mejor predictor que la predicción del modelo, es decir, cuando la varianza residual es mayor que la varianza de los datos. Básicamente, cuanto más cercano sea el valor de la eficiencia a 1 mejor será la predicción del modelo.

Resultados y discusión

En cada microcuenca se obtuvo el NC de tablas del SCS con sus respectivas correcciones por humedad antecedente y por pendiente. También se obtuvo el NC observado o calculado con los datos de lluvia y escurrimiento medidos en cada evento en cada microcuenca. En el caso de Vega de los Gatos, los NC se calcularon para 36 eventos; en Progreso, para 13; en Chanjalé, para 13. Los eventos de lluvia son los máximos registrados en esos meses y variaban entre 25 y 150 mm.

En los cuadros 2, 3 y 4 se muestran los resultados obtenidos de números de curva calculados y los obtenidos de tablas. Los estadísticos de comparación entre los valores de tablas y los calculados resultaron de la siguiente manera para la microcuenca Vega de los Gatos: el RCCME igual a 16.02 mientras que el RE resultó de 5.16; el coeficiente de eficiencia de Nash resultó de -73.62, lo cual indica en este último caso que la media de los valores de tablas del SCS es diferente a los valores calculados con mediciones, lo que se comprobó estadísticamente.

Los resultados indican que los NC estimados de acuerdo con las tablas del SCS son muy diferentes a los obtenidos con variables medidas. Lo primero que podría decirse es que el método del NC no sirve, que es un método sin fundamentos hidrológicos, que no explica la naturaleza física del fenómeno lluvia-escurrimiento y se podrían hacer diversas críticas al respecto; sin embargo, originalmente el método fue desarrollado para un tipo de condiciones diferentes a las que se tienen en Chiapas; las tablas no están hechas para los usos de suelo que predominan en la región de estudio. Para hacer uso de las tablas se toma un uso de suelo similar al que prevalece. En el caso de la cuenca de estudio existe el uso de suelo de selva; en EU, donde se desarrolló el método, no existe este uso de suelo. Si se desea usar este método aceptando sus supuestos, se deben generar los números de curva de los usos de suelo que interesan, haciendo mediciones para tener mayor precisión y así evitar la subjetividad al usar los números de curva de las tablas del SCS para los usos que no contienen éstas.

Además de los resultados que se muestran en el cuadro 3 del sitio Progreso, los estadísticos de comparación entre los valores de tablas del SCS y los calculados son los siguientes: el RCCME resultó de 15.7, el RE igual a 21.9 y por último, el coeficiente de eficiencia de Nash igual a -69.9. Como se puede ver, el coeficiente de eficiencia muestra que no hay similitud entre los valores de tablas y los obtenidos a partir de mediciones.

En el sitio Chanjalé (cuadro 4), los estadísticos de comparación entre los valores de tablas y los calculados son los siguientes: el RCCME resultó de 11.3, el error residual igual a 2.43 y el coeficiente de eficiencia de Nash igual a -6.9. Se debe notar que en los sitios Progreso y Chanjalé, el coeficiente de Nash es menor a 0, lo cual implica que la media de los valores observados, al igual que en el sitio Vega de los Gatos, es diferente a la media de los valores de tablas, lo que se prueba más adelante estadísticamente, aunque los errores y el

Cuadro 2. Números de curva de tablas y calculado en la microcuenca Vega de los Gatos.

Evento	Fecha	Lámina escurrida (mm)	Lámina precipitada (mm)	NC calculado	NC de tablas del SCS ¹
1	20/04/11	4.0	65.1	58.5	79.56
2	16/05/11	6.9	57.1	67.5	79.56
3	24/05/11	5.9	89.3	51.2	79.56
4	07/06/11	18.7	97.2	61.2	79.56
5	25/06/11	3.6	25.8	83.2	79.56
6	26/06/11	27.6	145.8	51.0	79.56
7	02/07/11	2.3	46.3	65.0	79.56
8	04/07/11	7.2	91	52.3	79.56
9	10/07/11	14.9	77.2	66.6	79.56
10	14/07/11	4.4	52.6	65.9	79.56
11	15/07/11	2.8	31	77.1	79.56
12	18/07/11	24.0	122.1	56.0	79.56
13	19/07/11	13.7	71.3	68.3	79.56
14	24/07/11	3.8	41.3	71.9	79.56
15	29/07/11	2.5	38.9	70.5	79.56
16	31/07/11	7.0	86.9	53.6	79.56
17	07/08/11	3.3	33.1	76.6	79.56
18	08/08/11	6.0	29.8	84.2	79.56
19	14/08/11	2.4	23.1	82.7	79.56
20	16/08/11	7.9	58.9	68.0	79.56
21	17/08/11	2.8	24.4	82.5	79.56
22	18/08/11	11.2	57.3	73.0	79.56
23	19/08/11	8.3	42.3	78.5	79.56
24	26/08/11	3.8	94.9	46.1	79.56
25	27/08/11	3.1	15.6	91.0	79.56
26	27/08/11	10.0	51.7	74.8	79.56
27	30/08/11	13.1	73.3	66.6	79.56
28	01/09/11	2.4	25.8	80.5	79.56
29	04/09/11	3.4	25.1	83.3	79.56
30	05/09/11	17.7	128.4	49.6	79.56
31	12/09/11	4.0	60	61.1	68.43
32	13/09/11	3.6	57.6	61.4	79.56
33	14/09/11	4.5	34.4	78.2	79.56
34	18/09/11	7.9	46.6	75.3	79.56
35	19/09/11	24.8	129.6	54.1	79.56
36	29/09/11	2.7	28.4	79.1	79.56
Promedio				68.5	79.20
Varianza				130.0	3.99
CV				0.2	0.03

¹Nota: corregidos por humedad antecedente y por pendiente.

Cuadro 3. Número de curva de escurrimiento de tablas y calculado de la microcuenca Progreso.

Evento	Fecha	Lámina escurrida (mm)	Lámina precipitada (mm)	NC calculado	NC de tablas del SCS
1	23/04/11	2.6	43.8	67.5	69
2	08/06/11	4.7	110.1	42.9	80
3	06/07/11	1.0	58.1	54.2	75
4	10/07/11	2.8	70.0	53.7	80
5	27/08/11	2.3	59.7	57.3	80
6	30/08/11	1.0	55.3	55.6	80
7	31/08/11	1.2	57.4	55.3	80
8	04/09/11	1.2	55.8	56.1	80
9	06/09/11	1.0	46.3	60.5	80
10	14/09/11	1.4	52.8	58.5	80
11	19/09/11	13.4	186.7	34.0	80
12	21/09/11	1.5	55.3	57.5	80
13	27/09/11	1.2	55.2	56.5	80
Promedio				54.6	79
Varianza				76.0	12
CV				0.16	0.04

Cuadro 4. Número de curva de escurrimiento de tablas y calculado de la microcuenca Chanjalé.

Evento	Fecha	Lámina escurrida (mm)	Lámina precipitada (mm)	NC calculado	NC de tablas del SCS
1	21/07/11	0.693	45.4	59.8	69
2	29/09/11	0.378	27.2	71.0	80
3	30/09/11	0.713	36.0	66.1	80
4	23/08/11	0.310	43.1	58.8	69
5	06/07/11	0.033	12.4	82.2	80
6	26/08/11	0.011	28.2	65.3	80
7	07/08/11	0.058	29.3	65.7	75
8	10/09/11	0.042	44.8	54.8	80
9	25/08/11	0.002	9.3	84.9	80
10	23/07/11	0.024	12.7	81.5	80
11	24/07/11	0.028	20.7	72.7	80
12	03/08/11	0.002	5.3	91.0	80
13	14/08/11	0.009	15.6	77.5	80
Promedio				71.7	78
Varianza				140	20
CV				0.16	0.06

coeficiente de eficiencia son más conservadores en Chanjalé, también existe discrepancia de acuerdo con la teoría de Nash y Sutcliffe (1970).

Los valores de NC obtenidos de tablas con los parámetros de uso de suelo señalados, corregidos por la condición de humedad

antecedente y pendiente, se compararon con los calculados a través de la ecuación (4), una solución por medio de la ecuación cuadrática de la ecuación del SCS para obtener los valores de NC con mediciones de lluvia y escurrimiento.

Se realizó un análisis estadístico de la información para verificar si existe diferencia significativa entre los valores de tablas y los calculados con datos medidos, por lo que se aplicó una estadística de prueba que permite determinar la diferencia de medias entre dos poblaciones.

Partiendo de un supuesto de normalidad de los datos, se procedió a realizar una prueba de homogeneidad de varianzas muestrales. La técnica empleada para la homogeneidad de varianzas fue la descrita por Montgomery (2004). En la prueba de medias en los tres sitios se encontró diferencia significativa entre medias a un nivel de significancia de 0.05.

Conclusiones

Se identificaron los números de curva 69 para Vega de los Gatos, que corresponde a un uso de suelo de selva baja y media; 55 para un uso de café, plátano y frutales en la microcuenca Progreso; y 72 para una combinación de café, selva baja y media en la microcuenca Chanjalé; estos valores se pueden usar en estudios hidrológicos futuros.

La comparación estadística entre las medias de los valores de tablas del SCS y los calculados mostró diferencia significativa en las tres microcuencas a un nivel de significancia de 0.05; implica que en el caso de Vega de los Gatos, Progreso y Chanjalé, es más preciso usar los NC calculados que los de tablas para estudios hidrológicos.

Los números de curva del SCS están acotados a usos de suelo exclusivos de Estados Unidos y, por lo tanto, es subjetivo y difícil elegir un uso de las tablas que realmente se adapte a las condiciones de México. En las varias posibilidades de uso de suelo, las tablas del SCS no están suficientemente discretizadas como para tener valores más precisos.

Por las medias encontradas, los NC de tablas sobrestiman los NC identificados a partir de mediciones; implica que teóricamente haya menor escurrimiento en la cuenca; sin embargo, los valores encontrados representan menor infiltración debido a diferentes factores, como la pendiente que existe en el área de estudio.

Los números de curva del SCS no se pueden aplicar con certeza si no existe en específico el tipo de uso de suelo en sus tablas; no porque estén mal, sino porque cada tipo de vegetación, en combinación con otras características, modifica el fenómeno físico de escurrimiento.

El método del SCS fue elaborado en condiciones distintas a las que prevalecen en la costa de Chiapas; los supuestos que hace el método no son válidos en esta región ni en ninguna otra parte; debe comprenderse que el método puede dar una idea de la relación lluvia-escurrimiento, pero no fue creado para todas las condiciones hidrológicas de México. Aun así, es auxiliar para determinar la precipitación efectiva donde sólo se mide la precipitación. Para poder usar el método de manera precisa y tener una mejor aproximación al fenómeno físico lluvia-escurrimiento, se tendrán que generar los NC para los usos de suelo y condiciones hidrológicas de México.

Agradecimientos

A la Comisión Nacional del Agua, en especial a la Gerencia de Distritos de Temporal Tecnificado de Oficinas Centrales.

Recibido: 30/11/12

Aceptado: 17/12/13

Referencias

- Ares, M. G., Varni, M., Chagas, C., & Entraigas, I. (agosto-septiembre, 2012). Calibración del número N de la curva de escurrimiento en una cuenca agropecuaria de 116 km² de la provincia de Buenos Aires, Argentina. *Agrociencia*, 46(6), 535-541.
- Campos-Aranda, D. F. (septiembre, 2011). Identificación del número N mediante el método del HUT, en siete cuencas

- del alto río Grijalva, México. *Ingeniería, Investigación y Tecnología*, 12(3), 269-276.
- Chagas, C. I., Santanatoglia, O. J., Castiglioni, M. G., Massobrio, M. J., Bujan, A., & Irtutia, C. (enero-julio, 2008). Número de curva de escurrimiento para una microcuenca de Pampa ondulada bajo labranza convencional y siembra directa. *Ciencia del Suelo*, 26(1), 63-69.
- Conagua (2006). *Evaluación de los efectos del cambio de uso de suelo en la erosión hídrica y las relaciones precipitación-escurrimiento en las cuencas de los Ríos Huixtla, Huehuetán y Coatán del Estado de Chiapas* (250 pp.). México, DF: Conagua.
- Conagua (2011). *Monitoreo de procesos hidrológicos erosivos en las cuencas de los ríos Huixtla, Huehuetán y Coatán, en la costa de Chiapas*. (300 pp.). Convenio de colaboración con la Universidad Autónoma Chapingo No. SGIH-GDIT-UACH-11/09/rf/cc. México, DF: Conagua.
- Ferrer, M., Rodríguez, J., & Estrela, T. (1995). Generación automática del número de curva con sistemas de información geográfica. *Ingeniería del Agua*, 2(4), 43-58.
- Hawkins, R. H. (December, 1979). Runoff Curve Numbers from Partial Area Watersheds. *Journal Irrigation and Drainage, ASCE*, 105(4), 375-389.
- Hjelmfelt, A. T. (June, 1991). Investigation of Curve Number Procedure. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 117(6), 725-737.
- McCuen, R. H. (2005). *Hydrologic Analysis and Design* (888 pp.). Upper Saddle River, USA: Prentice-Hall.
- Mishra, S. K., Sahu, R. K., Eldho, T. I., & Jain, M. K. (2006). An Improved Ia-S Relation Incorporating Antecedent Moisture in SCS-CN Methodology. *Water Resources Management*, 20(5), 643-660.
- Mishra, S. K., & Singh, V. P. (July, 1999). Another Look at SCS-CN Method. *Journal of Hydrologic Engineering, ASCE*, 4(3), 257-264.
- Montgomery, D. C. (2004). *Diseño y análisis de experimentos* (686 pp.). Segunda edición. México, DF: Limusa-Wiley.
- Nash, J. E., & Sutcliffe, J. V. (1970). River Flow Forecasting through Conceptual Models. Part I – A Discussion of Principles. *Journal of Hydrology*, 10, 282-290.
- NRCS (2013). *National Engineering Handbook, Part 4-Hydrology*. USA: Natural Resources Conservation Service. Consultado el 12 de noviembre de 2013. Recuperado de <http://www.hydrocad.net/neh/630contents.htm>.
- Neitsch, S. L., Arnold, J. G., Kiniry, J. R., & Williams, J. R. (2011). *Soil and Water Assessment Tool, Theoretical Documentation* (618 pp.). Temple, USA: Blackland Research and Extension Service-USDA (Editorial).
- Paz-Pellat, F. (julio-agosto, 2009). Mitos y falacias del método hidrológico del número de curva del SCS/NRCS. *Agrociencia*, 43(5), 521-528.
- Ponce, M. (1996). *Miguel Ponce Conversation with Victor Mockus on July 12*. Consultado el 27 de noviembre de 2013. Recuperado de file:///C:/HIDROLOGIA_LIC/Miguel%20Ponce%20conversation%20with%20Victor%20Mockus%20_%20NRCS.htm.
- Ponce, V. M., & Hawkins, R. H. (January, 1996). Runoff Curve Number: Has it Reached Maturity? *Journal of Hydrologic Engineering*, 1(1), 11-19.
- Rawls, W. J., Onstad, C. A., & Richardson, H. H. (1980). Residue and Tillage Effects on SCS Runoff Curve Numbers. *Transactions American Society of Agricultural and Biological Engineers*, 23(2), 357-361.
- Reistetter, J. A., & Russell, M. (2011). High-Resolution Land Cover Dataset, Composite Curve Numbers, and Storm Water Retention in the Tampa Bay, FL Region. *Applied Geography*, 31(2), 740-747.
- USACE (2010). *Hydrologic Modeling System HEC-HMS. Version 3.5 User's Manual* (318 pp.) Davis, USA: Hydrologic Engineers Center, U.S. Army Corps of Engineers (USACE).
- USDA-SCS (1972). *SCS Natural Engineering Handbook, section 4, Hydrology. Estimation of Direct Runoff from Storm Rainfall* (pp. 1-24). Washington, DC: U.S. Department of Agriculture-Natural Resources Conservation Service.
- Yusop, Z., Chan, C. H., & Katimon, A. (2007). Runoff Characteristics and Application of HEC-HMS for Modeling Stormflow Hydrograph in an Oil Palm Catchment. *Water Science and Technology*, 56(8), 41-48.

Dirección institucional de los autores

Dr. Homero Alonso Sánchez
Dra. Laura Alicia Ibáñez Castillo
Dr. Ramón Arteaga Ramírez
Dr. Mario Alberto Vázquez Peña

Universidad Autónoma Chapingo
Carretera México-Texcoco kilómetro 38.5
56230 Texcoco, Estado de México, MÉXICO
Teléfono: +52 (595) 9521 649
Fax: +52 (595) 9521 650

alonso_m77@hotmail.com
libacas@gmail.com
rarteagar@taurus.chapingo.mx
mvazquezp@correo.chapingo.mx



Haga clic aquí para escribir al autor



Tanques hidroneumáticos del bombeo de agua industrial, planta de Vidrio Flotado, Colombia.

Foto proporcionada por Alfonso Herrán Sandoval.

TANQUES HIDRONEUMÁTICOS. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD

• Alfonso Herrán-Sandoval* •

Ingetec, S.A., Colombia

*Autor de correspondencia

Resumen

Herrán-Sandoval, A. (julio-agosto, 2014). Tanques hidroneumáticos. Cálculo de la capacidad. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(4), 163-171.

En sistemas de bombeo de agua usualmente se necesita calcular y dimensionar tanques hidroneumáticos que operen junto con bombas de proceso en sistemas hidráulicos para usos varios. En esta nota técnica, el autor presenta un método de cálculo general, el cual permite dimensionar un tanque dado, en función de los caudales de la bomba y del sistema, sin exceder el máximo número de arranques del motor por unidad de tiempo. El método propuesto permite dimensionar tanques más pequeños que los calculados por los métodos clásicos establecidos y disminuir también el tamaño de la bomba asociada, en razón al aumento del tiempo de operación de ésta. En el texto se presentan las ecuaciones propuestas, las figuras respectivas que ilustran la bondad del método y un ejemplo de cálculo de un par de tanques hidroneumáticos así dimensionados, los cuales se encuentran instalados y en servicio en una importante fábrica de vidrio flotado localizada en las afueras de la ciudad de Bogotá, Colombia. Finalmente, el resultado de este cálculo y las dimensiones finales de los tanques se comparan con las obtenidas por los métodos tradicionales y se concluye sobre su aplicabilidad.

Palabras clave: tanques hidroneumáticos, capacidad, volumen.

Abstract

Herrán-Sandoval, A. (July-August, 2014). Calculation of Capacity of Hydropneumatic Tanks. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(4), 163-171.

Water pumping systems usually require the calculation and sizing of hydropneumatic tanks that operate along with the process pumps which are used in hydraulic systems for several purposes. In this technical note the author presents a general calculation method which makes it possible to size a given tank according to the flows through the pump and the system, without exceeding a maximum number of motor starts per unit time. The proposed method makes it possible to calculate smaller tanks than those calculated by well-established conventional methods, decreasing the size of the corresponding pump according to the increase in its operating time. The article presents the equations proposed and respective graphs illustrating the goodness of the method, as well as an example of the calculation of the size of a pair of hydropneumatic tanks using this method, which are installed and operating in a large float glass factory located in the outskirts of the city of Bogotá, Colombia. Finally, the results from this calculation and the final sizes of the tanks are compared with results obtained using traditional methods and conclusions are presented regarding the applicability of the method.

Keywords: Capacity, hydropneumatic tanks, volume.

Introducción

En los libros y literatura relacionada con mecánica de fluidos y en los manuales de instalaciones de bombeo (ver lista de referencias: Fairbanks Morse Pump Corporation, 1998; Karassik, Messina, Cooper, & Heald, 2001) se describen métodos de cálculo y dimensionamiento de tanques hidroneumáticos basados en la ley de Boyle-Mariott para la compresión y expansión del aire a temperatura constante, y en la premisa de que el caudal suministrado por la bomba sea

el doble del caudal requerido por el sistema, lo cual implica que dicha bomba funcione durante la mitad del tiempo del intervalo operativo y determina en consecuencia un único tamaño de tanque.

El objetivo del método propuesto en esta nota técnica es ofrecer al diseñador del sistema hidráulico la posibilidad de dimensionar el tamaño del tanque, en función de la relación de caudales de la bomba y el sistema, de tal forma que si dicha relación es inferior a 2.0 (en todo caso debe ser superior a 1.25), se pueda

disminuir el tamaño del tanque y el de la bomba, compensando el sistema con un mayor tiempo de operación de esta última. El método permite entonces evaluar varios tamaños de tanques y capacidades de bombas, con el fin de obtener la mejor relación entre el costo de inversión y el costo de la energía durante la operación.

El método se basa en dos ecuaciones fundamentales. En la primera ecuación se establece el tiempo de funcionamiento continuo de la bomba en el intervalo operativo, con base en la relación de caudales de la bomba y del sistema, y en consideración a la máxima frecuencia de arranques por unidad de tiempo permitida para el motor eléctrico de accionamiento. En la segunda se calcula el volumen útil de agua que deberá almacenar el tanque durante un ciclo, en función de la relación de caudales y del tiempo total del intervalo operativo. Después, con base en las presiones máxima y mínima previamente establecidas y utilizando la ley de Boyle-Mariott, se determina el volumen de aire necesario y el volumen total del tanque.

Caudal permanente del sistema y caudal de la bomba

De acuerdo con las necesidades propias del proceso, el usuario debe determinar el caudal de agua permanente Q_s que se debe suministrar al sistema a la presión mínima requerida. Q_s será como mínimo igual al consumo continuo del sistema más el consumo discontinuo o esporádico, afectado por los factores de simultaneidad propios de cada instalación.

En todo caso, la bomba o bombas de la instalación deberán suministrar un Q_b nominal superior a Q_s , tal que una parte de Q_b alimente

el sistema y la parte restante alimente de modo simultáneo el tanque hidroneumático. En el caso límite, en el cual Q_b sea igual a Q_s , no será necesario el tanque hidroneumático, pues toda el agua enviada por la bomba al sistema será continuamente consumida por éste.

Para que el tanque hidroneumático se justifique en una determinada instalación, Q_b deberá ser como mínimo del orden de $1.25 Q_s$ a la presión mínima requerida por el sistema. Una buena práctica es contar con Q_b igual o superior a 1.5 veces el caudal del sistema Q_s .

Cuanto mayor sea Q_b , en comparación con Q_s , menor será el tiempo de operación de la bomba en el intervalo de tiempo fijado por el número de arranques/h del motor y mayor será el tamaño del tanque hidroneumático. Cuando Q_b sea igual a $2 Q_s$, la bomba operará la mitad del tiempo del intervalo y la otra mitad de tiempo el caudal será suministrado al sistema por el tanque hidroneumático.

Si la bomba es centrífuga, se debe considerar que el caudal varía con la presión y entonces el valor de Q_b , a efectos de cálculo, será el promedio de los caudales máximo y mínimo de la bomba $(Q_{\text{máx}} + Q_{\text{mín}})/2$, acorde con la gama de presiones en que operará dicha bomba y según lo indicado en la curva característica. Si la bomba es del tipo de desplazamiento positivo, Q_b será un valor fijo, pues en esta clase de bombas el caudal no varía con la presión.

Número de arranques del motor eléctrico

El número máximo de arranques del motor eléctrico por unidad de tiempo depende del tamaño de la instalación y de la potencia demandada por las bombas. Para efectos de cálculo, se utilizarán los valores indicados en el cuadro 1.

Cuadro 1. Número de arranques del motor eléctrico (Fuente: KSB, 1968).

Tamaño de la instalación. Potencia del motor eléctrico	Máximo número de arranques/hora
Pequeña	de 15 a 30
Mediana	de 8 a 12
Grande	de 6 a 8

Cálculo del tiempo del intervalo y del tiempo de operación de la bomba

El tiempo del intervalo de operación del conjunto motobomba-tanque hidroneumático será de $t_i(h) = 1 / \# \text{ arranques/h}$ y en este tiempo t_i , la bomba se prenderá una vez y operará un tiempo t_b , tal que $t_b < t_i$. Durante t_b , la bomba suministrará tanto Q_s como el caudal necesario para completar el volumen útil del tanque hidroneumático $V_{\text{út}}$, el cual será descargado al sistema una vez detenida la bomba y durante un tiempo igual a $(t_i - t_b)$. Se cumplirá que $Q_b \times t_b = Q_s \times t_i$, de donde $t_b = t_i \times Q_s / Q_b$ y haciendo la relación de caudales $Q_b / Q_s = f$ se tiene que:

$$t_b = t_i / f \quad (1)$$

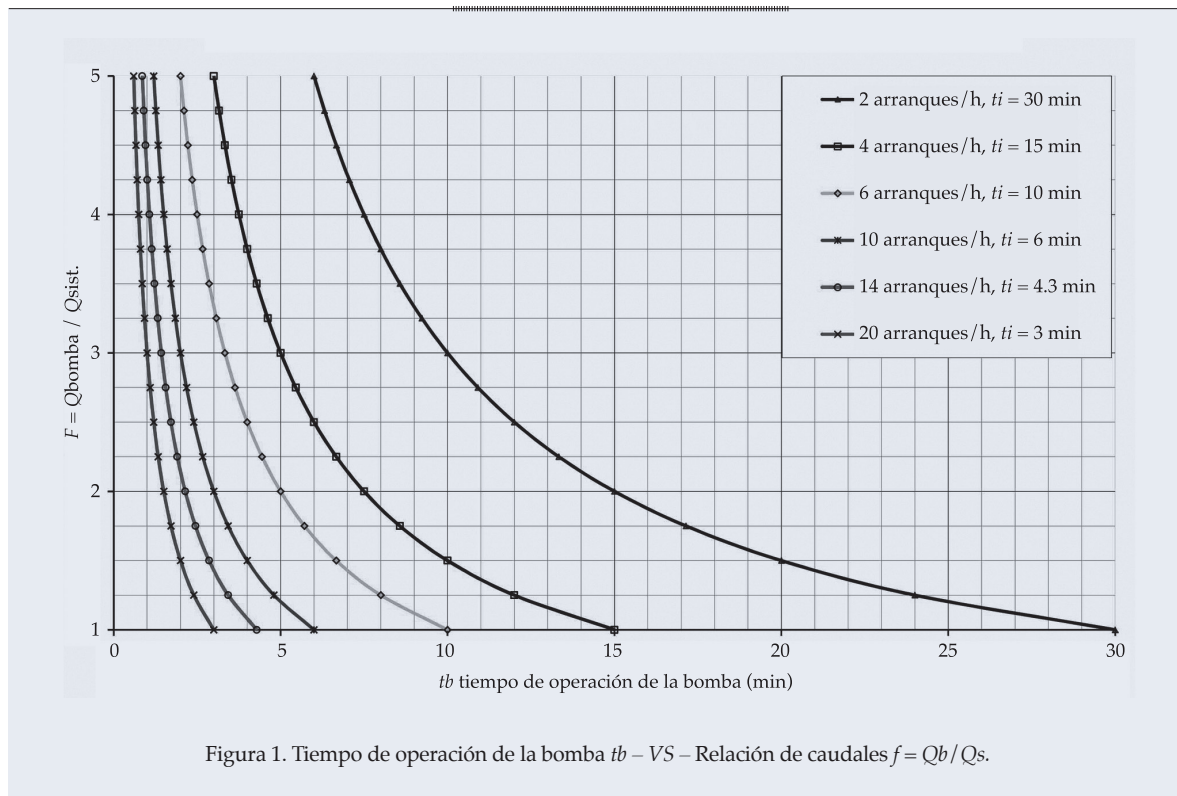
En la figura 1 se observa la variación del tiempo de operación de la bomba en el intervalo, en función de la relación de caudales $f = Q_b / Q_s$ y para diferentes números de arranques/h del motor.

Presiones y volúmenes de operación

De acuerdo con la característica del sistema, las presiones de operación mínima y máxima en el tanque hidroneumático estarán determinadas previamente y a su vez corresponderán con las presiones de encendido y apagado de la bomba, respectivamente.

La relación entre las presiones $P_{\text{mín}}$ y $P_{\text{máx}}$ de la bomba dependerá de su velocidad específica, de tal manera que ambas presiones se encuentren siempre dentro de la gama operativa de la curva característica, con eficiencias aceptables. Si la velocidad de la bomba es variable, se tendrá entonces una gama de presiones más extensa. En general, para instalaciones industriales, la diferencia entre la mínima y máxima presión no supera los 2.5 bar (250 kPa).

En la figura 2 se muestran los volúmenes parciales en que se divide el tanque hidroneumático, todo referenciado a un ciclo completo en el tiempo total del intervalo t_i , tal como se describe a continuación:



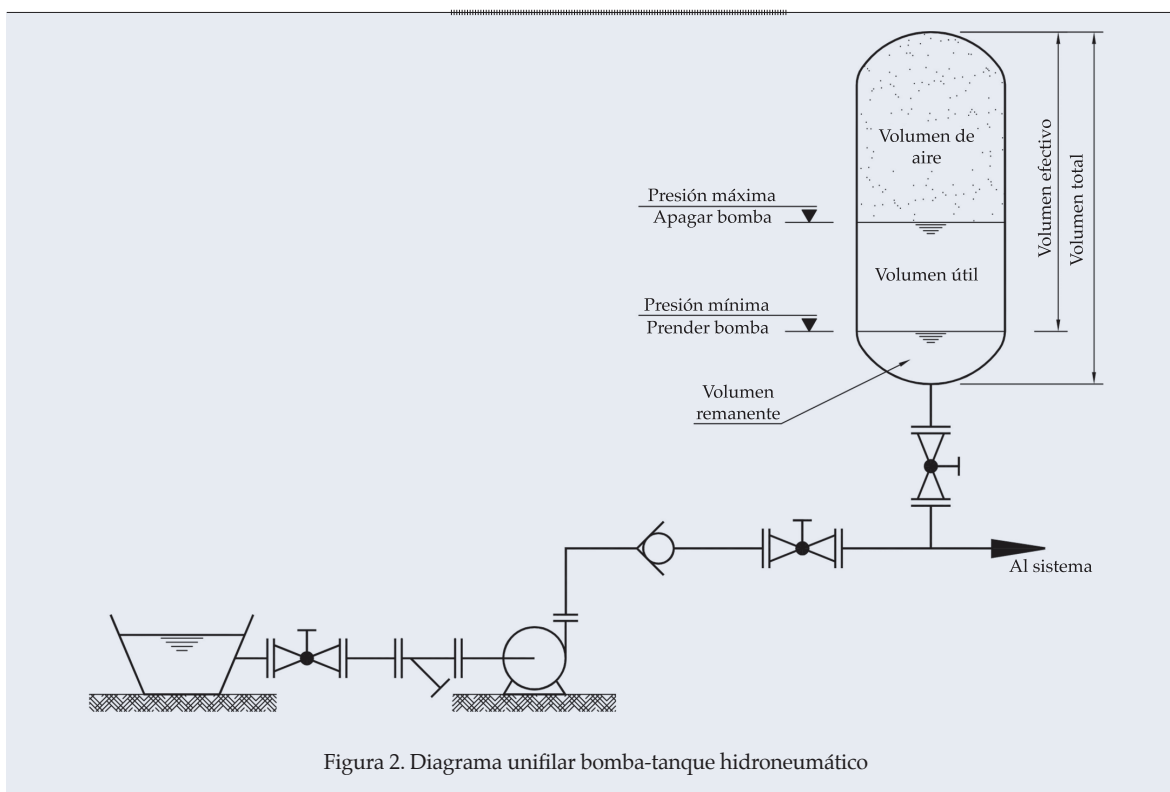


Figura 2. Diagrama unifilar bomba-tanque hidroneumático

Volumen de aire a presión V_a

Es el volumen de aire a presión que impulsa el volumen útil de agua y lo descarga en el sistema una vez que la bomba se ha detenido.

La descarga del agua se realiza entonces por la expansión del volumen de aire desde $P_{máx}$ hasta $P_{mín}$ y durante un tiempo $(t_i - t_b)$. En los tanques sin membrana, el aire se disolverá poco a poco en el agua y será necesario entonces recargar periódicamente este volumen.

Volumen útil $V_{út}$

Es el volumen de agua almacenado en el tanque durante un ciclo y que alimentará el sistema mientras la bomba esté detenida, esto es durante el tiempo $(t_i - t_b)$.

Volumen efectivo V_{ef}

Es el volumen variable durante un ciclo, esto es, la suma de V_a a máxima presión más $V_{út}$. Al final del intervalo, el volumen efectivo V_{ef} estará ocupado sólo por aire a mínima presión.

Volumen remanente V_{rem}

Es el volumen de seguridad que permanece en la parte inferior del tanque y en el caso de tanques sin membrana, impide que el aire se escape hacia el sistema. V_{rem} debe ser $\geq 25\% V_{ef}$.

Volumen total V_t

El volumen total del tanque hidroneumático será la suma de $V_{ef} + V_{rem}$.

Cálculo del volumen útil necesario del tanque hidroneumático

Una vez la bomba se detenga, el volumen útil $V_{út}$ almacenado en el tanque hidroneumático continuará suministrando el caudal Q_s durante el tiempo restante $(t_i - t_b)$ y se cumplirá que:

$$V_{út} = Q_s t_i - Q_s t_b \text{ de donde } V_{út} = Q_s (t_i - t_b)$$

y según la ecuación (1) se tiene $V_{út} = Q_s (t_i - t_i/f)$ de donde:

$$V_{út} = Q_s t_i (1 - 1/f) \quad (2)$$

y dado que se conoce t_i y la relación de caudales $f = Q_b / Q_s$, se puede por tanto calcular el $V_{út}$. En la figura 3 se puede también estimar $V_{út}/Q_s$, en función del tiempo de operación de la bomba y para diferentes números de arranques/h del motor.

Cálculo del volumen efectivo

Considerando isotérmica la compresión y descompresión del aire y de acuerdo con la ley de Boyle-Mariott, se infiere que:

$V_a (P_{máx} + P_{bar}) = V_{ef} (P_{mín} + P_{bar})$ y considerando que $V_a = (V_{ef} - V_{út})$ se obtiene:

$$V_{ef} / V_{út} = (P_{máx} + P_{bar}) / (P_{máx} - P_{mín}) \quad (3)$$

En la figura 4 se muestra la variación de $V_{ef}/V_{út}$ en función de $(P_{máx} + P_{bar})$ y en

dependencia de la diferencia de presiones máxima y mínima.

Ejemplo de cálculo

En una planta de fabricación de vidrio se cuenta con un sistema de suministro de agua industrial, cuyos criterios de diseño y consumos son los siguientes:

- Caudal continuo = 12.1 m³/h – caudal discontinuo = 20.37 m³/h.
- Q_s definido = Q continuo $\times$ 1.15 + $\frac{1}{2} \times Q$ discontinuo = 24.1 m³/h.
- Sitio de instalación = Bogotá, D.C., a 2 650 msnm.
- Presión barométrica = 0.72 bar (72 kPa).
- Presiones: $P_{máx}$ = 5.0 bar (500 kPa), $P_{mín}$ = 4.0 bar (400 kPa).

Bomba seleccionada

- $Q_b = 36.15$ m³/h equivalente a 1.5 Q_s .
Eficiencia promedio de la bomba = 70%.

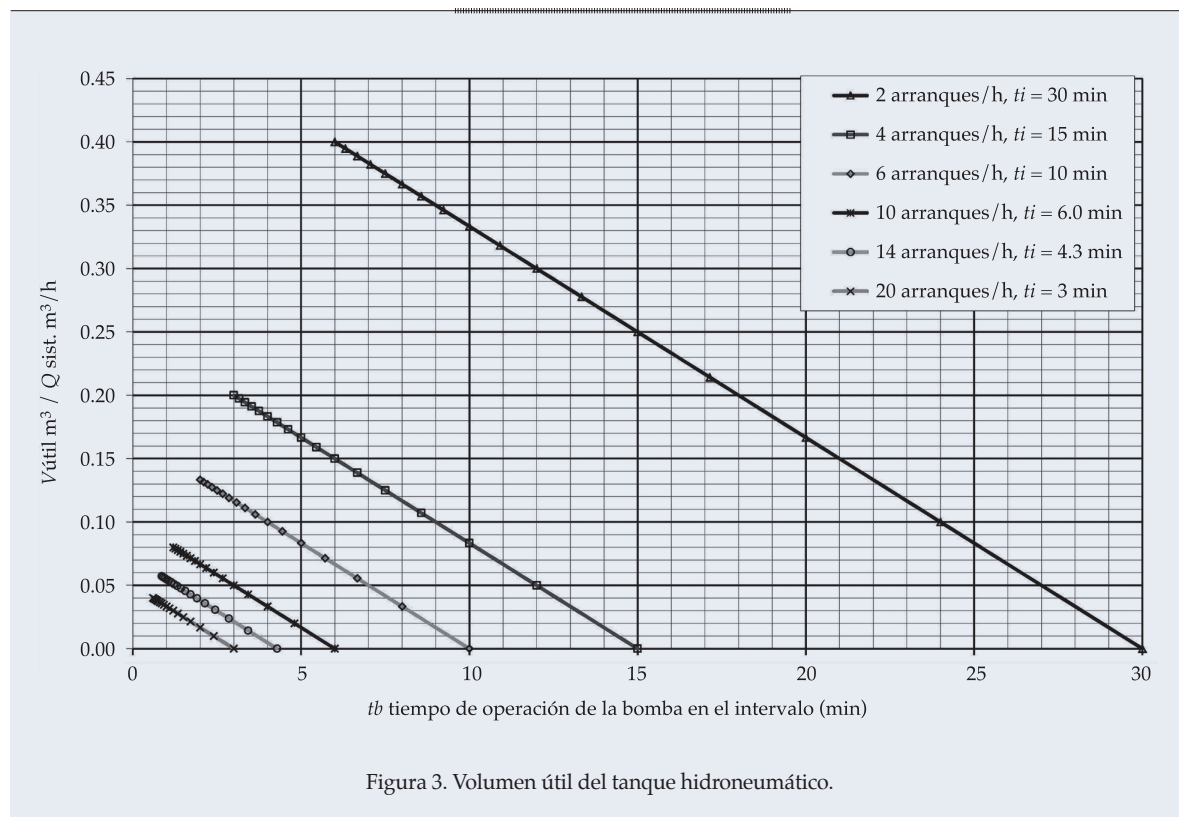


Figura 3. Volumen útil del tanque hidroneumático.

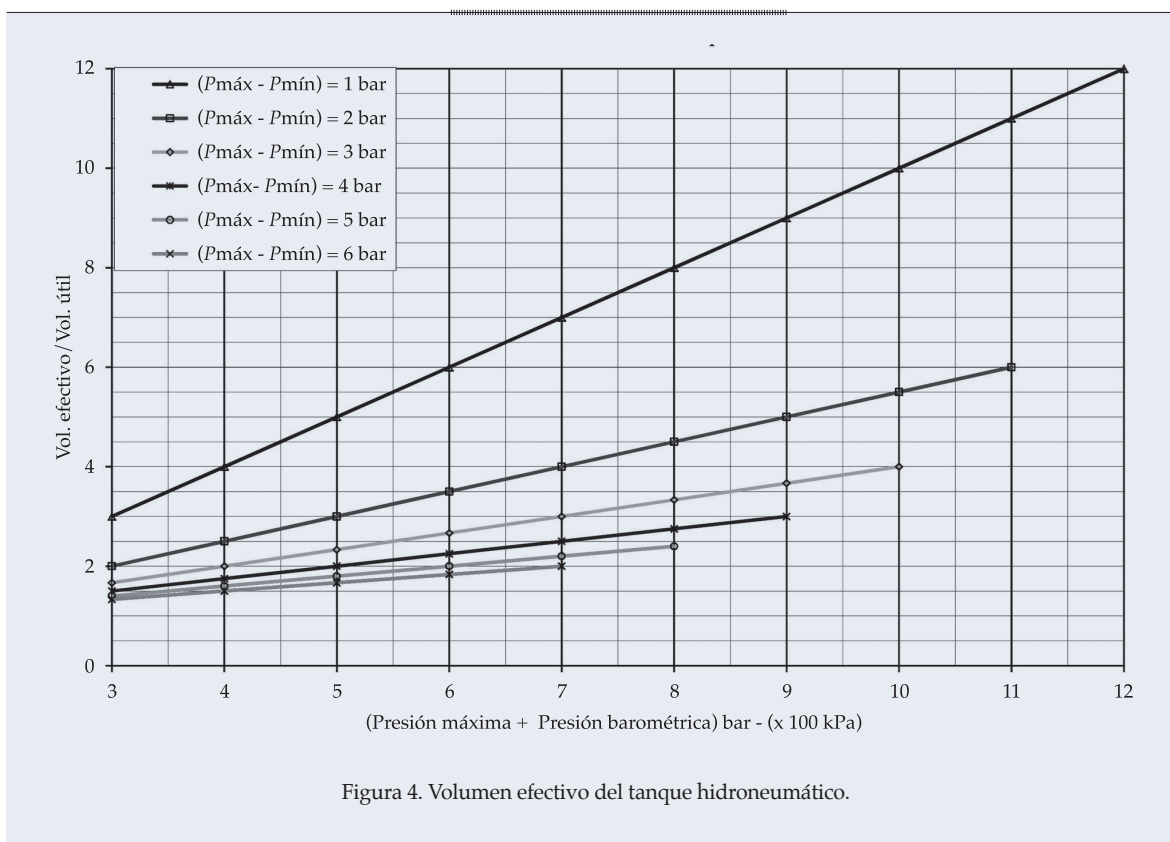


Figura 4. Volumen efectivo del tanque hidroneumático.

- Potencia al freno kW = $9.81 \times 36.15 \text{ m}^3/\text{h} \times 51.0 \text{ mcda}/(1\,000 \times 0.7) = 25.83 \text{ kW} = 34.62 \text{ Hp}$.
- Potencia nominal del motor eléctrico seleccionado = 40 Hp.

Tiempo del intervalo y tiempo de operación de la bomba

- Máximo número de arranques/h = 10 (ver cuadro 1 para potencia media).
- Tiempo del intervalo $t_i = 1/\#$ de arranques/h = $0.1 \text{ h} = 6.0 \text{ min}$.
- Relación de caudales $f = Q_b/Q_s = 36.15/24.1 = 1.5$.
- $t_b = t_i/f = 6.0 \text{ min}/1.5 = 4.0 \text{ min}$ (ver ecuación (1) y/o figura 1).

Cálculo de volúmenes

- Volumen útil: $V_{\text{út}} = Q_s t_i (1 - 1/f) = 24.1 \times 0.1 \times (1 - 1/1.5) = 0.8 \text{ m}^3$ (ver ecuación (2) y/o figura 3).

- Volumen efectivo: $V_{\text{ef}}/V_{\text{út}} = (P_{\text{máx}} + P_{\text{bar}})/(P_{\text{máx}} - P_{\text{mín}}) = (5.0 + 0.72)/(5.0 - 4.0) = 5.72$, de donde: $V_{\text{ef}} = 5.72 \times 0.8 = 4.58 \text{ m}^3$ (ver ecuación (3) y/o figura 4).
- Volumen de aire a presión: $V_a = V_{\text{ef}} - V_{\text{út}} = 4.58 - 0.8 = 3.78 \text{ m}^3$.
- Volumen remanente: $V_{\text{rem}} = 0.25 \times V_{\text{ef}} = 0.25 \times 4.58 = 1.15 \text{ m}^3$.
- Volumen total: $V_{\text{total del tanque}} = V_{\text{ef}} + V_{\text{rem}} = 4.58 + 1.15 = 5.73 \text{ m}^3$.

En el cuadro 2 y en la figura 5 se presenta un análisis de sensibilidad del tamaño del tanque en función de Q_b/Q_s .

Considerando entonces que la capacidad total calculada es de 5.73 m^3 (1 513.7 galones), se decidió instalar dos tanques en paralelo, cada uno con una capacidad total normalizada de 2.99 m^3 (792.0 galones, tanques de tamaño normalizado, diseñados y fabricados de acuerdo con lo indicado en el código ASME, American Society of Mechanical Engineers).

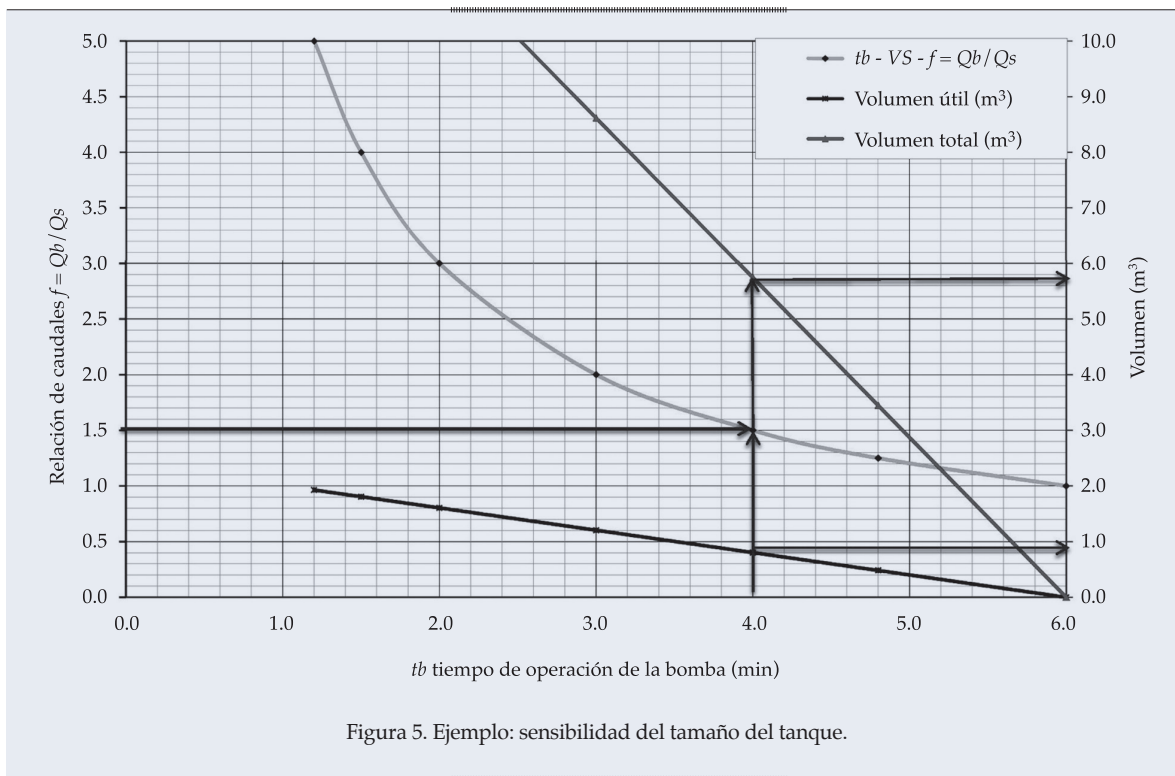


Figura 5. Ejemplo: sensibilidad del tamaño del tanque.

Cuadro 2. Ejemplo-análisis de sensibilidad del tamaño del tanque.

$f = Qb/Qs$	$tb = ti / f$	$tb = 0.1/f$ en h	tb en min	Vút en m³	Vef en m³	Va en m³	Vrem en m³	V total en m³
5.00	$ti/5.0$	0.020	1.20	1.93	11.03	9.10	2.76	13.79
4.00	$ti/4.0$	0.025	1.50	1.81	10.34	8.53	2.58	12.92
3.00	$ti/3.0$	0.033	2.00	1.61	9.19	7.58	2.30	11.49
2.00	$ti/2.0$	0.050	3.00	1.21	6.89	5.69	1.72	8.62
1.50	$ti/1.5$	0.067	4.00	0.80	4.60	3.79	1.15	5.73
1.25	$ti/1.25$	0.080	4.80	0.48	2.76	2.28	0.69	3.45
1.00	$ti/1.0$	0.100	6.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Cálculo de la capacidad necesaria del tanque según el método tradicional y el estado actual del arte

Según el Centrifugal Pump Lexicon y el Pump Handbook de KSB (KSB, 1975), el volumen total del tanque será:

$$V = K \times 0.312 \times Qm / Z \times (P'a + Pb) / (P'a - P'e)$$

donde:

V = volumen en m³.

Qm = capacidad media de la bomba m³/h = $(Q'e + Q'a)/2$ (notado como Qb en las páginas anteriores).

Z = frecuencia de arranques en 1/h.

$Q'e$ = caudal de la bomba con presión mínima m³/h.

$Q'a$ = caudal de la bomba con presión máxima m³/h.

$P'a$ = presión máxima bar.

$P'e$ = presión mínima bar.

Pb = presión barométrica bar.

K = factor de corrección = 1.0 si $Q'a/Q'e < 0.5$, siendo este el caso.

Dado que el caudal medio de la bomba $Q_b/Q_s = 2.0$, se tiene que $Q_b = Q_m = 2.0 \times 24.1 = 48.2 \text{ m}^3/\text{h}$ y $V = 1.0 \times 0.312 \times 48.2 / 10 \times (5.0 + 0.72)/(5.0 - 4.0) = 8.6 \text{ m}^3$.

Se observa entonces que el volumen total del tanque de 8.6 m^3 , calculado por el método tradicional, corresponde a los valores indicados en el cuadro 2 (8.62 m^3) y en la figura 5 para $Q_b/Q_s = 2.0$, tal como era de esperarse.

Se observa también que dicho valor de 8.6 m^3 es superior en un 50% al valor de 5.73 m^3 , calculado por el método propuesto, considerando $Q_b/Q_s = 1.5$, y que la capacidad de la bomba instalada en el sistema de $36.15 \text{ m}^3/\text{h}$ es también inferior a la de $48.2 \text{ m}^3/\text{h}$ sugerida por el método tradicional.

Conclusiones

El cálculo del tamaño del tanque hidroneumático, basado en la relación Q_b/Q_s variable entre 1.25 y 2.0, sin exceder la máxima frecuencia de arranques del motor, permite evaluar la conveniencia de disminuir el tamaño del tanque y de la bomba, y con ello disminuir también el costo de la inversión inicial, a

cambio del aumento del tiempo de operación de la bomba en el ciclo y del correspondiente aumento del costo de operación (el costo de la energía). Para relaciones de Q_b/Q_s superiores a 2.0, el tamaño del tanque y de la bomba se incrementan notablemente, así como el costo respectivo.

Además, se puede concluir también que el dimensionamiento de la capacidad necesaria de un tanque hidroneumático dado, basado en la variación de Q_b/Q_s para máxima frecuencia del arranque, constituye un método general de cálculo y que el estado actual del arte, en el cual se establece una relación fija de $Q_b/Q_s = 2.0$, es un caso particular del método propuesto en esta nota técnica.

Recibido: 29/05/13

Aceptado: 16/11/13

Referencias

Fairbanks Morse Pump Corporation (1988). *Hydraulic Handbook*. Twelfth Edition. Kansas City: Fairbanks Morse Pump Corporation.



Figura 6. El autor junto a los dos tanques de 792 galones (2.99 m^3) citados en el ejemplo.

Karassik, I. J., Messina, J. P., Cooper, P. & Heald, C. C. (2001). *Pump Handbook*. Third Edition. New York: McGraw Hill.
KSB (1975). *Centrifugal Pump Lexicon*. Frankenthal, Germany: Klein, Schanzlin & Becker Aktiengesellschaft (KSB).
KSB (1968). *KSB Pump Handbook. New Edition*. Frankenthal, Germany: Klein, Schanzlin & Becker Aktiengesellschaft (KSB).

Dirección institucional del autor

Ing. Alfonso Herrán-Sandoval

Universidad Nacional de Colombia.
Ingeniero Asociado de Ingetec, S.A.
Carrera 6° # 30 A-30
Bogotá, D.C., COLOMBIA
Teléfono: +57 (1) 3238 050, extensión 336
aherran@ingetec.com.co
aherrans@yahoo.com



Haga clic aquí para escribir al autor



Medición de calidad del agua, río Verde, Oaxaca, México.

Foto: José Javier Sánchez Chávez.

AMPLIACIÓN DE REGISTROS DE VOLUMEN ESCURRIDO ANUAL CON BASE EN INFORMACIÓN REGIONAL Y REGRESIÓN DE TIPO RIDGE

• Daniel Francisco Campos-Aranda •

Profesor jubilado de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí, México

*Autor de correspondencia

Resumen

Campos-Aranda, D. F. (julio-agosto, 2014). Ampliación de registros de volumen escurrido anual con base en información regional y regresión de tipo Ridge. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(4), 173-185.

En general, la planeación, diseño y manejo de las obras de infraestructura hidráulica se realiza con base en los registros históricos disponibles de crecientes, escurrimientos y lluvias anuales. Conforme tales registros abarcan más años, sus estimaciones hidrológicas tienen una mayor exactitud. Por lo anterior, siempre es necesario ampliar los registros cortos (Y), por ejemplo a través de la *regresión lineal múltiple* (RLM), la cual utiliza la información regional disponible. El establecimiento de una RLM tiene varias dificultades, quizá la más importante en el transporte de información hidrológica sea la presencia de correlación entre los registros auxiliares o variables predictivas (X_i), lo cual da origen a un problema de *multicolinealidad*. En este trabajo se expone con detalle el diagnóstico cuantitativo de tal problema por medio de los factores de inflación de la varianza y de los eigenvalores de la matriz $X' \cdot X$. También se describe ampliamente la RLM de tipo Ridge o sesgada como estrategia para minimizar los efectos de la multicolinealidad, buscando su parámetro de sesgo con base en la traza Ridge. Se detalla una aplicación numérica para ampliar el registro de volúmenes escurridos anuales en la estación hidrométrica Santa Isabel de la cuenca del Alto Río Grijalva, utilizando cuatro registros amplios cercanos. Por último se formulan las conclusiones, las cuales destacan las ventajas del uso de la RLM de tipo Ridge.

Palabras clave: multicolinealidad, factores de inflación de la varianza, eigenvalores, eigenvectores, alto río Grijalva.

Abstract

Campos-Aranda, D. F. (July-August, 2014). Extension of Annual Runoff Volume Records Based on Regional Information and Ridge Regression. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*, 5(4), 173-185.

The planning, design and management of water infrastructure are typically based on available historical records of annual floods, runoff and rainfall. The more years covered by these records the more accurate the hydrological estimates. Therefore, it is always necessary to expand short records (Y), for example, through multiple linear regression (MLR), which uses available regional information. Establishing a MLR has several difficulties, perhaps the most important regarding the transport of hydrological information is the presence of correlation between the auxiliary or predictor variables (X_i), which gives rise to a problem of multicollinearity. In this work, the quantitative evaluation of multicollinearity is presented in detail through variance inflation factors and eigenvalues for the $X' \cdot X$ matrix. In addition, the biased or Ridge MLR is described extensively as a strategy to minimize the effects of multicollinearity, seeking its biasing parameter based on the Ridge trace. A numerical application is presented in detail, which expands the annual runoff volume records in the Santa Isabel gauging station in the upper Grijalva River using four broad records nearby. Lastly, several conclusions are formulated which highlight the advantages of using the Ridge MLR.

Keywords: Multicollinearity, variance inflation factors, eigenvalues, eigenvectors, upper Grijalva River.

Introducción

En general, la planeación, diseño, operación y revisión de las obras hidráulicas se realiza con base en los registros históricos disponibles de datos hidrológicos, principalmente crecientes, escurrimientos y lluvias anuales. Al contar sólo con registros cortos, la confianza en sus

estimaciones estadísticas es baja y por ello se debe buscar información adicional y técnicas de ampliación de las series disponibles (Salas *et al.*, 2008). Para el caso específico de los escurrimientos anuales, la fuente más común de datos adicionales son los registros largos de las estaciones hidrométricas cercanas y la técnica estadística más utilizada para el llamado

transporte regional de información hidrológica es la regresión lineal múltiple (RLM).

Bajo este enfoque, el registro corto (Y) debe tener un periodo común de información con las series largas (X_i , regresores) y guardar una cierta dependencia o correlación con ellas. Obtenida y validada su ecuación, se pueden obtener las estimaciones que amplían el registro corto, con base en los valores observados en los regresores. Esta técnica estadística implica una complejidad real tan sólo en los tres aspectos siguientes (Ryan, 1998): (1) selección de cuántos y cuáles registros amplios e independientes utilizar; (2) interpretación de los resultados, en especial de los coeficientes de la regresión (β_i), y (3) determinación de cuándo un método de ajuste, alternativo al de mínimos cuadrados de los residuos, debe ser utilizado.

Como el registro corto debe estar correlacionado con los auxiliares o circunvecinos, resulta lógico esperar que también éstos muestren cierta dependencia entre sí, pues además de ser cercanos guardan correlación con la variable dependiente. La correlación entre los regresores implica que alguna parte de la información estadística contenida en cada uno también está presente en alguna de las otras $i - 1$ variables independientes (Haan, 1977). Esta situación genera un problema de *multicolinealidad* debido a la semejanza o correlación existente entre los registros involucrados. Tal problema se debe diagnosticar y resolver, por ejemplo, a través de la regresión tipo Ridge (Montgomery *et al.*, 1998; 2002).

Los tres *objetivos* básicos de este trabajo son: (1) describir la teoría estadística relativa a la RLM y su ajuste por mínimos cuadrados de los residuos; (2) explicar los conceptos y el diagnóstico cuantitativo de la multicolinealidad, y (3) exponer y aplicar la RLM de tipo Ridge o sesgada, como método eficiente para contrarrestar la dependencia lineal entre los regresores. Se realiza una aplicación numérica con cinco estaciones hidrométricas de la cuenca del Alto Río Grijalva para ampliar el registro corto de volúmenes escurridos anuales en la estación Santa Isabel.

Se comparan los resultados con los obtenidos previamente, mediante el enfoque de selección exhaustiva de variables predictivas.

Resumen de la teoría operativa

Regresión Lineal Múltiple (RLM) y su ajuste

Con frecuencia se puede establecer una relación de tipo lineal entre la variable dependiente (Y) y varias (p) independientes $X_1, X_2, \dots, X_p$, que es la generalización o extensión natural de la regresión lineal simple; su expresión es (Ryan, 1998):

$$Y = \beta_0 + \beta_1 X_1 + \beta_2 X_2 + \beta_3 X_3 \cdots + \beta_p X_p + \varepsilon \quad (1)$$

Debido a esto último, los principios que rigen a la regresión lineal se aplican a la RLM; por ejemplo, que tanto Y como las X_i estén normalmente distribuidas, y que los errores ε sean independientes también con distribución normal de media cero y misma varianza (σ^2) para cada X_i . Por lo general, la estimación de los coeficientes de la regresión (β_i) se realiza mediante el llamado ajuste de mínimos cuadrados de los residuos. Tal solución matricial para la RLM, en el caso general de p variables independientes o *regresores* y n observaciones o datos de $Y, X_1, X_2, \dots, X_p$, es la siguiente (Ryan, 1998):

$$Y = X \cdot \beta + \varepsilon \quad (2)$$

Siendo:

$$Y = \begin{bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \\ \vdots \\ Y_n \end{bmatrix}, \quad X = \begin{bmatrix} 1 & X_{11} & X_{21} & \cdots & X_{p1} \\ 1 & X_{12} & X_{22} & \cdots & X_{p2} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 1 & X_{1n} & X_{2n} & \cdots & X_{pn} \end{bmatrix},$$

$$\beta = \begin{bmatrix} \beta_0 \\ \beta_1 \\ \beta_2 \\ \vdots \\ \beta_p \end{bmatrix}, \quad \varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \vdots \\ \varepsilon_n \end{bmatrix}$$

El planteamiento de esta solución implica que la sumatoria de uno a n de los residuos al cuadrado debe ser minimizada, es decir que:

$$\sum_{i=1}^n e_i^2 = \sum_{i=1}^n (Y_i - \hat{Y}_i)^2$$

$$= \sum_{i=1}^n (Y_i - \beta_0 - \beta_1 X_{1i} - \beta_2 X_{2i} - \dots - \beta_p X_{pi})^2 = 0 \quad (3)$$

Entonces, diferenciando el lado derecho de la ecuación anterior con respecto a $\beta_0, \beta_1, \beta_2, \dots, \beta_p$, por separado, se originan las ecuaciones llamadas *normales*, función de los parámetros desconocidos. En notación matricial, estas ecuaciones son:

$$(\mathbf{X}' \cdot \mathbf{X}) \cdot \hat{\beta} = \mathbf{X}' \cdot \mathbf{Y} \quad (4)$$

cuya solución es:

$$\hat{\beta} = (\mathbf{X}' \cdot \mathbf{X})^{-1} \cdot (\mathbf{X}' \cdot \mathbf{Y}) \quad (5)$$

en la cual $\mathbf{X}'$ es la matriz transpuesta de $\mathbf{X}$ y $(\mathbf{X}' \cdot \mathbf{X})^{-1}$ indica la matriz inversa de $\mathbf{X}' \cdot \mathbf{X}$.

Coefficiente de determinación múltiple

Designado por R^2 es probablemente el estadístico más utilizado para medir lo adecuado de un modelo de regresión; indica cuánta de la varianza de Y la explica el modelo; por ello su expresión es (Hirsch *et al.*, 1993):

$$R^2 = \frac{SC_Y - SC_{Res}}{SC_Y} = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Y_i - \hat{Y}_i)^2}{\sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2} \quad (6)$$

en la cual $\hat{Y}_i$ es la estimación de la variable Y_i a través de la ecuación de regresión; por ello SC_{Res} es la suma de cuadrados de los residuos y SC_Y es la varianza total de la variable dependiente, cuya media aritmética es $\bar{Y}$.

Escalamiento de longitud unitaria de los datos

Sustraer a cada variable independiente o regresor su media aritmética se conoce como *centrado* de los datos y tiene como ventaja fundamental que las matrices $\mathbf{X}$ involucradas de n renglones ahora tienen p columnas, ya que la ecuación de RLM es:

$$Y - \bar{Y} = \beta_1 (X_1 - \bar{X}_1) + \beta_2 (X_2 - \bar{X}_2) + \dots + \beta_p (X_p - \bar{X}_p) \quad (7)$$

cuyo reacomodo para obtener la ecuación (1) implica que:

$$\beta_0 = \bar{Y} - \beta_1 \bar{X}_1 - \beta_2 \bar{X}_2 - \dots - \beta_p \bar{X}_p \quad (8)$$

El escalamiento de longitud unitaria implica, además del centrado, la división entre la raíz cuadrada de la varianza (Montgomery *et al.*, 2002), por lo cual:

$$E_{ji} = \frac{X_{ji} - \bar{X}_j}{S_j^{1/2}} \text{ con } i = 1, 2, 3, \dots, n, j = 1, 2, 3, \dots, p \quad (9)$$

$$Y_i = \frac{Y_i - \bar{Y}}{S_Y^{1/2}} \text{ con } i = 1, 2, 3, \dots, n \quad (10)$$

Donde:

$$S_j = \sum_{i=1}^n (X_{ji} - \bar{X}_j)^2 \quad (11)$$

$$S_Y = \sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2 \quad (12)$$

El escalamiento de longitud unitaria produce, en relación con la ecuación (4), que la matriz $\mathbf{E}' \cdot \mathbf{E}$ sea una matriz de correlación simple entre los regresores X_j ; además, la matriz $\mathbf{E}' \cdot \mathbf{Y}$ es ahora una matriz de correlación simple entre cada regresor X_j y la variable dependiente Y . Este escalamiento y el normal conducen a *coeficientes estandarizados de regresión*, cuya comparación entre ellos define la importancia de cada regresor.

Otro escalamiento que se requiere con frecuencia está asociado con la estabilidad numérica de la matriz inversa de $E' \cdot E$, pues es común obtenerla planteando esta igualdad $A \cdot A^{-1} = I$; al transformar la matriz A en la matriz identidad I y realizar las mismas operaciones en I , ésta se convierte en la matriz A^{-1} buscada. Cuando la matriz A tiene elementos muy grandes, su inversa presentará elementos muy pequeños y entonces los errores por redondeo se vuelven importantes. En tales casos conviene dividir (escalar) todos los datos entre una cantidad fija o cociente reductor (COR) antes de aplicar la ecuación (5) y después los resultados de la ecuación (1) se multiplican por el COR.

Multicolinealidad: definición y soluciones

Como ya se indicó, en el caso de una ampliación de un registro hidrológico con base en la información regional disponible, el conjunto de datos siempre mostrará un cierto grado de multicolinealidad, a menos que las columnas de la matriz X sean ortogonales, es decir que $X' \cdot X$ sea una matriz diagonal, lo cual sólo sucederá en un experimento diseñado (Montgomery *et al.*, 1998; 2002). Siendo X_j la j -ésima columna de la matriz X , la multicolinealidad se define de manera formal como la dependencia lineal entre tales columnas, es decir, que existe un conjunto de constantes $t_1, t_2, \dots, t_p$ no todas cero, tales que:

$$\sum_{j=1}^p t_j \cdot X_j = 0 \quad (13)$$

Si la ecuación anterior es exactamente válida para un subconjunto de las columnas de X , el rango de la matriz $X' \cdot X$ es menor que p y entonces no existe $(X' \cdot X)^{-1}$. Cuando la ecuación (13) es válida, sólo aproximadamente existe multicolinealidad; es decir, que la matriz $X' \cdot X$ presenta un cierto grado de deterioramiento. En general, cuando se aplica el método de mínimos cuadrados de los residuos a datos que presentan multicolinealidad, la estimación de

los coeficientes de regresión no es confiable, ya que su valor absoluto está exagerado y además es inestable.

Las técnicas básicas para combatir la multicolinealidad son las tres siguientes (Ryan, 1998; Montgomery *et al.*, 1998):

1. Obtener más datos, lo cual puede no ser posible y además es probable que los datos nuevos reflejen el comportamiento de los anteriores.
2. Re-especificar el modelo, redefiniendo los regresores. Por ejemplo, si X_1 , X_2 y X_3 son linealmente dependientes, se puede adoptar una función de ellos del tipo $X = (X_1 + X_2)/X_3$ o bien $X = X_1 \cdot X_2 \cdot X_3$, que preserva el contenido de la información de los regresores originales, pero que reduce el deterioramiento de los datos debido a la multicolinealidad. Otro método de re-especificación muy efectivo consiste en la eliminación de una o más variables o regresores, esto de manera definitiva reduce la multicolinealidad, pero puede dañar notablemente la capacidad predictiva del modelo.
3. Obtener estimaciones sesgadas, como la RLM de tipo Ridge.

Diagnóstico cuantitativo de la multicolinealidad con base en $(E' \cdot E)^{-1}$

La manera más simple de descubrir la multicolinealidad es a través de la inspección de la matriz $E' \cdot E$, cuyos elementos fuera de la diagonal principal corresponden a los coeficientes de correlación simple entre pares de regresores; entonces, si existen valores absolutos mayores de 0.80, se tiene dependencia entre tal pareja. Este método sólo detecta la multicolinealidad, pero no la cuantifica; en cambio, cuando los factores de inflación de la varianza VIF de *Variance Inflation Factor* son mayores que 10 implican que los coeficientes de regresión obtenidos con la ecuación (5) no son confiables debido a la multicolinealidad. La expresión de los VIF es (Montgomery *et al.*, 1998; 2002):

$$VIF_j = C_{jj} = \frac{1}{(1 - R_j^2)} \quad (14)$$

donde R_j^2 es el coeficiente de determinación que resulta de la RLM entre el regresor X_j como variable dependiente y el resto $p - 1$ como regresores. Los VIF_j corresponden a la diagonal principal de la matriz inversa de $E' \cdot E$.

Diagnóstico cuantitativo de la multicolinealidad con base en los eigenvalores de $E' \cdot E$

Los eigenvalores de la matriz $E' \cdot E$ se designan por $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \dots, \lambda_p$; también se conocen como valores propios y corresponden a las raíces de la ecuación característica $|A - \lambda \cdot I| = 0$ de la matriz A . Se obtienen con procedimientos de métodos numéricos, por ejemplo, el método de potencias (Carnahan *et al.*, 1969). Si existe una o más dependencias casi lineales en los datos, uno o más de los eigenvalores serán pequeños. El número de condición κ de la matriz $E' \cdot E$ se define como (Montgomery *et al.*, 1998; 2002):

$$\kappa = \frac{\lambda_{\max}}{\lambda_{\min}} \quad (15)$$

y representa el espectro de variación de los eigenvalores de la matriz $E' \cdot E$. En general, cuando κ es menor que 100, prácticamente no existen problemas de multicolinealidad; cuando varía de 100 a 1 000 se tiene multicolinealidad de moderada a fuerte, y cuando excede de 1 000 seguramente se tendrán graves problemas asociados con ésta. Los índices de condición κ_j de la matriz $E' \cdot E$ son:

$$\kappa_j = \frac{\lambda_{\max}}{\lambda_j} \quad \text{con } j = 1, 2, 3, \dots, p \quad (16)$$

Los valores de κ_j definen el número y magnitud de las dependencias lineales que existen en los datos. Además, los eigenvectores asociados con cada eigenvalor permiten establecer numéricamente la dependencia lineal que existe entre los regresores, como se mostrará en la aplicación numérica.

La regresión Ridge

El método de mínimos cuadrados de los residuos asegura que la estimación $\hat{\beta}$ (ecuación (5)) tenga varianza mínima, pero la multicolinealidad genera varianza muy grande, por lo cual sus estimaciones son inestables. Suponiendo que se puede obtener un estimador sesgado $\hat{\beta}^*$ que tenga mucho menor varianza, entonces se puede aceptar una cantidad pequeña de sesgo en $\hat{\beta}^*$, de manera que el error medio cuadrático de $\hat{\beta}^*$ sea menor que la varianza del estimador insesgado $\hat{\beta}$. La menor varianza del estimador sesgado implica que $\hat{\beta}^*$ es un estimador más estable de β que el insesgado $\hat{\beta}$.

Se han desarrollado varios procedimientos para obtener estimadores sesgados de los coeficientes de regresión β . Uno de ellos es la *regresión Ridge* o de cresta, que fue propuesta a comienzos de la década de los años setenta por Hoerl y Kennard (1970), y que debe su nombre a la semejanza de sus operaciones matemáticas con el análisis Ridge empleado para describir el comportamiento de superficies de respuesta de segundo orden. El estimador Ridge $\hat{\beta}_R$ se obtiene resolviendo una versión ligeramente modificada de las ecuaciones normales, expuestas como ecuaciones (4) y (5); ésta es (Montgomery *et al.*, 1998; 2002):

$$(E' \cdot E + k \cdot I) \cdot \hat{\beta}_R = E' \cdot Y \quad (17)$$

por lo cual:

$$\hat{\beta}_R = (E' \cdot E + k \cdot I)^{-1} \cdot (E' \cdot Y) \quad (18)$$

en las expresiones anteriores, la constante $k \geq 0$, denominada *parámetro de sesgo*, se selecciona durante el proceso de aplicación de la regresión Ridge. En realidad, el estimador Ridge es una transformación lineal del estimador de mínimos cuadrados de los residuos, cuyo sesgo crece al aumentar k , pero al mismo tiempo disminuye su varianza. Con la regresión Ridge se obtiene una estimación estable de sus coeficientes, a cambio de no ser

el mejor ajuste a los datos. Debido a esto último se cree, pues no hay demostración matemática concluyente, que conduce a ecuaciones de regresión que funcionan mejor para predecir observaciones futuras, en comparación con la de mínimos cuadrados de los residuos.

Hoerl y Kennard (1970) sugirieron que un valor adecuado de k puede estimarse por inspección de la *traza Ridge*, que es una gráfica de las magnitudes de $\hat{\beta}_R$ dibujados en las ordenadas, contra sus respectivos valores de k en las abscisas. Los valores de k suelen estar en intervalo de 0 a 1. Si la multicolinealidad es grave, los coeficientes $\hat{\beta}_R$ variarán mucho, pero en un cierto valor de k se estabilizan. La idea fundamental es seleccionar el valor de k más pequeño, donde los $\hat{\beta}_R$ ya sean estables. Con ello es posible que se obtenga una ecuación de regresión con menor error medio cuadrático que el correspondiente a mínimos cuadrados.

Aplicación numérica

Datos en el Alto Río Grijalva

En la figura 1 se muestra la ubicación, dentro de la Región Hidrológica 30 (Ríos Grijalva y Usumacinta), de cinco cuencas pertenecientes a las estaciones hidrométricas Santa Isabel, La Escalera, El Boquerón II, Las Flores II y Santa María, cuyos datos generales se tienen en el cuadro 1. El planteamiento general de esta aplicación numérica consiste en ampliar el registro corto de Santa Isabel a través de RLM de tipo Ridge, empleando los otros cuatro registros largos. Esta estimación ya fue realizada (Campos, 2012), con base en el método de selección de variables predictivas.

Campos (2012) recopiló en el sistema BANDAS (IMTA, 2002) los datos disponibles en las estaciones citadas, correspondientes al volumen escurrido anual en millones de metros cúbicos (Mm^3); también estimó valores mensuales perdidos para los años incompletos y dedujo las magnitudes anuales faltantes en el periodo común, definido de 1956 a 1973. Además, estableció el periodo de ampliación de 1974 a 1994. Tales datos se presentan en

el cuadro 2. Finalmente, probó que los datos no tuvieran componentes determinísticas y verificó su procedencia de una distribución normal, con base en el test de Shapiro y Wilk (Shapiro, 1998).

Diagnóstico de la multicolinealidad

Las matrices $E' \cdot E$, $E' \cdot Y$ y $(E' \cdot E)^{-1}$ obtenidas para los datos del cuadro 1, procesados lógicamente con escalamiento unitario y subrutinas de multiplicación e inversión de matrices elaboradas *ex professo* son:

$$E' \cdot E = \begin{bmatrix} 1.000000 & 0.706983 & 0.522109 & 0.409604 \\ 0.706983 & 1.000000 & 0.867273 & 0.759131 \\ 0.522109 & 0.867273 & 1.000000 & 0.911521 \\ 0.409604 & 0.759131 & 0.911521 & 1.000000 \end{bmatrix} \begin{matrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ X_4 \end{matrix}$$

$$E' \cdot Y = \begin{bmatrix} 0.742823 \\ 0.651777 \\ 0.576905 \\ 0.365996 \end{bmatrix} \begin{matrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ X_4 \end{matrix}$$

$$(E' \cdot E)^{-1} = \begin{bmatrix} 2.175362 & -2.174041 & 0.340291 & 0.449162 \\ -2.174041 & 6.304874 & -4.623234 & 0.318447 \\ 0.340291 & -4.623233 & 10.405540 & -6.114622 \\ 0.449162 & 0.318447 & -6.114621 & 6.147887 \end{bmatrix}$$

La inspección de la matriz $E' \cdot E$ muestra que únicamente existen dos correlaciones importantes: la mayor ($r_{xy} = 0.9115$), entre X_3 y X_4 , y la menor ($r_{xy} = 0.8673$), entre X_2 y X_3 . Por lo anterior, se detecta un problema de multicolinealidad en los datos, pero quizás sea aceptable o moderada. En relación con el vector $E' \cdot Y$, ninguna correlación es importante y éstas disminuyen conforme las estaciones hidrométricas están más alejadas de la estación Santa Isabel (ver figura 1).

El diagnóstico cuantitativo de la multicolinealidad se tiene en el cuadro 3, cuyo primer renglón de resultados corresponde a los valores de los factores de inflación de la varianza (VIF_j) y son los elementos de la diagonal principal de la matriz inversa de $E' \cdot E$. Como la magnitud mayor de los VIF_j escasamente excede de 10, se encuentra multicolinealidad aceptable. Por otra parte, como ninguno de los índices

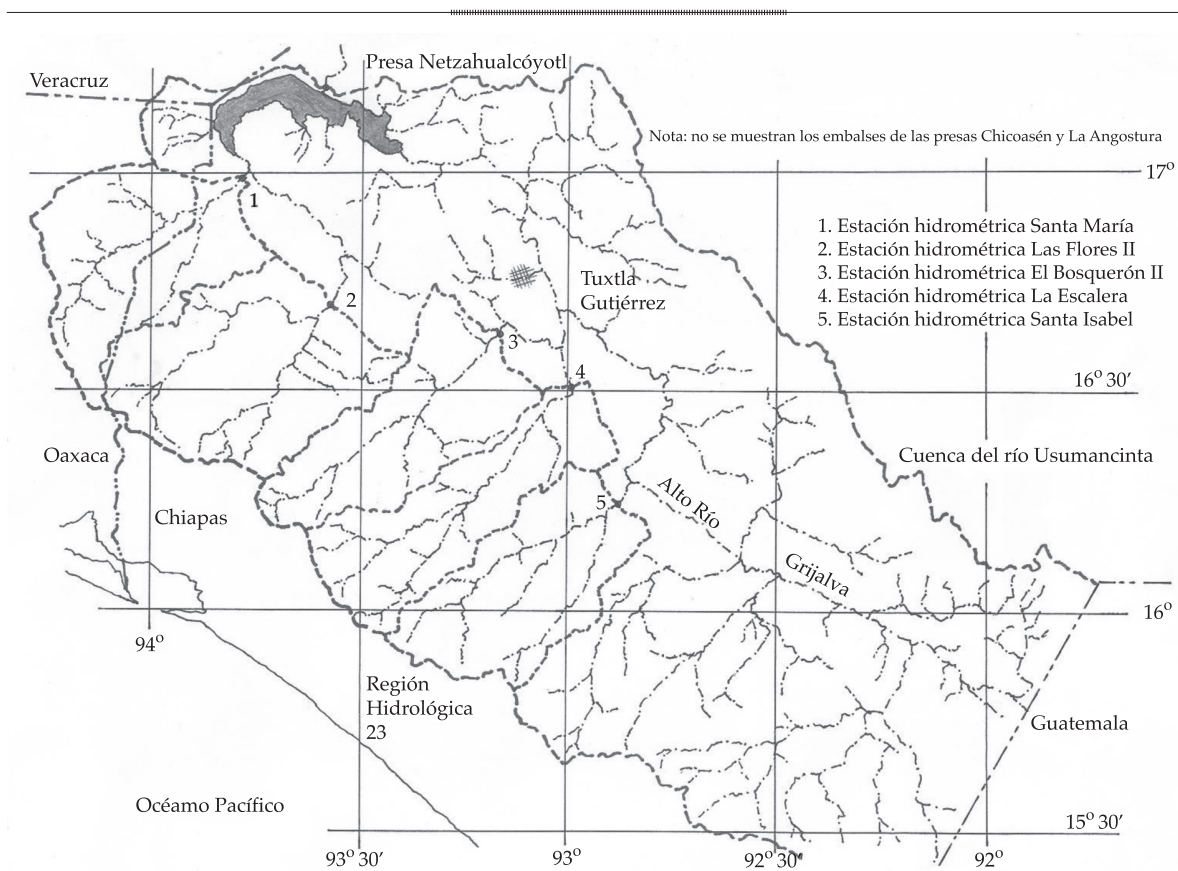


Figura 1. Localización geográfica de las cinco estaciones hidrométricas procesadas del Alto Río Grijalva.

Cuadro 1. Características generales de las estaciones hidrométricas utilizadas de la cuenca del Alto Río Grijalva.

Nombre	Clave*	Río aforado	Latitud N	Long. WG	Área de cuenca (km²)	Registro (años faltantes)
Santa Isabel	30053	El Dorado	16° 16'	92° 53'	1 873	1956-1973 (0)
La Escalera	30041	Santo Domingo	16° 32'	92° 57'	1 808	1954-2002 (4)
El Boquerón II	30020	Suchiapa	16° 40'	93° 09'	1 870	1949-2002 (6)
Las Flores II	30072	Zoyatenco	16° 42'	93° 33'	2 551	1962-2002 (5)
Santa María	30071	Encajonado	16° 57'	93° 46'	1 958	1962-2001(13)

*Según sistema BANDAS.

de condición (κ_j) excede de 100, entonces los problemas asociados con la multicolinealidad no serán serios, lo cual ratifica la conclusión anterior.

Con base en los elementos del cuarto eigenvector, que corresponde al menor de los eigenvalores, se establece la siguiente ecuación (13), relativa a la multicolinealidad presente:

$$-0.0629 \cdot X_1 + 0.3877 \cdot X_2 - 0.7862 \cdot X_3 + 0.4771 \cdot X_4 = 0 \quad (19)$$

considerando que el coeficiente de X_1 es cercano a cero se obtiene:

$$0.3877 \cdot X_2 + 0.4771 \cdot X_4 \approx 0.7862 \cdot X_3 \quad (20)$$

Cuadro 2. Volúmenes escurridos anuales (Mm³) y sus parámetros estadísticos en las estaciones hidrométricas indicadas de la cuenca del Alto Río Grijalva.

Núm.	Año	Santa Isabel (Y)	La Escalera (X ₁)	El Boquerón II (X ₂)	Las Flores II (X ₃)	Santa María (X ₄)
1	1956	1 113.119	524.303	700.426	617.200	1 348.100
2	1957	846.957	343.245	327.830	195.700	829.200
3	1958	1 134.394	759.834	576.979	477.500	1 176.100
4	1959	748.138	538.022	456.217	340.900	1 008.000
5	1960	1 259.572	831.507	544.870	441.200	1 131.400
6	1961	876.884	555.208	340.309	209.800	846.500
7	1962	1 345.812	700.956	594.985	528.749	780.873
8	1963	1 151.548	793.521	519.857	509.515	1 062.852
9	1964	1 103.385	809.059	572.255	428.682	1 040.491
10	1965	1 227.758	619.464	424.201	311.510	926.283
11	1966	671.762	612.066	543.392	400.731	1 234.455
12	1967	629.364	302.969	337.493	319.296	820.282
13	1968	863.049	443.917	327.265	245.051	886.820
14	1969	1 071.681	872.190	702.579	654.717	1 475.765
15	1970	1 182.934	636.918	674.119	971.609	2 071.694
16	1971	1 131.230	737.992	707.531	499.456	1 156.651
17	1972	627.775	313.800	287.889	244.434	823.366
18	1973	1 183.812	701.963	800.585	800.408	1 714.570
1	1974	–	270.474	431.411	447.160	1 185.743
2	1975	–	285.090	429.059	258.044	1 006.232
3	1976	–	219.347	280.568	127.823	852.063
4	1977	–	272.813	253.843	95.508	710.200
5	1978	–	563.517	609.759	288.524	1 018.654
6	1979	–	286.202	371.625	318.484	1 124.668
7	1980	–	590.997	552.401	1 312.039	2 438.163
8	1981	–	844.403	729.838	659.665	1 516.715
9	1982	–	662.449	442.376	190.252	954.137
10	1983	–	436.859	545.409	395.663	874.889
11	1984	–	600.143	572.296	522.289	1 250.051
12	1985	–	434.315	392.148	190.942	736.901
13	1986	–	409.003	424.557	234.945	794.653
14	1987	–	298.749	334.747	143.007	764.274
15	1988	–	618.826	671.978	731.723	1 318.376
16	1989	–	601.612	738.056	662.633	988.181
17	1990	–	393.349	437.495	253.685	791.806
18	1991	–	177.277	257.679	137.659	751.560
19	1992	–	612.984	432.906	162.104	843.562
20	1993	–	414.408	504.291	375.818	1 096.850
21	1994	–	153.414	230.450	73.578	657.381
Máximo		1 345.812	872.190	800.585	1 312.09	2 438.163
Mínimo		627.775	153.414	230.450	73.578	657.381
$\bar{X}$		1 009.399	519.055	489.274	404.564	1 077.14
S		229.553	202.140	154.990	257.809	369.465
Cv		0.227	0.389	0.317	0.637	0.343
Cs		–0.509	–0.040	0.179	1.447	1.953
Ck		2.377	2.141	2.240	6.014	7.703
r ₁		–0.196	0.216	–0.103	0.229	0.175

Cuadro 3. Resultados del diagnóstico de multicolinealidad para los datos del Alto Río Grijalva.

Indicadores	Regresores			
	X_1	X_2	X_3	X_4
VIF_j	2.17536	6.30487	10.40554	6.14789
λ_j	3.11744	0.67478	0.14690	0.06089
$\kappa_j = \lambda_{\max} / \lambda_j$	1.000	4.620	21.222	51.198
Regresores	Eigenvectores			
X_1	0.4096	0.8201	0.3946	-0.0629
X_2	0.5377	0.1170	-0.7395	0.3877
X_3	0.5380	-0.2964	-0.0679	-0.7862
X_4	0.5036	-0.4753	0.5411	0.4771

$$X_3 \approx 0.4931 \cdot X_2 + 0.6068 \cdot X_4 \quad (21)$$

la ecuación anterior establece la relación aproximada entre X_3 con X_2 y X_4 .

Cálculo y análisis de la traza Ridge

La aplicación de la ecuación (18), con base en un programa de cómputo elaborado *ex professo*, el cual utiliza los valores de k indicados en el cuadro 4, condujo a los coeficientes de regresión tipo Ridge ahí concentrados, cuyos coeficientes de determinación (R^2) correspondientes también se muestran en este cuadro. El cálculo de R^2 se realizó haciendo el centrado de los datos y utilizando un COR = 500. A partir de los resultados del cuadro 4 se ha construido la traza Ridge, mostrada en la figura 2.

El estudio de la traza Ridge muestra que sólo el coeficiente de regresión de la variable X_1 , es decir, de la estación hidrométrica La Escalera es estable; en cambio, los relativos a las estaciones Las Flores II (X_3) y Santa María (X_4) varían bastante y de manera similar; por último, el de El Boquerón II (X_2) fluctúa menos, pero incluso cambia de signo. Con el objeto de establecer el menor valor para el parámetro de sesgo (k), se acepta que en la traza Ridge sus coeficientes ya están estables en 0.25 y más apropiadamente en 0.35.

Estimaciones Ridge y su contraste

En el cuadro 5 se exponen las 18 estimaciones de la variable dependiente ($\hat{Y}_t$), esto es, el

registro histórico en la estación hidrométrica Santa Isabel en el periodo 1956-1973, así como sus residuos correspondientes, realizadas con las regresiones Ridge, que emplean $k = 0.250$ y 0.350 . Los coeficientes de regresión respectivos se muestran en el cuadro 6 y fueron obtenidos con datos centrados y usando un COR de 500.

En el cuadro 6 se han concentrado los resultados del contraste entre los residuos de los dos mejores modelos de regresión obtenidos a través de selección de variables predictivas (Campos, 2012) y las regresiones Ridge adoptadas. Se observa que la regresión Ridge origina valores ligeramente mayores de los residuos negativos y escasamente menores de los residuos positivos; la suma de residuos al cuadrado es mayor, pues no es el mejor ajuste a los datos, pero la suma algebraica de sus errores es menor.

Estimaciones Ridge adoptadas

Finalmente, en el cuadro 7 se presentan los 21 volúmenes escurridos anuales estimados en la estación hidrométrica Santa Isabel para el periodo de 1974 a 1994, mediante las regresiones Ridge adoptadas, así como sus respectivos parámetros estadísticos.

En la figura 3 se muestra la comparación entre la segunda serie de volúmenes escurridos anuales estimados con regresión Ridge y los valores adoptados bajo el planteamiento de selección de variables predictivas (Campos, 2012). Se observa que ambas series estimadas de volúmenes escurridos anuales presentan el

Cuadro 4. Coeficientes de regresión tipo Ridge ($\hat{\beta}_R$) obtenidos para los valores del parámetro de sesgo indicado.

$\hat{\beta}_R$	Valores del parámetro de sesgo (k)							
	0.000	0.005	0.010	0.020	0.030	0.040	0.050	0.075
β_1	0.5596	0.5533	0.5476	0.5378	0.5294	0.5219	0.5152	0.5003
β_2	-0.0562	-0.0266	-0.0018	0.0376	0.0671	0.0898	0.1077	0.1386
β_3	1.0045	0.9334	0.8724	0.7731	0.6958	0.6340	0.5835	0.4903
β_4	-0.7363	-0.6878	-0.6457	-0.5760	-0.5204	-0.4749	-0.4369	-0.3638
R^2	0.6892	0.6891	0.6890	0.6885	0.6878	0.6870	0.6861	0.6834
$\hat{\beta}_R$	Valores del parámetro de sesgo (k)							
	0.100	0.120	0.150	0.180	0.200	0.250	0.300	0.350
β_1	0.4873	0.4778	0.4646	0.4523	0.4446	0.4267	0.4105	0.3963
β_2	0.1576	0.1678	0.1781	0.1845	0.1874	0.1915	0.1930	0.1929
β_3	0.4267	0.3887	0.3457	0.3138	0.2968	0.2641	0.2409	0.2236
β_4	-0.3110	-0.2781	-0.2388	-0.2079	-0.1907	-0.1560	-0.1294	-0.1084
R^2	0.6805	0.6782	0.6746	0.6711	0.6689	0.6633	0.6580	0.6530

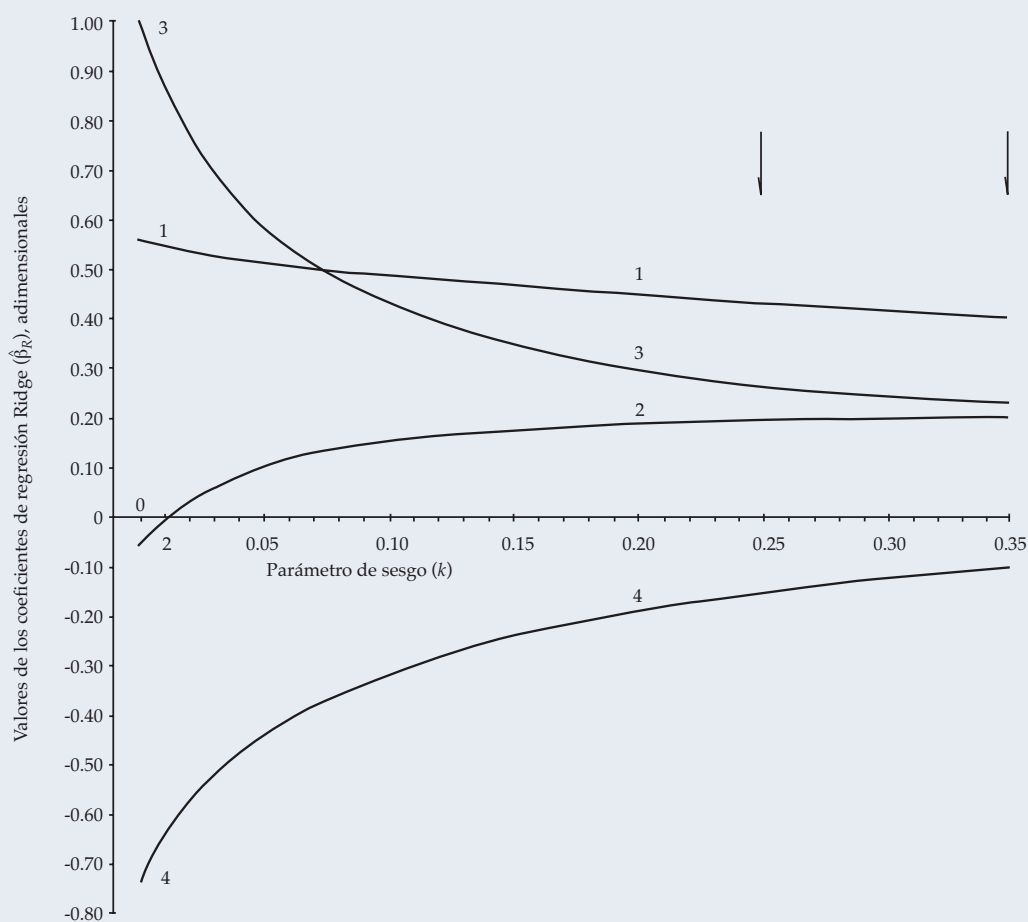


Figura 2. Traza Ridge para los datos del Alto Río Grijalva.

Cuadro 5. Estimaciones (Mm^3) de la variable dependiente ($\hat{Y}_i$) obtenidas con las regresiones Ridge y sus residuos correspondientes.

Año	$k = 0.250$	Residuo	$k = 0.350$	Residuo
1956	1 025.148	87.971	1 027.709	85.410
1957	730.486	116.471	740.300	106.657
1958	1 108.431	25.963	1 106.384	28.010
1959	913.045	-164.907	917.222	-169.084
1960	1 136.477	123.095	1 132.984	126.588
1961	866.418	10.466	871.102	5.782
1962	1 214.719	131.093	1194.033	151.779
1963	1 167.052	-15.504	1 155.790	-4.242
1964	1 146.003	-42.618	1 140.809	-37.424
1965	961.314	266.444	961.738	266.020
1966	949.722	-277.960	958.822	-287.060
1967	783.116	-153.752	784.173	-154.809
1968	805.278	57.771	811.278	51.771
1969	1 225.672	-153.990	1 222.444	-150.763
1970	1 099.002	83.932	1 101.088	81.846
1971	1 140.574	-9.344	1 139.339	-8.109
1972	734.440	-106.665	740.087	-112.312
1973	1 162.270	21.542	1 163.875	19.937
Máximo	1 225.672	266.444	1 222.444	266.020
Mínimo	730.486	-277.960	730.300	-287.060

Cuadro 6. Indicadores de los residuos obtenidos con los mejores modelos de mínimos cuadrados y con la regresión Ridge.

Modelo analizado	Coeficientes de regresión					Valores de los residuos			
	β_0	β_1	β_2	β_3	β_4	Mínimo	Máximo	$\sum_{i=1}^{18} e_i$	$\sum_{i=1}^{18} e_i^2$
$Y = f(X_1, X_2, X_3, X_4)$	648.9886	0.6939	–	1.0636	-0.4884	-225.249	269.998	0.298	278 905.4
$Y = f(X_1, X_2, X_3, X_4)$	657.9566	0.7188	-0.0818	1.1091	-0.4903	-220.896	267.891	0.347	278 457.1
Ridge con $k = 0.250$	1.128022	0.61220	0.20869	0.58922	-0.27422	-277.960	266.444	0.006	301 594.6
Ridge con $k = 0.350$	1.111032	0.58847	0.23013	0.51196	-0.23256	-287.060	266.020	-0.003	310 879.8

mismo comportamiento, pero la procedente de la regresión Ridge es mayor y con los valores máximos más pequeños, lo cual origina un valor medio ($\bar{X} = 862.3 \text{ Mm}^3$) y un coeficiente de variación ($Cv = 0.223$) más parecidos a los de los datos históricos de Santa Isabel ($\bar{X} = 1 009.4 \text{ Mm}^3$ y $Cv = 0.227$), en comparación con los obtenidos mediante selección de regresores ($\bar{X} = 831.1 \text{ Mm}^3$ y $Cv = 0.293$).

Conclusiones

La regresión Ridge es un procedimiento directo, de fácil implementación dentro de la solución de mínimos cuadrados de los residuos (ecuaciones (5) y (18)) y la interpretación y uso de la traza Ridge no presenta ninguna dificultad.

En relación con los problemas de ajuste que origina la multicolinealidad, existe consenso

Cuadro 7. Volúmenes escurridos anuales (Mm³) estimados en la estación Santa Isabel mediante la regresión Ridge.

Año	$k = 0.250$	$k = 0.350$	Año	$k = 0.250$	$k = 0.350$
1974	757.946	767.132	1988	1 152.709	1 142.331
1975	704.198	720.120	1989	1 205.796	1 188.828
1976	598.509	616.445	1990	828.465	833.405
1977	645.525	658.206	1991	601.333	614.829
1978	926.913	938.268	1992	893.815	902.676
1979	696.028	710.956	1993	843.611	852.755
1980	1 145.583	1 135.113	1994	596.110	583.616
1981	1 206.035	1 205.375	Máx	1 206.035	1 205.375
1982	912.337	922.659	Mín	569.110	583.616
1983	938.495	937.210	$\bar{X}$	856.160	862.282
1984	1 015.802	1 017.064	S	200.618	192.259
1985	822.168	827.724	Cv	0.234	0.223
1986	823.526	829.383	Cs	0.420	0.396
1987	691.446	703.830	Ck	2.580	2.566

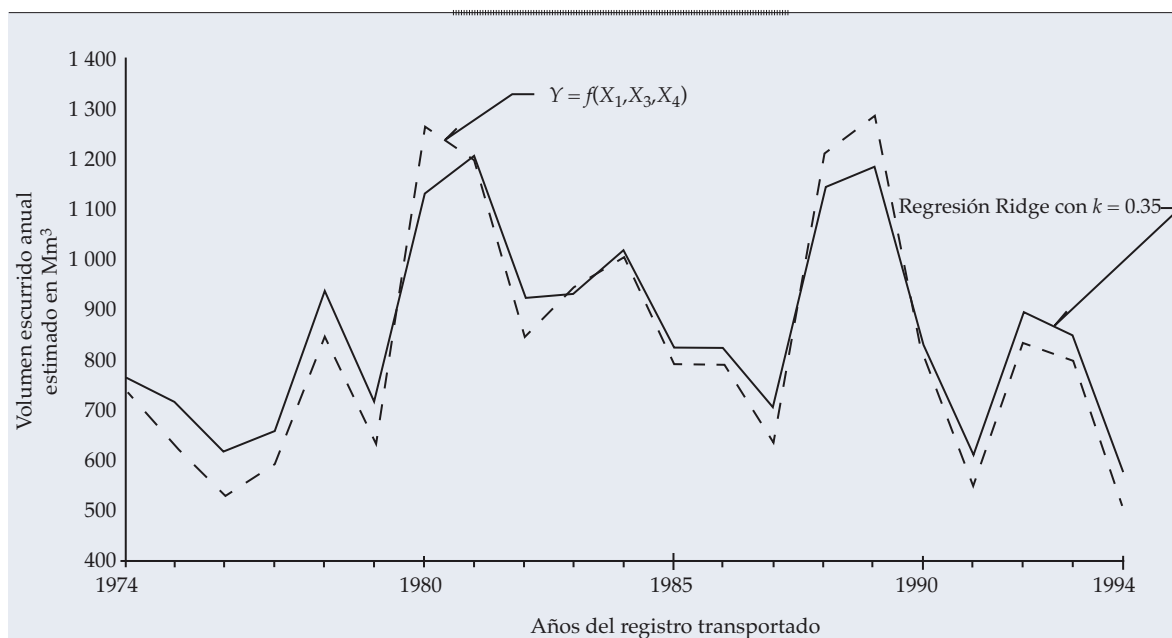


Figura 3. Contraste de estimaciones en la estación hidrométrica Santa Isabel del Alto Río Grijalva.

para recomendar que es mejor usar algo de la información estadística de todos los regresores, como lo hace la regresión Ridge, que emplear toda la información de algunos regresores y nada de otros, como actúa el método de selección de variables predictivas.

Respecto a la aplicación numérica descrita, problema previamente abordado con eli-

minación de variables, los resultados de la regresión Ridge son bastante semejantes (ver figura 3), pero más apegados a los parámetros estadísticos históricos de la estación Santa Isabel (cuadro 2).

Finalmente, en problemas con seis o siete registros amplios disponibles, caso común al transportar registros de lluvia anual, la

regresión Ridge será una mejor opción que la inspección de 64 o 128 posibles modelos obtenidos por mínimos cuadrados de los residuos, como lo establece el esquema de eliminación de variables predictivas.

Recibido: 26/12/12
Aceptado: 09/01/14

Referencias

- Campos-Aranda, D. F. (2012). *Ampliación de registros de volumen escurrido anual a través de Regresión Lineal Múltiple, con selección de variables predictivas*. XXII Congreso Nacional de Hidráulica. Tema: Aprovechamiento Integral de Cuencas, Ponencia 29, del 7 al 9 de noviembre, Acapulco, Guerrero.
- Carnahan, B., Luther, H. A., & Wilkes, J. O. (1969). Matrices and Related Topics. Chapter 4. In *Applied Numerical Methods* (pp. 210-268). New York: John Wiley & Sons.
- Haan, C. T. (1977). Multivariate Analysis. Chapter 12. In *Statistical Methods in Hydrology* (pp. 236-262). Ames, USA: The Iowa State University Press.
- Hirsch, R. M., Helsel, D. R., Cohn, T. A., & Gilroy, E. J. (1993). Statistical Analysis of Hydrologic Data. Chapter 17. In D. R. Maidment (Ed.), *Handbook of Hydrology* (pp. 17.1-17.55). New York: McGraw-Hill, Inc.
- Hoerl, A. E., & Kennard, R. W. (1970). Ridge Regression: Biased Estimation for Nonorthogonal Problems. *Technometrics*, 12, 55-67.
- IMTA (2002). *Banco Nacional de Datos de Aguas Superficiales (BANDAS)*. 8 CD's. Jiutepec, México: Secretaría de Medio

- Ambiente y Recursos Naturales, Comisión Nacional del Agua, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.
- Montgomery, D. C., Peck, E. A., & Simpson, J. R. (1998). Multicollinearity and Biased Estimation in Regression. Chapter 16. In H. M. Wadsworth (Ed.), *Handbook of Statistical Methods for Engineers and Scientists* (pp. 291-342). Second edition. New York: McGraw-Hill, Inc.
- Montgomery, D. C., Peck, E. A., & Vining, G. G. (2002). Multicolinealidad. Capítulo 10. En *Introducción al análisis de regresión lineal* (pp. 291-342). México, DF: Compañía Editorial Continental.
- Ryan, T. P. (1998). Linear Regression. Chapter 14. In H. M. Wadsworth (Ed.), *Handbook of Statistical Methods for Engineers and Scientists* (pp. 14.1-14.43). New York: McGraw-Hill, Inc.
- Salas, J. D., Raynal, J. A., Tarawneh, Z. S., Lee, T. S., Frevert, D., & Fulp, T. (2008). Extending Short Record of Hydrologic Data. Chapter 20. In V. P. Singh (Ed.), *Hydrology and Hydraulics* (pp. 717-760). Highlands Ranch, USA: Water Resources Publications.
- Shapiro, S. S. (1998). Selection, Fitting and Testing Statistical Models. Chapter 6. In H. M. Wadsworth (Ed.), *Handbook of Statistical Methods for Engineers and Scientists* (pp. 6.1-6.35). Second edition. New York: McGraw-Hill, Inc.

Dirección del autor

Dr. Daniel Francisco Campos Aranda

Profesor jubilado de la Universidad Autónoma de San Luis Potosí
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



Presa antigua, Guanajuato, México.

Foto: Raúl Flores Berrones.

USE OF THE DISTINCT ELEMENT METHOD AS A TOOL TO DETECT STABILITY PROBLEMS IN DEEP SPILLWAY EXCAVATIONS

• Eduardo Botero-Jaramillo* • Miguel P. Romo • Bogart Méndez •
Universidad Nacional Autónoma de México

*Autor de correspondencia

• Humberto Marengo •
Comisión Federal de Electricidad

Abstract

Botero-Jaramillo, E., Romo, M. P., Méndez, B., & Marengo, H. (July-August, 2014). Use of the Distinct Element Method as a Tool to Detect Stability Problems in Deep Spillway Excavations. *Water Technology and Sciences* (in Spanish), 5(4), 187-196.

This paper describes a study to determine the stability of rock excavations in the La Yesca spillway channel using numerical analysis. The results of the analysis led to implementing important changes in the original conception of the spillway (reorientation, channel geometry and length) in order to ensure rock slope stability under static and seismic conditions. This paper describes the 3D numerical modeling of a 280 m high slope (corresponding to the original project) cut in a rock mass having complex geological formations. The modeling was carried out to evaluate both the static and dynamic stability of the projected rock slope. The construction site presented complex geological features such as faults and dikes as well as several geological formations resulting from varying qualities and fracture conditions. Available field data made it possible to incorporate the most important geological and topographical features. The spillway excavation was simulated using four stages. The effect of blast-induced damage and stress relaxation on the rock mass was also taken into account. After the simulation of the excavation process was completed, the seismic motion design for the La Yesca dam was input. These dynamic analysis simulated the three-dimensional behavior of the spillway which enabled identifying possible block instabilities, thereby determining whether to stabilize them or modify the original spillway layout.

Keywords: Distinct element method, seismic analysis, slope stability, spillway problems.

Resumen

Botero-Jaramillo, E., Romo, M. P., Méndez, B., & Marengo, H. (julio-agosto, 2014). El uso del método de los elementos distintos como una herramienta para la detección de problemas de estabilidad en las excavaciones del vertedero profundas. *Tecnología y Ciencias del Agua*, 5(4), 187-196.

Este trabajo describe un estudio para determinar la estabilidad de las excavaciones en roca para el canal del vertedor de La Yesca utilizando análisis numéricos. Los resultados llevaron a la implementación de cambios importantes en la concepción original del vertedor (reorientación, geometría del canal y longitud), con el fin de garantizar la estabilidad de los taludes de roca en condiciones estática y sísmica. Se detalla el modelado numérico 3D de un talud de 280 m (correspondiente al proyecto original) construido en un macizo rocoso que tiene estructuras geológicas complejas. El modelado se llevó a cabo para evaluar la estabilidad estática y dinámica del talud proyectado en roca. El sitio de construcción presenta características geológicas complejas, como fallas y diques, así como varias formaciones geológicas resultantes de diferentes calidades de la roca y condiciones de fracturamiento. Los datos del campo disponibles hicieron posible la incorporación de la mayoría de las características geológicas y topográficas más importantes. La excavación del vertedor se simuló utilizando cuatro etapas. El efecto del daño inducido por las voladuras y la relajación de esfuerzos en la masa de roca también se tuvo en cuenta. Posterior a la simulación del proceso de excavación, se implementó el sismo de diseño de la presa La Yesca. Los análisis dinámicos simularon el comportamiento en tres dimensiones del vertedor, lo cual permitió la identificación de posibles bloques inestables, determinando de este modo si era posible estabilizarlos o modificar el diseño del vertedor original.

Palabras clave: método de los elementos diferentes, análisis sísmico, estabilidad de taludes, problemas de vertedores.

Introduction

La Yesca is an important hydroelectric project (750 MW) located in north-western Mexico,

over the Santiago River, at the limit between the states of Jalisco and Nayarit. The construction of the spillway channel implied a cut as high as 280 m height (see figure 1) in highly fractured,

geologically complex rock mass which was of great concern. The original design of the spillway consisted of a single channel 500 m long and 96 m wide at its base. The main topographical and geological features of the site were captured in a three dimensional discrete element model that takes into account such features as the presence of rock fractures, faults, joints and geological contacts. The representative geological discontinuities were explicitly modeled and massive fracturing in the rock was accounted for by representing these materials as a rock mass, according to the Hoek-Brown criteria (1997). The poor hydraulic behavior of the spillway due to its partial obstruction due to falls of slope rocks possess a great risk to the dam safety. Accordingly, given the great importance spillways have on the safe behavior of dams, it was deemed of most importance to perform detailed numerical analysis to evaluate the slope safety of the high rock cuts. This article presents the analysis carried out for the original design of the spillway of La Yesca Dam and the decisions taken to decrease excavation-associated risks.

The numerical model was first assessed by evaluating the stability of the rock mass before its excavation and then compared with the observed stable conditions of the rock mass over the time. Afterwards, the rock cut

was simulated in four consecutive excavation stages. Stress states, displacement fields and spatial distribution of factors of safety were computed for each step. Finally, the dynamic stability analysis was carried out considering both the Operating Basis Earthquake (OBE) and Maximum Credible Earthquake (MCE), which are two synthetic motions proposed by the International Commission of Large Dams (ICOLD, 2010) representative of the site seismic environment (in this case of the Mexican subduction earthquake-generating mechanism) with 200 and 10 000 years of return period, respectively. On the bases of the analysis results, the risks associated to the spillway original lay out were assessed and decisions were taken.

Site exploration

The site geological materials characterization was carried out based on a broad geological and geophysical exploration (CFE, 2006). They are predominantly volcanic, but some alluvial and talus deposits were also found. The igneous rocks are heavily fractured and some dikes are present. The main lithological units include dacites, rhyolites, andesites, breccias and tuffs. Several faults are present in the region, being the Vertedor fault the more important. Figure 2 shows the fractures, faults and the spatial distribution of geomaterials at the main section of the spillway. The trace of the slope excavation is included as a reference, where the stepped line (blue line) depicts the initial excavation perimeter and the continuous line (red line) illustrates the average inclination of the model slope. The circled numbers allude to specific materials, which are presented in table 1. Given the length of the spillway, it is understood that not all of existing materials are visible in the section shown in this figure.

Material properties

Rock mass properties

Triaxial tests were carried out on intact rock. The results were used along with the estimated

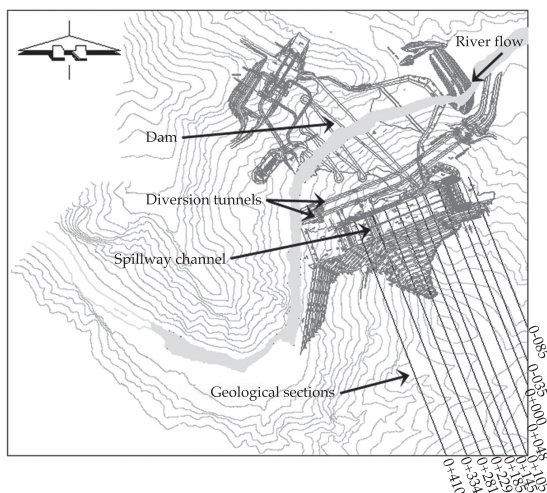


Figure 1. Original project of the spillway channel.

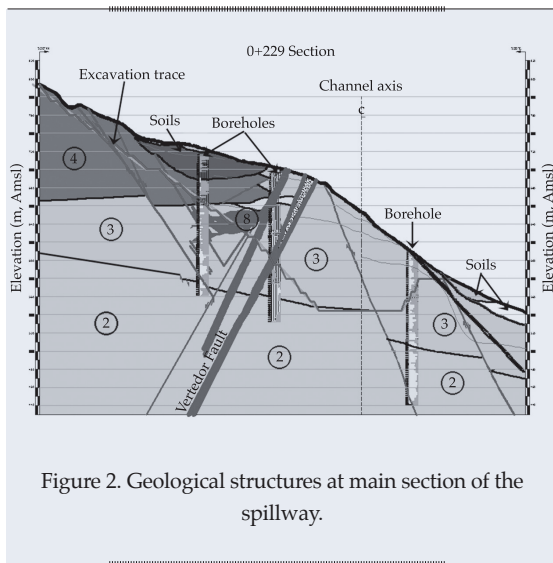


Figure 2. Geological structures at main section of the spillway.

values of the Geological Strength Index (GSI), obtained from field observations, to determinate strength and deformability properties for the geomateriales using the Hoek and Brown failure criterion for jointed rock masses (Hoek & Brown, 1997; Hoek, Carranza-Torres, & Corkum, 2002). The elasticity modulus E_m was estimated for two construction rock conditions: zero damage, $D = 1$ and $D = 0.7$, which is related to a moderate damage, induced by an adequate and controlled excavation process (Brady & Brown, 2004). The compression wave velocity for the constitutive materials, V_p , was measured from geophysical explorations (see table 1). The Hoek and Brown failure criterion

was used for all materials and it was related with Coulomb's failure criterion to estimating an equivalent friction angle, ϕ' , and a cohesive strength, c' , according to equations (1) to (3):

$$\sin \phi = \frac{k-1}{k+1} \quad (1)$$

$$c' = \frac{\sigma_{cm}}{2\sqrt{k}} \quad (2)$$

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} s^a \quad (3)$$

Where k is the slope of the line relating the major and minor principal stresses σ'_1 and σ'_3 ; σ_{cm} and σ_{ci} are the uniaxial compressive strengths of the rock mass and intact rock, respectively; s and a are constants which depend upon the rock mass characteristics. The variation of ϕ' and c' were obtained as a function of σ'_3 through a fitting process (Hoek & Brown, 1997):

$$\sin \phi = \frac{6 a m_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6 a m_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}} \quad (4)$$

$$c' = \sigma_{ci} \cdot \frac{[(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n}](s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + [6 a m_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}] / [(1+a)(2+a)]}} \quad (5)$$

Table 1. Material properties.

Material	ρ (kg/m ³)	ν	m_b
1. Dacite $V_p = 3.8$ km/s	2 500	0.35	6.25
2. Dacite $V_p = 3.2$ km/s	2 500	0.35	6.71
3. Dacite $V_p = 2.7$ km/s	2 500	0.35	4.69
4. Fractured breccia $V_p = 2.5$ km/s	2 500	0.35	3.34
5. Uncompressed dacite	2 500	0.35	2.37
6. Uncompressed breccia	2 500	0.35	1.78
7. Dacite-rhyolite $V_p = 1.7$ km/s	2 500	0.35	1.64
8. Dyke (andesite)	1 680	0.35	0.80
9. Vertedor fault	2 500	0.35	0.93
10. Vitreous tuff	2 500	0.35	1.19

Where m_b is the value of the constant m (see table 1) for the rock mass and $\sigma'_3 = \sigma'_{3\max}/\sigma'_{ci}$ is the upper limit of confining stress over which the relationship between the Hoek and Brown and the Mohr-Coulomb criteria are considered. Its value was determined from the theory of elasticity, where the stress ratio σ'_3/σ'_1 for the k_0 condition is given by:

$$\frac{\sigma'_3}{\sigma'_1} = k_0 = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (6)$$

The in situ σ'_1 stresses were determined from a geostatic stress field. Accordingly, $\sigma'_{3\max}$ was computed using eq. (6) and the Poisson ratios, ν , given in table 1. The values of c' and ϕ' (obtained from equations (4) and (5), respectively), as well as other strength parameters, computed for each material in the range $0 < \sigma'_3 < \sigma'_{3\max}$ are given in table 2.

Rock blocks contact properties

The numerical method used for the analysis has a soft contact formulation, which uses normal, k_n , and shear, k_s , stiffnesses and a yield criterion to simulate joint behavior. The Mohr-Coulomb joint model was used given its simplicity and its proven applicability to complex friction problems. The friction

resistance τ' (as a function of σ'_n) between rocks blocks considered was $\tau' = 0.85 \sigma'_n$ for $\sigma'_n < 200$ MPa and $\tau' = 0.50 + 0.60 \sigma'_n$ for $\sigma'_n > 200$ MPa (Byerlee, 1978). It is worth mentioning that the maximum principal stress value computed in the numerical model was much lower than 200 MPa which in accordance with Byerlee (1978) would yield a friction coefficient of 0.85 (ϕ' approximately equal to 40°). Given the many uncertainties involved in the rock-rock friction problem, it was judged convenient to assume a conservative maximum value of 36° . The minimum value was assumed 25° , which corresponds to the minimum value obtained through the Hoek-Brown criterion (see table 2). Table 3 shows the actual values used for each material contact. It is important to stress the fact that when two different materials were in contact, the lowest friction angle was considered.

The magnitude of k_n is computed through k_s , assuming an elastic relation between them (Kulhawy, 1975):

$$k_s = \frac{k_n}{2(1+\nu)}; \quad k_n = 2 k_s (1+\nu) \quad (7)$$

Where ν the joint material Poisson's ratio, and k_s is the shear stiffnesses included in table (3).

Table 2. Strength parameters of rock material.

Material	c' (MPa)	ϕ'	σ_{cm} (MPa)
1. Dacite $V_p = 3.8$ km/s	2.84	49	8.60
2. Dacite $V_p = 3.2$ km/s	4.36	49	14.13
3. Dacite $V_p = 2.7$ km/s	2.41	47	5.42
4. Fractured breccia $V_p = 2.5$ km/s	1.68	44	3.33
5. Uncompressed dacite	1.01	41	1.13
6. Uncompressed breccia	0.91	39	0.64
7. Dacite-rhyolite $V_p = 1.7$ km/s	0.34	34	0.39
8. Dyke (andesite)	0.03	25	0.14
9. Vertedor fault	0.15	26	0.22
10. Vitreous tuff	0.28	33	0.28

Table 3. Contact properties.

Material	ϕ'	τ' (MPa)	U_c (m)	k_n (MPa/m)	k_s (MPa/m)
1. Dacite $V_p = 3.8$ km/s	36	1.73	0.004	1 168	433
2. Dacite $V_p = 3.2$ km/s	36	1.62	0.004	1 093	405
3. Dacite $V_p = 2.7$ km/s	36	1.80	0.005	972	360
4. Fractured breccia $V_p = 2.5$ km/s	30	1.94	0.006	872	323
5. Uncompressed dacite	30	2.07	0.006	934	346
6. Uncompressed breccia	30	2.13	0.007	820	304
7. Dacite-rhyolite $V_p = 1.7$ km/s	30	2.22	0.007	854	316
8. Dyke (andesite)	25	2.33	0.015	420	155
9. Vertedor fault	25	2.31	0.015	416	154
10 Vitreous tuff	27	2.28	0.015	410	152

Numerical model

The numerical model was properly designed so that its boundary conditions would not affect the results of the excavation process (figure 3). The model consisted of 225 955 tetrahedral solid elements of constant strain, and 88 655 nodes. The model was built from 11 geological sections roughly spaced every 50 m along the spillway channel (see figure 1). From elevation 544 to 624 amsl (above mean sea level), the left slope of the excavation was modeled with an inclination of 0.88:1 (H:V); from 624 to 700 amsl

the slope inclination was 1.40:1; and from 700 amsl to the top of the slope, the inclination was 1.33:1. The right slope of the spillway channel had a constant inclination along its height (elevation 544 to 580 amsl) of 0.54:1.

The numerical model is based on a time marching solving procedure finite difference which allows to explicitly simulating the contacts and discontinuities between blocks. The interaction between blocks is accounted for through stress-displacement relationships for each contact. Internal stresses in each block are computed through the finite difference method.

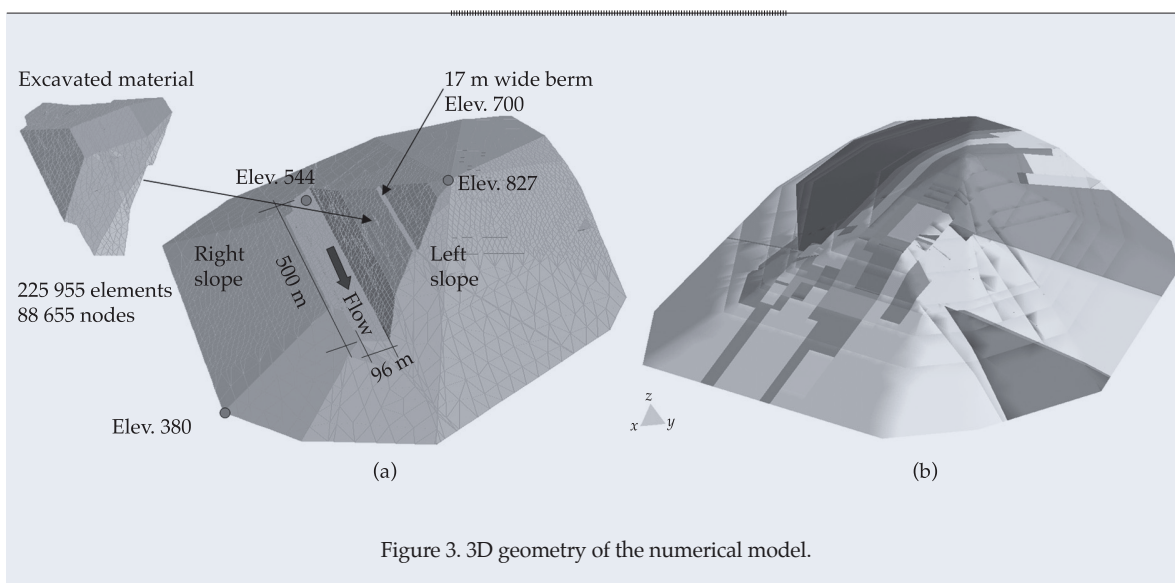


Figure 3. 3D geometry of the numerical model.

The most important geological discontinuities and faults were included in the model, while the minor rock fractures interacting along the major discontinuities were taken into account considering the fractured rocks as a rock mass (Hoek & Brown, 1997).

Site initial conditions

The results of the static and seismic (OBE and MCE seismic conditions) calculations of the site initial conditions showed no indication of any instability, which agrees with the historical stability of the rock mass.

Excavation process simulation

The excavation process from elevation 827 to 544 amsl was simulated in four stages. Displacements and factors of safety were computed for each stage to evaluate any potential slope sliding during the excavation process. The results indicate that after the excavation was completed, the displacement field was mainly due to expansion of the rocks caused by stress relaxation, as shown in figure 4(a) through 4(d). The analysis show

that the excavation process most likely will not induce massive rock falls. However, in figure 5(a) through 5(d) it is seen that the safety factor in some areas of the slope indicates that instabilities are likely to occur during the construction process. Accordingly, it was considered that important amounts of debris could fall down hill, jeopardizing the stable construction of the spillway slopes.

Effect of excavation process in the rock mass and its implication in the factor of safety

Due to the excavation process the rock mass suffers some damage causing strength reductions mainly near to the slope surface. Accordingly, a damage factor of 0.7 was considered, which corresponds to a good quality excavation process (Brady & Brown, 2004). Figure 5d shows the factor of safety distribution in the maximum slope section for this damaged condition. It is noticeable that a zone of low factor of safety develops at the top of the slope. These results suggest that potential rock instabilities are likely to unfold during the construction process, thus indicating that the excavation should be properly monitored to

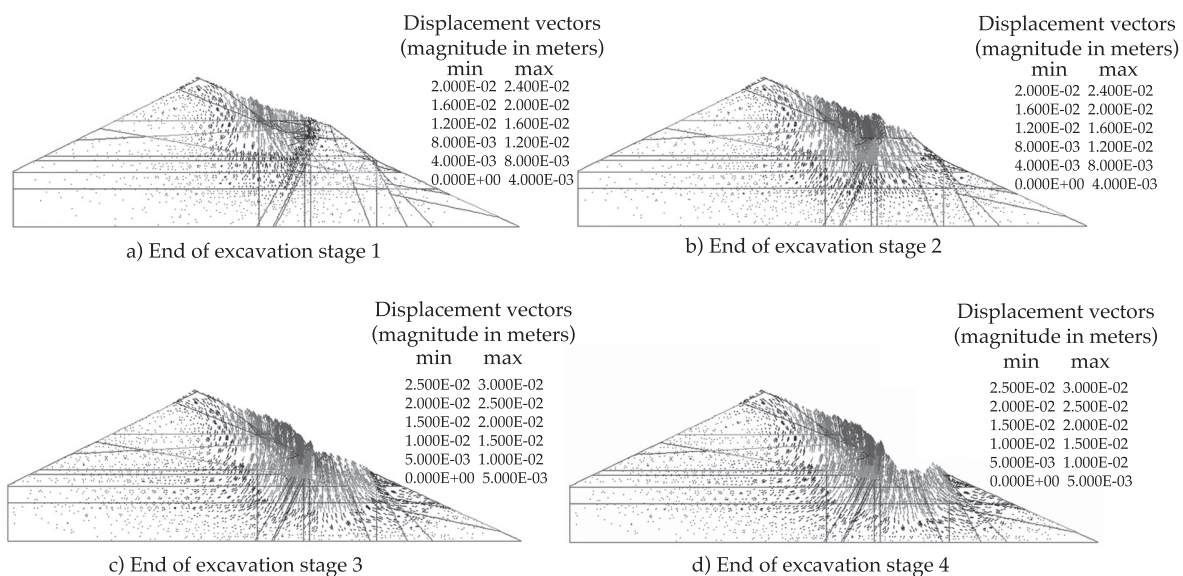


Figure 4. Resultant displacement field due to excavation process.

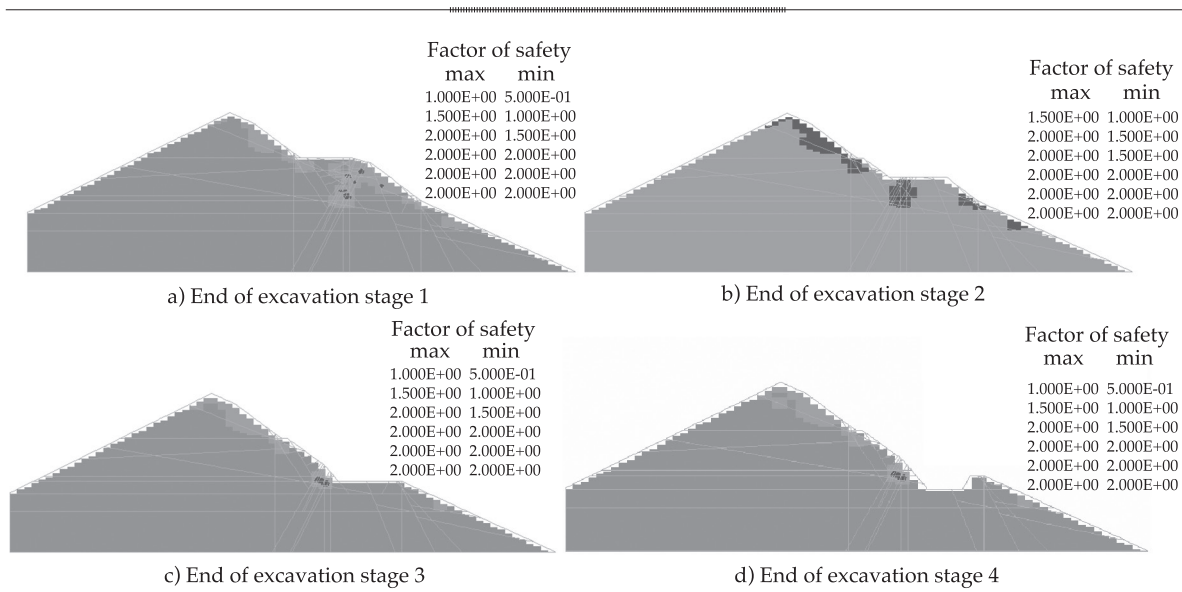


Figure 5. Evolution of safety factor due to excavation process.

detect any sign of rock movements and proceed to stabilize the area as required.

Seismic analysis

Despite the effect of transient loads can affect noticeably the behavior of rock masses, the physics of the phenomenon is poorly understood (Jing, 2003). Henceforth, linear elastic rock models are widely accepted for analyzing seismic rock mass responses. The dynamic response of the slope was computed

for both the OBE and the MCE according to the design criteria used for La Yesca dam (ICOLD, 2010). Synthetic earthquakes were developed to obtain the OBE and MCE time series. The input motions computed were representative of the Mexican subduction (Cocos plate) earthquake-generating mechanism.

The seismic response of the slope at the end of the excavation for the OBE earthquake is shown in figure 6, where it is seen that displacements up to 40 cm of were developed at the top of the slope. This indicates that

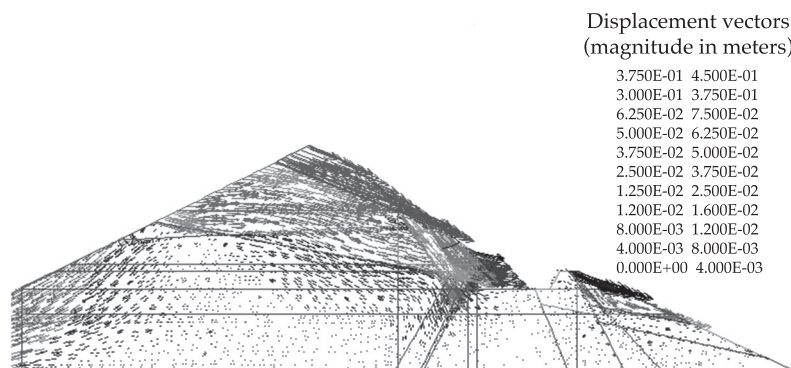


Figure 6. Resultant displacements at the end of the excavation.

instabilities can occur over that area, which in case of rock debris sliding towards the spillway channel, could lead to its obstruction or to a malfunction of it, endangering the dam itself. Also, the results show that a potentially unstable block can develop at the toe of the slope.

The MCE is a highly severe seismic event. The resultant slope displacements by action of this earthquake increase dramatically with respect to the OBE earthquake. At the top of the slope the displacements indicate the failure in this zone of the rock cut (figure 7). Displacements at the toe of the slope also increase strongly. Displacement magnitudes at the slope toe reach about 40 cm, thus indicating possible block detachments under the action of the maximum credible earthquake. That could lead to a major slope slide towards the spillway channel.

Corrective actions

The analysis results show the potential instabilities of the spillway slopes and hence impairing its correct operation. Accordingly it was decided to modify both its initial lay out and geometrical design. To this end The Federal Commission of Electricity (owner of the project) implemented important changes observed when comparing figure 8 (original design) with figures 9 and 10 (final design). The

main modification on the spillway lay out was changing the orientation (with respect to the original) in 28° to the southeast which reduced the slope maximum height by 15 m. This had a benefic effect in decreasing excavation volumes and lessening the hazard of falling rock blocks into the spillway channel that could likely impair its proper operation or even clog it, putting at a high risk the dam safety. Regarding the modification of the original spillway consisted in dividing the one channel section into a three channel section, which in addition to increasing the overall stability of the spillway slopes, the material volume excavation was decreased. Picture10 depict a view of the final configuration of the La Yesca dam spillway.

Conclusions

- From the analysis performed, it can be concluded that numerical modeling is an important tool in the assessment of geotechnical projects. Results from such analysis allow forestalling possible problems that can arise during project execution. Also, numerical modeling is a helpful tool for selecting the zones where detailed monitoring should be carried out.
- However, the numerical models, as it is well known, should be fed with realistic material properties obtained from laboratory and/or field tests in order to obtain meaningful

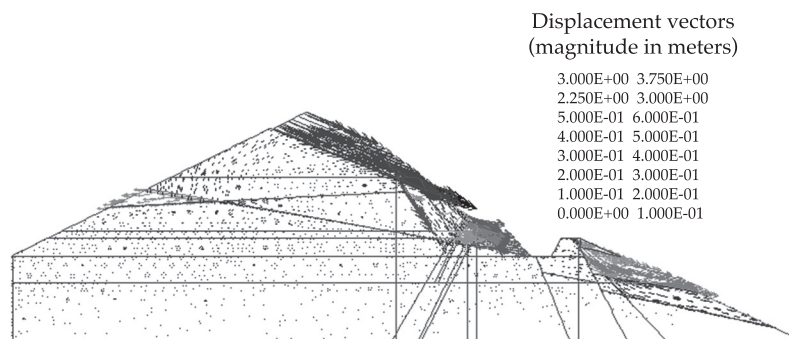


Figure 7. Resultant slope displacements by action of MCE.

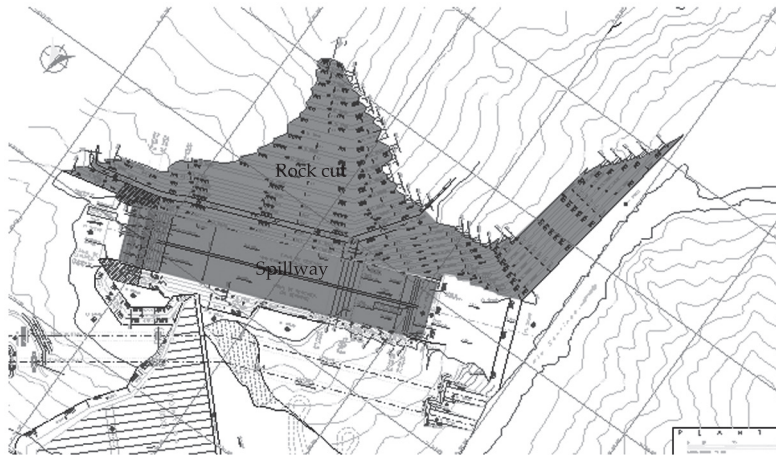


Figure 8. Original conception of the spillway.

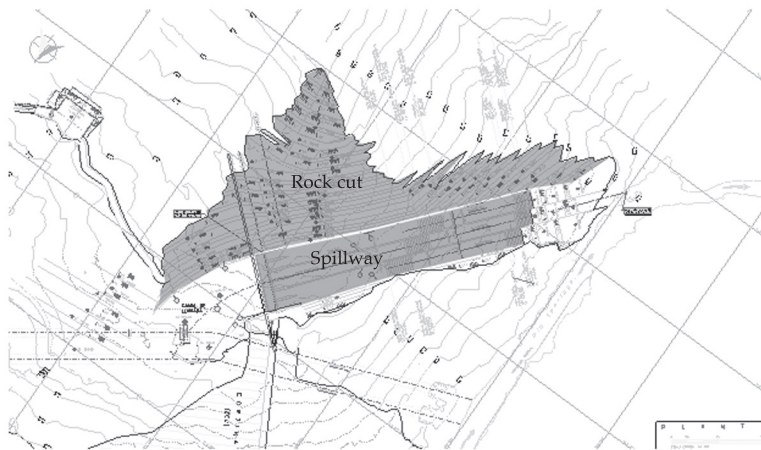


Figure 9. Final spillway design.



Figure 10. Final spillway conformation (Modified www.cfe.gob.mx).

results. When material properties are not known properly, parametric studies should be carried out to evaluate the influence of the various parameters. It is worth mentioning that the spillway, along its new trace and the geometry changes mentioned, was executed without any major problems. It is worth mentioning that numerical analysis allow determination of "hidden" problems, which with other procedures may not be detected. Accordingly, numerical methods are powerful tools that provide clues for taking educated design decisions and consequently improve structural security and help lowering risk levels.

- The implemented changes were very important, and the visualization of the potential problems only was possible with the 3D numerical study.

Posted: 16/04/13

Accepted: 11/04/13

References

- Brady, B. H. G., & Brown, E. T. (2004). *Rock Mechanics for Underground Mining* (3rd edition). Boston: Kluwer Academic Publishers.
- Byerlee, J. (1978). Friction of Rocks. *Pageoph*, 16, 615-26.
- CFE (2006). *Geological Survey Report for the Spillway Channel, La Yesca Hydroelectrical Project*. México, DF: CFE.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1997). Practical Estimates of Rock Mass Strength. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 34(8), 1165-86.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). *Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 Edition*. Mining and Tunnelling Innovation and Opportunity. In R. Hammah, W. Bawden, J. Curran, & M. Telesnicki (Eds.), *Proc. 5th North Am. Rock Mech. Symp. & 17th Tunn. Assn. Can. Conf.* (pp. 267-273), University of Toronto.
- ICOLD (2010). Concrete Face Rockfill Dams: Concepts for Design and Construction. *Bulletin*, 141, 108.
- Jing, L. (2003). A Review of Techniques, Advances and Outstanding Issues in Numerical Modelling for Rock Mechanics and Rock Engineering. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 40(3), 283-353.
- Kulhawy, F. H. (1975). Stress Deformation Properties of Rock and Rock Discontinuities. *Journal of Engineering Geology*, 9(4), 327-50.

Institutional address of authors

Dr. Eduardo Botero Jaramillo

Dr. Miguel P. Romo

Dr. Bogart Méndez

Instituto de Ingeniería

Universidad Nacional Autónoma de México

Ed. 4-217 Ciudad Universitaria, Delegación Coyoacán
04510 México, D.F., MÉXICO

Telephone: +52 (55) 56233 600, ext. 8462, 3648

eboj@pumas.iingen.unam.mx

mromo@pumas.iingen.unam.mx

bmendezu@iingen.unam.mx

Dr. Humberto Marengo

Comisión Federal de Electricidad

Río Mississippi 71, Colonia Cuauhtémoc

Tecoyotitla 262-3

06500 México, D.F., MÉXICO

Telephone: +52 (55) 5229 4400

Fax: +52 (55) 5207 0287

humberto.marengo@cfe.gob.mx



Haga clic aquí para escribir al autor

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.



Fuente Vasco de Quiroga, Pátzcuaro, Michoacán, México.

Foto: Fernando Flores Prior.

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)
• Cuadros. • Figuras. • Agradecimientos.	• 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)
• Cuerpo del texto. • Título del trabajo en inglés.	• 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.xxxxxxx](http://www.xxxxxxx)

Esto es: Apellido, A. A., & Apellido, B. B. (Año). Título del artículo. Título de la publicación, 1(2), 5-17. Recuperado de [http:// www.xxxxxxx](http://www.xxxxxxx)

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.

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, hrivas@tlaloc.imta.mx o a la licenciada Elizabeth Peña Montiel, elipena@tlaloc.imta.mx.

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, 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)	

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 a 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

Protección de pozos de abastecimiento. Indicadores de la calidad del agua subterránea

Marta Paris
Ofelia Tujchneider
Marcela Pérez
Mónica D'Elia

Aplicación de índices integradores de calidad hídrica al piedemonte andino argentino

Emilie Lavie
José A. Morábito
Santa E. Salatino

Metodología de agregación para estimar conductividades hidráulicas en suelos heterogéneos insaturados

Erik Zimmermann
Pedro Basile

Algoritmos de diagnóstico para fallas en ductos

Lizeth Torres
Cristina Verde
Rolando Carrera
Raúl Cayetano

La variabilidad climática de baja frecuencia en la modelación no estacionaria de los regímenes de las crecidas en las regiones hidrológicas Sinaloa y Presidio San Pedro

Jesús López-de la Cruz
Félix Francés

Relación gasto específico y transmisividad con flujo no lineal y pozo de penetración parcial

Armando O. Hernández-Valdés

Elevación máxima del agua en la laguna Mar Chiquita, Córdoba, Argentina

Mariana Pagot
Gerardo Hillman
Cecilia Pozzi-Piacenza
Paolo Gyssels
Antoine Patalano
Andrés Rodríguez

Notas técnicas

Reconstrucción híbrida del clima marítimo y su aplicación al estudio del transporte de sedimentos en la costa del Pacífico mexicano

José Cristóbal Medina-González
Gabriel Díaz-Hernández

Uso de imágenes de satélite para evaluar los efectos de cambio de cobertura de suelo en la escorrentía directa de una cuenca andina

César Cano
Andrea Andreoli
José Luis Arumi
Diego Rivera

Identificación de curva de escurrimiento en tres microcuencas del río Coatán, Chiapas, México

Homero Alonso-Sánchez
Laura Alicia Ibáñez-Castillo
Ramón Arteaga-Ramírez
Mario Alberto Vázquez-Peña

Tanques hidroneumáticos. Cálculo de la capacidad

Alfonso Herrán-Sandoval

Ampliación de registros de volumen escurrido anual con base en información regional y regresión de tipo Ridge

Daniel Francisco Campos-Aranda

Use of the Distinct Element Method as a Tool to Detect Stability Problems in Deep Spillway Excavations

Eduardo Botero-Jaramillo
Miguel P. Romo
Bogart Méndez
Humberto Marengo

Discusión

Guía para colaboradores

Technical articles

Supply Well Protection: Groundwater Quality Indicators

Marta Paris
Ofelia Tujchneider
Marcela Pérez
Mónica D'Elia

5

Application of an Integrated Water Quality Index in the Argentine Andean Piedmont

Emilie Lavie
José A. Morábito
Santa E. Salatino

23

Aggregation Methodology to Estimate Hydraulic Conductivity in Unsaturated Heterogeneous Soils

Erik Zimmermann
Pedro Basile

39

Diagnostic Algorithms to Detect Faults in Pipelines

Lizeth Torres
Cristina Verde
Rolando Carrera
Raúl Cayetano

57

Low-Frequency Climate Variability in the Non-Stationary Modeling of Flood Regimes in the Sinaloa and Presidio San Pedro Hydrologic Regions

Jesús López-de la Cruz
Félix Francés

79

Relation between Specific Capacity and Transmissivity with Non-linear Flow and Partial Penetration Well

Armando O. Hernández-Valdés

103

Maximum Water Level in Mar Chiquita, Lagoon, Cordoba, Argentina

Mariana Pagot
Gerardo Hillman
Cecilia Pozzi-Piacenza
Paolo Gyssels
Antoine Patalano
Andrés Rodríguez

119

Technical notes

Hybrid Maritime Climate Reconstruction and its Application to the Study of Sediment Transport in the Mexican Pacific Coast

José Cristóbal Medina-González
Gabriel Díaz-Hernández

135

Use of Satellite Images to Assess the Effects of Land Cover Change on Direct Runoff in the Andean Basin

César Cano
Andrea Andreoli
José Luis Arumi
Diego Rivera

145

Runoff Curve Identification in Three Micro-Basins of the Coatan River, Chiapas, Mexico

Homero Alonso-Sánchez
Laura Alicia Ibáñez-Castillo
Ramón Arteaga-Ramírez
Mario Alberto Vázquez-Peña

153

Calculation of Capacity of Hydropneumatic Tanks

Alfonso Herrán-Sandoval

163

Extension of Annual Runoff Volume Records Based on Regional Information and Ridge Regression

Daniel Francisco Campos-Aranda

173

El uso del método de los elementos distintos como una herramienta para la detección de problemas de estabilidad en las excavaciones del vertedero profundas

Eduardo Botero-Jaramillo
Miguel P. Romo
Bogart Méndez
Humberto Marengo

187

Discussion

Contributor's guide

197

199