CONAGUA 2017

XXVI CONGRESO NACIONAL DEL AGUA

SEPTIEMBRE 2017
Córdoba - Argentina

Titulo:

Anales de trabajos completos de XXVI CONAGUA

Tomo I – 1º edición

Compilador:

Andrés Rodríguez

ISBN: 978-

EDITADOR POR

Anales de trabajos completos de XXVI CONAGUA DATOS DEL ISBN

CONAGUA 2017

XXVI CONGRESO NACIONAL DEL AGUA

LA GESTION DEL AGUA ANTE LOS DESAFIOS CLIMATICOS Y AMBIENTALES

Acta de Trabajos Completos

de Congreso

Organizadores:

Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales – Universidad Nacional de Córdoba

Gobierno de la Provincia de Córdoba: Ministerio de Agua, Ambiente y Servicios Públicos

Empresa Provincial de Energía de Córdoba (EPEC)

Comité Permanente del Congreso Nacional del Agua

PATROCINADORES

AUTORIDADES PROVINCIALES:

Gobernador Provincial: Juan Schiaretti
Vicegobernador: Martin Llaryora
Ministro de Agua, Ambiente y Servicios Públicos: Fabián López
Secretaría de Recursos Hídricos: Edgar Castelló
Presidente Directorio EPEC: Luis Giovine

AUTORIDADES DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE CORDOBA:

Rector: Hugo Oscar Juri
Vicerrector: Ramón Pedro Yanzi Ferreira
Secretario General: Roberto Terzariol

AUTORIDADES DE LA FACULTAD DE CS. EXACTAS FÍSICAS Y NATURALES:

Decano: Pablo Recabarren
Vice-decana: Adriana Cerato
Secretario General: Daniel Lago
Secretario de Extensión: Luis Bosch

COMITÉ PERMANENTE DE LOS CONGRESOS NACIONALES DEL AGUA

Presidente: Juan Carlos Bertoni
Vicepresidente: Héctor Daniel Farías
Secretario: Antonio Milesi
Tesorero: Andrés Rodríguez
Vocal: Eric Zimmerman
Comisión revisora de cuentas: Cristóbal Lozeco, Raúl Lopardo, Eduardo Zamanillo. Suplente: Gabriel Caamaño Nelli.

COMITÉ ORGANIZADOR LOCAL:

Álvarez J., Baraquet M. M, Camponovo D., Camurri C., Díaz Lozada, J.M, Eder M., Flores Nieto F., Ingaramo R., Kelly Percichelli C., Menajovsky S., Rodríguez A., Soria A. y Vaschalde T.

COORDINACION COMITÉ CIENTIFICO:

Héctor Daniel Farías, Ricardo Ingaramo, Andrés Rodríguez y Juan Carlos Bertoni

DIFUSIÓN, COMUNICACIÓN Y DISEÑO

Javier Álvarez, Andrea Soria, Celeste Camurri y Agustina Sastre

INFRAESTRUCTURA Y LOGISTICA

Sergio Menajovsky y Andrea Soria

CULTURA DEL AGUA Y REVISTA CETA

Coro de la FCEFYN de la UNC, Zuzana Boneu y Marcelo García

PAGINA WEB

Lucas Gianre, Agustin Martina y Javier Álvarez

EXPO CONAGUA 2017

Diego Camponovo, Matías Eder, Nicolás Guillen y Andrea Soria

AUSPICIANTES

INTA – Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria
INA – Instituto Nacional del Agua
IAHR – International Association for Hydro-Environment Engineering
COHIFE – Consejo Hídrico Federal

COMITÉ CIENTIFICO

Abril, Ernesto
Alonso, Facundo
Álvarez, Javier
Araujo, Héctor Ricardo
Bachiega, Daniel
Basan Nickisch, Mario
Basile, Pedro
Bazán, Raquel
Bertoni, Juan Carlos
Bocanegra, Emilia
Cardini, Julio Cesar
Carro Pérez, Magalí
Catalini, Carlos
Chreties, Christian
Cioccale, Marcela
Collins, Jorge
Corral, Mariano
Cosavella, Ana
Currie, Héctor
Díaz, Eduardo Luis
Díaz, Érica
Díaz, Leandro Raúl
Díaz Lozada, José
Dolling, Oscar
Duarte, Oscar C.
Eder, Matias.
Farías, Héctor Daniel
Fernández Cirelli, Alicia
Flores Nieto, Federico
García, Carlos Marcelo
Guillén, Nicolás.
Gyssels, Paolo
Herrero, Horacio
Hillman, Gerardo
Ingaramo, Ricardo
Iturraspe, Rodolfo
Laboranti, Claudio
Larrosa, Nancy
Llop, Armando
Lopardo, Raúl A.
Menajovsky, Sergio
Menéndez, Ángel
Merg, Carlos
Millón, Jorge
Morabito, José
Moya, Gonzalo
Niño, Yarko.
Olmos, Luis
Oroná, Claudia
Pagot, Mariana
Paoli, Carlos Guillermo
Patalano, Antoine
Paz, María Eugenia
Pedocchi, Francisco
Pertusi, Laura
Pilar, Jorge
Plencovich, Gonzalo
Pozzi Piacenza, Cecilia
Prieto Garra, Daniel
Pusineri, Graciela
Ragessi, Matías
Ramonell, Carlos
Reyna, Santiago
Riccardi, Gerardo
Rodríguez, Andrés
Rodríguez, Leticia
Rohrman, Hugo
Romagnolli, Martín
Ruiz, Marcia
Rujana, Mario
Scacchi, Graciela
Scavuzzo, Marcelo
Schneider, Dagni
Schreider, Mario

Seoane, Rafael
Serra, Juan José
Silber, Mario
Spalleti, Pablo
Stenta, Hernán
Szupiany, Ricardo
Tarrab, Leticia
Testa, Alejo
Toselli, Luis
Tuchneider, Ofelia
Valiente, Miguel
Vanlesberg, Susana
Vicario, Leticia
Villanueva, Adolfo
Vives, Luis
Weber, Juan F
Zamanillo, Eduardo
Zimmerman, Eric
Zucarelli, Viviana

PROLOGO

Sobre el XXVI Congreso Nacional del Agua

Los factores motivadores fundamentales de la realización del Congreso Nacional del Agua de Argentina (CONAGUA) surgieron de la intensa actividad de ingeniería asociada a los recursos hídricos y de un ferviente historial hidráulico de los profesionales de la Dirección General de Hidráulica de la Provincia de Córdoba en los inicios de los años 60.

A partir de ese momento y con el transcurrir del tiempo, los Congresos Nacionales del Agua se han ido convirtiendo en el encuentro técnico-científico y de gestión del agua más tradicional, numeroso y completo (por su transversalidad y cantidad de ejes temáticos) de la Argentina, por lo cual ha cobrado trascendencia a nivel Regional y Latinoamericano.

A partir del año 1963 y hasta el momento la historia registra 25 ediciones realizadas, en la mayoría de los casos con frecuencia bianual. El Comité Permanente se ha ocupado a lo largo de 54 años de mantener la vigencia del Congreso Nacional del Agua e estrecha colaboración con los organizadores provinciales y locales de cada Congreso.

Tiene un carácter amplio: en lo territorial recorriendo casi todas las Provincias Argentinas, y países tales como Bolivia, Brasil, Colombia, Ecuador, México, y Uruguay, en lo político por su carácter federal, y en lo temático cubriendo prácticamente todas las especialidades asociadas al agua.

En esta oportunidad bajo el lema ***"La gestión del agua ante los desafíos climáticos y ambientales"*** *reunirá a cerca de 1000 profesionales del sector para compartir y discutir los problemas que nuestra sociedad y país tienen alrededor del agua. Esto se promueve a través de las propias presentaciones orales (cerca de 280) y en poster (cerca de 40), de 3 mesas redondas, 5 sesiones especiales y 3 conferencias plenarias, todas con profesionales reconocidos de la materia.*

La difusión del material del Congreso incluye la publicación del libro (con ISBN) de los Resúmenes Extendidos evaluados previamente por el Comité Científico, la publicación de los artículos completos en libro con formato digital, y la publicación de los mejores artículos de cada eje temático y del artículo del Premio INA en la Revista (con ISSN) Ciencia Tecnología e Innovación del CETA de la FCEFyN de la Universidad Nacional de Córdoba (retomando la tradición iniciada en el XXIV CONAGUA de Resistencia).

El presente libro digital contiene los trabajos completos in-extenso, que complementa a la versión impresa de los resúmenes extendidos, e incluye los textos completos de las 323 contribuciones aceptadas para el presente Congreso. A continuación se presenta la cantidad de trabajos según el área temática:

Eje temático A: HIDRÁULICA FLUVIAL Y MARÍTIMA 28

Eje temático B: OBRAS HIDRÁULICAS 22

Eje temático C: LEGISLACIÓN DEL AGUA, PLANIFICACIÓN Y ECONOMÍA DEL AGUA 46

Eje temático D: AGUAS SUBTERRANEAS	*22*
Eje temático E: HIDROLOGIA URBANA Y RURAL	*62*
Eje temático F : RIEGO Y DRENAJE	*31*
Eje temático G: INGENIERIA SANITARIA, AMBIENTAL Y CALIDAD DEL AGUA	*67*
Eje temático H: AGUA, SOCIEDAD, SALUD, CULTURA Y EDUCACIÓN	*16*
Eje temático I: SENSORES REMOTOS Y SIG	*19*
Eje temático J: VARIABILIDAD Y CAMBIO CLIMATICO	*10*

Se estima que tanto en el libro de memorias, como en las presentaciones queda sintetizado el estado del arte de los estudios e investigaciones en el área de recursos hídricos en Argentina.

Se espera que los trabajos publicados puedan resultar útiles para aportar elementos que contribuyan a la solución de diversos problemas con los que se enfrentan a diario técnicos, profesionales, investigadores y funcionarios que habitualmente tienen que tratar con temas vinculados al aprovechamiento, gestión, control y preservación de los recursos hídricos.

En esta XXVI edición agradecemos a las 4 Instituciones organizadoras, a las auspiciantes –especialmente al INA y al COHIFE-, y particularmente a todo el personal involucrado que desinteresadamente ha trabajado y hecho posible el CONAGUA.

Comité Organizador

HIDROLOGÍA URBANA Y RURAL

EJE TEMATICO E: HIDROLOGIA URBANA Y RURAL

Recomposición del valle de inundaciones en zonas urbanas - Agostinelli, Sergio Pág.16
Calibración de un modelo hidrológico de transformación precipitación-caudal mediante aforos con LSPIV. - Aguirre, Héctor D. Pág.18
Curva altura-caudal para el río San Antonio de Córdoba.- Alonso,Facundo Pág.32
Análisis de la disponibilidad de agua superficial para consumo ante distintos escenarios de precipitación en la cuenca del río San Antonio, Provincia de Córdoba - Álvarez, Javier.....Pág.47
Diagnóstico de un sistema pluvial urbano singular apoyado en registros locales de datos meteorológicos. - Angheben, Enrique.....Pág.49
Análisis espacial de lluvia-caudal en la cuenca alta del río Ivai a partir de modelos copula. - Ávila Rangel, Leandro Pág.62
Caracterización de sequías hidrológicas en cuencas de la Patagonia de la República Argentina - Bais, Magalí Pág.72
Coeficientes de decaimiento areal de la lluvia en el gran San Miguel de Tucumán según la escala de la tormenta. - Bazzano, Flavia Pág.83
Hietogramas para diseño hidrológico: Contraste de técnicas aplicadas en San Miguel de Tucumán. - Bazzano, Flavia Pág.95
Modificación de la predicción estadística de la precipitación máxima probable. - Bazzano, Flavia Pág.109
Modelo espacial de tormentas intensas con pocos registros. - Bonilla, Jorge Fabián Pág.120
Modelización hidrológica distribuida para el plan integral de obras de regulación y saneamiento del río Luján. - Cardini, Julio César Pág.134
Evaluación local de amenazas – Sistema de gestión de amenazas. – Catalini, Carlos Pág.149
Importantes avances en los pronósticos de derrames en ríos Cuyanos y en la medición del Manto Níveo. – Cinca, Hugo Gerardo Pág.161
Vulnerabilidad de la población a precipitaciones que exceden la capacidad del sistema de desagües - Cipponeri, Marcos.....Pág.172
Utilización de reservorios como medidas de amortiguación de crecidas en cuencas urbanas (A° Ludueña-Argentina) - Collins, Jorge.....Pág.187
Sistema de información geográfica y modelo de simulación hidrológica aplicado a una cuenca rural del sur oeste de Córdoba. - Corigliano, José Pág.197
Diagnostico qualitativo das condições hídrica e estructural em área de entorno de nascentes no município de Belo Horizonte (MG) Brasil - da Silva Galvão, Natalia.....Pág.212
Análise multitemporal da disponibilidade hídrica superficial de reservatórios na sub-bacia hidrográfica do arroio Ibirocai (1970-2016) Brasil - Della Flora, Bruna.....Pág.218
Dinámica de caudales de superficie en la región hidrográfica del río Gallegos (Santa Cruz, Argentina) - Díaz, Boris G. Pág.226
Evaluación de sequías hidrológicas en estaciones hidrométricas de la región central de Argentina. - Elcano, Giuliana.....Pág.228
Hacia el dominio de ríos secos en el pedemonte cuyano. - Espinosa, Gerardo A. Pág.237
Estimación de cota de espera de eventos extremos mediante curvas de relación VDT para el dique san roque, provincia de Córdoba - Ferreira, Darío Franco Pág.252
Ascenso de napas en la llanura bonaerense. Influencias del uso del suelo y de las precipitaciones. - García, Pablo E. Pág.259
Relevamiento de la red freatimétrica e hidrometeorológica en cuencas hidrográficas. - Giorgis, Ana Pág.265

Aplicación de LSPIV en estudios hidrológicos e hidráulicos. - Guillen, Nicolás.....Pág.276
Estimación de láminas de lluvias máximas diarias y sus parámetros estadísticos en Argentina. - Guillén, Nicolás.....Pág.278
Ensayos preliminares para verificar la eficacia hidrológica de cubiertas verdes en el área metropolitana del gran Resistencia. - Holsbach, Néstor Iván.....Pág.280
Integración de redes de monitoreo hidrometeorológico en la provincia de Córdoba. - Ingaramo, Ricardo.....Pág.286
Análisis de frecuencia regional para caudal máximo en cuencas de la región de cuyo, Argentina. - Lauro, Carolina.....Pág.300
Implementación operativa de un pronóstico numérico de alta resolución - Lighezzolo, Andrés.....Pág.302
Caracterización de la oferta superficial del sistema río Diamante. - Liseno, FedericoPág.322
Redes neuronales artificiales ANNs: ríos Neuquén; Limay y Collón Cura. - López, Ana Guadalupe.....Pág.324
Determinação da eficiência de drenagem de pavimento intertravado de concreto permeável sob diferentes intesidades de precipitação - Magno dos Santos e Silva, Angelo.....Pág.339
Caracterización hidrológica del faldeo norte de las sierras de Tandil. - Mena, Lucas Pág.347
Distribución espacial de la escorrentía, sector superior de la cuenca del río Santa Cruz, San Juan – Mendoza, Martin.....Pág.358
Uso de retardadores al escurrimiento superficial en El Lote en la ciudad de Corrientes, Argentina - Mendoza, Renato.....Pág.364
Estudio comparativo entre las IDT medidas y sintéticas para varias localidades de la Pcia. de Santiago del Estero - Olmos, Luis.....Pág.379
Modelación hidrodinámica del desagüe pluvial sur de la ciudad de Santiago del Estero. - Olmos, Luis.....Pág.389
Urbanización e impacto hidrológico cero en la ciudad de Resistencia, Chaco. – Pilar, Jorge.....Pág.403
Modelos multivariados de generación de lluvias sintéticas diarias: estado de arte. - Ploszai, Robinson.....Pág.412
Aplicabilidad de índices de alteración hidrológica en ríos regulados de Argentina - Prieto Villarroya, Jorge.....Pág.425
Evaluación del desempeño de un dispositivo de detención extendida de espectro completo en distintos escenarios de cuenca urbana del nordeste argentino. - Ramos Vernieri, Francisco Javier.....Pág.433
Duración critica de lluvia de diseño aplicando modelos de transformación lluvia caudal cuenca de aporte del río Guanusacate, Jesús María -Córdoba – Rico, Andrea.....Pág.448
Análisis de un evento hidrológico extremo y su impacto en los bañados del río Dulce y la Laguna Mar Chiquita, Córdoba - Rodríguez, Andrés.....Pág.455
Modelación Hidrológica del arroyo Villegas en el Valle de Uco. - Roselló, Matías Nicolás.....Pág.457
Dinámica de áreas fuentes variables en sistemas hidrológicos de llanura: Nuevo índice similitud hidrológica. - Scioli, Carlos.....Pág.468
Dinámica de áreas fuentes variables en sistemas hidrológicos de llanura: Implementación del modelo Mike She. - Scioli, Carlos.....Pág.470
Sistema de alerta preliminar contra inundaciones (SAPI) basado en el uso de dos modelos complementarios. - Scuderi, Carlos.....Pág.472

Indicadores de caudales máximos en cuencos urbanos de Comodoro Rivadavia ocasionados por la tormenta severa de marzo-abril de 2017 - Serra, Juan Pág.489
Selección de eventos hidrometeorológicos severos en la Patagonia Argentina. - Serra, Juan Pág.496
Análisis preliminar de la distribución temporal de tormentas con tormentas con datos de la red telemétrica - Serra, Silvina Pág.514
Aplicación y calibración de un modelo hidrológico distribuido en una cuenca urbana. - Stehli, Pablo Tomás..... Pág.525
Modelación del escurrimiento superficial en la cuenca del A° Seco (Santa Fe) para el evento extremo del día 15 de enero de 2017 - Stenta, Hernán R..... Pág.527
Caracterización de la sequía (2015-2016) ocurrida en la puna jujeña. - Valdiviezo, Mónica..... Pág.541
Identificación y caracterización de sequías hidrológicas con demanda variable en los valles de Tulum, Ullúm y Zonda. - Vega Pedrozo, Cristian Pág.549
Gestión de humedales utilizando indicadores biológicos y Modelación matemática: El bañado del Taim (RS, BR) - Villanueva, Adolfo..... Pág.557
Información pluviométrica y pluviográfica en la provincia de La Rioja. - Weber, Juan Pág.564
Mediciones preliminares a campo del impacto del fuego en la capacidad de infiltración. - Weber, Juan. Pág.578
Modelación hidrológica distribuida de cuencas torrenciales en la provincia de Catamarca. - Weber, Juan. Pág.590
Qom, modelo hidrológico simple para abstraer volúmenes de lluvia. - Zavala, Gustavo R. Pág.605
Estudio de la evolución de la impermeabilidad y su impacto hidrológico en la cuenca urbana de la laguna Arazá, Resistencia, Chaco. - Zalechak, Ricardo Pág.643
Análisis de la disponibilidad de agua superficial para consumo ante distintos escenarios de precipitación en la cuenca del río San Antonio, Provincia de Córdoba - Álvarez, Javier..... Pág.658

RECOMPOSICIÓN DEL VALLE DE INUNDACIONES EN LA CUENCA DEL ARROYO MEDRANO

Ing. Sergio Ricardo Agostinelli
Argentina
Av. Dorrego 1789 6to piso Of. 601 – CABA, 1140281281, ingsra@yahoo.com.ar

Introducción

Es sabido que la mayoría de las ciudades en Argentina primitivamente se asentaron sobre las orillas de los ríos; el posterior crecimiento desmedido de ellas sin un planeamiento Urbano Ambiental y con muy poca ingeniería trajo aparejado graves problemas de inundaciones.

Ante la imposibilidad de conducir los volúmenes de agua que se generan durante los sucesos de tormentas, resulta esencial buscar demorar el paso del agua, reteniéndola en lugares donde los espacios físicos disponibles y los desniveles entre el punto de derivación y de retorno, permiten su acumulación transitoria, hasta que el pico de la crecida haya pasado y el conducto de descarga existente lo pueda conducir.

Objetivos

Se plantea como alternativa una serie de trabajos estructurales tendiente a recuperar el valle de inundación, a los fines de mitigar los daños producidos por las lluvias. Los mismos consisten en, después de estudiar el comportamiento de las aguas en una tormenta y realizar nivelaciones de la zona, utilizar las zonas públicas o vacantes dentro de la ciudad para realizar retenes temporarios, los que armados en distintos sectores de la cuenca hidráulica van cumpliendo la función del valle de inundaciones, reteniendo el agua de lluvia en el pico y devolviéndola a la cuenca cuando los conductos tengan capacidad de conducción, sin necesidad de bombeo, es decir con un funcionamiento natural por diferencias de alturas.

Dentro de la formulación del Plan Hidráulico del Partido de Vicente López, existen 3 retenedores, uno ubicado en la Plaza La Paz, el segundo en el Lote conocido como U23, aguas arriba de este, y el tercero, dentro de la playa de cargas del FFCC Belgrano, ubicado aguas abajo (ver figura 1).

El objetivo de los mismos es el de mitigar las inundaciones que afectan a la cuenca Holmberg, una subcuenca del arroyo Medrano, en el partido antes mencionado, durante eventos extremos.

Figura 1.- Plano con mancha de inundación y ubicación de retenedores. Vicente López – 2 de Abril de 2013.

Materiales y Métodos

El retén consiste en una obra que comprende la realización de un movimiento de suelo (desmonte y nivelación) de un volumen importante, la construcción, provisión y colocación de las cañerías pluviales de carga y descarga del retenedor, su posterior parquización y obras complementarias. Estas últimas son cámaras de derivación y retorno de la red pluvial existente, y obras de descarga y captación en el cuenco del retenedor.

Para definir el volumen de agua a acumular se han tenido en cuenta dos premisas: a) la superficie disponible y la profundidad a la que se puede llegar sin afectar el plano del nivel freático y b) los lineamientos dados por lo que manejan el espacio público y la seguridad del Municipio en relación a la profundidad que se le da al mismo.

La estrategia hidráulica es buscar el punto más alto y comprometido del arroyo entubado y realizar derivaciones hacia el retén, logrando que de esa manera por diferencias de presiones el retén tome el caudal remanente, sacándolo de la red y minimizando el agua en superficie.

Otras premisas que se tienen presentes para el diseño de los retenedores son el escurrimiento y la velocidad de entrada y de salida, sabiendo que finalizada la tormenta el retenedor de agua se debe convertir nuevamente en espacio público liberado al uso de la población, resultados logrados con un mínimo impacto ambiental.

Evaluación de Resultados

El comportamiento de la red pluvial en Vicente López se ha verificado como insuficiente en varios eventos, en particular el 02 de Abril del año 2013. Esta situación es aún más crítica en la sub-cuenca Holmberg. Por lo cual ante la imposibilidad de conducir los volúmenes de agua que se generan durante los sucesos de tormentas que llegaren a superar la recurrencia TR=2 años, resultó esencial buscar demorar el paso del agua, reteniéndola en lugares donde los espacios físicos disponibles y los desniveles entre el punto de derivación y de retorno, permiten su acumulación transitoria, hasta que el pico de la crecida haya pasado y el conducto de descarga existente lo pueda conducir.

Cabe destacar, además, que la problemática de las inundaciones es una preocupación constante, es por ello que la promoción de medidas que contribuyen a mitigar el impacto de estas catástrofes es parte de las funciones que se encomienda en defensa y protección de derechos de los vecinos.

Las inundaciones ocasionan graves problemas sanitarios, que no solamente se presentan en el momento de la inundación, ya que estos se prolongan cuando se produce el descenso de las aguas y en el retorno a los hogares.

Por lo dicho anteriormente, se observa como consecuencia directa que las obras de los retenedores alivian notablemente la situación crítica de conducción hidráulica que existía antes de la ejecución de los mismos. Disminuye el agua en calle, por

lo tanto, el primer efecto a mencionar es la mitigación de las inundaciones, brindándole así a los vecinos afectados por este tipo de catástrofes una mejor calidad de vida, y tranquilidad ante lluvias extremas; minorando pérdidas económicas y evitando las humanas.

Por otro lado, se puede notar también el embellecimiento del espacio público al combinar una solución hidráulica junto con un fin recreativo; fomentando así la participación ciudadana (ver figura 2).

Figura 2.- Uso del espacio verde, Retén Plaza La Paz.

Aplicaciones

Este tipo de obra se recomienda aplicarla en las zonas urbanas en las cuales los municipios no cuenten con los fondos suficientes para afrontar obras estructurales complejas que den una solución definitiva a los vecinos durante eventos extremos, por eso la aplicación de este proyecto en la cuenca del Medrano dentro del Parque Sarmiento (ver figura 3) en la Ciudad de Buenos Aires favoreció aún más el buen funcionamiento de la misma.

Figura 3.- Parque Sarmiento.

Conclusiones

Los retenes son un tipo de obra de alta vialidad y factibilidad técnica, que logra mejorar la calidad de vida de los vecinos que se enfrentan ante las inundaciones. Aun así, no se debe olvidar que es una tarea paliativa; mitiga las inundaciones ante eventos extremos disminuyendo el agua en calle.

A su vez, de esta forma, se logra la optimización del funcionamiento de los conductos existente, mejorando así la recurrencia hidráulica de toda la cuenca.

Para tratar la problemática planteada, no sólo hay que tener en cuenta la ejecución de obras hidráulicas para la desafectación de los vecinos ante estas catástrofes, sino también se debe actuar en conjunto entre el municipio que tiene el interés de resolver la situación, los municipios que integran la cuenca y los vecinos del lugar para una exitosa solución integradora.

CALIBRACIÓN DE UN MODELO HIDROLÓGICO DE TRANSFORMACIÓN PRECIPITACIÓN-CAUDAL MEDIANTE AFOROS CON LSPIV

Héctor D. Aguirre[1], M. Florencia Nanni[1], Flavia M. Bazzano[1,3], Antoine Pantalano[2,3] y Carlos Marcelo Gracía[2,3]

[1]Laboratorio de Construcciones Hidráulicas, Universidad Nacional de Tucumán, Argentina
[2]Centro de Estudios y Tecnología del Agua, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina
[3]Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas, Argentina
Av. Independencia 1800 – S.M. de Tucumán – Tucumán - Argentina
E-mail: hdaguirre@gmail.com

RESUMEN

En el presente artículo se desarrolla la calibración de un modelo hidrológico agregado y determinístico para la cuenca de aporte del Canal de Desagües Maestro Sud, perteneciente al Gran San Miguel de Tucumán, Tucumán, Argentina. La motivación reside en su importancia en el desagüe pluvial de dicho casco urbano.
Por un lado se realizó el aforo mediante captura de videos del flujo circulante por el canal durante la tormenta del día 09/03/2017, que luego se procesaron mediante herramientas computacionales. Con esto se obtuvieron caudales asociados a los horarios de grabación.
Por otra parte, se elaboró un modelo hidrológico con el software HEC-HMS, donde se cargó como dato de precipitación los registrados por las estaciones San Pablo y El Colmenar para la misma tormenta, ponderados para cada subcuenca.
Con los datos obtenidos de ambos desarrollos se procedió a la calibración del modelo considerando los datos relevados con LSPIV como válidos, mediante un proceso iterativo de los parámetros tiempo de concentración y coeficiente de pérdidas CN principalmente.

ABSTRACT

In the present paper we develop the calibration of an aggregate and deterministic hydrological model for the Drainage Channel Maestro Sud basin, located in the Great San Miguel of Tucumán, Argentina. The motivation lies in its importance for the urban area rainwater drainage.
On one hand, we measured the flow during the storm of 09/03/2017with video captures, which were processed using computational tools. With this, we obtained flow rates associated with the recording times.
On the other side, a hydrological model was developed with HEC-HMS software, where the rainfall data were recorded by the San Pablo and El Colmenar stations for the same storm, weighted for each sub-basin.
With the data obtained for both results, the model was calibrated considering the LSPIV data as valid, through an iterative process of the concentration time and losses coefficient CN parameters mainly.

INTRODUCCIÓN

La frecuente escasez de series históricas de caudal deriva en su evaluación a partir de la lluvia causal mediante un modelo de transformación Precipitación – Escorrentía calibrado según las condiciones locales observadas.

El uso de modelos de transformación es habitual para el estudio de crecidas que tienen como finalidad la delimitación de zonas inundables, impacto de obras de infraestructura, diseño de obras parar prevención de inundaciones, impacto de urbanizaciones e impacto de obras de saneamiento hídrico, entre otras. Un ejemplo de ello es el “Estudio hidrológico para el diseño de Laguna de Atenuación de Crecientes, San José – S. M. de Tucumán elaborado por Nanni y Aguirre (2016).

La limitante para la calibración de dichos modelos es la carencia de mediciones de caudal,

que permitan evaluar el resultado obtenido de la simulación, sobretodo en cuencas urbanas donde los aforos no son frecuentes. Sin embargo, el desarrollo de técnicas computacionales como la Velocimetría por Imágenes de Partículas a Gran Escala (LSPIV), permite valorar caudales fácilmente con recursos accesibles. El procedimiento implica la grabación de videos del escurrimiento durante el episodio lluvioso, que luego son procesados para obtener el campo de velocidades superficiales y finalmente el caudal. Esta técnica de medición ha sido empleada con diferentes fines en distintas provincias de la Argentina (Córdoba, Catamarca, Tucumán, Salta, entre otras) y en distintos lugares del Mundo (Nueva Zelandia, Estados Unidos, Paraguay, etc.). Ejemplo de ellos son los siguientes trabajos desarrollados: "Implementación de la Técnica Experimental de Velocimetría por Imágenes de Partículas (PIV) para cuantificar el recurso hídrico superficial en cursos Fluviales de la Provincia de Tucumán" de Aguirre et al (2015), "Evaluación indirecta de caudales escurridos en un evento de crecida en el Río Chuscha, Cafayate, Salta" Guillen et al (2016), "Cuantificación de caudales durante inundaciones urbanas aplicando LSPIV" Guillen et al (2016), "Evaluación experimental de la técnica de velocimetría por seguimiento de partículas para la determinación de caudales en ríos serranos" Patalano et al (2014).

A partir del aforo de la creciente del Canal Maestro de Desagües Sud en la ciudad de San Miguel de Tucumán ocurrida el 09/03/2017 y el registro de la tormenta causal a partir de las estaciones San Pablo y El Colmenar, ubicadas cercanas a la superficie de aporte, se construyó un modelo HEC-HMS a fin de calibrar los parámetros hidrológicos característicos de la cuenca, que surgen de la comparación con los resultados obtenidos de los aforos realizados mediante la aplicación de la técnica LSPIV durante el evento pluviométrico mencionado.

OBJETIVOS

El objetivo Principal del trabajo es avanzar en el conocimiento del comportamiento hidrológico de la cuenca de aporte semi-urbana del Canal Maestro de Desagües Sud. Este conocimiento posibilita la elaboración de modelos hidrológicos que simulen con mayor representatividad lo que ocurre en la realidad, para su posterior utilización en la determinación de zonas inundables, delimitación de zonas de riesgo, conocimiento del campo de velocidades, niveles de agua asociados a caudales de escurrimiento, etc.

Como objetivo específico se plantea la calibración de los parámetros hidrológicos característicos de la cuenca de aporte del Canal de Desagües Maestro Sud.

SISTEMA DE ESTUDIO

La cuenca de estudio se encuentra emplazada en el Gran San Miguel de Tucumán y comprende parte de los departamentos de San Miguel de Tucumán, Yerba Buena, Lules y Tafí Viejo.
Este conglomerado concentra el 50% de la población de la provincia. El mismo sufrió un acelerado crecimiento sin un adecuado planeamiento de los desagües pluviales, provocando un aumento de las inundaciones urbanas, con el consecuente deterioro de la calidad de vida de la población.

La cuenca de aporte abarca un área aproximada de 109 km^2. La pendiente predominante tiene sentido NO-SE. Esta abarca ambientes de los más diversos, desde las sierras del faldeo

oriental de San Javier, con picos de casi 1750 msnm, pasando por el pedemonte, hasta la llanura urbanizada del este de la cuenca.

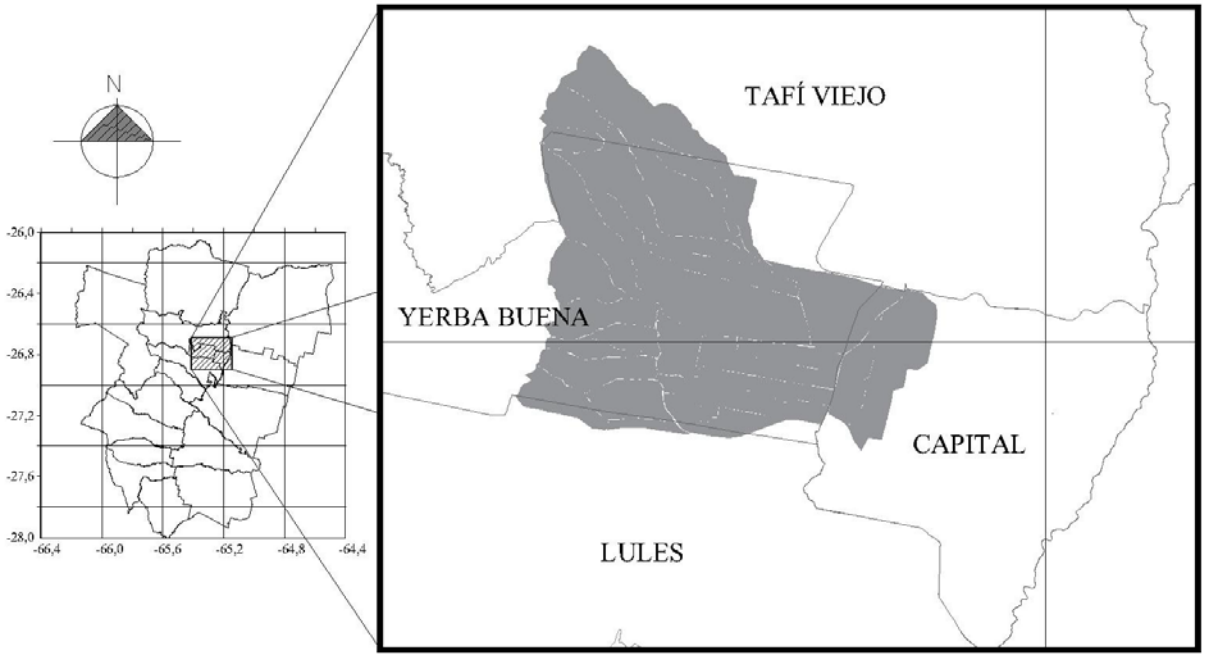


Figura 1.- Ubicación general de la cuenca del Canal Maestro de Desagües sud tomando como punto de cierre la intersección con la Av. Presidente Néstor Kirchner.

El Canal Sur es uno de los principales colectores pluviales de este gran conglomerado. Sus principales afluentes son los Canales San José, Cainzo-Las Piedras y Yerba Buena, aunque este último se encuentra en el tramo final del punto de cierre de la cuenca planteada para este estudio. La descarga final se efectúa en el Río Salí.

El régimen regional de lluvias es subtropical (Prohaska, 1976), con una alta concentración estival de la precipitación, ocurriendo entre noviembre y marzo entre el 50% y el 80% de las lluvias anuales, seguidas de una estación invernal seca. La variabilidad espacial de la precipitación se encuentra fuertemente influenciada por el importante cordón montañoso al oeste y las sierras del norte que, aunque son de menor altura, inciden en la conformación de los intensos episodios pluviales.

AFOROS CON LSPIV

El 09/03/2017 a las 17:00 comenzó una tormenta de 4 horas de duración que registró en la estación San Pablo una altura de lámina de 64,3mm y en la estación El colmenar 70,2mm. Luego se observaron eventos menores que arrojaron en las 24 horas de ese día, una precipitación de 75,3 mm en la estación San Pablo y en la estación El Colmenar 71,0mm.

Durante este evento se realizaron aforos mediante la captura de cinco videos del flujo circulante en el Canal Maestro Sud, en coincidencia con el puente de la Av. Presidente N. Kirchner. Los videos fueron grabados con una cámara digital Sony modelo W830 con una resolución de 1920 x 1080 pixeles a una frecuencia de 30 cuadros por segundos a las 19:50hs, 20:00hs, 20:20hs, 20.40hs y 21:00hs, con duraciones disimiles con un mínimo de 20segundos según las recomendaciones dadas por el Centro de Estudios y Tecnología del Agua (CETA).

El procesamiento de los mismos se realizó mediante las herramientas computacionales PIVlab

1.4 y RIVeR 2.2 desarrollado con Matlab® por Thielicke y Stamhuis (2010), y Patalano y García, (2016), respectivamente.

La secuencia metodológica desarrollada en el procesamiento de los videos, se detalla a continuación:

- Pre-procesamiento de imagen que consiste en transformar las imágenes en escala de grises y aplicar distintos filtros a fin de identificar los patrones de flujo.
- Determinación de desplazamientos de los patrones detectados en la secuencia de imágenes y extracción de la velocidad del flujo en tiempo y espacio, en un marco de referencia Eureliano.
- Post-Procesamiento que consiste en rectificar los resultados a una vista ortogonal y calibrarlos para transformar las velocidades en [pixel/intervalo] entre imágenes sucesivas a [m/s].

Para realizar el proceso de rectificación fue necesario conocer cuatro puntos de control y las seis distancias entre los mismos. Estos cuatro puntos de control ya se encontraban previamente identificados y medidas las respectivas distancias entre los mismos, mediante el uso de una estación total marca Topcom. Los puntos de control identificados se muestran en la Figura 2.

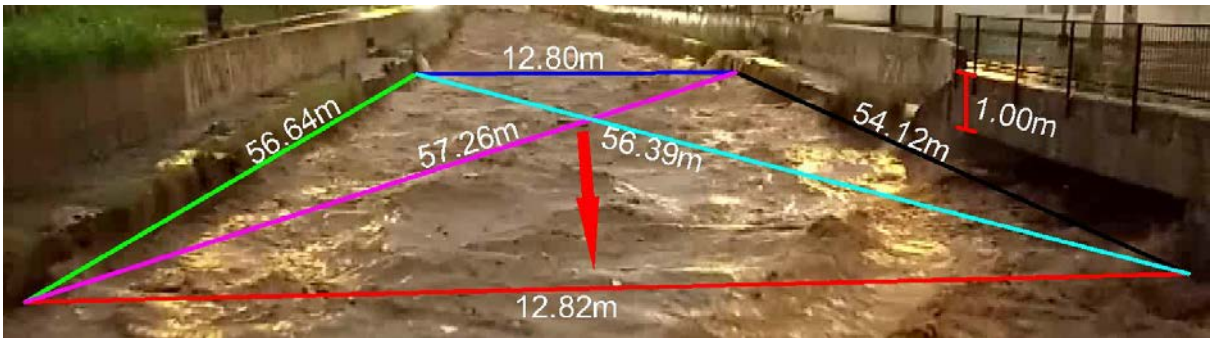


Figura 2.- Imagen obtenida de una captura de video con los puntos de control identificados, las distancias entre los mismos y la distancia de referencia para obtener los niveles de agua.

Mediante la rectificación de los resultados, se obtuvo el campo de velocidad superficial para cada uno de los videos capturados. A partir de estos valores fue posible calcular la velocidad media superficial y mediante la adopción de la relación "α"entre los valores medios de la velocidad media del flujo en la columna de agua y los valores de velocidades superficiales, igual a 1 (para condiciones de crecida), fue posible estimar la velocidad media del flujo en la vertical.

Luego, gracias al conocimiento de la sección de escurrimiento y a la medición de una dimensión de referencia fue posible determinar el nivel de agua alcanzado y de esta manera determinar finalmente el área total de escurrimiento, para la aplicación final de la ecuación de continuidad. Ver figuras 3, 4 y 5.

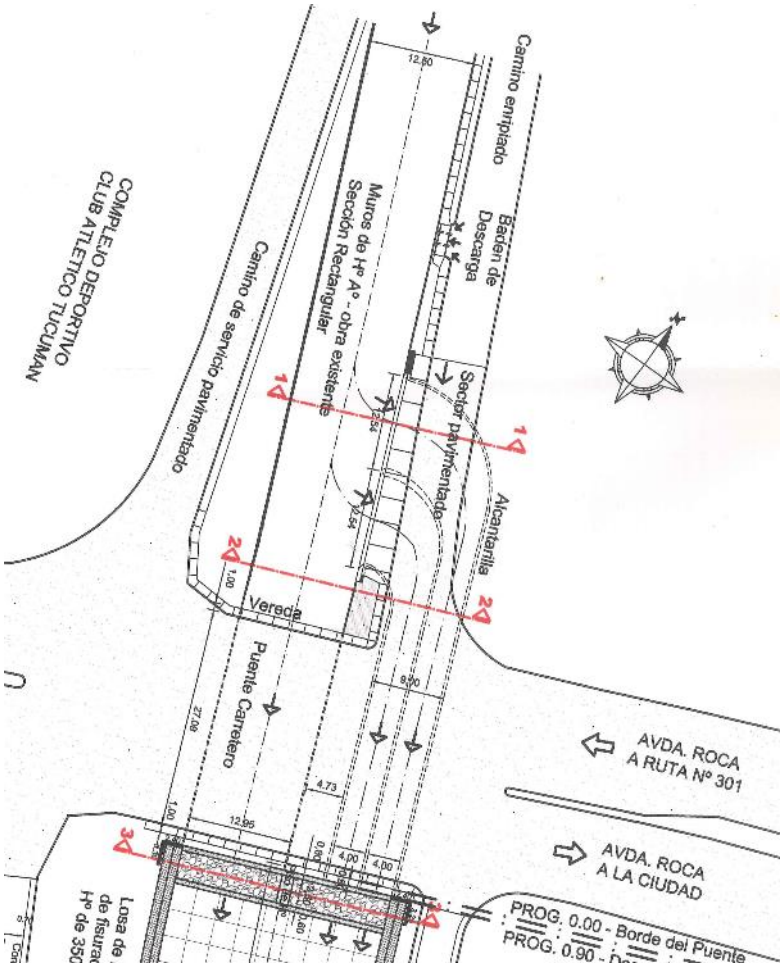


Figura 3.- Plano conforme a obra de la obra de reparación del Canal Sud, tramo RP N° 301-Av. Independencia. Vista de planta del sector donde se realizaron los aforos.

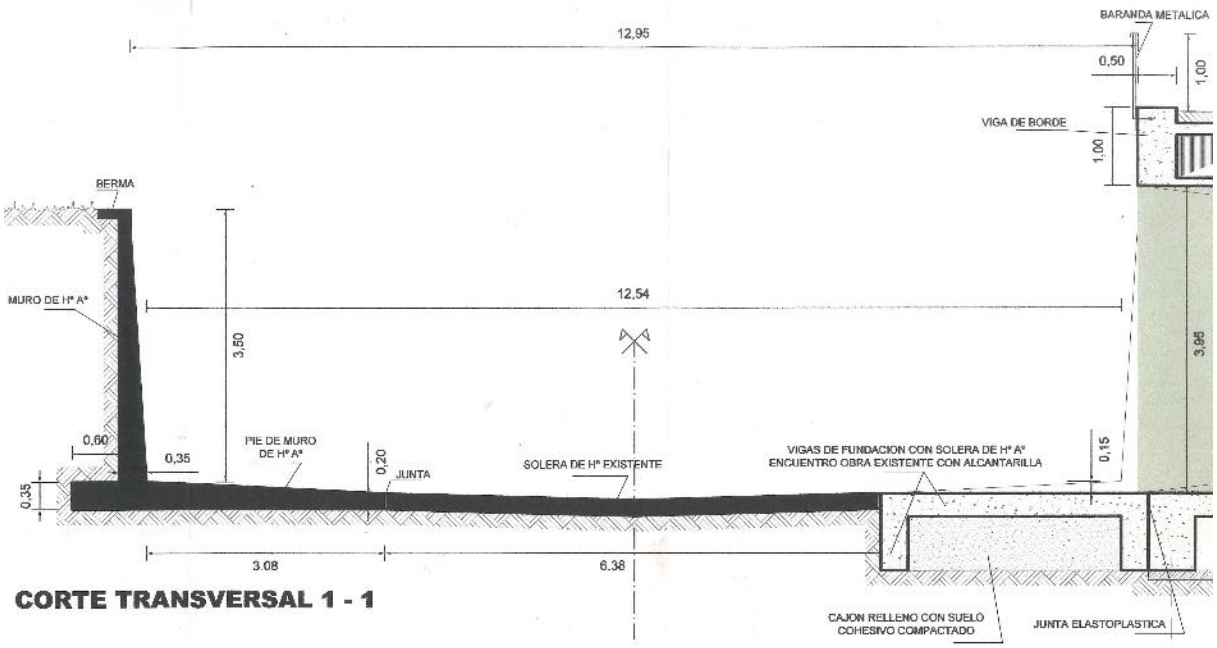


Figura 4.- Plano conforme a obra de la obra de reparación del Canal Sud, tramo RP N° 301-Av. Independencia. Corte transversal 1-1.

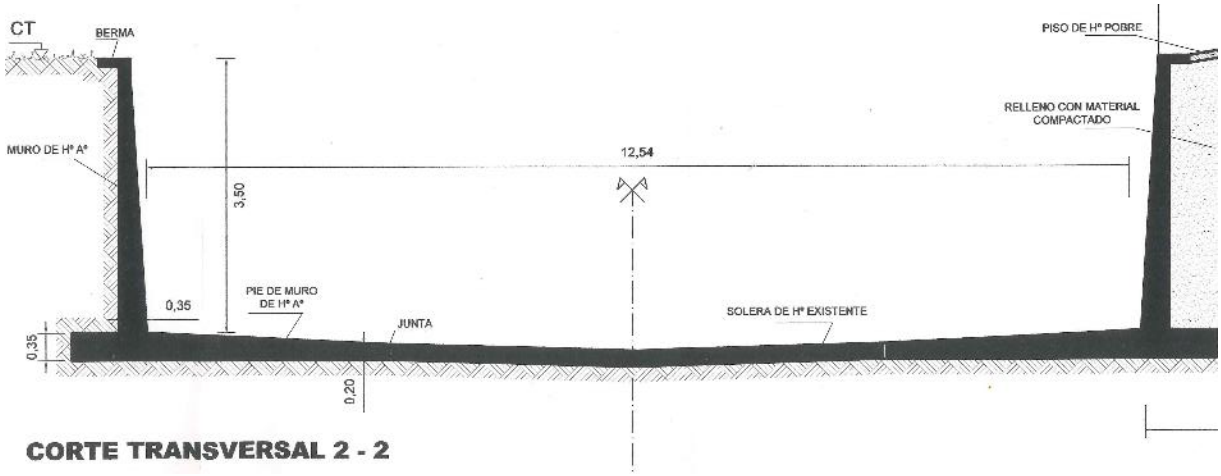


Figura 5.- Plano conforme a obra de la obra de reparación del Canal Sud, tramo RP N° 301-Av. Independencia. Corte transversal 2-2.

MODELO HIDROLÓGICO HEC-HMS

El programa HEC-HMS (US Army corps of engineers – Institute for Water Recourses – Hydrologic Engineering Center, 2000) utiliza modelos separados para cada componente del proceso de formación de escorrentía, a saber, las pérdidas por infiltración, el tránsito de caudales y el escurrimiento directo. Los datos de entrada al modelo están constituidos por la precipitación y la morfología de la cuenca hidrográfica y el resultado es el hidrograma de crecida en el cierre de la cuenca.

La cuenca de aporte fue delimitada a partir del Modelo de Elevación Digital brindado por el Instituto Geográfico Nacional y de distintas inspecciones realizadas en el campo. Al tratarse de una modelación semidistribuída, la superficie de aporte se dividió en 27 subcuencas, considerando el cierre de la cuenca en la intersección de la Av. Presidente N. Kirchner (Ex Av. P. Roca - RP N°301) y Camino del Perú (Figura 6).

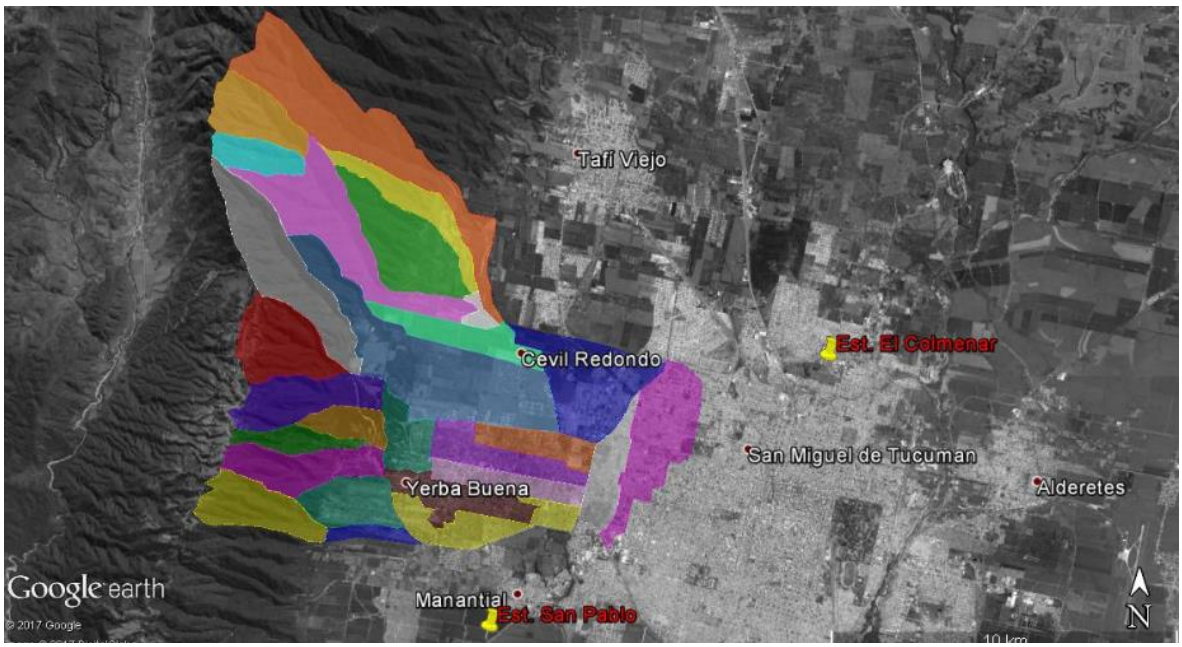


Figura 6.- Imagen Satelital de Google Earth con cuencas de aporte al Canal Maestro Sur y estaciones de lluvia utilizadas

Los datos de precipitación de la estación San Pablo (26°51'28"S, 65°17'39"W) y la estación El Colmenar (26°47'14"S, 65°11'44"W) fueron extraídos de la página de la Estación Experimental Agorindustrial Obispo Colombres. Los mismos fueron registrados mediante pluviómetros de alta frecuencia con un intervalo de 30 minutos. Para evaluar la precipitación media areal se ponderó la lluvia puntual registrada mediante polígonos de Thiessen que establecieron zonas de influencia alrededor de cada estación de medición.

Para la determinación del exceso de precipitación con escurrimiento superficial en la cuenca se aplicó el Método de Pérdida de la Curva Número, desarrollado por el SCS (Soil Conservation Service) de los EEUU, el cual estima dicho exceso como una función de la precipitación acumulada, la cobertura del suelo, el uso de las tierras y el contenido de humedad antecedente. En el caso de estudio estos parámetros se consideraron de la siguiente manera:

- Condición de humedad antecedente: Se analizaron las precipitaciones de las 72hs previas al evento estudiado, que resultaron en 25.8 mm. El método indica que para una altura de lámina menor a 53mm, corresponde la condición II que fue adoptada para la modelación.

- Condiciones de drenaje del suelo: con base en la documentación antecedente, se estableció como Grupo Hidrológico C la zona de Yerba Buena, San José, Cainzo y río Muerto, por tratarse de un suelo de tipo limo-arcilloso, con menos de un 50% de arena. Estos suelos se caracterizan por su escasa capacidad de infiltración una vez saturados. Para el caso de las cuencas de San Miguel de Tucumán, se consideró Grupo Hidrológico B, ya que son suelos con moderada capacidad de infiltración cuando se encuentran saturados. Tienen de un 10 a 20% de arcilla y un 50 a 90% de arena.

- Coeficientes CN: se definieron según el tipo de recubrimiento y las recomendaciones bibliográficas. Para esto se realizó una ponderación en cada subcuenca de acuerdo al tipo de cobertura, que varía entre: residencial denso, pastizales, urbano (menos denso), cultivado y boscoso. Los valores considerados son los detallados en la tabla a continuación:

Tabla 1.- Valores de CN II según tipo de suelo y cobertura (Chow, 1988)

Tipo de Suelo	Uso del Suelo	Valores
B	Residencial Denso	85
	Pastizales	61
C	Urbano (25% Impermeable)	80
	Urbano (50% Impermeable)	85
	Cultivado (con conservación)	78
	Pastos (buenas condiciones)	74
	Boscoso (cubierta Buena)	70

- Para el cálculo de la abstracción inicial se utilizó la expresión:

$$S = \frac{25400}{CN(II)} - 254.1 \qquad (1)$$

- Para los tránsitos en los canales de desagües existentes, se utilizó la metodología de tránsito de onda cinemática propuesta por Muskingum-Cunge, tradicionalmente

aplicado al tránsito hidrológico de almacenamiento lineal. El cálculo del caudal de salida para el tiempo t_i se expresa como:

$$O_i = C_0 I_i + C_1 I_{i-1} + C_2 O_{i-1} \quad (2)$$

Donde, I_{i-1}, O_{i-1} son los caudales de entrada y salida al final del tiempo Δt anterior, e I_i, O_i son los caudales de entrada y salida respectivamente antes del transcurso del tiempo Δt y las constantes responden a las siguientes ecuaciones:

$$C_0 = \frac{(-KX + 0{,}5\Delta t)}{(K - KX + 0{,}5\Delta t)} \quad (3)$$

$$C_1 = \frac{(KX + 0{,}5\Delta t)}{(K - KX + 0{,}5\Delta t)} \quad (4)$$

$$C_2 = \frac{(K - KX - 0{,}5\Delta t)}{(K - KX + 0{,}5\Delta t)} \quad (5)$$

Las constantes *K*, *X* dependen de cada tramo de cauce y Cunge (1969) propuso calcular *K* y *X* mediante parámetro hidráulicos del cauce, como ser: longitud del tramo considerado, velocidad media, pendiente media del cauce, caudal y ancho del cauce. Según los tránsitos definidos en el modelo, se cargaron las características geométricas de los mismos y los coeficientes de rugosidad de Manning correspondiente a fin de considerar los transitos.

- Para la transformación Precipitación - Caudal en cada subcuenca se utilizó el método del Hidrograma Unitario de Clark con los tiempos de concentración calculados previamente con la ecuación de Kirpich (Ec. 6) multiplicada por un coeficiente igual de 2 (dos) que tiene en cuenta las características particulares de esta cuenca.

$$T = 0{,}0195 * L^{0{,}77} * S^{-0{,}385} \quad (6)$$

Donde, "*T*" es el tiempo de concentración expresado en minutos, "*L*" la longitud máxima de salida expresada en metros y "*S*" la pendiente media del lecho expresada en metros/metros. Para el almacenamiento se adoptó un 60% del tiempo de concentración.

CALIBRACIÓN DEL MODELO

Con los caudales determinados con la técnica de LSPIV se calibró el modelo hidrológico siguiendo un procedimiento iterativo variando el coeficiente de perdidas CN y el tiempo de concentración hasta obtener un buen ajuste visual.

Con los datos de la precipitación areal y los coeficientes de perdida CN, se determinó el hietograma de precipitación efectiva. A partir de este último y del hidrograma resultante del modelo hidrológico, se calculó el tiempo de concentración en base a los criterios expuestos en el trabajo de Velez Upegui y Botero Rodríguez, (2010):

$$T_{C1} = T_b - d \quad (7)$$

$$T_{C2} = T_b - T_{r1} \quad (8)$$

$$T_{C3} = T_b - T_{r2} \quad (9)$$

Donde, "T_{C1}" es el Tiempo de concentración estimado a partir de la ecuación (6), "T_b" el Tiempo de base del hidrograma (Ver figura 7), "d" la Duración de la precipitación efectiva (Ver figura 7), "T_{r-1}" es el tiempo transcurrido entre el centroide del hietograma y el centroide del hidrograma de escorrentía (Ver figura 7) y "T_{r-2}" es el tiempo transcurrido entre el centroide del hietograma y el caudal pico.

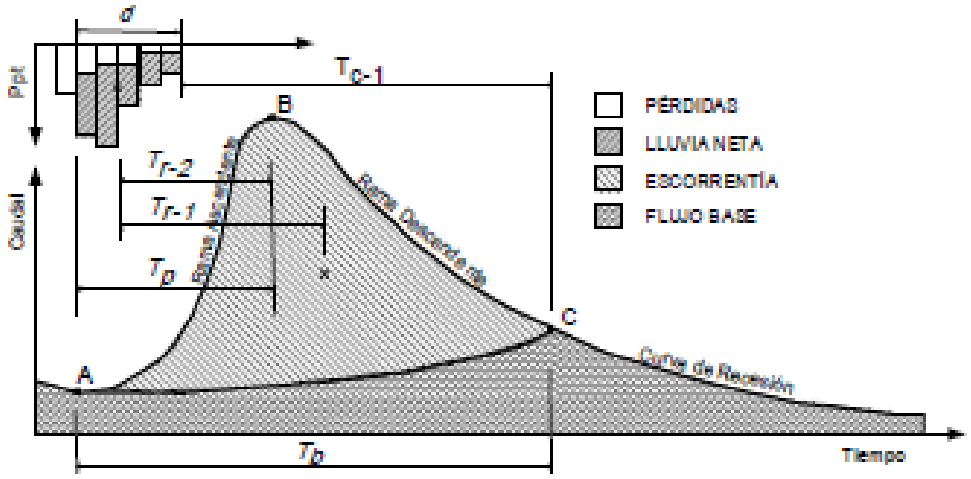


Figura 7.- Tiempos característicos de un hidrograma.

Por último, se realizó un análisis de sensibilidad de los valores de CN, variando los mismos a fin de que la curva del hidrograma se aproxime a los dos valores obtenidos del LSPIV.

También se obtuvieron resultados con los CNII originales corregidos para una condición de humedad antecedente CNIII (ya esta condición es la que en general se usa para el diseño) y estos valores arrojan un pico superior de 431.90m3/s.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

La técnica LSPIV utilizada provee el campo de velocidad superficial media en la región cubierta por el sensor de la cámara. Para ello, los campos instantáneos de velocidades de los patrones son interpolados sobre una grilla común y promediados en el tiempo. Los resultados de rectificación pueden ser observados en las figuras 8 y 9.

Con la determinación de las áreas de escurrimiento y las velocidades medias, mediante la ecuación de continuidad se calcularon los caudales asociados a los distintos tiempos de grabación. Los resultados pueden ser observados en las figuras 10 y 11.

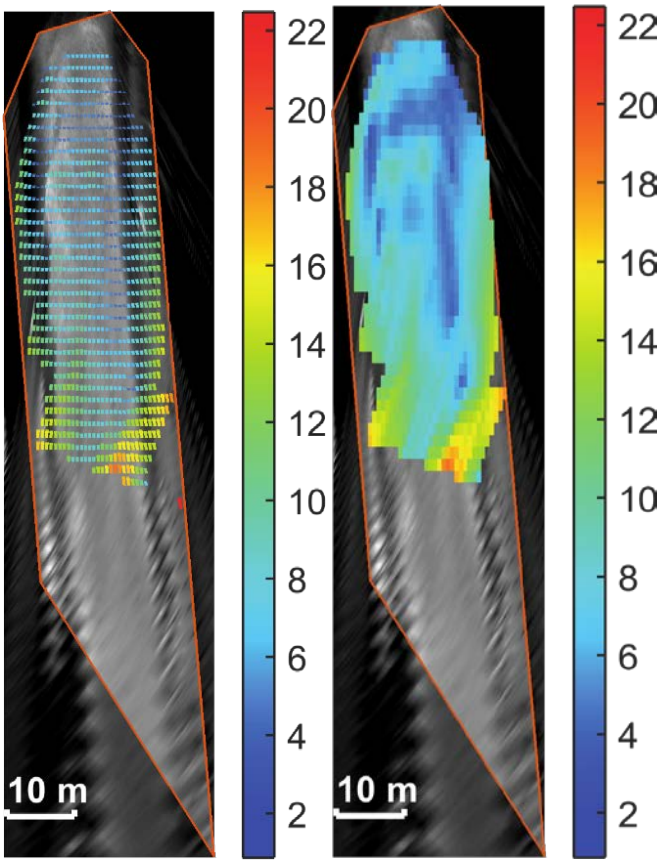


Figura 8.- Campo de velocidad superficial para el video de las 19:50hs. Diagrama con flechas a la izquierda y diagrama de manchas a la derecha.

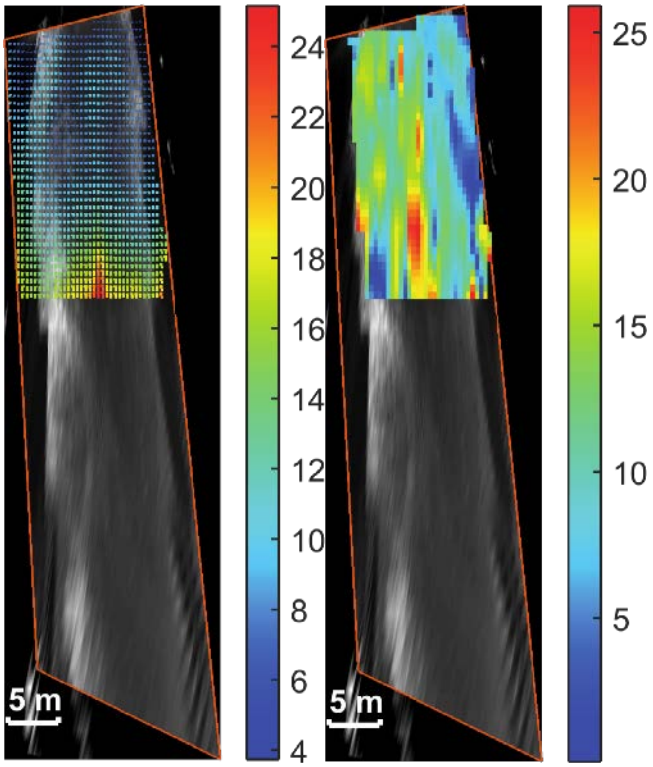


Figura 9.- Campo de velocidad superficial para el video de las 20:00hs. Diagrama con flechas a la izquierda y diagrama de manchas a la derecha.

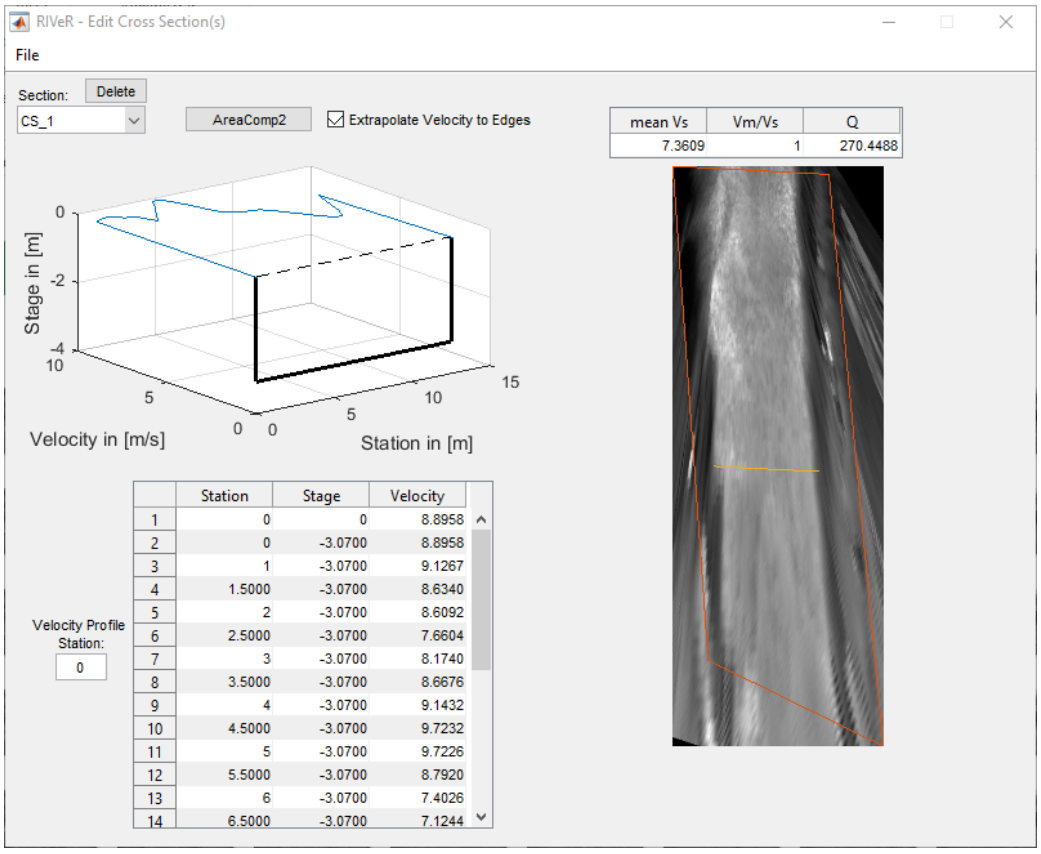


Figura 10.- Calculo del caudal a partir de la batimetría y el campo de velocidad superficial para el video de las 19:50hs.

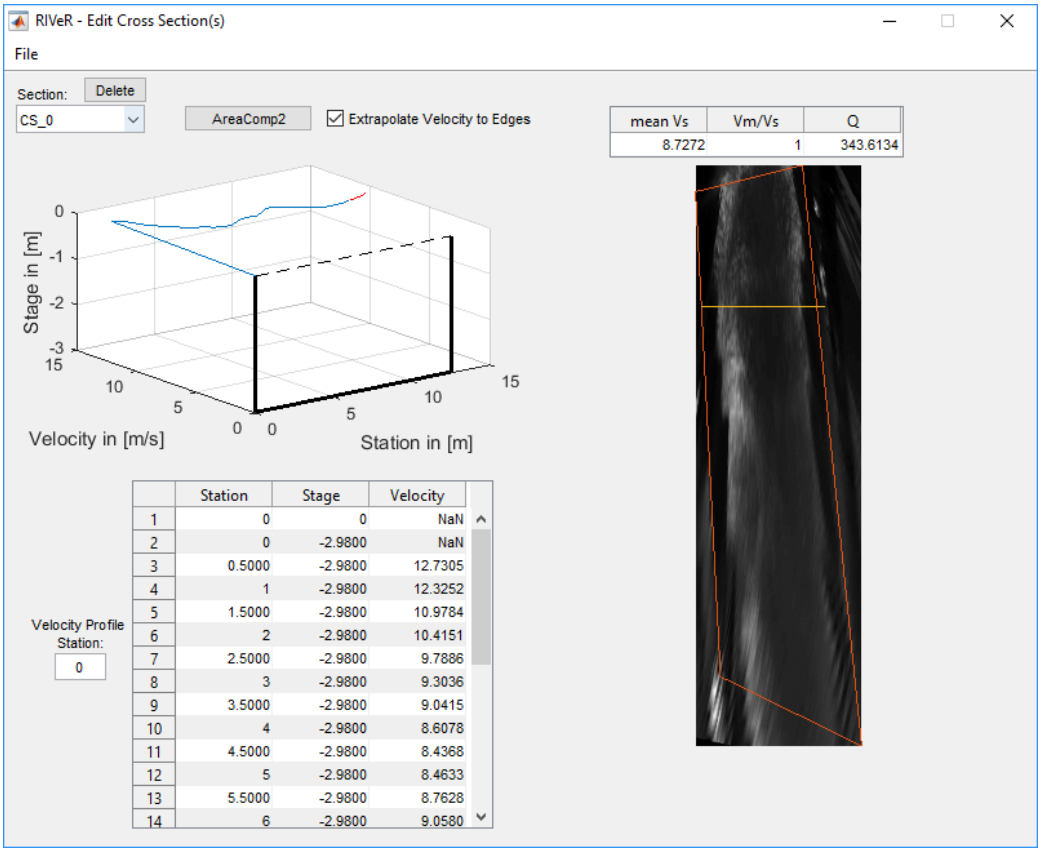


Figura 11.- Calculo del caudal a partir de la batimetría y el campo de velocidad superficial para el video de las 20:00hs.

A partir de los resultados del procesamiento de los videos y de las observaciones en campo se descartaron 3 aforos correspondientes a los videos de las 20:20 hs, 20:40 hs y 21:00 hs, debido a la falta de luz natural que interfiere en la identificación y seguimiento de los patrones de flujo, por los reflejos de la escasa luminaria pública del sector. Luego, adoptando un coeficiente α (relación entre la velocidad superficial y la media en la columna) igual a 1 para condiciones de crecida, se obtienen los valores de caudal expuestos en la Tabla 2.

Tabla 2.- Resultados aforo con LSPIV

Hora [h:m]	**Vm** [m/s]	**Vm/Vs** [adim]	**Nivel**	**Area** [m^2]	**Caudal** [m^3/s]	**OBS**
19:50	7.36	1	3.01	37.74	270.44	ACEPTADO
20:00	8.72	1	2.98	37.36	343.61	ACEPTADO
20:20	3.03	1	2.92	36.61	171.58	DESCARTADO
20:40	2.79	1	2.82	35.36	104.39	DESCARTADO
21:00	1.61	1	2.72	34.10	57.87	DESCARTADO

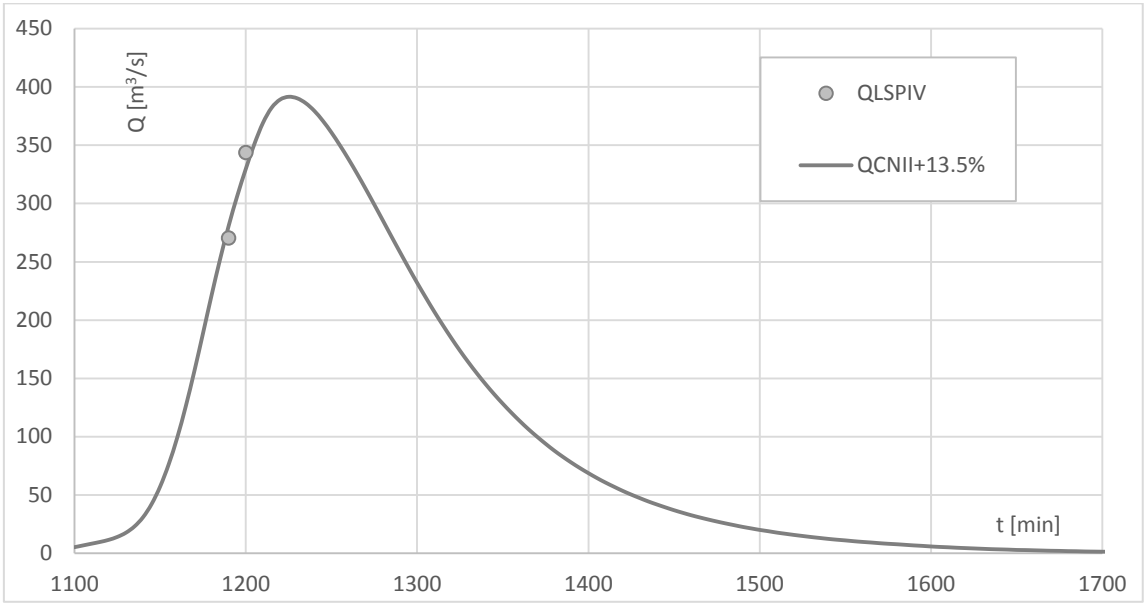


Figura 12.- Hidrograma simulado. Contraste con puntos aforados

La calibración de los coeficientes CN se realizó mediante un análisis de sensibilidad con la variación en un porcentaje fijo a todos los valores asignados para las distintas subcuencas y se logró un buen ajuste visual para un aumento del CNII en un porcentaje del 13,5% por encima del propuesto inicialmente con los CN obtenidos por recomendaciones bibliográficas (Figura 12).

El modelo hidrológico con los parámetros anteriormente mencionados arrojó los resultados presentados en la Tabla 3, en referencia a la calibración del tiempo de concentración.

Tabla 3.- Tiempos de concentración obtenidos.

Ec.	**Tc** [hs]	**Variación** [%]
[1]	8.83	-8.55
[2]	10.00	-0.16
[3]	10.50	8.71
PROMEDIO	9.66	

El hidrograma generado por el modelo hidrológico calibrado indica que el pico de la creciente generada por la tormenta del 09/03/2017 es de 391,60 m3/s y que este fue alcanzado a las 20:25 hs. El resultado se corresponde con lo observado durante el aforo (Figura 3).

Para la condición de humedad antecedente se determinó un pico superior de 431.90m3/s, 10,29% superior al determinado para la condición CNII.

CONCLUSIONES

La técnica no intrusiva de LSPIV utilizada posibilita la medición de caudal en forma rápida y, con el uso de materiales fácilmente asequibles y con bajo del riesgo de pérdida de vidas por parte de los operadores. La grabación de videos realizada cada 20 minutos permite generar un hidrograma de crecida para contrastar con el resultado de la modelación. La falta de luz natural dificulta el registro del escurrimiento, con lo que se debe asegurar la iluminación artificial en el punto de medición.

Los picos de velocidades cercanas a los 20m/s observados en los resultados del procesamiento LSPIV (figuras 5 y 6) pueden ser atribuidos al efecto del oleaje. Este fenómeno introduce errores en la determinación de las velocidades, situación que puede ser solucionada mediante una captura de video desde una posición cenital.

El hidrograma generado por el modelo calibrado presenta un buen ajuste visual a los puntos medidos para un CN aumentado en un 13,5% con respecto a los valores de CN adoptados inicialmente según la bibliografía.

La determinación del tiempo de concentración de la cuenca a partir de los aforos no resulta verosímil en tanto sólo se cuenta con dos puntos medidos, ambos correspondientes a la parte ascendente del hidrograma. La curva descendente de la gráfica asume la forma del hidrograma unitario de Clark.

El hidrograma sintético de Clark representa con buena aproximación los valores aforados y lo observado en el momento de la realización de los aforos (tiempo a partir de que los niveles comienzan a descender – ocurrencia del pico).

Los valores de CN encontrados mediante la calibración, son muy similares a los propuestos por la bibliografía, pero la sensibilidad del caudal pico con respecto a estos valores no es despreciable (44,23% menor que el valor final).

De lo realizado surgen temas a seguir estudiando para mejorar la calibración del modelo, los cuales son:

- Registrar una creciente con mayor cantidad de puntos, tanto de la curva ascendente como descendente del hidrograma.

- Sectorizar puntos de aforo en coincidencia con los tipos de cobertura del suelo para mejorar la calibración de los CN para cada condición de recubrimiento.

- Disminuir los errores en la estimación de los niveles, mediante la instalación de una

escala graduada sobre alguno de los muros del canal.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Nanni, M. F., Aguirre, H. D. (2016). "Estudio hidrológico para el diseño de la laguna de atenuación de crecientes, San José – S. M. de Tucumán", V Taller sobre Diseño Hidrológico Salta, Argentina.

Chow, V. T., Maidment, D. R., Mays, L. W. (1988). *Applied Hydrology.* McGraw – Hill.

Patalano, A., García, C.M. (2016). "RIVeR - Towards affordable, practical and user-friendly toolbox for Large Scale PIV and PTV techniques", River Flow. St. Louis, EEUU**.**

Prohaska, F. (1976). *The Climate of Argentina, Paraguay and Uruguay.* In Schwerdtfeger, W. (ed.), Climates of Central and South America. World Survey of Climatology, Elsevier.

W. Thielicke y E. J. Stamhuis. (2010). "PIVlab - Time-Resolved Digital Particle Image Velocimetry Tool for MATLAB". Recuperado de http://pivlab.blogspot.com.ar/

Velez Upegui, J. J. y Botero Rodriguez, A. (2010). "Estimación del Tiempo de Concentración y Tiempo de Rezago en la Cuenca Experimental Urbana de la Quebrada San Luis, Manizales". Revista DYNA, Vol 78, No 165, Pág. 58-71. Año 2011.

US Army corps of engineers - Institute for Water Recourses - Hydrologic Engineering Center. (2000). *Hydrologic Modeling System HEC-HMS Technical reference manual.*

CURVA ALTURA-CAUDAL PARA EL RÍO SAN ANTONIO DE CÓRDOBA

Facundo José ALONSO[(1)], María José MARTÍN[(1)], Laura COLLADÓN[(2)]

(1) CETA, Universidad Nacional de Córdoba; (2) Instituto Nacional del Agua
Av. Velez Sarsfield 1611, Cel.: (+54-351) 15-6 745074, falonso@unc.edu.ar

RESUMEN

El río San Antonio de la Provincia de Córdoba es un curso de agua con un módulo pequeño (6,5 m3/s aproximadamente), pero de gran importancia estratégica en términos de la provisión de agua a la ciudad de Córdoba y por su particular atractivo recreativo. A pesar de su escaso caudal medio, posee crecidas violentas que concentran elevados caudales en los tramos de paso por los centros de gran afluencia turística. Las razones anteriores lo han convertido en objeto de estudio desde hace varias décadas, contando para ello con una red telemétrica operada por el CIRSA-INA que transmite información hidrométrica y meteorológica a tiempo real a una estación de monitoreo y control. El punto de concentración (estación de aforo) de la cuenca monitoreada y aforada, se encuentra ubicada en la sección estable "barrio El Canal". A los fines de establecer una relación entre la altura y el caudal de agua (H-Q) en la sección referida, se han realizado varias campañas de aforo, que proveyeron la información necesaria para la construcción de las curvas respectivas. Sin embargo, una alteración puntual que experimentó la sección, modificó levemente la relación H-Q, especialmente para los caudales bajos. Adicionalmente, las reglas de referencia para la determinación de H, fueron también cambiando de posición y aportando confusión a la función de referencia. Este trabajo contribuye al esclarecimiento de las incertidumbres asociadas a las mediciones, y propone una curva altura-caudal capaz de representar con aceptable precisión la función H-Q frente a un amplio rango de caudales para la sección referida.

ABSTRACT

The San Antonio River of the Province of Cordoba is a water course with a small module (near of 6.5 m3/s), but of a great strategic importance in terms of the water supply to the city of Cordoba and because of its particular attractiveness recreational. In spite of its low average flow, it has violent floods that concentrate high flows in the sections of passage through the great tourist influx centers. The previous reasons have become the catchment in object of study for several decades, based on a telemetry network operated by CIRSA-INA that transmits hydrometric and meteorological information in real time to a monitoring and control station. The concentration section (gauging station) of the basin monitored and measured, is located in the stable section "barrio El Canal". In order to establish a relationship between the height and the water flow (H-Q) in the referred section, several gauging campaigns have been carried out, which provided the necessary information for the construction of the respective curves. However, a punctual alteration experimented by the section, slightly modified the H-Q ratio, especially for the low flows. In addition, the reference rules for the determination of H were also changing position and adding confusion to the reference function. This work contributes to the clarification of the uncertainties associated to the measurements, and proposes a height-flow curve capable of representing with acceptable precision the H-Q function against a wide range of flow rates for the referred section.

INTRODUCCIÓN

El río San Antonio de la Provincia de Córdoba constituye un curso de agua de pequeño módulo, pero con un rol protagónico en la cuenca de lago San Roque. Este río se desempeña como uno de los dos afluentes principales al lago, fuente de almacenamiento estratégico de agua para la provisión del recurso a la ciudad de Córdoba. Además de reserva de agua, el embalse cumple la función de laminar las crecidas que llegan en los eventos lluviosos. Estos objetivos se encuentran en conflicto, ya que el aumento del nivel deseado para reserva del embalse de cara al periodo seco, se contrapone a la política de vaciamiento parcial del mismo en espera de las avenidas producidas por las intensas lluvias de la temporada húmeda. En

consecuencia, los múltiples objetivos que presenta el lago (que incluyen también producción hidroeléctrica, turismo, etc.) requieren un manejo del embalse altamente vinculado al comportamiento del río.

Otro motivo que le atribuye al río San Antonio un interés particular está vinculado a la importante afluencia turística que reciben sus playas en la época veraniega. A pesar de su escaso caudal medio de poco más de 6 m3/s, posee crecidas violentas capaces de concentrar con períodos ordinarios caudales picos del orden de los 500 m3/s en los tramos de paso por los centros de mayor densidad poblacional periódica. Las razones anteriores lo han convertido en motivo de estudio y objeto de numerosas publicaciones desde hace varias décadas, contando para ello con una red telemétrica (RTC) operada por el Centro de Investigaciones de la Región Semiárida del Instituto Nacional del Agua (CIRSA-INA) que transmite información hidrométrica y meteorológica a tiempo real a una estación de monitoreo y control. El Cierre de la cuenca se toma en su estación de aforo denominada estación "Bº El Canal" donde se mide lluvia y nivel del río a través de los sensores número 600 y 604 respectivamente. El pronóstico de los caudales escurridos en la sección referida se ha vuelto una cuestión prioritaria en la operatoria habitual del sistema.

Actualmente se emplea un modelo de pronóstico basado en una ecuación de regresión múltiple calibrada a partir de los niveles históricos medidos en diferentes secciones de control de la cuenca y pronosticando niveles en la sección de aforo. Este modelo fue propuesto por Caamaño Nelli y otros. Pueden encontrarse detalles del mismo en Colladón et al. (2007). Sin embargo, la bibliografía pone de manifiesto que existe una tendencia a nivel mundial del uso de modelos hidrológicos precipitación-caudal (P-Q) para llevar a cabo el pronóstico de crecidas en cuencas de montaña (Berthet et al., 2009). Dichos modelos son calibrados con los caudales de la sección de aforo, por lo que emerge como fundamental la disponibilidad de una función altura-caudal (también conocida como "curva H-Q") en dicha sección capaz de proveer una serie histórica de caudales de calibración a partir de la serie histórica existente de niveles medidos.

A los fines de establecer una relación entre la altura y el caudal de agua en la sección referida, se han realizado varias campañas de aforo, que proveyeron la información necesaria para la construcción de las curvas respectivas. Sin embargo, una alteración puntual que experimentó la sección, modificó levemente la relación H-Q, especialmente para los caudales bajos. Adicionalmente, las reglas de referencia para la determinación de H, fueron también cambiando de posición y aportando confusión a la función H-Q.

Este trabajo contribuye al esclarecimiento de las incertidumbres asociadas a las mediciones, y propone una curva altura-caudal capaz de representar con aceptable precisión la función H-Q frente a un amplio rango de caudales para la sección de aforo en la estación Bº El Canal del río San Antonio.

ANTECEDENTES

En la sección de estudio se dispone actualmente de una curva H-Q que viene utilizando el CIRSA-INA, desarrollada internamente, cuya ecuación es la que se indica a continuación (ecuaciones 1, 2 y 3).

Para H<0.333m $A = 9{,}025203 * H^{1{,}0011}$ [1]

Para H>0,333m $A = 18{,}1048 * H^{1{,}66}$ [2]

$V = 1{,}5312 * H + 0{,}2773$ [3]

Por lo que el caudal (Q) resulta del producto de la velocidad (V) por el área (A). Dicha ecuación tiene problemas en representar adecuadamente los caudales altos ya que presenta una pendiente muy pronunciada apenas superados los 3 m del valor de H, como puede verse en la Figura 1.

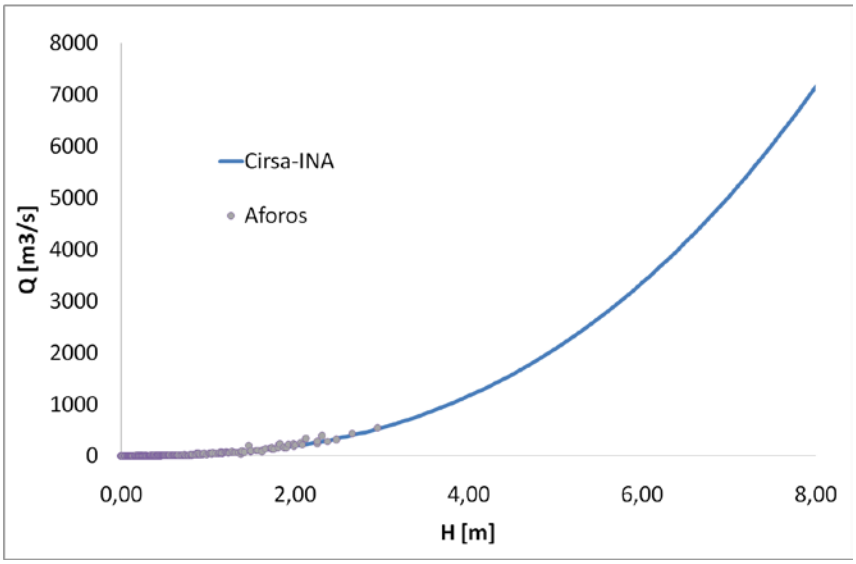


Figura 1.- Curva del CIRSA-INA.

OBJETIVOS

Una etapa de importancia singular en la puesta a punto de un modelo hidrológico antes de abordar la fase operativa, es la calibración del modelo. La misma consiste en la determinación del juego de valores de los parámetros que minimiza el error de simulación. En otras palabras, el juego de valores de parámetros que permite al modelo generar los hidrogramas simulados más semejantes a los hidrogramas observados.

Dado que la variable de referencia es el caudal observado, es necesario contar con series de caudales. Las series de caudales aforados son poco habituales en Argentina. Normalmente se dispone de series de niveles medidas automáticamente por algún equipo limnigráfico. La relación Altura-Caudal en la sección de un río, permite estimar el caudal de agua que pasa por dicha sección cuando el nivel adquiere determinado valor. Dado que en la cuenca del río San Antonio se dispone precisamente de series de niveles, el objetivo del presente trabajo radica en obtener la curva H-Q para la sección de aforo.

METODOLOGÍA

Para la cuenca del río San Antonio se dispuso de 725 aforos realizados entre 1969 y 1995. Estos datos están representados por pares ordenados de niveles y caudales aforados en campañas específicas que permite utilizar como información de base para estimar una curva altura-caudal en la sección estable del río, ubicada en la estación Bº El Canal. En la Figura 2 se presenta la nube de puntos correspondiente a los 725 aforos.

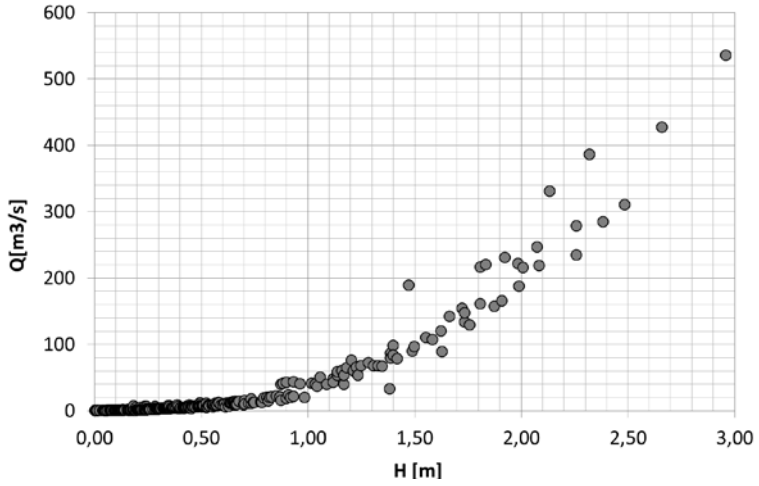


Figura 2.- Serie H-Q correspondiente a 725 aforos.

Cuando se realizaron los aforos, la lectura se hacía en escala hidrométrica, esa escala ya no existe, pero se conoce que su cero estaba ubicado a menor nivel absoluto que el labio del vertedero de la sección de control, en una magnitud igual a (-0.1167m), mientras que los datos de nivel medidos por el sensor 604 tienen como cero el labio del vertedero. Por lo tanto, antes de estimar la curva, fue preciso restar 0.1167m a los niveles leídos durante los aforos para mantenerlos referenciados al mismo cero que los datos base. Los puntos presentados en la Figura 2 ya están afectados de esa modificación.

En la actualidad, en esta sección existe un sensor que mide la altura del agua pasante a través del vertedero (H evout en la Figura 3) que envía datos vía radio cada 15 minutos; y el cero de este sensor está ubicado 35 centímetros por debajo del labio del vertedero. Es decir, para calcular el caudal pasante primero debe calcularse la altura H respecto al labio del vertedero de la sección de control a partir de la altura H evout dada por el sensor limnimétrico). Para aclarar cómo se miden las diferentes alturas mencionadas anteriormente, se presenta el esquema de la Figura 3 (Guillén, et al., 2015).

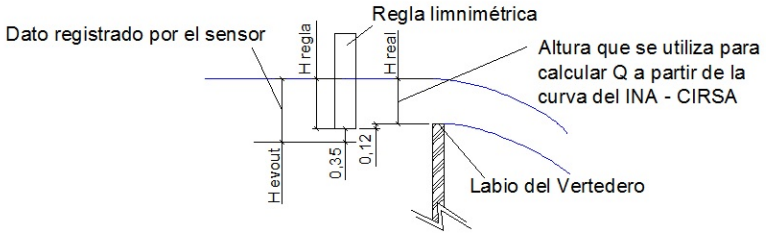


Figura 3.- Distintas alturas en relación al labio vertedero de la sección de aforo "barrio El Canal" (Guillén, et al., 2015).

Como puede observarse en la Figura 2, los datos presentan una presunta incoherencia ya que la relación entre la altura y el caudal se espera biunívoca, vale decir que a cada altura le corresponda uno, y sólo un, valor de caudal. Esta aparente irregularidad puede explicarse por varias razones (Tucci, 2004), entre las que cuenta secciones con inestabilidades en aguas bajas, producto de la irregularidad del cauce, o en aguas profundas, como producto del descenso y ascenso del nivel sistemáticamente como respuesta a una secuencia de tormentas cortas.

Otra razón que justifica la falta de relación biunívoca entre nivel y caudal está vinculada a las distintas declividades hidráulicas que se producen en algunos tramos de río cuando el nivel se mide en ascenso que cuando se mide en descenso. Si bien, globalmente se observa una tendencia creciente en la curva de aforos, existen incoherencias puntuales, como por ejemplo que a mayor nivel, se reduce el caudal localmente, que podrían indicar errores en las mediciones o lectura de datos.

Se consideró oportuno estudiar la posibilidad de existir alguna relación entre la dispersión de los datos con relación al año en el cual se hicieron los aforos. Para ello se graficaron los aforos por año, y no fue posible asociar una tendencia especial de los valores aforados en función del año del cual data la medición, por lo que se concluyó la no existencia de correlación entre estas variables. En el anexo de Martín (2013) se aportan detalles de este estudio.

Adicionalmente, cabe remarcar que la dispersión en los datos está fuertemente influenciada por las limitaciones en la metodología de medición de caudales, el cual se realizó en campañas sobre la base de molinetes para medir velocidades puntuales en el curso de agua, y luego integración de los puntos en la sección de aforo. Finalmente, un elemento que contribuye decididamente a la configuración de la curva H-Q está dado por la forma de la sección de control, que consiste en un vertedero de hormigón, el cual va creciendo en ancho a medida que lo hace en altura, según el detalle de la Figura 4 (Guillén, et al., 2015). En esta, se destaca la existencia de una pequeña rotura en su parte inferior que altera levemente los caudales bajos de la curva H-Q.

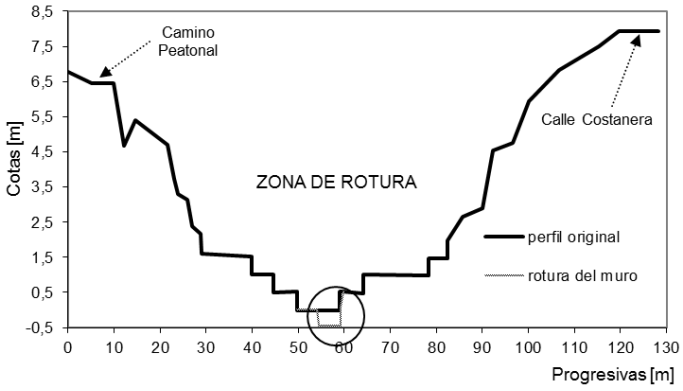


Figura 4.- Detalle del muro del vertedero de la sección "barrio El Canal" (Guillén, et al., 2015)

Dado que no existe suficiente información contextual como para evaluar en qué medida las razones antes mencionadas justifican la relación no-biunívoca, se planteó la alternativa de realizar un análisis estadístico de los datos, buscando plantear una distribución gaussiana para

cada altura, y lograr manejar así rangos de confiabilidad. Esto tampoco fue factible ya que el número de datos de caudal por cada altura (en la mayoría de los casos) no supera los 20 puntos, cantidad mínima recomendada clásicamente para considerar representativa la muestra.

En consecuencia, considerando que no fue posible conceptualizar el problema (por escasez de información contextual), ni transformarlo en una función estadística (por la escasez de datos de caudal por cada punto de nivel), se optó por llevar adelante un procedimiento clásico de regresión sobre la nube de puntos dada por ambas series de datos (H-Q).

RESULTADOS

Los estudios fueron organizados en diversas alternativas de aproximación, que consistieron básicamente en curvas de regresión adaptadas a las características propias de la serie de datos. Se buscó emplear la función más sencilla posible a los fines de privilegiar la parsimonia de la expresión matemática de ajuste, para lo cual se procuró el empleo de funciones polinómicas del menor grado posible, y la menor cantidad de particiones de la serie.

Alternativa N° 1: H-Q estimada a partir de caudales promedios

Como primera tentativa, se optó por realizar un promedio de los caudales observados para cada altura y con esto se aproximó la curva que se presenta a continuación en la Figura 5.

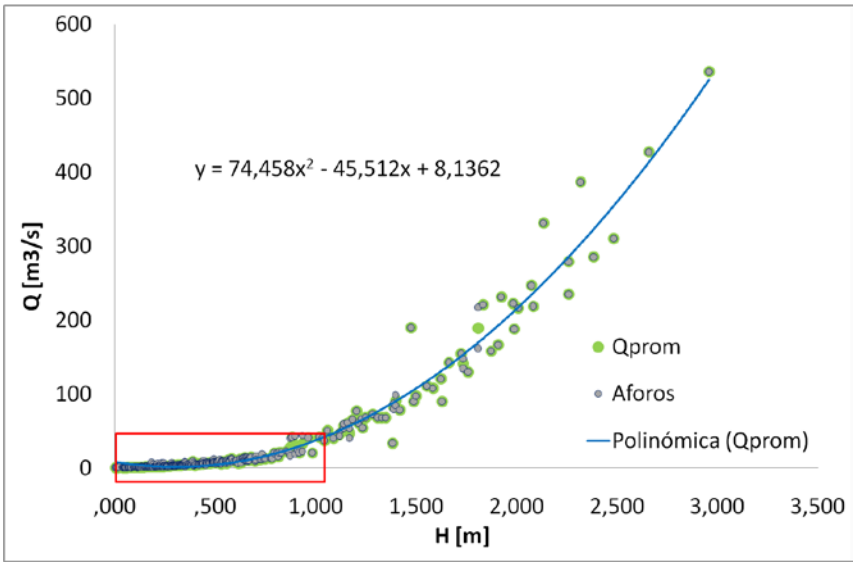


Figura 5.- Curva altura caudal, Alternativa N° 1

Como puede observarse, esta ecuación aproxima valores de H elevados, pero cuando acercamos la imagen para valores de H menores a 1m (zona del recuadro), se obtiene la Figura 6, en la cual vemos que, en este rango de H, la curva no se aproxima a la tendencia real.

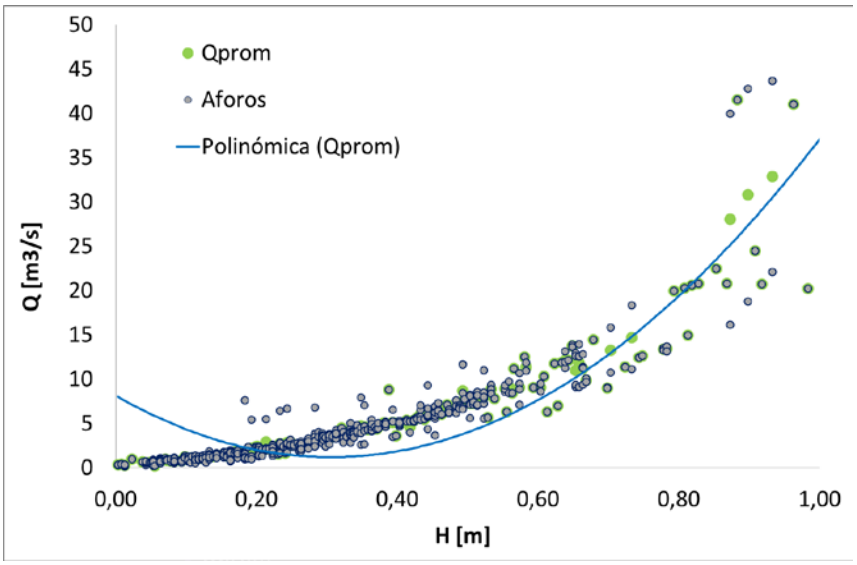


Figura 6.- Curva altura caudal, Alternativa N° 1 (Zoom en zona del recuadro de **Figura 5**)

Alternativa N°2: H-Q en dos tramos separados por H=1m

Como segunda alternativa se planteó luego la partición de la serie en dos tramos, estableciendo como altura tentativa de quiebre el valor de 1m, con el propósito de generar una función adecuada a cada tramo. Para las alturas inferiores a 1m se plantearon 2 límites con la intención de definir un rango dentro del cual estuviesen contenidos la mayoría de los pares altura-caudal estudiados. La representación de dicho rango se observa en la Figura 7.

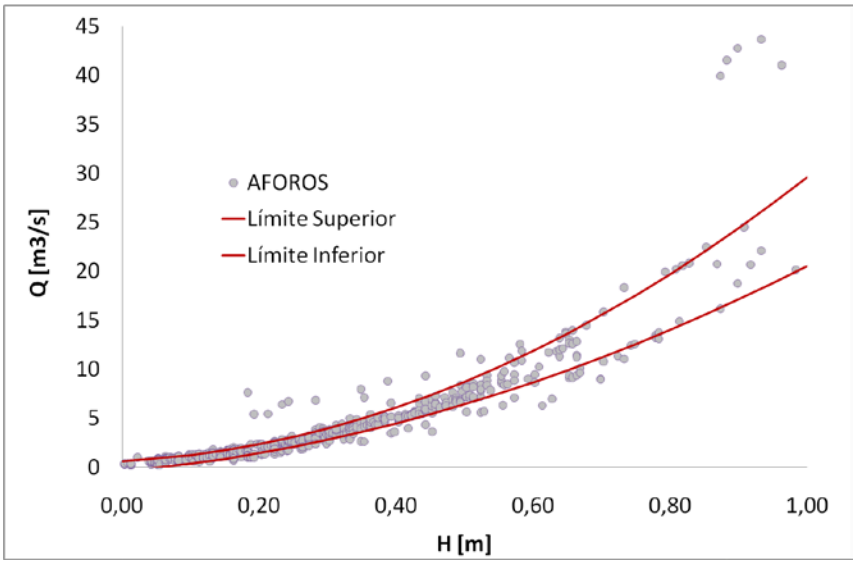


Figura 7.- Rango abarcador del 80% de los datos

Una vez definidos los límites se propuso como curva de transformación aquella que represente el valor medio entre ambos límites, obteniendo así la ecuación 4.

$$Q = 19.86\,(H^2) + 5.139\,H + 0.053 \qquad [4]$$

Para los valores de altura superiores a 1m se conservaron todos los puntos disponibles (es decir, no hubo descarte de información), y se aproximó una función cuadrática como se muestra en la Figura 8, que arrojó un R^2 de 0,934.

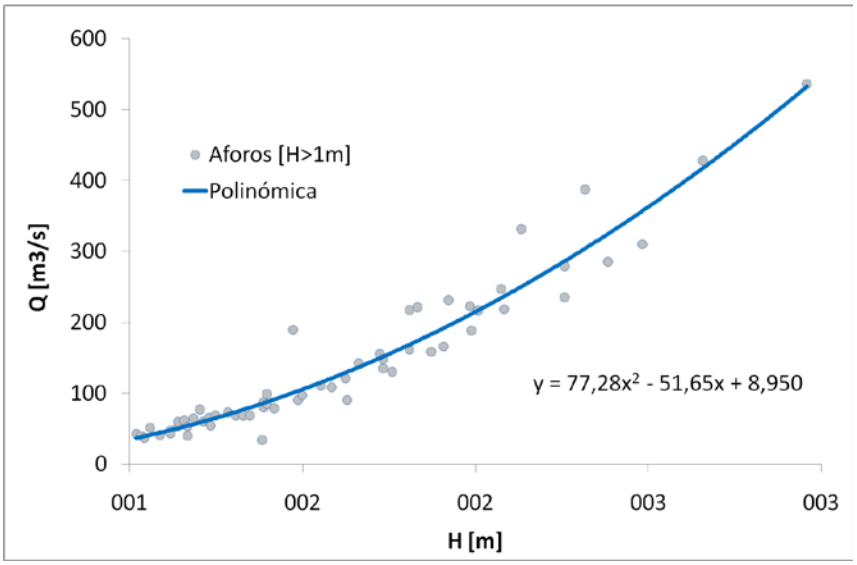


Figura 8.- Curva de transformación. Alternativa N°2

Debido a que las funciones que representan ambos tramos fueron estimadas de modo independiente, en las proximidades de H=1m surgió una diferencia que fue necesario compatibilizar matemáticamente. Para ello, se empleó el sencillo recurso de calcular la diferencia entre los caudales resultantes de aplicar ambas ecuaciones, para luego dividir en dos esta diferencia y finalmente plantear una ecuación para corregir cada una de las curvas en las proximidades de H=1m.

Así, la función compuesta obtenida afecta al valor de las funciones originales de modo que cuanto más próximo a 1m es el valor de H, mayor es la modificación, mientras que para valores lejanos a 1 m no se modifican significativamente las curvas. Este procedimiento puede comprenderse mejor si se observa la Figura 9. A partir de este análisis, se obtuvieron las ecuaciones 5 y 6, que componen un coeficiente de correlación de 0,9717.

Para H<1m $$Q = 19.86 * (H^2) + 9.903 * H + 0.053$$ [5]

Para H>1m $$Q = 77.28 * (H^2) - 49.268 * H + 1.804$$ [6]

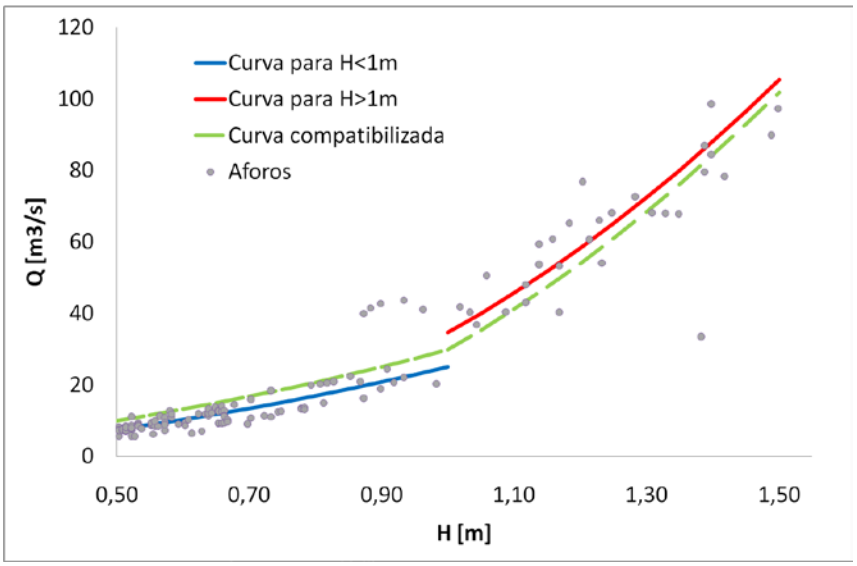


Figura 9.- Compatibilización de curvas en el punto de quiebre

Alternativa N°3:H-Q en dos tramos separados por H=0.85m.

A los fines de mejorar la aproximación se planteó otra alternativa, también dividiendo la serie en dos tramos, pero esta vez con punto de quiebre en H = 0,85m, y se procedió de igual manera que para el caso anterior, usando como curva de tendencia para los pares altura-caudal correspondientes a alturas inferiores a 0,85m la misma curva que en el caso anterior. Como única diferencia se señala que para la aproximación de la curva para los pares con alturas superiores a 0,85 m se descartó el par altura-caudal correspondiente a (H=1.383; Q=33.36), por apartarse considerablemente de la tendencia general de los puntos, obteniendo finalmente un valor de R^2 igual a 0,946.

Se obtuvo así la función compuesta, que se indica en las ecuaciones 7 y 8, cuyas graficas se presentan en la Figura 10 y la Figura 11 respectivamente.

Para H<0,85m $$Q = 19.86\,(H^2) + 5.139\,H + 0.053$$ [7]

Para H> 0,85m $$Q = 77.90\,(H^2) - 55.41\,H + 14.27$$ [8]

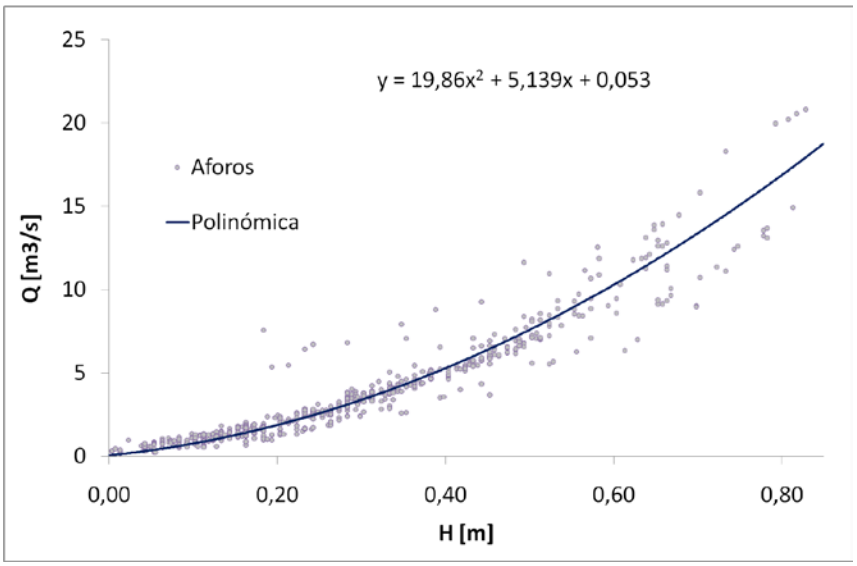


Figura 10.- Curva de transformación. Alternativa N°3 (para H<0,85m)

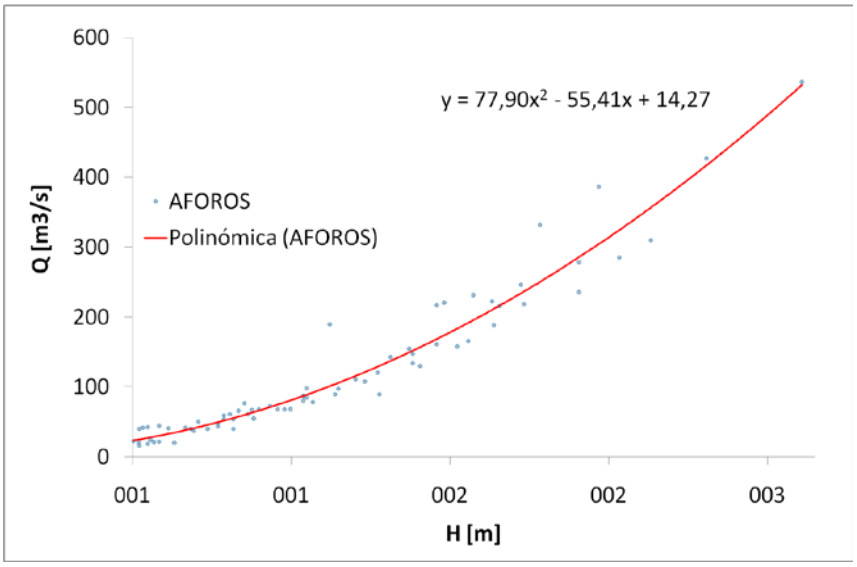


Figura 11.- Curva de transformación. Alternativa N°3 (para H>0,85m)

De igual manera que en el caso anterior se compatibilizaron las curvas en el punto de quiebre obteniendo las ecuaciones 9 y 10. En la Figura 12 se pone en evidencia la compatibilización realizada, y en la Figura 13 se presenta la curva final, que cuenta con un coeficiente de correlación de 0,9724.

Para H<0.85m $$Q = 19.86 * (H^2) + 7.8944 * H + 0.053$$ [9]

Para H>0,85m $$Q = 77.9 * (H^2) - 54.3206 * H + 11.0019$$ [10]

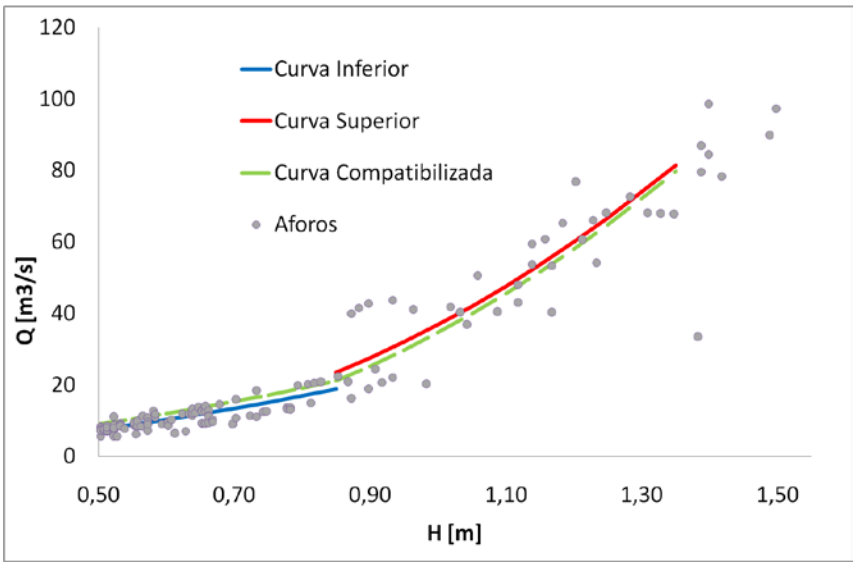


Figura 12.- Compatibilización de curvas en el punto de quiebre

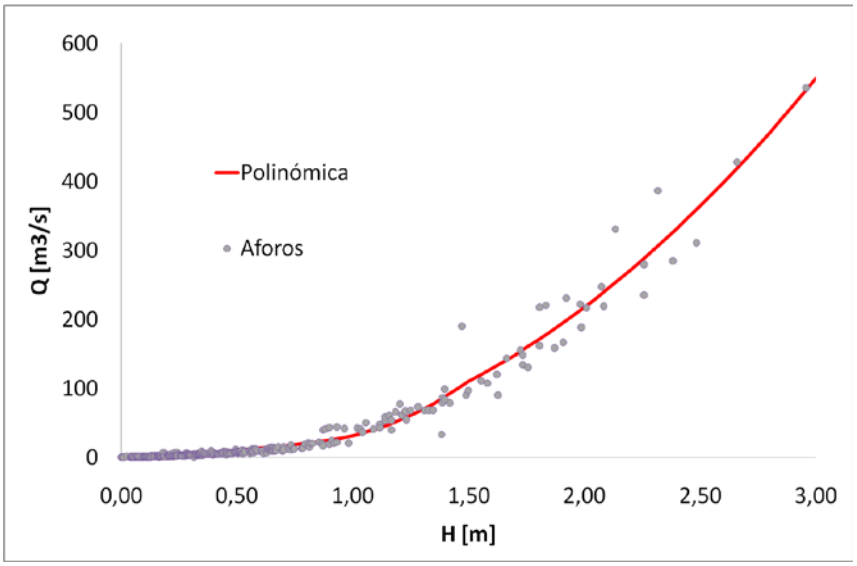


Figura 13.- Alternativa N°3

Alternativa N°4: H-Q en tres tramos separados por H=0.85m y H=1.5m.

A los fines de mejorar la correlación de las aproximaciones anteriores, se propuso una nueva alternativa orientada a satisfacer las irregularidades en la forma de la nube de puntos. Para esto, se fraccionó la serie en tres tramos, estableciendo entonces como punto de quiebre las alturas de 0,85m y 1,5m. Siguiendo un análisis análogo al descripto previamente para las alternativas 2 y 3, se obtuvieron las ecuaciones, 11, 12 y 13, ya compatibilizadas en sus puntos de quiebre. El ajuste se presenta en la Figura 14, y cuenta con un coeficiente de correlación de 0,9717.

Para H< 0,85m

$$Q = 19.86 * (H^2) + 5.139 * H + 0.053 + 4.15 * (\frac{H}{0.85}) \quad [11]$$

Para 0,85m < H <1,5 m

$$Q = 155.1 * (H^2) - 229.4 * H + 110 - 4.76 * \frac{H-0,85}{065} - 4.15 * \frac{1,5-H}{0.65} \quad [12]$$

Para H> 1,5 m

$$Q = 77.28 * (H^2) - 51.65 * H + 8.95 + 4.76 * \frac{3-H}{1.5} \quad [13]$$

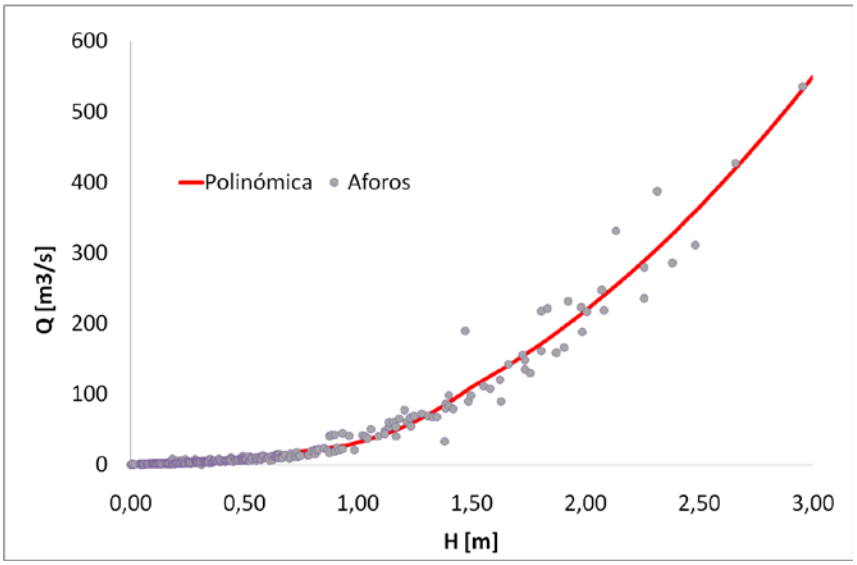


Figura 14.- Curva de transformación. Alternativa N°4

ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

En la Tabla 1 se presenta una síntesis de los resultados obtenidos, para cada una de las cuatro alternativas ensayadas, dando detalle de la expresión de la ecuación, el rango donde tiene aplicabilidad, y el coeficiente de correlación respectivo.

Tabla 1.- Síntesis de alternativas

Alt.	Rango	Ecuación	R^2
1	-	$Q = 74.45 * H^2 - 45.51 * H + 8.136$	0,9686
2	H<1m	$Q = 19.86 * (H^2) + 9.903 * H + 0.053$	0,9717
	H>1m	$Q = 77.28 * (H^2) - 49.268 * H + 1.804$	
3	H<0.85m	$Q = 19.86 * (H^2) + 7.8944 * H + 0.053$	0,9724
	H>0.85m	$Q = 77.9 * (H^2) - 54.3206 * H + 11.0019$	
4	H<0.85m	$Q = 19.86 * (H^2) + 5.139 * H + 0.053 + 4.15 * (\frac{H}{0.85})$	0,9717
	0.85<H, H<1.5m	$Q = 155.1 * (H^2) - 229.4 * H + 110 - 4.76 * \frac{H-0,85}{065} - 4.15 * \frac{1,5-H}{0.65}$	
	H>1.5m	$Q = 77.28 * (H^2) - 51.65 * H + 8.95 + 4.76 * \frac{3-H}{1.5}$	

Como fue indicado previamente, un criterio de selección que tiene importante gravitación en

este trabajo, está vinculado al concepto de parsimonia. Por esta razón, se propuso como primer alternativa una única función de bajo grado capaz de representar la nube de puntos de aforo disponibles. Esta primer alternativa puso de manifiesto una incapacidad notoria de explicar los valores bajos de nivel (y caudal). En consecuencia, debió ser descartada esta posibilidad, no quedando otra opción que fraccionar la serie de datos en tantos tramos como sea necesario.

A la luz de la forma general de la nube de puntos disponibles, pareció adecuado fraccionar la serie en H=1m (alternativa 2), o bien en H=0,85m (alternativa 3). Luego, como una solución integral, se probó partiendo la serie en tres tramos (H=0,85m y H=1,50m), como cuarta y última alternativa.

Los resultados mostraron que la última alternativa no mejora la calidad de los resultados, en términos del coeficiente de correlación (ni tampoco visualmente), y sin embargo, compromete la parsimonia del modelo. Por esta razón, fue descartada, volviendo la selección entre las alternativas 2 y 3, de las cuales se adopta esta última por superar a la anterior en el valor del coeficiente de correlación.

Comparación con respecto a la curva histórica del INA

En la Figura 16 se pone de manifiesto que a partir de H=3m, es decir en las proximidades del máximo valor de aforo disponible, la curva del INA marca un crecimiento bastante pronunciado, que no parece corresponderse con la experiencia. Por esta razón, sumado al hecho de que el coeficiente de correlación de la curva del INA (en la zona de datos de aforo) es de 0,9705, es decir, inferior al ajuste de la curva de la Alternativa 3, se opta por esta última.

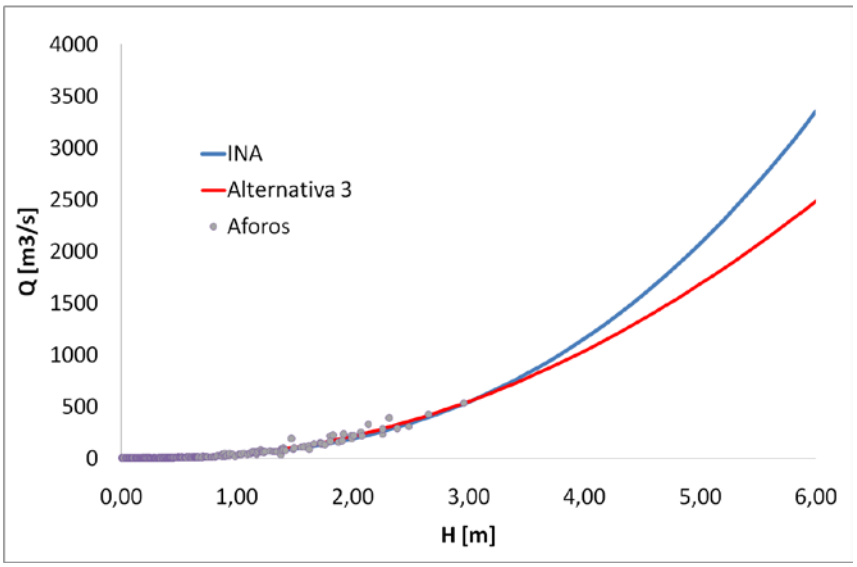


Figura 15.- Comparación entre curva INA y Alternativa N°3

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En virtud de la disponibilidad de una cantidad de aforos considerables para las distintas alturas limnigráficas, se propuso en un primer intento el desarrollo de la curva de ajuste explicada por una función única para todo el rango de alturas disponibles. Sin embargo, este intento manifestó claramente que, sin costo de parsimonia y robustez, esto implica que la satisfacción de los valores bajos, compromete la precisión de los niveles altos, y viceversa.
Dicha incapacidad de una única función para representar todo el rango de niveles normalmente está asociada a la modificación que experimenta la sección de control a medida que aumenta la lámina de agua sobre el labio vertedero. Se observó que, globalmente, hay ciertas alturas limnigráficas que marcan quiebres en los registros del caudal asociado, como son los niveles de: 0,33m; 0,85m; 1m y 1,50m.
En consecuencia, se realizaron varias curvas de ajuste tomando las fracciones de serie comprendidas entre los niveles indicados. De las curvas propuestas, se adoptó la función representada por las Ecuaciones 6 y 7, pues ofreció el mejor coeficiente de correlación (0,9724) y una aceptable sencillez matemática (buena parsimonia), ya que tiene sólo un quiebre en la función de ajuste a 0,85m.

La curva correspondiente se presenta en la Figura 16, que alcanza un coeficiente de correlación de 0,9724. Es importante destacar que los niveles del río San Antonio a la altura del sensor 600 presentan crecidas extraordinarias que superan ampliamente los máximos valores de nivel (y caudal) registrados por los aforos.

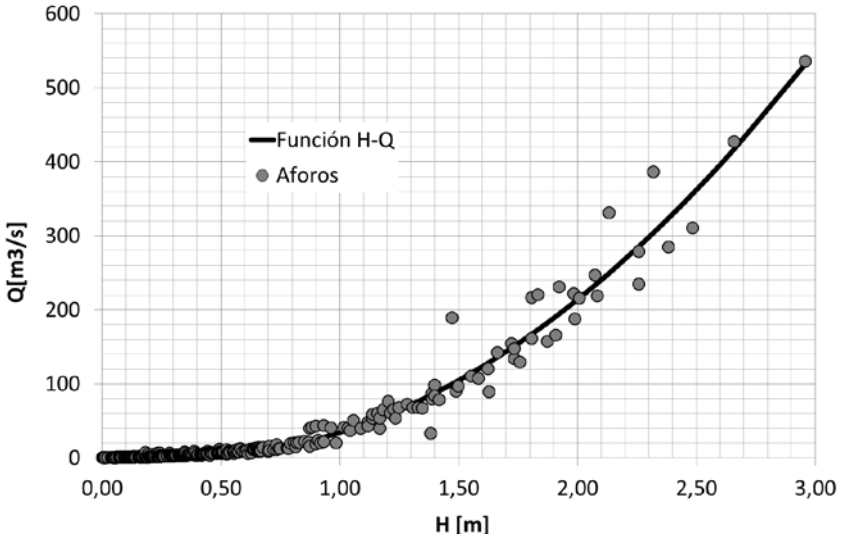


Figura 16.- Función H-Q propuesta

Por otra parte, en vista de que los valores de caudal se vuelven dispersos en los puntos aforados que superan los 2m, no es recomendable extrapolar la función H-Q propuesta en este trabajo, por encima de los valores aforados. A los fines de que los resultados de un modelo de pronóstico tengan efectiva utilidad en eventos extremos, se recomienda ampliar el rango de validez de la función H-Q. Para ello, se propone la implementación de algún método de medición de caudales para eventos extremos que permitan incorporar datos de mayor magnitud a la serie de aforos. La función presentada en este trabajo (ecuaciones 6 y 7) fue aplicada en Guillén et al. (2015) para validar la técnica de velocimetría por imágenes de

partículas implementada a gran escala (LSPIV, por sus siglas en inglés), con resultados muy satisfactorios, dentro del rango de validez de los aforos tradicionales empleados en este trabajo. Cabe aclarar que en el referido trabajo es mencionada como "curva INA", ya que fue desarrollada a partir de los datos del INA, pero conforme comunicación personal con el primer autor, se empleó la función compuesta de las ecuaciones 6 y 7 presentadas en este trabajo. En consecuencia, se recomienda el uso de esta técnica o alguna semejante, que permita medir velocidades en eventos con crecidas de gran magnitud.

En resolución, en este trabajo se puso de manifiesto la inquietud de proponer un cambio superador en relación a la metodología de pronóstico hidrológico empleada actualmente en la cuenca del río San Antonio. En efecto, se sugirió migrar hacia un modelo de transformación lluvia-caudal, para el cual se destacó como indispensable contar con series de caudales de calibración. En este sentido, se calibró una curva H-Q, y se ofreció una función de transformación, con un elevado coeficiente de correlación que permite estimar la serie de caudales requerida para calibración de cualquier modelo P-Q. Se recomienda emplear técnicas modernas de medición de velocidades a los fines de ampliar el rango de caudales disponibles de ajuste de la curva H-Q con el propósito de convertirla en una herramienta propicia para la calibración de modelos de pronóstico P-Q para crecidas de gran magnitud.

Agradecimiento. *Queremos agradecer en este trabajo a Nicolás Guillén, Antoine Patalano y Marcelo García, por realizar las primeras aplicaciones de esta curva en sus experimentos a partir de la técnica de PIV, colaborando de este modo a convalidar su bondad de ajuste. También se agradece al Centro de Estudios y Tecnologías del Agua (CETA), y el Instituto Superior de Estudios Ambientales (ISEA) por la provisión del lugar de trabajo y elementos necesarios para el desarrollo de las tareas vinculadas a este artículo.*

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Berthet, L., Andreassian, V., Perrin, C., Javelle, P. (2009). "How crucial is it to account for the antecedent moisture conditions in flood forecasting? Comparison of event-based and continuous approaches on 178 catchments". *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 13, 819–831, 2009.

Colladon, L., Caamaño Nelli, G., Pazos, R.I., Dasso, C.M. (2007). “Modelos Estadísticos para Pronosticar Crecidas a Tiempo Real en las Sierras Cordobesas”. *XXI Congreso Nacional del Agua*. CPCNA. Tucumán. Resumen y trabajo en CD.

Guillén, N.F, Patalano, A., García, C.M. (2015). "Validación de la técnica PIV a gran escala para la estimación de caudales en ríos de montaña". *IV Simposio sobre Métodos Experimentales en Hidráulica*. La Plata, Argentina.

Martín, M.J. (2013). Calibración y modelación hidrológica preliminar con énfasis en el ordenamiento y control de datos. Aplicación a las cuencas de los ríos San Antonio (Córdoba) y Gualeguaychú (Entre Ríos). *Trabajo Final de Ingeniería Civil. FCEFyN-UNC.*, Cba. Arg.

Tucci, C.E.M. (1993). Hidrologia: ciencia e aplicacao. Porto Alegre: *Editora da Universidade*, 943p.

ANÁLISIS DE LA DISPONIBILIDAD DE AGUA SUPERFICIAL PARA CONSUMO ANTE DISTINTOS ESCENARIOS DE PRECIPITACIÓN EN LA CUENCA DEL RIO SAN ANTONIO, PROVINCIA DE CÓRDOBA

Javier Alvarez[1,2], César Luis García[1,3] y Carlos Marcelo García Rodríguez[1,2]

[1]Centro de Estudios y Tecnología del Agua (CETA), Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales (FCEFyN), Universidad Nacional de Córdoba (UNC). Av Filloy s/n, Ciudad Universitaria, CP 5000, Córdoba, Argentina.

[2]Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT CONICET/UNC). FCEFyN, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.

[3]EHCPA-UCC, Estudios Hidrológicos en Cuencas Pobremente Aforadas-Universidad Católica de Córdoba, Córdoba, Argentina

javieralvarez.ic@gmail.com

Introducción

De acuerdo a los Objetivos de Desarrollo del Milenio (Naciones Unidas, 2000), uno de los ocho es "La protección del medio ambiente", lo cual implica la gestión estratégica de los recursos hídricos para satisfacer las principales necesidades de la población sin afectar el ambiente que lo circunda, es decir de manera sustentable. El río San Antonio es la principal fuente de abastecimiento de agua potable para los habitantes e industrias de las localidades del Sur de Punilla, sin embargo en la actualidad y en el período de estiaje, se ha llegado a extraer la totalidad del caudal del río en las semanas previas al inicio de la época de lluvias. El problema del suministro de agua no tiene sólo un impacto local, sino que podría perjudicar a otras localidades como Córdoba Capital, ya que éste río es uno de los principales afluentes del dique San Roque, el cual a su vez provee de agua potable a dicha ciudad.

El río San Antonio es uno de los principales ríos de la cuenca alta del Río Suquía que afluyen al Dique San Roque, ubicado en la región Centro de la República Argentina en la provincia de Córdoba. Es muy importante predecir la evolución temporal de los caudales escurridos en este río ante distintos escenarios de precipitación ya que las localidades cercanas a este río (incluyendo a la ciudad de Villa Carlos Paz, uno de los principales centros turísticos del país) se abastecen de agua del río para su posterior potabilización, sin contar con otra fuente de provisión complementaria (Diques, perforaciones, etc.).

Para poder mejorar el sistema de gestión de recursos hídricos y asistir a la toma de decisiones, es necesario saber cómo responden las cuencas de aporte ante distintos escenarios hidrometeorológicos y de demanda. Por ende, para analizar el impacto de las variaciones del caudal en la disponibilidad de agua (Oferta) para las localidades que toman agua del río San Antonio (Demanda), se trabajó con simulaciones hidrológicas realizadas a partir de observaciones terrenas y modelos climáticos.

Objetivos

El objetivo del presente trabajo consiste en analizar el impacto en el escurrimiento superficial ante variaciones de precipitación en el río San Antonio, ubicado en el departamento de Punilla al Oeste de la Provincia de Córdoba, Argentina.

Área de Estudio

La cuenca del río San Antonio (Figura 1) forma un área aproximada de 500 km2, caracterizada por un relieve montañoso, es uno de los principales tributarios del Lago San Roque, el cual embalsa las aguas escurridas en la cuenca alta del Rio Suquía (o Primero).

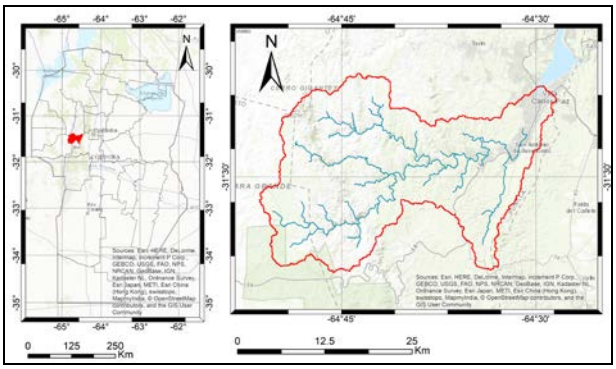


Figura 1.- Ubicación de la cuenca del río San Antonio.

El módulo del Río San Antonio es 4.5 m^3/s (datos del Centro de la Región Semi-Árida del Instituto Nacional del Agua "INA-CIRSA" entre 1992 y 2013). Sin embargo, su caudal fluctúa ampliamente entre épocas estivales y de estiaje. Tal es así, que a los pocos días de una creciente el caudal logra descender por debajo del módulo. En el caso del caudal de estiaje, éste históricamente ha oscilado entre 0.8 y 0.4 m^3/s en promedio.

Actualmente, de acuerdo con información suministrada por la COOPI, 22 mil cuentas se encuentran conectadas al servicio de agua potable, de los cuales, las estimaciones aseguran que 50 mil habitantes estables gozan de este servicio, precisando así un módulo de extracción de 0.3m3/s, aun teniendo la capacidad de tratamiento de 0.5m3/s.

Materiales y Métodos

Para simular el comportamiento hidrológico de la cuenca del rio San Antonio se utilizó el modelo hidrológico JAMS, calibrado y parametrizado para la cuenca de este río con observaciones de precipitaciones, temperaturas y caudales registrados por el INA-CIRSA entre 1992 y 2013.

El modelo hidrológico JAMS (Jena Adaptable Modelling System) fue desarrollado por el grupo de investigadores del "Department of Geoinformatics, Hydrology and Modelling", de la Friedrich-Schiller-University, Jena, Alemania (http://jams.uni-jena.de). Este modelo se basa en la ecuación de balance hídrico y es del tipo continuo y distribuido en HRU (hydrologycal Responce Units). La simulación de los procesos se lleva a cabo en distintos módulos: intercepción y evapotranspiración, agua en el suelo, agua subterránea, tránsito lateral y tránsito en el cauce. La cuenca se representa como una serie de reservorios y HRU interconectados y los cálculos se realizan en un paso de tiempo fijo.

Para analizar su impacto en los caudales escurridos en la cuenca, se simularon con JAMS escenarios hipotéticos de precipitación, sintetizados a partir de los valores observados, y escenarios de precipitación obtenidos de modelos de cambio

climático global (GCM, por sus siglas en inglés). Estos son una tecnología para analizar las posibles problemática que pueden causar climas futuros.
Los GCM utilizados corresponden al CMIP5 y sólo se trabajó con la variable PR_DD (lámina de lluvia en mm) obtenida de los datos almacenados en formato netCDF en la Base de Datos Climáticos de la 3CN (http://3cn.cima.fcen.uba.ar/). En particular, entre los modelos climáticos disponibles en esta base de datos, se trabajó con los tres que mejores desempeños presentan para el área de estudio. Estos son MPI, CNRM y NorESM ya que presentan menor error medio de las observaciones y mayor número de veces presentan menor error (Alvarez, 2016). Por otro lado, la resolución espacial disponible en el servidor es de 0.5° por píxel (aproximadamente 50km). Por último, se estandarizaron los datos con fecha al formato Gregoriano estándar de 365 días por año, y una ventana temporal desde el 01/01/1961 hasta el 31/12/2010.
Por último, antes de asimilar los datos de precipitaciones y temperaturas simuladas por los GCMs al modelo hidrológico es conveniente realizar una corrección de escala espacial por medio de técnicas estadísticas de Downscaling. Junto con la corrección de los sesgos, estas correcciones mejoran la distribución espacial de las variables. Permitiendo tener caudales simulados para escenarios futuros de precipitación y temperatura con base física y de acuerdo con las proyecciones de gases de efecto invernadero.

Resultados

A partir de los 20 años de registros, se determinó que las precipitaciones acumuladas anuales han oscilado en un rango de entre 20% y 30% del valor medio. Estas fluctuaciones son propias del clima en que se encuentra la cuenca.
La condición de Riesgo de Escasez de Agua (REA) se presenta cuando el flujo superficial es menor al necesario para abastecer a la totalidad de población, mientras se procura mantener un caudal ecológico de al menos 0.2 m^3/s. Para entender qué sucede en ciclos climáticos con años secos o húmedos se realizaron escenarios de variación de montos de precipitación. Se adopta un valor de variaciones de 30% para sintetizar las series de precipitaciones a partir de las variaciones inter-anuales observadas. Es así, que la figura 2 muestra en 3 colores diferentes los días que habría REA ante distintas demandas (0.3m3/s, 0.6m3/s y 0.9m3/s, en azul, verde y rojo respectivamente) para las variaciones de lluvia en el 2013 en +/-30% y sin variación alguna.

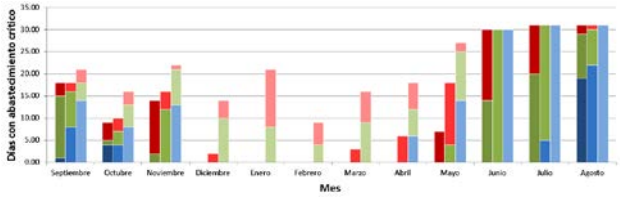


Figura 2. Número de días en cada mes en que los caudales simulados son menores a 0.3m3/s (azul), 0.6m3/s (verde) y 0.9m3/s (rojo). Variaciones mensuales de lluvia en sentido de izquierda a derecha (con colores más oscuros a más claros): +30%, 0%, -30%.

Al observar la figura 2 cabe notar el claro aumento de los días con REA al disminuir en 30% la tasa de lluvia en el año 2013, ya que los días en que peligra el abastecimiento de agua potable y el caudal ecológico ascienden notoriamente. En este caso además, aumenta la cantidad de días en que los caudales no son suficientes para abastecer las demandas proyectadas de 0.6m^3/s y 0.9m^3/s, incluso en los meses del período estival. Por otro lado, entre Junio y Agosto la satisfacción de la demanda de 0.3m^3/s y el caudal ecológico con 30% menos de precipitación, corre grave peligro y merece especial atención para los tomadores de decisiones.
Adicionalmente, en la figura 2 se observa que un aumento del 30% en la tasa de precipitación tiene un efecto casi nulo con respecto a la serie sin variaciones en el número de días con demandas menores a 0.9m3/s. El impacto se acentúa un poco más en los otros dos casos y el REA se observa recién en Junio.
Por otro lado, la tabla 1 compara los días con Riesgo de Escasez de Agua (REA) entre los valores simulados con JAMS con precipitaciones observadas y provenientes de los GCMs:

Tabla 1.-Cantidad de días con caudales menores a 0.3, 0.6 y 0.9m3/s, para diferentes RCP y períodos de tiempo. Entre observaciones y GCM.

GCM	Nro días	Obs	Histo	FC RCP4.5	FC RCP8.5	FL RCP4.5	FL RCP8.5
NorESM	Q<0.3	78	110	95	95	97	106
	Q<0.6	126	158	146	145	146	152
	Q<0.9	158	185	175	172	173	180
MPI	Q<0.3	78	70	103	75	103	97
	Q<0.6	126	134	153	134	173	153
	Q<0.9	158	173	182	169	213	190
CNRM	Q<0.3	78	96	89	101	103	97
	Q<0.6	126	147	140	151	151	148
	Q<0.9	158	178	170	185	178	180

Se observa en la tabla anterior que los valores de días con caudales inferiores a 0.3m^3/s, equivalen a una cuarta parte de los días del año. Además, si la población aumenta (y por ende el consumo) y si incluso se agregaran otros usos al recurso (como industrial, riego, etc), el número de días críticos para cumplir con el suministro de agua y preservar el caudal ecológico incrementaría fuertemente. Es decir, más del 50% para el doble de consumo y el doble para el triple de consumo.
En concordancia con esto, los caudales simulados en JAMS con datos de GCM en los períodos históricos se encuentran sesgados positivamente, con respecto a los caudales simulados con datos observados, en el número de días con caudales críticos de satisfacer la demanda de agua potable y caudal ecológico en el río San Antonio. Por otra parte, en los períodos futuros cercanos y lejanos, y para los diferentes RCP, no se observan cambios significativos respecto al período histórico.

Conclusiones

Se determinó que, aunque llueva hasta un 30% más de lo normal, el riego de escases de agua es crítico entre Julio y Octubre. Además, precipitaciones del orden de 30% menores a las observaciones generan grandes problemas al suministro de agua potable, con numerosos días sin poder suplir de agua potable a las comunidades vecinas al río San Antonio.
A pesar de observarse un impacto apreciablemente nulo de las precipitaciones de los GCMs en el REA, se sugiere continuar estudiando el sesgo y las técnicas de Downscaling entre las observaciones y los GCMs.

Referencias

Organización de las Naciones Unidas (2000). "DECLARACIÓN DEL MILENIO". *8a. sesión plenaria de Asamblea General*.
Alvarez J., García C.L., García C.M. (2016). "DESEMPEÑO DE MODELOS CLIMÁTICOS GLOBALES REPRESENTANDO INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA EN ÁREAS SELECCIONADAS EN LA PROVINCIA DE CÓRDOBA". *V Taller sobre Diseño Hidrológico.* Salta (Argentina).

DIAGNÓSTICO DE UN SISTEMA PLUVIAL SINGULAR APOYADO EN REGISTROS LOCALES DE DATOS METEOROLÓGICOS

Angheben, Enrique[1]; Bianchi, Guillermo[1]; Romanazzi, Pablo[1]; Calvetty Ramos, Gabriela[1]; Bonardo, Leandro[2]; Spadari, Germán[2]

[1] Integrantes de la UIDET Hidrología - Dto. Hidráulica, FI-UNLP
[2] Alumnos colaboradores de la UIDET Hidrología - Dto. Hidráulica, FI-UNLP
UIDET Hidrología - Departamento de Hidráulica - Facultad de Ingeniería - UNLP
Calle 47 N° 200, piso 1, Oficina 6, La Plata - Tel. 0221-427-5223
eangheben@hotmail.com

RESUMEN

Entre los días 2 y 3 de febrero de 2015, la localidad de 30 de Agosto, partido de Trenque Lauquen, sufrió una de las inundaciones más significativas de su historia, como consecuencia de un evento de precipitación diaria del orden de los 280 mm. Este evento, el segundo en importancia según sus registros históricos, hubiese quedado indocumentado de no ser por las mediciones sistemáticas que realiza la Escuela de Educación Secundaria Agraria Nº 1 “Manuel Belgrano”, pública y de gestión estatal, de la misma localidad.
El procesamiento estadístico de esos datos permitió asociar un período de retorno al evento, y establecer su grado de severidad.
La diversidad de elementos, tipos y funciones de los componentes hidráulicos existentes en el sistema pluvial determinó la necesidad de utilizar para su análisis, un modelo matemático del tipo hidrológico-hidrodinámico, tal como el SWMM.
Los resultados obtenidos indicaron una insuficiencia en la capacidad de los reservorios y conducciones, incluso para tormentas de baja recurrencia.
El modelo SWMM es la herramienta adecuada para la correcta evaluación de este tipo de sistemas pluviales singulares, y los resultados obtenidos permitieron formular recomendaciones pertinentes y útiles, para un mejor manejo de los desagües pluviales de la localidad.

ABSTRACT

Between 2 and 3 February 2015, the town of 30 de Agosto, Trenque Lauquen, suffered one of the most significant floods in its history, because of a daily precipitation event of the order of 280 mm. This event, the second in importance according to its historical records, would have been undocumented if it were not for the systematic measurements made by the Agrarian Secondary School Nº 1, "Manuel Belgrano", public and state-run, of the same locality.
The statistical processing of these data allowed to associate a period of return to the event, and to establish its degree of severity.
The diversity of elements, types and functions of hydraulic components in the rainwater system determined the need to use a mathematical hydrological-hydrodynamic model such as the SWMM for its analysis.
The obtained results indicated an insufficiency in the capacity of the reservoirs and conduits, even for storms of low recurrence.
The SWMM model is the appropriate tool for the proper evaluation of this type of unique storm system, and the results obtained allowed the formulation of pertinent and useful recommendations for better management of local storm drains.

INTRODUCCIÓN

La localidad de 30 de Agosto se ubica a 40 km de la ciudad de Trenque Lauquen, al Oeste de la provincia de Buenos Aires, en el partido del mismo nombre. Cuenta con alrededor de cinco mil habitantes, y su economía se basa principalmente en la agricultura y la producción de tambos lecheros.

Desde hace décadas la zona Oeste de la provincia sufre inundaciones que afectan no sólo a

áreas productivas, sino también a importantes centros urbanos y pequeñas localidades que sobrellevan de igual manera sus consecuencias. La situación se ve aún más comprometida por la geomorfología regional, esto es, una zona de dunas separadas por bajos (interdunas), de carácter arréica, sin cursos naturales predominantes que encaucen los escurrimientos superficiales, determinado la importancia de la evapotranspiración y la infiltración como balance de las precipitaciones.

De manera particular, entre los días 2 y 3 de febrero de 2015, 30 de Agosto sufrió una de las inundaciones más importantes de su historia, como consecuencia de un evento de precipitación diaria del orden de los 280mm, ubicándose en segundo lugar luego de los 294mm caídos en 1987, que provocaron la histórica inundación que afecto a toda la región, y en particular al partido de Trenque Lauquen.

Sin embargo, la magnitud de ese evento hubiese quedado indocumentado de no ser por las mediciones sistemáticas que realiza la Escuela de Educación Secundaria Agraria Nº 1 "Manuel Belgrano" (EESA Nº 1), pública y de gestión estatal, de la misma localidad de 30 de Agosto. Esta escuela posee, entre otros instrumentos de medición de variables climáticas y agronómicas, un pluviómetro, que registra la precipitación diaria desde el año 1984 hasta la actualidad.

Este dato toma particular relevancia cuando se verifica que la Estación Meteorológica de Trenque Lauquen, perteneciente al Servicio Meteorológico Nacional (SMN), prácticamente no registró precipitación en esos días (sólo recién el día 04/02/15), lo que confirma la gran variabilidad espacio temporal que presentan este tipo de sucesos.

El procesamiento estadístico de los datos obtenidos de la EESA Nº 1 permitió asociar un período de retorno al evento, y establecer así su grado de severidad. Asimismo, se realizó un contraste con la serie de precipitaciones de Trenque Lauquen, de 105 años de longitud.

Fue precisamente la inundación provocada por esa precipitación la que originó la encomienda por parte de la Municipalidad de Trenque Lauquen, a la UIDET Hidrología de la Facultad de Ingeniería (UNLP), de un "Estudio Hidrológico – Hidráulico de la Localidad de 30 de Agosto". El presente trabajo se llevó adelante en el marco de ese Estudio que tuvo como objetivo la evaluación integral del sistema de desagües pluviales de la localidad y proponer recomendaciones pertinentes para un mejor manejo del mismo.

MATERIALES Y MÉTODOS

Series de Precipitaciones

Para el análisis se han utilizado dos series de precipitaciones, las cuales se describen a continuación:

- Registro de precipitaciones diarias de la estación meteorológica de la Escuela de Educación Secundaria Agraria Nº 1 "Manuel Belgrano", en el período 1984 – 2016.
  Para el estudio se utiliza la serie hasta el año 2015 (último año completo), cuya longitud de registro es entonces de 32 años. Es importante destacar el faltante de datos en cuatro meses del año 2003 (julio, agosto, septiembre, octubre), por la rotura del equipo de

medición ocasionada por un rayo. De todas maneras, se decidió tomar como continua la serie ya que no origina grandes cambios en la misma por estar esos meses en un período de bajas precipitaciones, y el haber constatado in situ, que no se recordaban lluvias de marcada importancia.

- Registro de precipitaciones diarias de la serie Trenque Lauquen, la cual proviene de datos obtenidos por el Servicio Meteorológico Nacional (SMN), y cuenta con una longitud continua de 105 años (1911-2015). Estos datos fueron adoptados por el Plan Maestro del río Salado (PMI) y provienen de elaboraciones rigurosas, en cuanto a chequeo de consistencia y completamiento de faltantes (ambos en base a datos de estaciones cercanas). La misma fue utilizada y verificada por la UIDET Hidrología y por consultoras privadas.

Se cuenta entonces con información propia y cercana (40 km) a la localidad de 30 de Agosto, con registros que se comparten en el mismo período.

Análisis de Valores Extremos

Para este análisis se utilizaron precipitaciones máximas diarias anuales de ambas estaciones, se tiene así una serie con valores de 105 años y otra de 32 años para Trenque Lauquen y 30 de Agosto respectivamente. Asimismo, se utilizaron dos de las distribuciones más conocidas en hidrología, estas son, la Distribución de Gumbel y la de Pearson III.

La distribución de Gumbel utiliza dos parámetros, la media y el desvió estándar, y la de Pearson III, además de los anteriores, incorpora el coeficiente de asimetría. Los valores obtenidos para cada una de las series se muestran en la Tabla 1 siguiente.

Tabla 1.- Parámetros de las series

Parámetro	Serie Trenque Lauquen	Serie EESA Nº 1
Precipitación Promedio	119,80 mm	89,40 mm
Desvío estándar (S)	68,65 mm	58,31 mm
Coeficiente de Asimetría (Cs)	2,86 mm	2,65 mm

El intervalo de confianza establecido para ambas distribuciones fue del 95% y recurrencias comprendidas entre 1,01 y 1.000 años, de manera de obtener gráficos apropiados.

Test de Bondad de Chi-Cuadrado

Para evaluar en forma analítica cuál distribución ajusta mejor a la muestra, se realizó una comparación entre los valores teóricos y muestrales de las funciones de frecuencia relativa, por medio del test de bondad de X^2 (Chi–cuadrado).

Esta prueba consiste en comparar el valor de la variable X_c^2 con el establecido como valor límite de la distribución $X^2_{v,\alpha}$ ("α" es el nivel de confianza). Si el valor de X_c^2 es menor que el valor límite, la hipótesis que la distribución adoptada ajusta a la muestra es aceptada, en caso contrario es rechazada. Cuanto más próximo a cero es el valor de X_c^2 hay mayor concordancia entre la distribución teórica y la observada.

Estudio Hidrológico

Como método de estimación de las curvas Intensidades – Duración – Recurrencia (IDR), se

utilizó el de Regionalización de Lluvias Intensas en Argentina, propuesto en el Manual para el "Diseño de Planes Maestros para la Mejora de la Infraestructura y la Gestión del Drenaje Urbano", de la Dirección Provincial de Obras Hidráulicas (DPOH).

Para el reconocimiento del medio físico, la delimitación de las cuencas de aportes y la identificación del sistema de desagües pluviales existente, se efectuaron visitas a la localidad y se recopilaron antecedentes de base en diferentes instituciones, como ser las cartas en escala 1:50.000 del Instituto Geográfico Nacional (IGN), imágenes SRTM y el amanzanamiento acotado del ejido urbano. Asimismo, se realizó un relevamiento topográfico de puntos claves que interesaban al funcionamiento y calibración del modelo. En particular se registró el nivel y dio cota a la boca del freatímetro ubicado en la misma EESA Nº 1.

En la Figura 1 se muestra, sobre una imagen satelital de 30 de Agosto, puntos relevantes de su sistema de desagües pluviales, coincidentes con aquellos donde se complementó con cotas definidas para el modelo (freática, nivel en reservorios, arranque y parada de bombas, etc.).

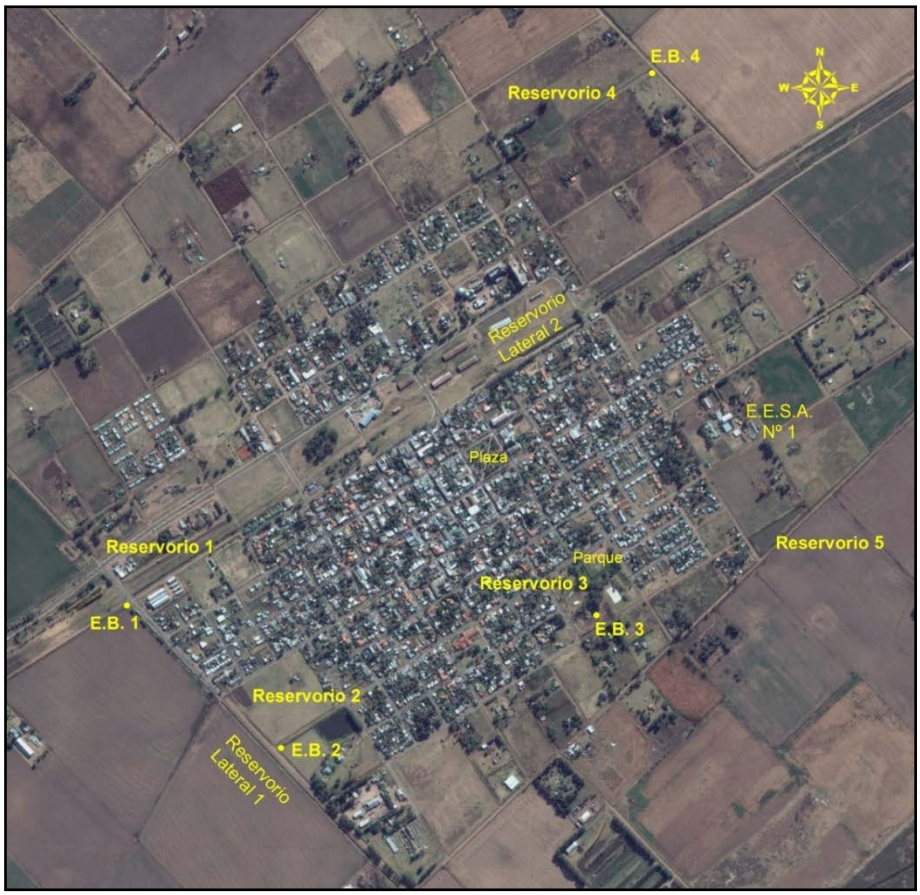


Figura 1.- Relevamiento de los puntos más importantes de la localidad.

Modelación Matemática

Como sucede en general en toda trama urbana, una parte del excedente pluvial escurre a superficie libre por calles y zanjas, y otra, lo hace por la red de conductos de diámetros y/o secciones variables. Pero en el caso analizado, también existen, y forman parte del sistema pluvial, varios reservorios que acumulan y retardan los picos de caudal, así como también varias estaciones de bombeo que impulsan esos volúmenes acumulados a canales a cielo

abierto sin revestir, los cuales finalmente conducen esos excedentes hacia fuera de la planta urbana del pueblo.

En particular para las aproximadamente 272 hectáreas que conforman el ejido urbano de 30 de Agosto, existen cinco reservorios, cuatro estaciones de bombeo, y el entramado de una red de cuatro conducciones pluviales que, partiendo desde una misma esquina, transportan el escurrimiento hacia dos diferentes puntos de descarga. Se suma a la dificultad anterior, el contexto regional de muy baja pendiente donde se ubica la localidad, esto es, el noroeste bonaerense, la cual se verifica en la propia altimetría de su planta urbana, de cota casi invariante en el orden de 100m IGN y pendiente 0,3 por mil, causando que tanto los escurrimientos superficiales como por conductos, sean poco eficientes.

Por ello se entendió que la herramienta más conveniente para modelar este singular sistema pluvial fuera el "Storm Water Management Model" (SWMM) de la "United States Environmental Protection Agency" (EPA), del tipo hidrológico-hidrodinámico, de licencia libre y gratuita, y de amplio uso en este tipo de estudios. El modelo permite, gracias a los módulos de escorrentía y de transporte, la simulación de los procesos de transformación lluvia – caudal y su traslado a lo largo de la red de desagües, tanto por calles como por conductos simultáneamente, además de tener la posibilidad de representar el funcionamiento de estaciones de bombeo y reservorios.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Análisis de Datos Anuales y Mensuales

En primera instancia se trabajó con datos de paso mensual, y es así que en la Figura 2 pueden observarse los valores de precipitación máxima y promedio mensual, para cada mes, en la estación meteorológica de 30 de Agosto (EESA Nº 1) y la estación Trenque Lauquen, a la vez que se indica el promedio anual de todo el período común (1984 – 2015).

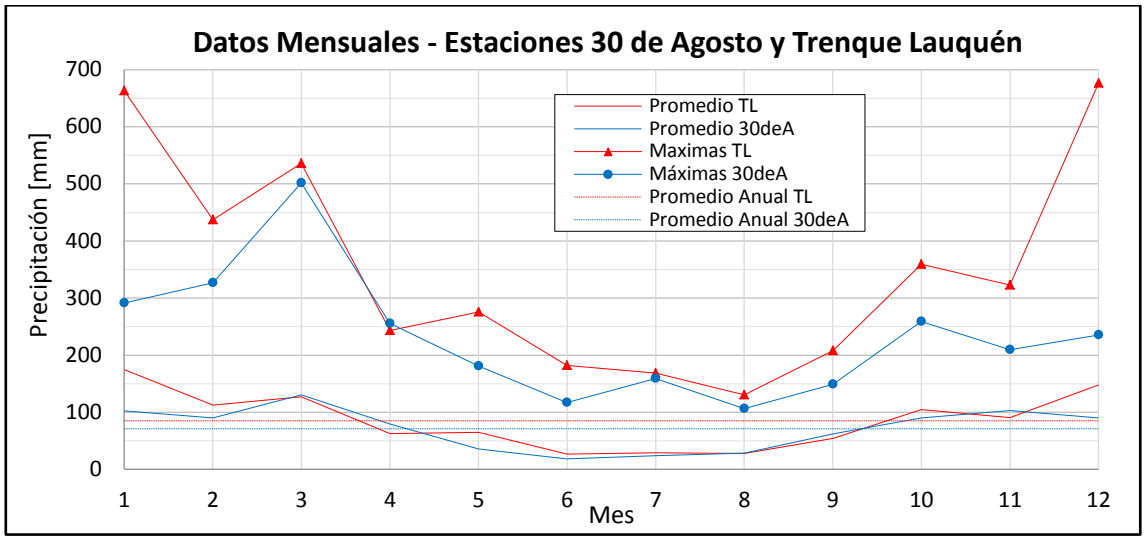


Figura 2.- Datos mensuales. Comparación período común estaciones T. Lauquen y 30 de Agosto.

De la Figura 2 se desprende que los datos de Trenque Lauquen tienen un promedio levemente mayor a los de 30 de Agosto, las tendencias de los promedios mensuales son similares, y los

valores extremos de la serie de Trenque Lauquen, en algunos casos, superan ampliamente a los de 30 de Agosto, lo cual puede asignársele a la mayor longitud de registro.

En la Figura 3, se observa también para el período común de datos (1984-2015) la serie de precipitaciones anuales de Trenque Lauquen y de 30 de Agosto, y para cada serie se agrega, además, la media móvil a 5 años. Dicho valor se ubica en el centro (año 3) del período en correspondencia con dicho año.

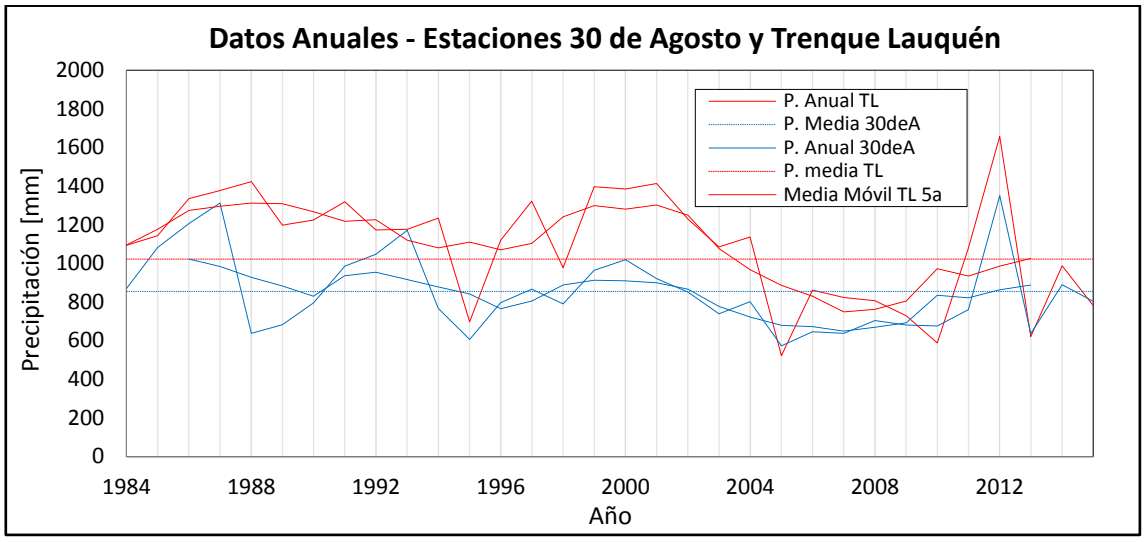


Figura 3.- Datos anuales. Comparación período común estaciones T. Lauquen y 30 de Agosto.

A partir de ambos gráficos se observa que los registros de Trenque Lauquen proporcionan un promedio mayor al de 30 de Agosto, y las medias móviles permiten reconocer una serie de años hidrológicos con mayor o menor volumen de agua precipitada. De esta forma, se puede determinar la tendencia de períodos húmedos o secos. En particular, el evento del 2 y 3 de febrero del 2015, se ubica hacia el final de lo que parece un período seco, dando esto una primera idea de lo aislado de la ocurrencia de tal precipitación.

Asimismo, se observa que la tendencia seguida por ambas series es similar, sobre todo en las medias móviles, si bien se observan algunas diferencias marcadas en algunos años particulares de la serie anual. Lo interesante es observar cómo la serie de Trenque Lauquen es "paralela" a la de 30 de Agosto, con una diferencia en los promedios de 169mm (1024mm y 855mm respectivamente). Esto hace pensar que puede haber algún error en las mediciones, ya que al estar separadas tan sólo 40 km, en los promedios anuales de 32 años la aleatoriedad de las lluvias deberían producir una diferencia menor entre las precipitaciones en uno y otro punto. En este sentido podría pensarse que una estación estaría midiendo por exceso, o la otra por defecto, o ambas simultáneamente.

Esto mismo puede apreciarse en el gráfico de correlación entre ambas estaciones, representado en la Figura 4. El mismo se construye a partir de los 32 años que comparten ambas series. Cada punto surge de cruzar la precipitación en cada año para las dos estaciones, luego a la nube de puntos se le traza una línea de tendencia lineal.

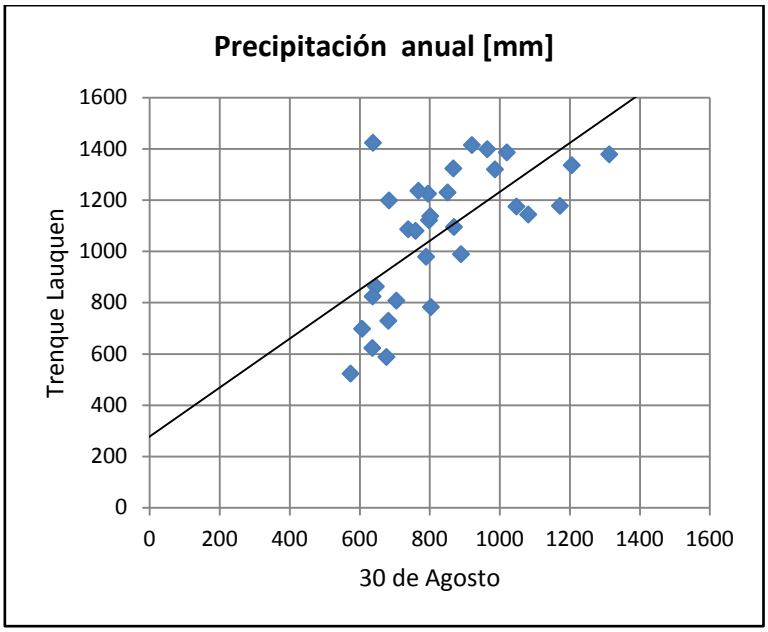


Figura 4.- Datos anuales. Correlación entre estaciones.

Análisis de Valores Extremos

A modo de resumen de los análisis realizados, el resultado gráfico de los ajustes de las distribuciones Gumbel y Pearson III (en la misma escala Gumbel) a la serie de datos de 30 de Agosto se muestra en la Figura 5.

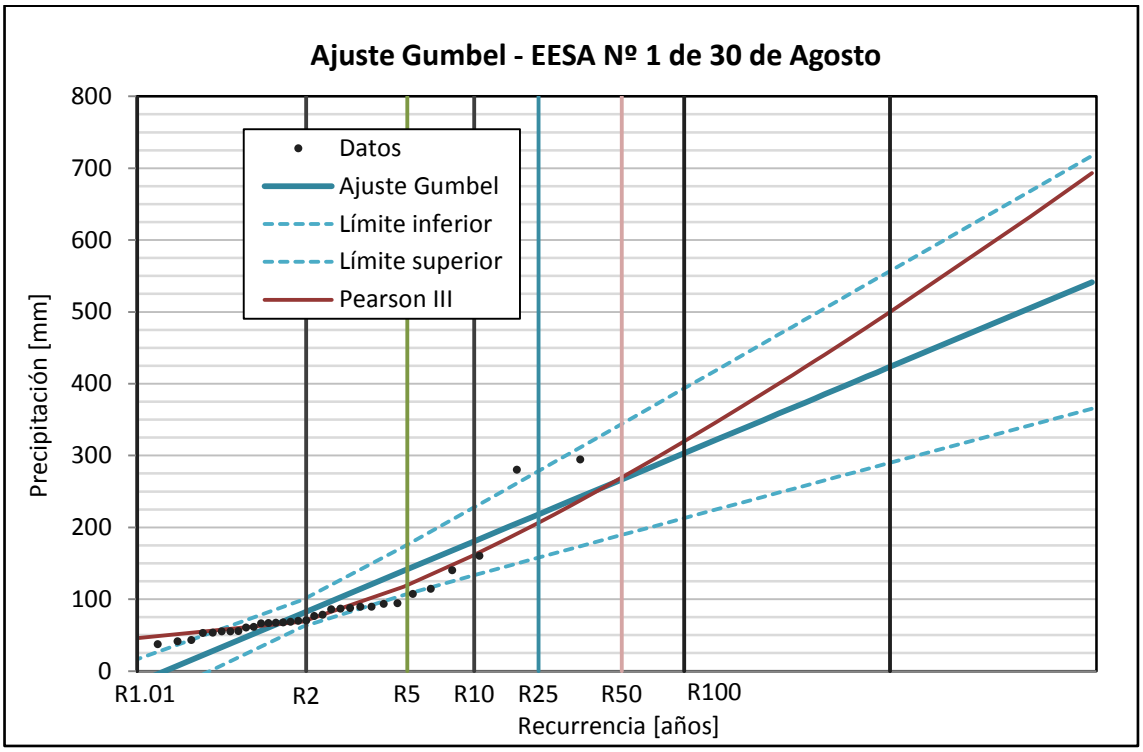


Figura 5.- Análisis de valores extremos. Ajustes de Gumbel y Pearson III.

En ella, se observa que el ajuste Gumbel pareciera no ser el más adecuado para esta serie de valores, dado que muchos puntos del registro caen por fuera del ajuste, e incluso fuera de los límites de confianza. Asimismo, puede observarse que el evento del 2 y 3 de febrero cae por

fuera de estos límites, con lo cual se sigue evidenciando la aleatoriedad del mismo. Cabe mencionar que mismo tratamiento se realizó para la serie de 105 años de Trenque Lauquen, obteniéndose iguales resultados.

Para ambas series, la aplicación del test de Chi-cuadrado dio como resultado los valores indicados en la Tabla 2.

Tabla 2.- Resultado test de bondad Chi-cuadrado

Distribución	Serie Trenque Lauquen			Serie EESA Nº 1		
	X^2muestra	X^2critico	Verifica	X^2muestra	X^2critico	Verifica
Gumbel	16,15	15,51	NO	20,74	7,81	NO
Pearson III	13,91	14,07	SI	5,90	5,99	SI

Para contrastar la bondad de los resultados obtenidos por el método anterior, se calculó el error medio cuadrático de las series, obteniéndose también en este caso un mejor ajuste con Pearson III y la menor variabilidad en los datos para la serie más larga.

Recurrencia del Evento del 2 y 3 de febrero de 2015

Con los resultados del análisis precedente se procedió a estimar un valor para el periodo de retorno, o recurrencia, del evento del 2 y 3 de febrero de 2015. Los valores obtenidos según los métodos y series utilizadas, se resume en la Tabla 3, siguiente.

Tabla 3.- Recurrencia según distribución y serie

Distribución	Serie Trenque Lauquen (105 años)	Serie EESA Nº 1 (32 años)
Gumbel	30 años	68 años
Pearson III	28 años	60 años

La variabilidad en cuanto a las series y distribuciones es muy amplia. Por lo pronto, se tomarán en cuenta las recurrencias obtenidas con Pearson III dado su mejor ajuste.

Precipitaciones Asociadas a Recurrencias

A continuación, en la Tabla 4, se extraen para cada recurrencia considerada, los valores obtenidos de precipitaciones máximas diarias según los ajustes de Pearson III, para las dos series analizadas.

Tabla 4.- Precipitaciones diarias asociadas a recurrencias

Recurrencia [años]	Trenque Lauquen [mm]	EESA Nº 1 [mm]
2	94,5	68,7
5	150,0	117,4
10	199,6	159,1
25	271,8	218,8
50	330,6	266,8
100	392,5	316,8
500	546,6	440,3

De la aplicación de la metodología propuesta en el Manual de la DPOH, se obtuvieron las relaciones I-D-R que se muestran en la siguiente Figura 6.

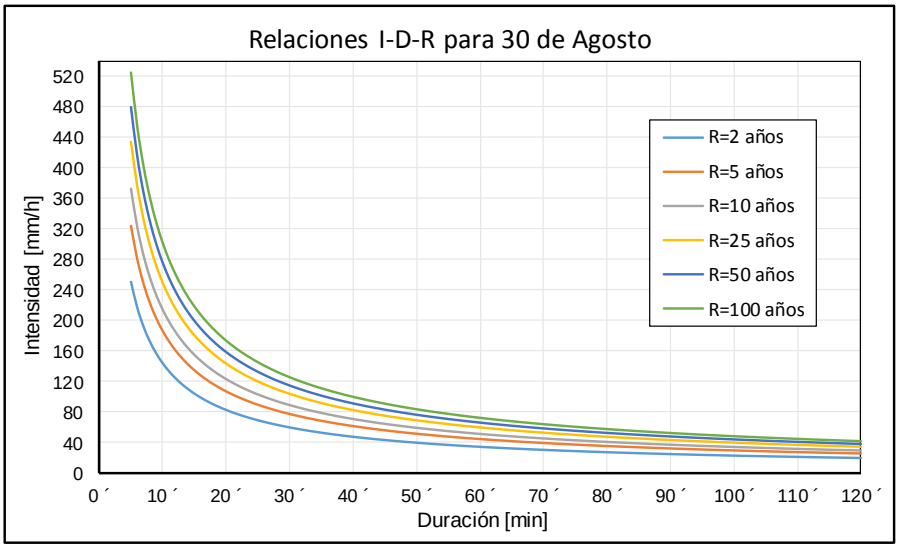


Figura 6.- Curvas I-D-R para 30 de Agosto.

Habiéndose estimado el tiempo de concentración de la mayor cuenca en el orden de una hora, aplicando el método de Bloques Alternos con intervalos de 5 minutos y para recurrencias de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años; se generaron hietogramas de proyecto, de una duración igual al doble del tiempo de concentración, con el pico de intensidad coincidiendo con dicho tiempo.

Análisis de Datos Freáticos

Los datos de niveles freáticos provistos por la EESA Nº 1 también fueron analizados, con el objetivo de poder relacionarlos con el funcionamiento del sistema de desagües pluviales de 30 de Agosto. Este dato está ligado al nivel del pelo libre del agua en los reservorios, lo que determina su volumen útil, por lo cual fue necesario profundizar su análisis. En la Figura 7 se muestra la profundidad promedio de cada mes del año, en el período 2005 – 2015, junto con el promedio (2,747m) de toda la serie. Los datos más relevantes de dicha serie se muestran en la Tabla 5.

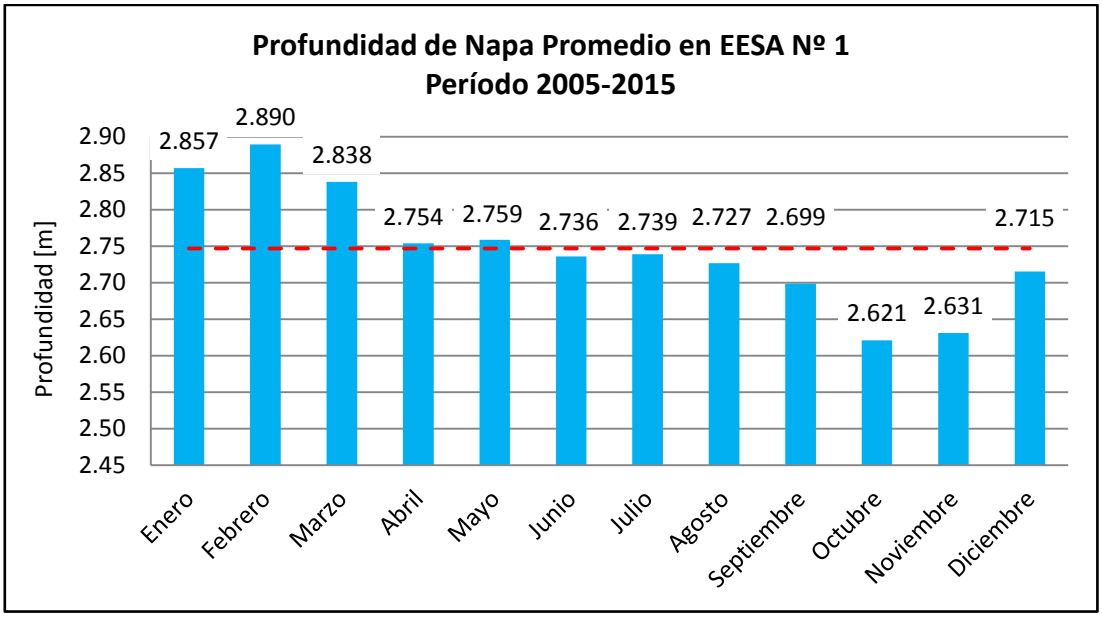


Figura 7.- Profundidad de napa promedio mensual. Período 2005 – 2015. Fuente EESA Nº 1.

Tabla 5.- Serie profundidad de napa. Datos relevantes. Fuente EESA Nº 1

Máximo [m]	**Mínimo** [m]	**Promedio** [m]
3,524	1,458	2,747

Si bien la diferencia entre promedios mensuales no es muy grande, esto es, del orden de los 0,30m (2,890m en febrero y 2,621m en octubre), sí lo es entre el máximo (napa baja) de 3,524m y el mínimo (napa alta) de 1,458m, lo que marca el amplio rango de valores esperables.

En este sentido, en la Figura 8 se muestran los máximos y mínimos de la serie correspondientes a cada mes del año, junto con su promedio anual. Las profundidades máximas (napa baja) se encuentran menos variables entorno a los 3,50m, con un promedio de 3,44m. En cambio, los mínimos (napa alta) verifican mayor variación, entre 1,50 y 2,0m, con un promedio que ronda en 1,75m.

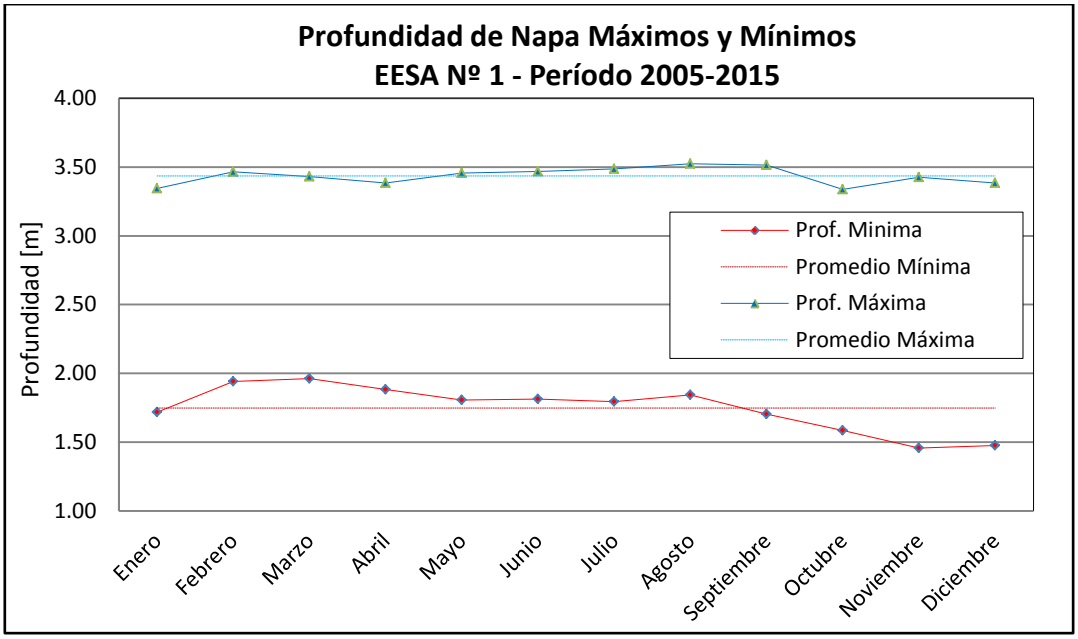


Figura 8.- Profundidad de napa máximos y mínimos. Período 2005 – 2015. Fuente EESA Nº 1.

Los resultados obtenidos fueron tenidos en cuenta para establecer las cotas del nivel del pelo de agua a ser utilizada en la modelación de los reservorios y estaciones de bombeo.

Modelación Matemática

Como es habitual, para el armado del modelado se incorporó el trazado urbano mediante nodos y tramos, que representaban esquinas, calles y conductos pluviales respectivamente. Posteriormente se añadieron los reservorios y estaciones de bombeo, y finalmente se cargaron las lluvias de diseño que alimentan el módulo hidrológico.

En la Figura 9 se muestra una vista general de cómo interpreta el modelo a la planta urbana de 30 de Agosto. Las áreas en gris corresponden a las cuencas de aporte pluvial que desaguan a cada esquina, representadas en el modelo como un nodo de cálculo, y las calles y conductos como las líneas (links) que unen esos nodos.

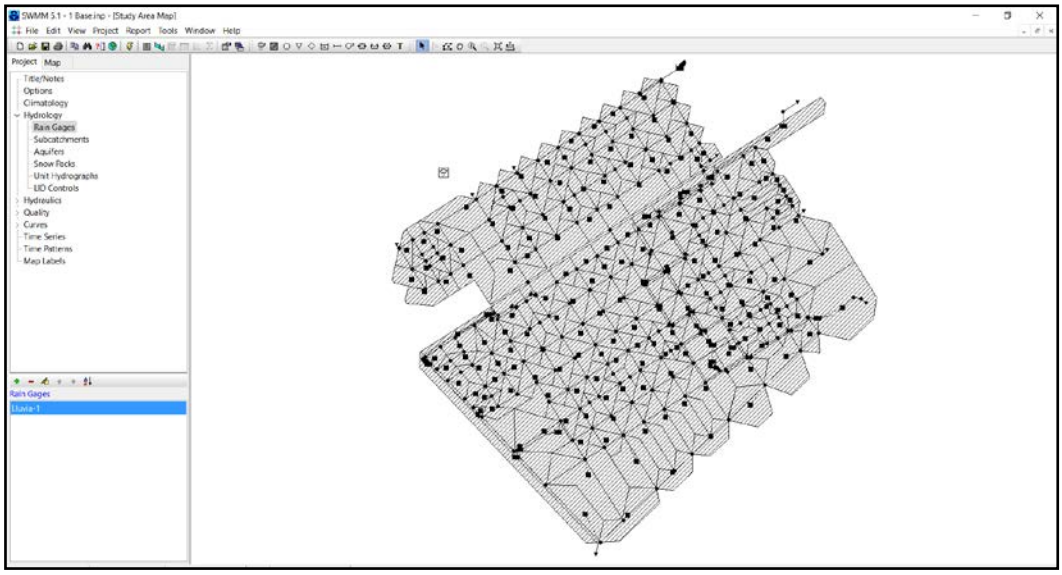


Figura 9.- Planta urbana de 30 de Agosto según el modelo SWMM.

Dentro de las potencialidades del modelo SWMM, se encuentra la posibilidad de observar lo que sucede en cada nodo y/o calle (por ejemplo, altura de agua en calles y veredas) mediante la representación en una escala de colores, que ayuda a la interpretación. Una vista de dicha representación se muestra en la Figura 10.

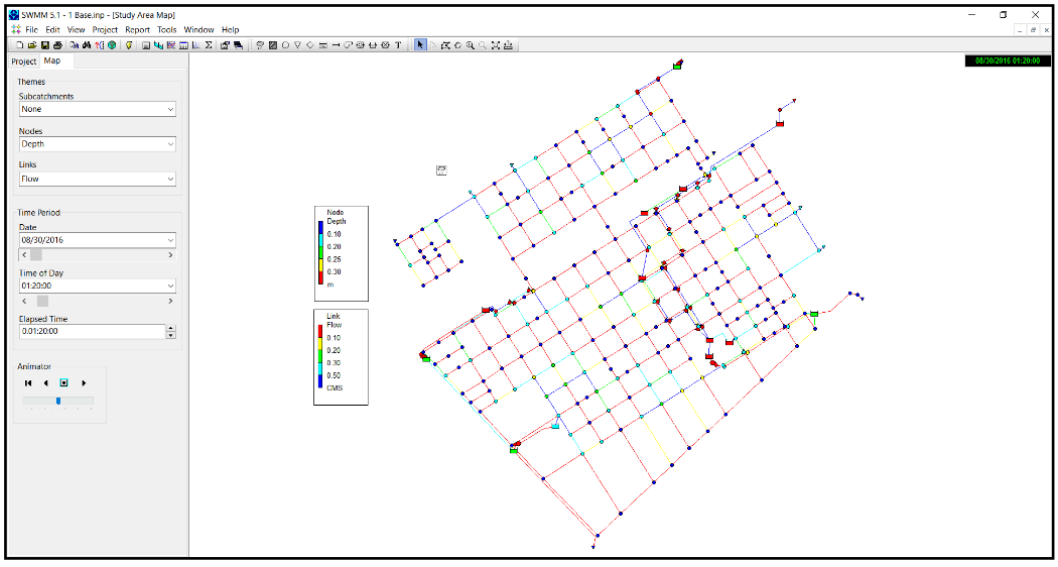


Figura 10.- Planta urbana con niveles de agua en calles y esquinas según el modelo SWMM.

Con la modelización se pudo establecer un diagnóstico del funcionamiento actual del sistema pluvial y evaluar posibles soluciones a tomar en cuenta. Para ello se trabajó principalmente con escenarios de lluvias de 2 y 5 años de recurrencia, compatibles con lo requerido por la normativa para los proyectos de desagües pluviales urbanos, y tres posibles escenarios con intervención futura, como ser, la ampliación de los reservorios, la ejecución de nuevas conducciones y finalmente una que contempla ambas posibilidades.

Respecto a las estaciones de bombeo existentes no se ha previsto la modificación de su actual configuración, dado que su principal función es el vaciado de los reservorios en un tiempo razonable, y su participación en la evacuación de los picos de caudal en menor.

A modo de ejemplo de los resultados obtenidos en la modelación de los reservorios, en la siguiente Tabla Nº 6 se comparan los volúmenes actuales con los mínimos necesarios para amortiguar una lluvia de 2 años de recurrencia.

Tabla 6.- Evaluación de la capacidad de los reservorios de la localidad

Reservorio	Altura Disponible [m]	Volumen Actual [m]	Volumen Mínimo Necesario [m]
Reservorio 1	1,57	3234,2	3.500
Reservorio 2	1,10	9790,0	10.000
Reservorio 3	1.49	3851,7	4.500
Reservorio 4	1,27	2892,1	3.500
Reservorio 5	2,18	4922,2	5.000

Igualmente, en la Figura 11 se comparan los tirantes en función del tiempo (para R= 5 años), en una de las esquinas más comprometidas, para diferentes escenarios de acciones correctivas.

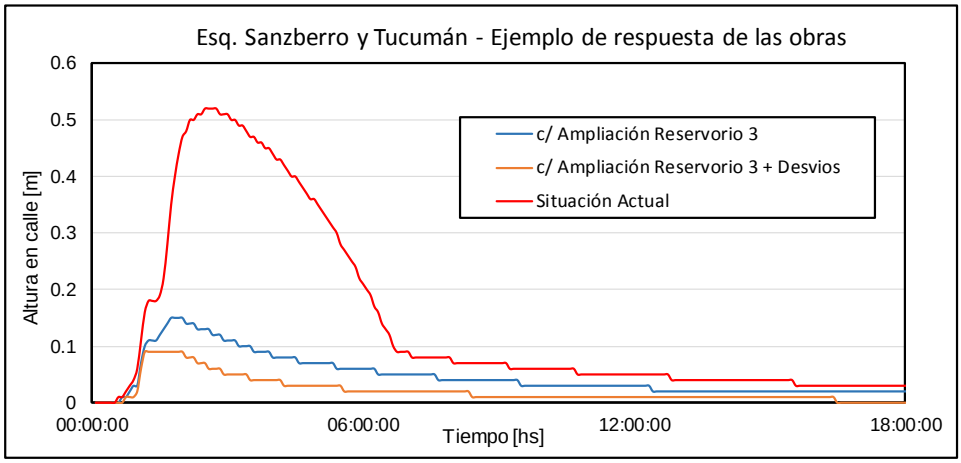


Figura 11.- Ejemplo de visualización de la respuesta de las obras propuestas.

El resultado de la modelación determino que en general el sistema de desagües pluviales de 30 de Agosto no es compatible con precipitaciones del orden de los 2 años de recurrencia, los problemas derivan tanto del déficit de volúmenes de almacenamiento como de la capacidad de las conducciones.

En lo que respecta a los reservorios se recomendó adoptar los volúmenes necesarios para una lluvia de 2 años de recurrencia, dado que, para valores mayores los volúmenes necesarios empiezan a ser condicionados por su ubicación en la planta urbana. Asimismo, se recomendó buscar elevar el grado de protección del sistema de desagües pluviales, intentando llegar a los 5 años de recurrencia, grado aceptable para la localidad, implementado un plan de proyectos, obras y acciones que en forma paulatina tiendan a este objetivo.

CONCLUSIONES

Según los registros obtenidos, la distribución estadística que mejor representa el régimen de precipitaciones de la zona es la de Pearson III.

El análisis realizado permitió establecer una recurrencia para el evento del 2 y 3 de febrero de 2015 de entre 28 y 60 años, según la serie considerada. A pesar de la amplitud del rango,

puede afirmarse que, ante un evento de esa magnitud, cualquier sistema de desagües pluviales urbanos se vería superado en su capacidad, no pudiendo plantearse una solución únicamente mediante obras estructurales.

Es de destacar la posibilidad de haber podido realizar este trabajo gracias a la toma de datos que realiza la EESA Nº 1 de 30 de Agosto. En ese sentido hay que insistir en la importancia de la obtención y el registro de variables meteorológicas locales, en especial de precipitación, con series continuas y mediciones responsables, como las que realiza esta institución escolar, costumbre que en algún momento estuvo muy arraigada en nuestro país, pero que poco a poco se fue perdiendo. Estos alumnos se están educando en esa dirección, ya que son los responsables, junto a sus docentes, de las mediciones, procesamiento, e incluso divulgación en sitios de internet. Esta tarea, además de servir a la propia comunidad, con sus fines y mirada agropecuaria, interesa también para realizar este tipo de estudios y poder contribuir a un mejor entendimiento y modelación de eventos de lluvias extraordinarias.

El caso estudiado representa otro ejemplo que la aplicación de un modelo hidrodinámico del tipo SWMM es la herramienta adecuada para la correcta evaluación de sistemas pluviales singulares. El resultado de la modelación permitió formular recomendaciones pertinentes y útiles para un mejor manejo de los desagües pluviales de la localidad.

Sin embargo, también es ejemplo de cómo una precipitación de recurrencia varias veces superior a las de diseño de los desagües pluviales, puede afectar a una localidad, cualquiera sea ésta, pero sí, como en este caso, nos referimos a una pequeña población, con mayor cercanía y afinidad entre vecinos, el impacto relativo es mayor. Situación que se ve agravada debido a que, en general, estas pequeñas localidades poseen menor capacidad de respuesta.

Esto requiere entonces tomar conciencia que más allá de las “dimensiones” de la planta urbana, es necesario contar siempre con un Plan Integral de manejo de los desagües pluviales, que tenga en cuenta la implementación de planes de alerta y contingencia. Así siendo éstos consensuados e implementados desde la autoridad municipal y conocidos por los vecinos, ayuden a llevar adelante situaciones conflictivas, de manera de minimizar las pérdidas materiales, pero sobre todo resguardar la vida de la población.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- **Caamaño Nelly, G., et al.** (2003). *Lluvias de Diseño: conceptos, técnicas y experiencias*, Ed. Científica Universitaria, Córdoba.

- **Coles, S.** (2001). *An introduction to statistical modeling of extremes values*, Springer.

- **Gumbel, E. J.** (2004). “Statistics of extremes”, *Red. 1958, Dovel publications.*

- **Ministerio de Infraestructura de la Provincia de Buenos Aires** (2011); “Manual para el diseño de Planes Maestros”. La Plata.

- **Romanazzi, P.** (2014). “Evaluación del desagüe existente y proyectado con un modelo dual: cuenca arroyo del Gato, La Plata, Buenos Aires, Argentina”. *II Congreso Internacional de Hidrología de Llanuras, Santa Fe.*

ANÁLISIS ESPACIAL DE LLUVIA-CAUDAL EN LA CUENCA ALTA DEL RIO IVAÍ A PARTIR DE MODELOS COPULA

Leandro Ávila Rangel, Miriam Moro Mine, Paula Wessling Da Silva

Universidade Federal do Paraná, Brasil
Jardim das Américas 81531-990, Curitiba (PR) Caixa Postal 19011
Teléfono de contacto: +55 41 995968176
Email autores: leandroavilarangel@gmail.com, moromine@gmail.com, paula2ws@gmail.com

RESUMEN

En el estudio de los recursos hídricos, es importante considerar la relación existente entre diferentes variables hidrológicas para entender las condiciones y característica de respuesta de cuencas. Los métodos estadísticos multivariados tradicionales, permiten analizar el comportamiento conjunto diferentes variables aleatorias; sin embargo, presentan ciertas limitaciones y complejidad en su uso. En los últimos años, las funciones copula han sido usada en la hidrológica para el estudio de dependencia de variables, con lo cual es posible modelar diferentes estructuras de dependencia sin importar el comportamiento marginal de cada variable. Para este trabajo, se busca definir las condiciones estadísticas de dependencia entre la precipitación media de una cuenca hidrográfica y su caudal de salida, con lo cual es posible definir escenarios sintéticos de lluvia-caudal. A partir del uso de funciones copula, se modeló el comportamiento bivariado, obteniendo buenos resultados de ajuste. Con base en esta metodología, es posible estudiar las condiciones medias de lluvia y caudal de una cuenca sin el uso de modelos numéricos que requieren parámetros físicos con altas incertidumbres.

Palabras Claves: Funciones copula, análisis de dependencia, Lluvia-caudal

ABSTRACT

In the study of water resources, it is important to consider the relationship between different hydrological variables to understand the conditions and the response characteristic of watersheds. The traditional multivariate statistical methods allow analyzing the behavior of the set of different random variables; However, there are restrictions and complexity in its use. In recent years, the copula functions have been used in hydrological studies to study the dependence of variables, so it is possible to model different dependency structures regardless of the marginal behavior of each variable. For this work, it is sought to define the statistical conditions of the dependence between the average rainfall of a river basin and its outflow, which allows the definition of synthetic rainfall-caudal scenarios. From the use of the copular function, bivariate behavior was modeled, obtaining good adjustment results. Based on this methodology, it is possible to study the mean rainfall and flow conditions of a basin without the use of numerical models that require physical parameters with high uncertainties.

Keywords: Copula functions, dependency analyses, Rainfall-runoff

INTRODUCCIÓN

En el manejo de recursos hídricos, es importante considerar la relación que existe entre las variables hidrológicas, la cual permite entender mejor ciertos eventos tales como inundaciones o sequias. Tradicionalmente, los estudios hidrológicos no consideran esa relación o dependencia estadística entre variables, y en algunos casos solo consideran la dependencia linear a partir del coeficiente de correlación de Pearson; sabiendo que ellas pueden tener diferentes tipos de dependencia. En los últimos años, se han desarrollado métodos estadísticos con el propósito de modelar la dependencia entre variables hidrológicas.

Los análisis multivariados permiten tener una mejor aproximación para el estudio de riesgo hidrológico o en el dimensionamiento de obras hidráulicas (Chebana y Ouarda, 2011). Sin embargo, el uso de distribuciones multivariadas convencionales presenta ciertas limitaciones y mayor complejidad para análisis con más de dos variables.

Favre et al. (2004) muestran ciertas limitaciones en el uso de distribuciones multivariadas, las cuales se pueden resumir de la siguiente forma: (1) Las distribuciones marginales deben ser de la misma familia, (2) existe mayor complejidad para análisis con más de dos variables, e (3) los parámetros de las distribuciones son usados para modelar la dependencia entre las variables en estudio. Estas limitaciones pueden ser evitadas a partir del uso de funciones copula las cuales surgen como una herramienta flexible en el estudio de dependencia de variables, siendo ampliamente usada en diferentes campos de ingeniería y economía. Las funciones copula permiten estudiar cualquier tipo dependencia entre variables, a partir de la construcción de funciones de probabilidad multivariada, independientemente del comportamiento marginal de cada variable.

Para este artículo, se busca analizar la dependencia espacial de precipitación y caudal medios en la cuenca del alto Ivaí, localizada en el estado de Paraná, Brasil. Este estudio fue basado en analizar registros históricos de precipitaciones medias mensuales y caudales medios mensuales para definir un modelo estadístico basado en las funciones copula. De esta forma es posible definir escenarios sintéticos de lluvia y caudal sin el uso de modelos numéricos que consideran parámetros físicos que presentan grados de incertidumbre. Esta metodología permitió definir el comportamiento medio de la cuenca en estudio, considerando únicamente la relación estadística entre estas dos variables.

METODOLOGÍA

Como parte del análisis bivariado de variables hidrológicas, la metodología a seguir en este estudio está basada en la selección de la función copula que mejor ajuste la estructura de dependencia entre los caudales medios mensuales y la precipitación mensual de una cuenca hidrográfica. Para ello, se debe conocer el comportamiento estadístico conjunto y marginal de cada variable en estudio. A continuación, se va a describir el procedimiento para la modelación de variables aleatorias a partir del uso de funciones copula.

Análisis de dependencia

Para el análisis de dos variables aleatorias (X, Y), es importante conocer su estructura de dependencia y como estas se encuentran correlacionadas. Existen métodos gráficos y de estimación puntual para definir las condiciones de dependencia. Dentro de las estimaciones puntuales, los coeficientes de correlación son medidas para definir el grado de relación entre dos variables aleatorias, siendo la correlación de Pearson la más usada en la literatura. Sin embargo, la correlación de Pearson consigue medir únicamente la relación lineal entre dos variables, por lo cual las correlaciones de Kendall y Spearman son usadas para analizar otros tipos de dependencia.

Dentro de los métodos gráficos, el Chi-Plot (Fisher e Switzer,1985,2011) y el K-Plot (Genest e Boies, 2003) representa una herramienta importante para conocer la estructura de dependencia de datos bivariados. A diferencia de los coeficientes de correlación, los cuales miden la relación global

De forma general, la dependencia de dos variables puede variar se los datos observados son transformados a partir de funciones monótonamente crecientes. Sin embargo, el uso de los rangos de las observaciones (R_i, S_i) derivado de los pares de datos (X_i, Y_i), consigue mantener la relación que existe entre un valor y otro. De igual forma, los pares de datos $(Ri\ /(n+1), Si\ /(n+1))$, donde n es el tamaño de la muestra, son llamados de pseudo-observaciones. A partir de las pseudo-observaciones, es posible definir el ajuste de una función copula a los pares de datos observados.

Funciones copula

El concepto de funciones copula fue introducido inicialmente por Sklar en el año 1959 (Sklar, 1959), y hace referencia a una función que puede unir dos o más funciones de distribución de probabilidad en una función de probabilidad conjunta. Las funciones copula fueron inicialmente desarrollada para estudios financieros; sim embargo, en los últimos años ha sido ampliamente usada en el área de recursos hídricos. Este artículo se limitará a definir de forma resumida la teoría de las funciones copula, con lo cual el lector se puede remitir a Nelsen (1999) y Joe (1997) para más información

Considere dos variables aleatorias X e Y con función de probabilidad acumulada $F_X(x) = P[X \leq x] =$ u y $G_Y(y) = P[Y \leq y] =$ v respectivamente, y función de probabilidad conjunta acumulada $H_{X,Y}(x, y) = P[X \leq x, Y \leq y]$. Para cada par de valores (x, y), es posible definir una probabilidad para $F_X(x)$ y $G_Y(y)$ en el intervalo I = [0,1], definiendo así el punto $[u, v]$ sobre cuadrante unitario [0,1] x [0,1]. Considerando que u y v siguen una distribución uniforme (0,1), la función copula que define la distribución de probabilidad conjunta entre las dos variables aleatorias está dada como:

$$H_{X,Y} = C[F_x(x), G_y(y)] \quad (1)$$

$$H_{X,Y} = C(u, v) \quad (2)$$

Donde C es la función copula que modela la dependencia entre las variables X y Y a partir de las distribuciones de probabilidad marginales $F_X(x)$ e $G_Y(y)$. Una de las principales ventajas en el uso de funciones copula es que estas permiten modelar diferentes tipos de dependencia entre dos o más variables aleatorias, sin importar el comportamiento marginal de cada variable.

Existen diferentes funciones copula en la literatura aplicada a los recursos hídricos, de las cuales Michiels y Schepper (2008) presentan alguna de ellas. De igual forma Berg y Bakken (2006) presentan algunos métodos de ajuste en la selección de la mejor función cópula.

Función copula empírica

La función cópula empírica permite conocer la estructura de dependencia de una serie de datos bivariados. Esta representa una función no paramétrica, la cual es construida a partir de los datos observados. Sea (X_k, Y_k), tal que $k = 1, 2, ..., n$ una muestra aleatoria de tamaño n, la función copula empírica se puede obtener según Nelsen (1999) como:

$$C_n\left(\frac{i}{n}, \frac{j}{n}\right) = \frac{\#(x \le x_{(i)}, y \le y_{(i)})}{n} \quad (3)$$

Donde $x(i)$ e $y(j)$, $(1 \le i, j \le n)$, denota los rangos de las observaciones. A partir de la definición de la función copula empírica de los datos observados, es posible aplicar criterios de ajuste al ser comparada con los datos generados a partir de funciones copula teóricas.

Estimación de parámetro

La estimación del parámetro θ de una función copula $C_\theta(u, v)$ puede ser realizada a partir de diferentes métodos. En el primer grupo se encuentran los métodos basado en los coeficientes de correlación de Kendall y Spearman. Para este caso, existe una relación entre el parámetro θ y el coeficiente de Kendall o Spearman. Otro método usado es el de la máxima pseudo-verosimilitud (MPL), el cual es una variación del método de la máxima verosimilitud para estimación con la diferencia que son usada las pseudo-observaciones de los datos. Para este trabajo los parámetros de cada función copula fueron obtenidos usando el método de la máxima pseudo-verosimilitud.

Pruebas de mejor ajuste

Las pruebas de mejor ajuste permiten seleccionar la función copula que mejor represente la estructura de dependencia de los datos observados. A partir de comparación gráfica entre la copula empírica y una función copla teórica, es posible definir de forma cualitativa el mejor ajuste. Sin embargo, es necesario cuantificar el nivel de ajuste a partir de pruebas estadísticas. Para el uso de funciones copula con un parámetro θ, es usado la prueba de Cramér-von Mises (Genest e Rémillard, 2008), el cual compara el error de ajuste entre la copula empírica y una función copula teórica. O coeficiente S_n puede determinarse como:

$$S_n = \sum_{i=i}^{n} \left\{ C_n\left(\frac{R_i}{n+1}, \frac{S_i}{n+1}\right) - C_\theta\left(\frac{R_i}{n+1}, \frac{S_i}{n+1}\right) \right\}^2 \quad (4)$$

Donde C_n representa la la función copula emírica de los datos observados, y C_θ es la función copula teórica que está siendo ajustada. Para este caso, a función copula con mejor ajuste es aquella que presente un menor estadístico S_n y un valor p superior a 0.05.

CASO DE ESTUDIO

Para este estudio fue seleccionada la cuenca del alto Ivaí localizada en el estado de Paraná, Brasil (Figura 1). El área de drenaje de esta cuenca es de 2309 Km2. Para los datos de precipitación, fueron seleccionadas 35 estaciones el área de drenaje con información de precipitación diaria, obteniendo así precipitación total mensual de cada estación. Para la información de caudales, se seleccionó la estación de "Porto Bananeiras" localizada en el punto de concentración de la cuenca. Para ambas variables, se definió la misma serie histórica entre los años de 1977 y 2010, las cuales fueron obtenidas a través del portal de Agencia Nacional de Aguas de Brasil (ANA). A partir de las estaciones pluviométricas, fueron definido los polígonos de Thiessen para calcular la precipitación media mensual. De esta forma, se pretende correlacionar para cada mes la precipitación media de la cuenca con los caudales de salida medios mensuales.

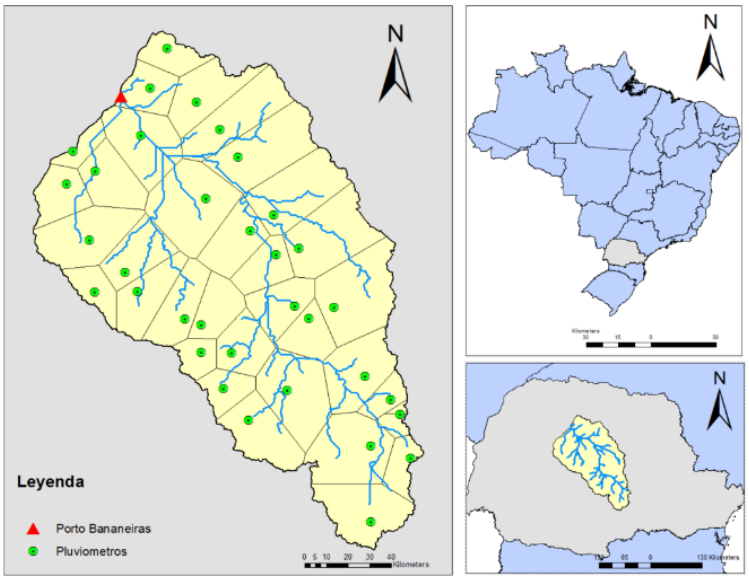


Figura 1- Localización cuenca alto Ivaí

RESULTADOS

Con base en los datos observados de precipitación y caudal medios mensuales, fue definida una función copula que permita modelar la dependencia entre estas dos variables para conocer las condiciones de respuesta de la cuenca alta del río Ivaí y generar posibles escenarios sintéticos. A continuación, serán presentado los análisis y resultados obtenidos para este estudio a manera de procedimiento, para la modelación de datos bivariados a partir del uso de funciones copula.

Ajuste de distribuciones marginales

Para cada variable de estudio, fue ajustada la mejor distribución de probabilidad siguiendo el teste de Anderson-Darling. Para este caso, los caudales medios mensuales fueron ajustados a una distribución de probabilidad Lognormal, y la precipitación total mensual a una distribución Weibull 3 parámetros. Para cada una de las distribuciones ajustadas, fue evaluado el valor p para un nivel de significación del 95%.

Tabla 1- Ajuste de distribuciones marginales

Variable	Distribución	Parámetros de Distribución	Valor p	AD
Caudal (m^3s^{-1})	Log-normal	Ubicación: 5.973	0,569	0.363
		Escala: 0.7465		
Precipitación (mm)	Weibull 3 Parámetros	Forma: 1.845	0,166	0.294
		Escala: 167.1		
		Valor Umbral: -6.591		

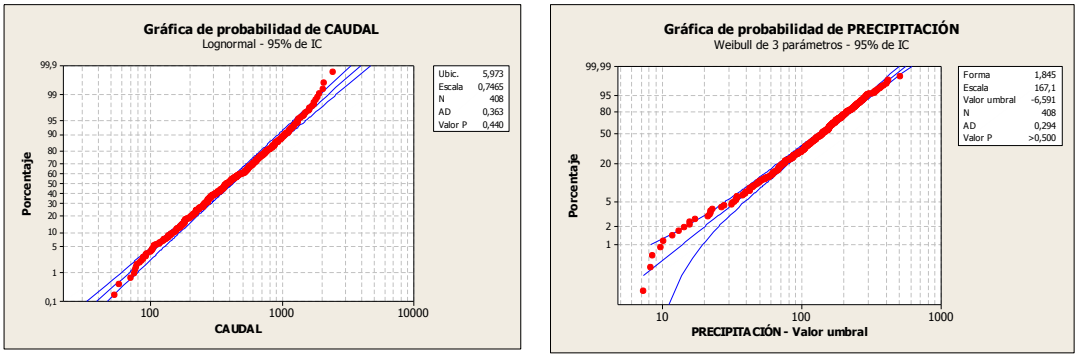


Figura 2 - Gráfica de probabilidad de ajuste para caudal y precipitación

Análisis de dependencia

Después de conocer el comportamiento estadístico de cada variable, fue analizado las condiciones de dependencia entre la precipitación y el caudal medio mensual de la cuenca Ivai. Inicialmente fueron calculado las correlaciones de Pearson, Kendall y Spearman, los cuales mostraron ser significativamente mayor que cero y tener una correlación positiva (Tabla 1).

Tabla 1.- Coeficientes de correlación

Coeficiente de correlación	**Valor**	**Valor P**
Pearson	0.770	2.2E-16
Spearman	0.722	2.2E-16
Kendall	0.529	2.2E-16

Para definir la estructura de dependencia de los datos observados, fueron realizado los gráficos de dispersión de caudal contra precipitación y de las pseudo-observaciones derivadas de los datos observados (Figura 3). Se puede ver que el grafico de dispersión de las pseudo-observaciones mantiene una dependencia fuerte en los extremos del gráfico.

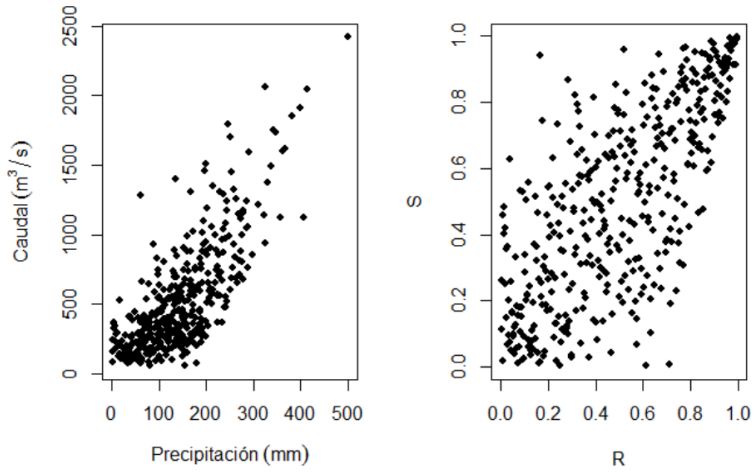


Figura 3 - Gráfico de dispersión de precipitación contra caudal medio mensual

De igual forma, fueron graficados los Chi-Plot y el K-Plot. Estas gráficas permiten identificar regiones donde los datos muestran cierta dependencia. En el caso del Chi-Plot, los datos que se mantengan dentro del intervalo de confianza de cero son independientes uno del otro. De esta forma el Chi-Plot de la Figura 4 presenta los puntos en la parte superior, mostrando así una dependencia positiva. Para K-Plot, la dependencia positiva se presenta para el caso donde los puntos se aproximen más hacia la curvatura presentada en el gráfico.

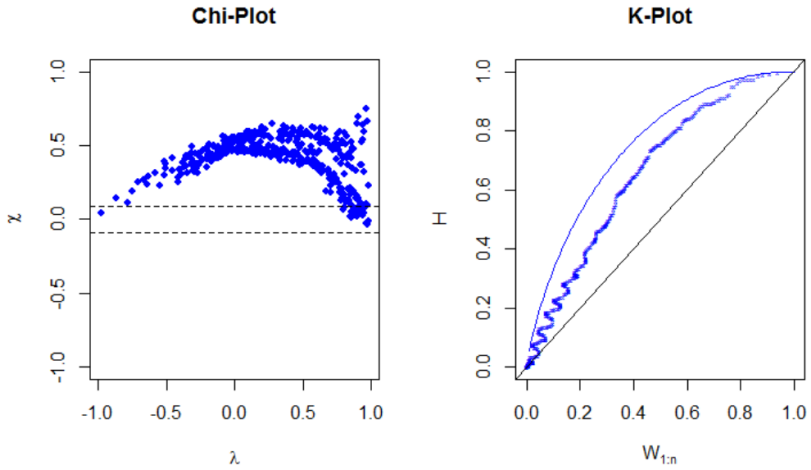


Figura 4 - Chi-Plot y K-Plot

Ajuste de función copula

Para este trabajo, seis funciones copula fueron evaluada para definir el modelo que mejor ajuste a los datos de estudio. La Tabla 2 presenta el resumen del análisis de ajuste de cada función copula, en la cual se encuentra el parámetro de ajuste S_n, el parámetro θ de cada copula obtenido a partir del método de la máxima pseudo-verosimilitud y el valor p obtenido sobre la prueba de bondad y ajuste de los datos.

Para este caso, la función cópula con parámetro S_n y que mejor ajusta a los datos observados es la Hustler-Reiss. El parámetro de la función obtenido fue de 1.950 y rechaza la hipótesis nula con un valor p de 0.476. De igual forma, otras funciones tales como la Gumbel y la Galambos pueden ser usadas ya que presentan un valor p mayor que 0.05 y el estadístico de ajuste S_n es aproximadamente igual al de la copula Huestler-Reiss.

Tabla 2- Ajuste de funciones copula

Copula	S_n	θ	Valor P
Gumbel	0.016	2.125	0.451
Clayton	0.272	2.250	0.000
Frank	0.071	6.297	0.000
Galambos	0.015	1.411	0.461
Normal	0.050	0.739	0.001
Huestler-Reiss	0.014	1.950	0.476

La Figura 2 representa las curvas de probabilidad conjunta entre las dos variables. Esta gráfica es comparada la función copula empírica de los datos y la función copula teórica Huestler-Reiss. Para este caso, las variables U y V representan la probabilidad marginal de la precipitación y del caudal medio mensual, y las curvas de nivel las probabilidades conjuntas de estas dos variables. De esa forma, es posible definir diferentes escenarios de lluvia y caudal considerando el uso de la probabilidad conjunta o condicional de estas dos variables.

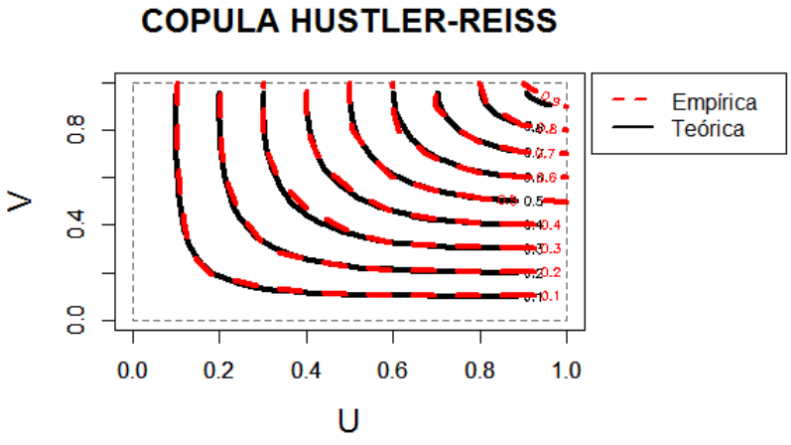


Figura 5 - Ajuste de probabilidad conjunta de función copula

A partir del método de Monte Carlo, fueron generado 1000 escenarios sintéticos correspondientes a las probabilidades conjunta entre precipitación y caudal medio. Para cada una de las probabilidades U y V generadas, fueron obtenidos los valores de caudal y precipitación con base en los ajustes de la distribución de probabilidad de cada variable. De esta forma se calculó el inverso de la probabilidad acumulada para obtener cada par de valor de lluvia y caudal.

La Figura 6 presenta un gráfico de dispersión entre los datos observados y simulados. Como puede verse, fue posible capturar a partir de simulación por funciones copula la dependencia entre estas dos variables, con lo cual se pueden definir escenarios futuros.

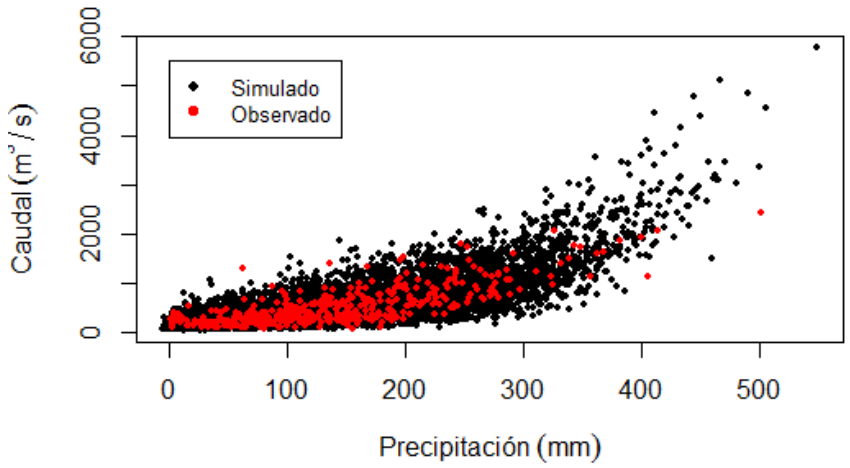


Figura 6 - Generación de escenarios sintéticos de Lluvia y caudal a partir del ajuste de la función copula Hustler-Reiss

CONCLUSIONES

En este articular, fue presentada una metodología para el análisis conjunto de variables aleatorias a partir del uso de funciones copula entre la precipitación y el caudal medio mensual de la Cuenca alta del río Ivaí. A partir de análisis gráficos y pruebas estadísticas, se obtuvo que la función Hustler-Reiss consigue ajustar de mejor forma la estructura de dependencia de estas variables. A partir de ello, se puedo generar escenarios sintéticos de lluvia-caudal, los cuales permiten evaluar las condiciones de respuesta de esta cuenca en el estudio de balance hídrico. De igual forma, esta metodología representa una alternativa al uso de modelos numéricos que requieren el conocimiento de parámetros físicos para el estudio de lluvia y caudal.

LISTA DE SÍMBOLOS

C: Función copula
C_n: Función copula empírica
C_θ: Función copula paramétrica
$H_{X,Y}$: Distribución conjunta
F_X, G_Y : Distribución marginal
S_n: Estadístico de ajuste Cramér-von Mises
θ: Parámetro de una copula

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Berg, D.; Bakken, H (2006). Copula goodness-of-fit tests: A comparative study. The Norwegian Computing.

Chebana, F.; Ouarda, T. B. (2011). Multivariate quantiles in hydrological frequency analysis. *Environmetrics, Wiley Online Library*, v. 22, n. 1, p. 63–78.

De Michele. C.; G. Salvadori G.; Canossi M.; Petaccia A.; Rosso R. (2005). Bivariate statistical approach to check adequacy of dam spillway. *Journal of Hydrologic Engineering, American Society of Civil Engineers*, v. 10, n. 1, p. 50–57.

Genest, C.; R´emillard, B.; Beaudoin, D. (2009) Goodness-of-fit tests for copulas: A review and a power study, Insur. Math. Econ., 44, 199–213. JOE, H. (1997). *Multivariate models and multivariate dependence concepts*. Chapman and Hall, London

Genest, C.; Boies, J. C (2003) Detecting dependence with Kendall plots, Am. Stat., 57, 275–284.

Favre, A.-C.; Salaheddine El Adlouni.; Luc Perreault.; Nathalie Thiémonge.; Bernard Bobée. (2004). Multivariate hydrological frequency analysis using copula's. *Water Resources Research, Wiley Online Library*, v. 40, n. 1.

Fisher, N. I.; Switzer, P. (1985) Chi-Plots for Assessing Dependence, Biometrika, 72, 253–26

Joe, H. (1997). Multivariate models and multivariate dependence concepts. [S.l.]: CRC Press,

Michiels, F.; Schepper, A. D. (2008). A copula test space model how to avoid the wrong copula choice. Kybernetika, Institute of Information Theory and Automation AS CR, v. 44, n. 6, p. 864–878.

Nelsen, R. B (1999). *An introduction to copulas*. Springer, New York.

Sklar, M. (1959) Fonctions de répartition à n dimensions et leurs marges. [S.l.]: Université Paris 8,.

XXVI CONGRESO NACIONAL DEL AGUA
CONAGUA 2017.
CÓRDOBA, ARGENTINA, 2017

CARACTERIZACIÓN DE SEQUÍAS HIDROLÓGICAS EN CUENCAS DE LA PATAGONIA DE LA REPÚBLICA ARGENTINA

BAIS M.[1], DÍAZ E.[1], BELLOTI M.[1], LÓPEZ G.[2], SERRA J.[3], RODRIGUEZ A.[1]
[1]LH-CETA, FCEFyN UNC, Córdoba
[2] Depto. de Ing. Civil, UNSJ, San Juan
[3] Departamento Hidráulica, UNSJB, Chubut
erica.b.diaz@gmail.com

RESUMEN: Las sequías son fenómenos hidrológicos extremos que afectan a la humanidad en distintos aspectos: natural, social, cultural, político, entre otros, que indefectiblemente, se traducen en pérdidas económicas.
Una adecuada planificación del uso y manejo del recurso hídrico requiere principalmente, la toma de conciencia de que "el agua dulce es un recurso finito y vulnerable, esencial para sostener la vida, el desarrollo y el medio ambiente".
En las etapas de planificación y gestión de los recursos hídricos se debe tener en cuenta la incertidumbre asociada a la demanda y oferta de los mismos disponibles en una región. En este aspecto es clave conocer e intentar predecir el comportamiento de los recursos hídricos disponibles en el tiempo y espacio para la identificación de la fragilidad de los sistemas de una misma región y la toma de decisiones.
El análisis temporal permite conocer las características (intensidad, magnitud, frecuencia de ocurrencia y duración) de las sequías que ocurrieron en el pasado, y tomar las medidas necesarias para el manejo adecuado de los recursos hídricos en el futuro. Por su parte, el análisis espacial permite conocer las áreas más afectadas y establecer la fragilidad de los sistemas que abastecen a una misma región.
En este trabajo se aborda la caracterización de sequías desde un enfoque hidrológico, utilizando datos de los aportes anuales de seis cuencas localizadas en la Patagonia de la República Argentina: Río Neuquén, Río Limay, Río Collón Cura, Río Chubut, Río Senguer y Río Santa Cruz.
La identificación y caracterización de sequías se presentan en una matriz, en donde las columnas representan la ubicación geográfica (de norte a sur) y las filas el año calendario. En escala de colores se identifican los distintos umbrales de sequías.

ABSTRACT: Droughts are extreme hydrological phenomena that affect humanity in different aspects: natural, social, cultural, etc., which inevitably result in economic losses.
Proper planning of the use and management of the water resource requires, mainly, the awareness that "water is a finite and vulnerable resource, essential for sustaining life, development and the environment"
In the planning and management stages of water resources, the uncertainty associated with the demand and supply of water available in a region must be taken into account. In this regard it is key to know and predict the behavior of available water resources in time and space for decision making and identification of the fragility of systems in the same region.
The temporal analysis allows to know the characteristics (intensity and magnitude) of the droughts that occurred in the past, and to take the necessary measures for the adequate management of the water resources in the future. On the other hand, the spatial analysis allows to know the most affected areas and to establish the fragility of the systems that supply the same region.
The drought characterization is approached from a hydrological approach, using data from the annual contributions of six basins located in the Patagonia of the Argentine Republic: Neuquén River, Limay River, Collón Cura River, Chubut River, Senguer River and Santa Cruz River.
Droughts and are presented in a matrix, where the columns represent the geographical location (from north to south) and rows the calendar year. The different drought thresholds are identified in color scale.

Palabras Clave: Hidrología, Sequías, Aportes Anuales.

INTRODUCCIÓN

Las sequías son fenómenos hidrológicos extremos que afectan a la humanidad en distintos aspectos, es por esto que una adecuada planificación del uso y manejo del recurso hídrico requiere principalmente, la toma de conciencia de que "el agua dulce es un recurso finito y vulnerable, esencial para sostener la vida, el desarrollo y el medio ambiente"

En las distintas etapas que conforman la misma, se debe tener en cuenta la incertidumbre asociada a la demanda y oferta de los recursos hídricos disponibles en una región. En este aspecto es clave conocer y predecir el comportamiento de los mismos en el tiempo y espacio para la toma de decisiones e identificación de la fragilidad de los sistemas de una misma región (Díaz,2016).

Las situaciones de extremos hidrológicos, con periodos de excesos (inundaciones) o con escasez de agua (sequías) representan una amenaza, para la cual la ingeniería debe dar soluciones.
El análisis temporal permite conocer las características (intensidad, magnitud, frecuencia, duración) de las sequías que ocurrieron en el pasado, y tomar las medidas necesarias para el manejo adecuado de los recursos hídricos en el futuro. Por su parte, el análisis espacial permite conocer las áreas más afectadas y establecer la fragilidad de los sistemas que abastecen a una misma región.

La caracterización de sequías se aborda desde un enfoque hidrológico, utilizando datos de los aportes anuales de seis cuencas localizadas en la Patagonia de la República Argentina: Río Neuquén, Río Limay, Río Collón Cura, Río Chubut, Río Senguer y Río Santa Cruz.

Para lograrlo, las sequías se identifican a través del análisis de sucesiones y se presentan en una matriz. Donde las columnas representan la ubicación geográfica de las cuencas analizadas (de norte a sur) y las filas el año hidrológico. En escala de colores se identifican los distintos umbrales de sequías. Se puede concluir que la mayoría de las cuencas presenta periodos de sequías comunes exceptuando al Río Santa Cruz y Río Senguer.

METODOLOGÍA Y RESULTADOS

Las series de aportes analizadas corresponden a cuencas de la región patagónica de la República Argentina, indicadas en la figura 1. Los ríos presentan características diferentes en cuanto a localización de la cuenca, módulo, área de aporte, y volumen de aporte anual. Estas se resumen en la tabla 1.

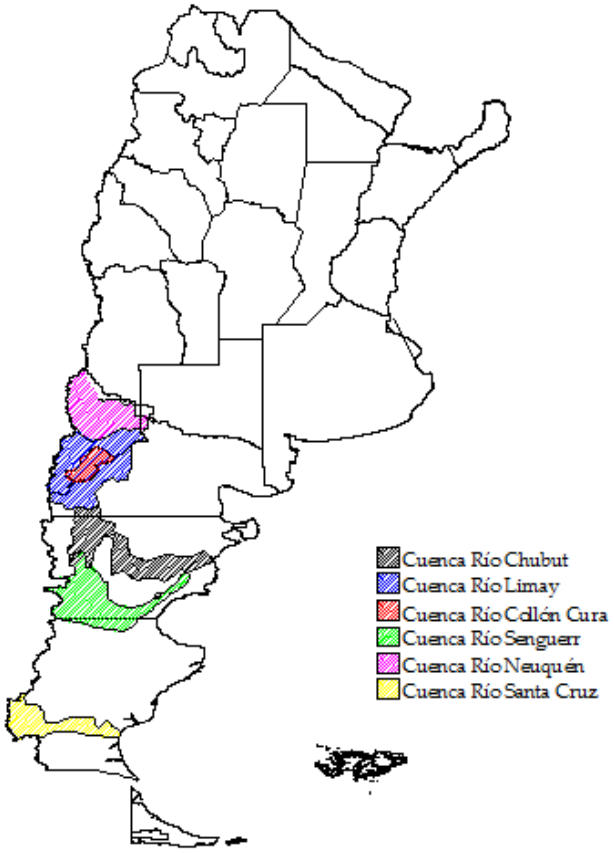


Figura 1: Ubicación de las cuencas analizadas

Tabla N° 1: Ubicación de las estaciones de cierre de las cuencas analizadas.

Rio	Estacion			Altitud	Area de aporte de la Estación	Modulo	Homogeneidad	Estacionaridad	Periodo
	Denominacion	Latitud	Longitud	(msnm)	km2	m3/seg	wilcoxon	kendall	
Neuquen	Paso de los indios	38°31'55,50"	69°24'48,90"	498,46	30843	310,9	P=0,266	p=0,499	1905-2014
Senguerr	Nacimiento	44°57'30,89"	71°20'31,85"	940	1300	33,97	p=0,292	p=0,833	1949-2014
Limay	Paso Flores	40°31'60,00"	70°40'00,00"	566	9800	286,9	p=0,258	p=0,267	1942-2013
Chubut	Los altares	43°53'19,00"	68°23'54,00"	275	16400	46,4	p=0,173	p=0,966	1943-2015
Sta Cruz	Charles Fhur	50°15'07,60"	71°54'28,10"	206	15550	698	p=0,174	P=0,353	1956-2015

En el presente trabajo la caracterización de sequías hidrológicas se realiza en términos de déficit de aportes anuales, siguiendo una metodología de análisis de series de tiempo denominado análisis de sucesiones. El uso del análisis de sucesiones ha sido propuesto como un método objetivo para identificar los períodos de sequía y para la evaluación de las propiedades estadísticas de la misma. Esta metodología ha sido usada para el análisis y caracterización estocástica de las sequías

desde que Yevjevich (1967) propusiera la definición de eventos de sequía, Según esta "*un evento de sequía es definido como el período durante el cual la variable indicadora de la disponibilidad de agua X_t (aportaciones, lluvia, humedad del suelo, etc.) se encuentra por debajo de un determinado umbral X_o*". Dicho umbral puede ser un valor fijo en el caso de series de tiempo anuales o un valor periódico para el caso de series de tiempo periódicas (Salas y otros, 1980).

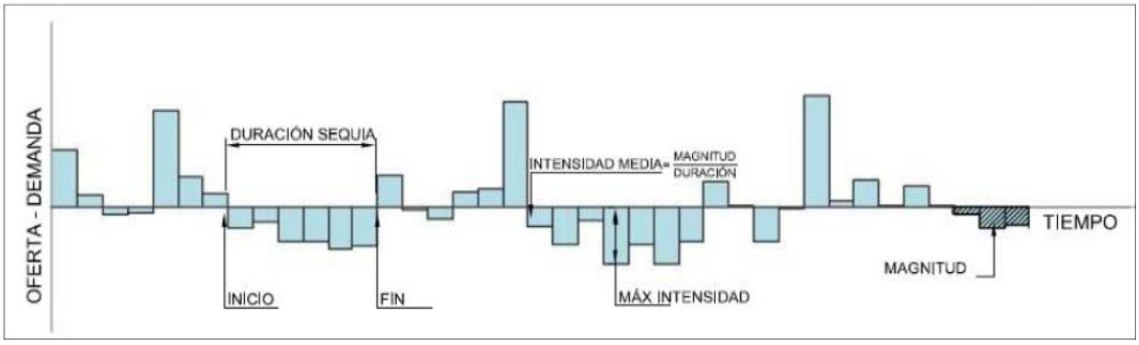


Figura 2 .- Serie cronológica de oferta menos demanda en un lugar para la identificación y caracterización de sequías según el método de sucesiones. Fuente: Fernández (1997) Modificada.

Este valor umbral o nivel de truncamiento puede ser la media o mediana de la serie de datos hidrológicos utilizados; una fracción de la media (Clausen y Pearson, 1995); un nivel definido (como la desviación estándar menos la media) o un valor equivalente a una probabilidad de excedencia dada (Fernández, 1997). En cualquier caso, el umbral debe ser elegido de tal manera que sea representativo de la demanda de agua (Tsakiris y otros, 2007). Este análisis permite obtener parámetros útiles en la cuantificación de las sequías como son: la duración (L); severidad o magnitud (M) (suma acumulada de las diferencias entre el umbral y los valores de la variable), ubicación en tiempo absoluto (inicio y fin), la intensidad máxima (l_{max} definida como la máxima de las diferencias entre el umbral y las realizaciones que componen el evento) y la intensidad media (l_{media}, la relación entre la magnitud y la duración). Estos parámetros se observan en la Figura 2.

A continuación se exponen los resultados obtenidos en la identificación y caracterización de las sequías para cada una de las cuencas. Ver las siguientes figuras.

Río Neuquen

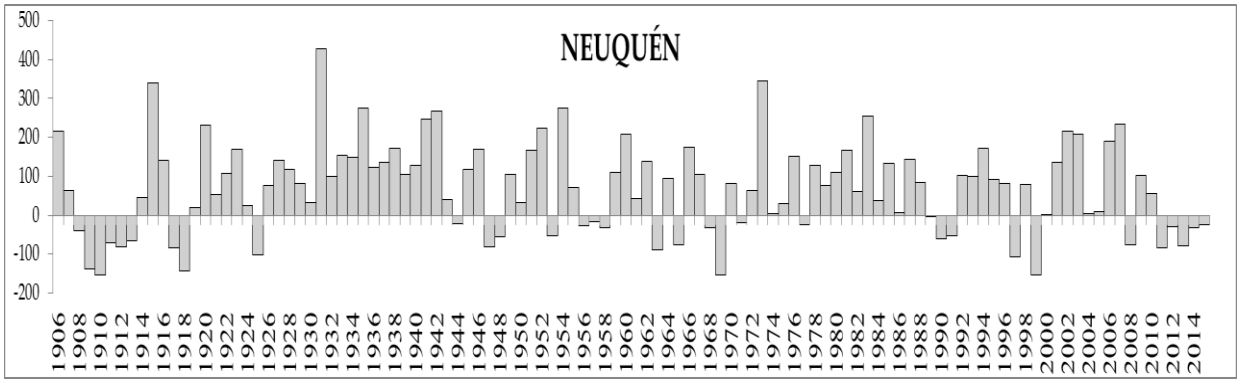


Figura 3: Resultados obtenidos del análisis de la serie del Río Neuquén. En ordenadas los valores están expresados en m^3/seg.

En la siguiente tabla, se resumen las sequías con de mayor intensidad, intensidad media, duración en años y magnitud de las sequías y el año de ocurrencia.

.

Tabla N° 2 Valores máximos de duración, magnitud, intensidad e intensidad media del Río Neuquén

Máximos			
Duración (Años)	Magnitud(Hm^3)	Intensidad(m^3/s)	Intensidad Media(m^3/s)
6	17249,69	154,41	4845,34
Año del evento: 1908	Año del evento:1908	Año del evento:1999	Año del evento:1999

En resumen, la tabla anterior muestra que:

-El máximo periodo de Sequía comenzó en el año 1908 que se extendió por 6 años y su magnitud fue de 17249, 62 Hm^3.

-La máxima intensidad ocurrió en el año 1999 y fue de 154,41 m^3/s y la máxima Intensidad media se registró para el mismo evento.

Estas sequías también se detectaron en las cuencas de la región Cuyo y Cuenca del Río Colorado (Díaz, 2016)

Río Limay

Para estudiar la Cuenca del Río Limay se trabajó con la serie de caudales de la estación Paso de las Flores, que tiene 73 datos entre los años 1942 y 2013.

En ella, se puede ver, que los periodos de sequías más extensos fueron entre los años 1988 a 1992, 1996 a 2000, y por último entre los años 2010 a 2014. Estas sequías coinciden con las identificadas en las cuencas de la región Cuyo y Cuenca del Río Colorado (Díaz, 2016).

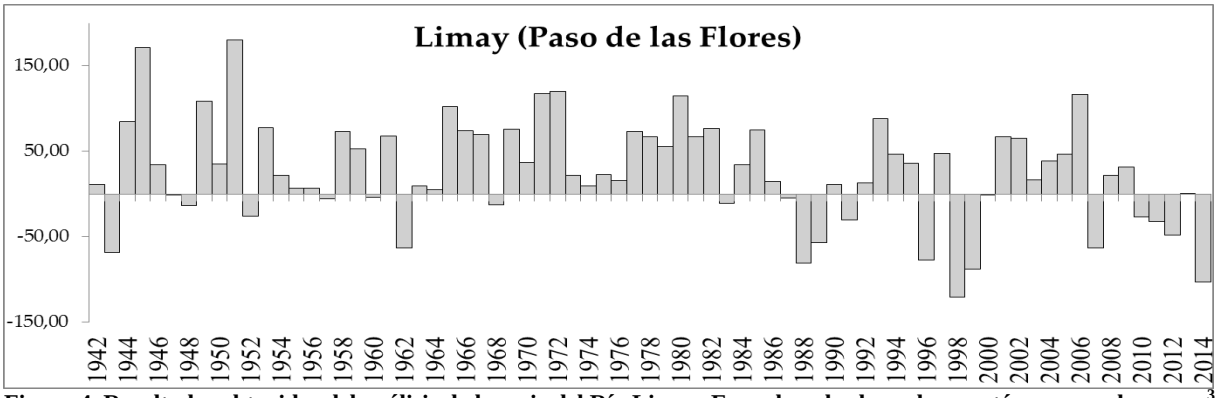


Figura 4. Resultados obtenidos del análisis de la serie del Río Limay. En ordenadas los valores están expresados en m^3/seg.

Se presenta en la siguiente tabla un resumen de las sequías con de mayor intensidad, intensidad media, duración en años y magnitud de las sequías y el año de ocurrencia.

-El máximo periodo de sequía comenzó en 2010 y duró 5 años con una magnitud de 6604,43 Hm^3.

-La máxima intensidad fue en 1998 de 120.95 m^3/s y la intensidad media máxima en 1996 de 2436,39 m^3/s.

Tabla N° 3: Valores máximos de duración, magnitud, intensidad e intensidad media del Río Limay

Máximos			
Duración(Años)	Magnitud(Hm^3)	Intensidad(m^3/s)	Intensidad Media(m^3/s)
5	6604,43	120,95	2436,39
Año del evento: 2010	Año del evento: 1998	Año del evento: 1998	Año del evento: 1996

Río Collón Cura

Aquí, se puede mostrar que los periodos de déficit fueron entre los años 1987 a 1993, 1996 a 2000 y 2010 a 2014. Estas sequías coinciden con las identificadas en las cuencas de la región Cuyo y cuenca del Río Colorado (Díaz, 2016). La serie analizada cuenta con 73 datos entre los años 1942 y 2013.

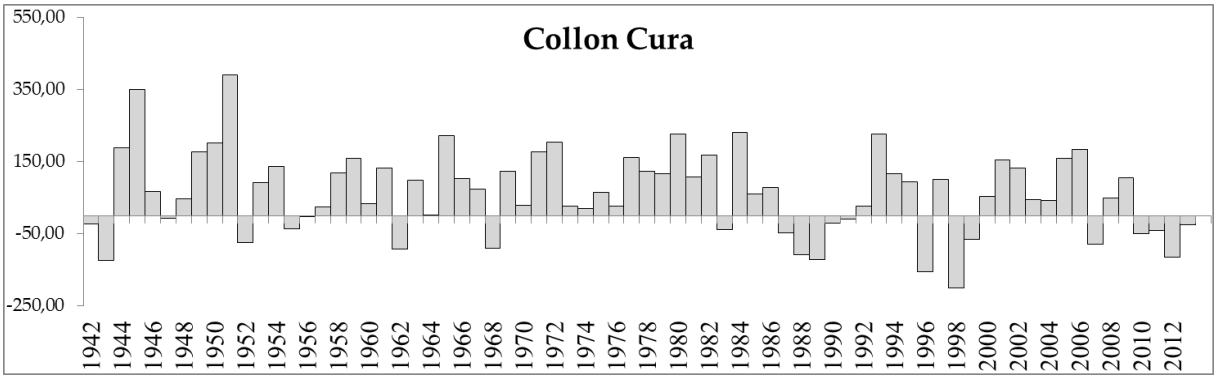


Figura 5. Resultados obtenidos del análisis de la serie del Río Collón Cura. En ordenadas los valores están expresados en m^3/seg.

La duración máxima fue de 5 años, la cual empezó en 1987. La intensidad y magnitud máximas fueron en el 2010 como se resume en la tabla.

Tabla N° 4: Valores máximos de duración, magnitud, intensidad e intensidad media del Río Collón Cura

Máximos			
Duración(Años)	Magnitud(Hm^3)	Intensidad(m^3/s)	Intensidad Media(m^3/s)
5	9696,33	200,73	4890,39
Año del evento: 1987	Año del evento: 1987	Año del evento: 1998	Año del evento: 1996

Río Chubut

La serie está conformada por 73 datos comprendidos entre los años 1943 y 2015. Podemos observar que los periodos de mayor déficit se ubican entre los años 1985 a 1991, 1996 a 2000 y entre 2010 a 2014. Este comportamiento de sequías es similar el del Río Limay, como se mostró anteriormente.

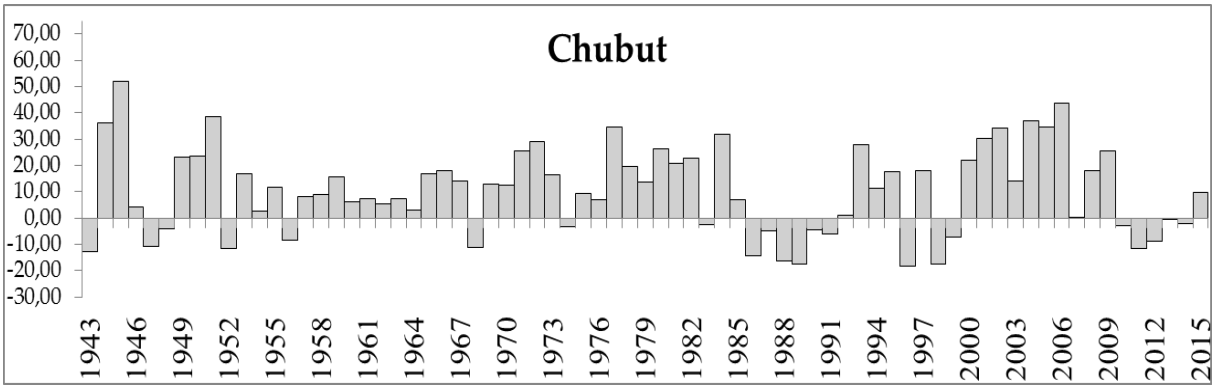


Figura 6: Resultados obtenidos del análisis de la serie del Río Chubut. En ordenadas los valores están expresados en m^3/seg.

Luego podemos decir que la mayor duración de sequías fue de 6 años, que tuvo su inicio en 1986 que coincide con la de mayor magnitud. La intensidad máxima se da en el año 1996.

Tabla N° 5: Valores máximos de duración, magnitud, intensidad e intensidad media del Río Chubut

Máximos			
Duración(Años)	Magnitud(Hm^3)	Intensidad(m^3/s)	Intensidad Media(m^3/s)
6	2011,88	18,35	578,56
Año del evento: 1986	Año del evento: 1986	Año del evento: 1996	Año del evento: 1996

Río Senguer

La serie de caudales del Río Senguer está constituida por 55 datos entre los años 1949 y 2014, con un faltante entre los años 1976 a 1986. Los periodos de déficit identificados son: 1952-1957; 1961-62; 1972-74; 1987-1993; 1998-1999; 2007 y 2011.

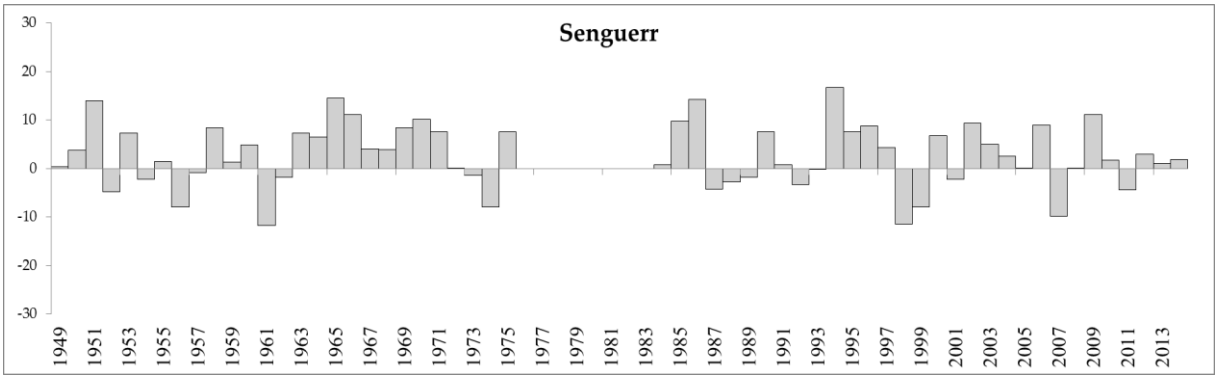


Figura 7: Resultados obtenidos del análisis de serie del Río Senguer. En ordenadas los valores están expresados en m^3/seg.

La duración máxima fue de 3 años, comenzando en el 1991, la magnitud máxima en 1998, como así también la intensidad media. Mientras que la sequías más intensa se dio en el año 1961.

Tabla N°6: Valores máximos de duración, magnitud, intensidad e intensidad media del Río Senguerr

Máximos			
Duración(años)	Magnitud(Hm3)	Intensidad(m3/s)	Intensidad Media(m3/s)
3	609,84	11,80	304,92
Año del evento: 1991	Año del evento: 1998	Año del evento: 1961	Año del evento: 1998

|

Río Santa Cruz

Por último, analizamos la serie de datos del Río Santa Cruz, en el cual podemos decir que la misma contiene 59 datos, comprendidos entre los años 1956 a 2015.

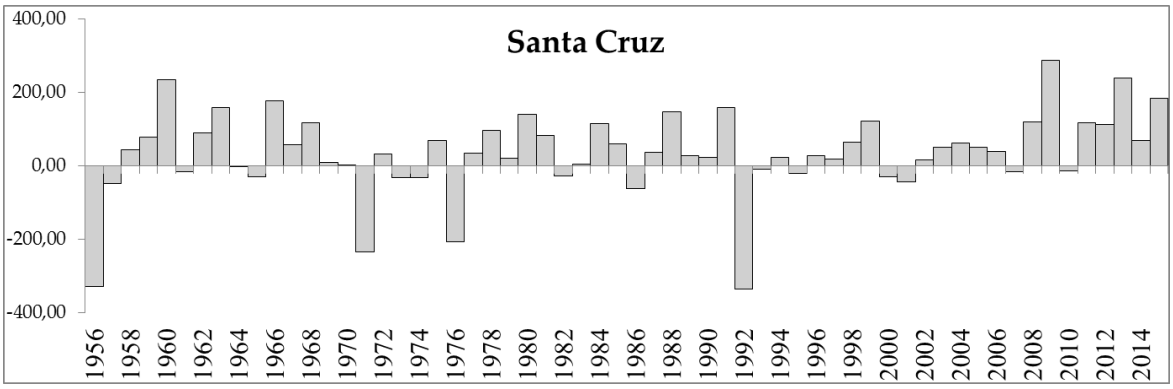


Figura 8: Resultados obtenidos del análisis de serie del Río Santa Cruz. En ordenadas los valores están expresados en m^3/seg.

En este caso, se puede ver que hubo periodos de déficit en los años 1969-1974; 1992-1997

Por otra parte, podemos agregar que la sequía de mayor intensidad se dio en 1992 y la magnitud en el año 1956. Presentando comportamiento similar al encontrado para la cuenca del Río Senguer.

Tabla N°7: Valores máximos de duración, magnitud, intensidad e intensidad media del Río Santa Cruz

Máximos			
Duración(Años)	Magnitud(hm3)	Intensidad(m3/seg)	Intensidad Media(m3/s)
2	11866,19	336,92	7418,08
Año del evento: 1956	Año del evento: 1956	Año del evento: 1992	Año del evento: 1971

ANÁLISIS ESPACIAL Y TEMPORAL DE LAS SEQUÍAS HIDROLÓGICAS

El análisis espacial y temporal de las sequías se apoya en un ordenamiento matricial con filas correspondientes a la ubicación geográfica (de sur a norte) de las cuencas, y columnas ordenadas cronológicamente; y se identifica con una escala de colores correspondiente a los distintos umbrales de sequía. Los valores de cada unidad de la matriz se obtienen calculando en cada año la serie cronológica de la oferta disponible, la probabilidad de excedencia del aporte medio anual registrado.

$$\text{Probabilidad } (X_{jt} > x_{jt}) = \alpha \qquad [1]$$

Siendo:
X_{jt}: las series de aportes disponibles.
x_{jt}: valor numérico del aporte anual observado en el año t en la cuenca j.
α:umbrales de probabilidad.
La matriz se armó con los siguientes umbrales:

$0,00 < \alpha < 0,20$ muy húmedo;
$0,20 < \alpha < 0,40$ húmedo;
$0,40 < \alpha < 0,60$ normal;
$0,60 < \alpha < 0,80$ seco;
$0,80 < \alpha < 1,00$ muy seco;

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos con la matriz de caracterización y los gráficos de las series cronológicas se agruparon las cuencas que presentaron comportamientos similares.

- Río Limay, Chubut, Neuquén, Collon Cura presentan sus periodos de sequía extremas entre los años 1968, 1988-91, 1998-99, 2010-2014. Estos resultados coinciden con los encontrados por Díaz (2016), para las cuecas de Cuyo y Colorado. Sus periodos más húmedos entre los años 1965 y 1966, 1977-82, 2001 y 2002.
- Entre el Río Santa Cruz y Senguer se encuentran periodos de sequías entre los años 2002-2003, 1992-93, 1972-74 y 1956-57.

Además se resalta que todas las cuencas presentaron sequías simultáneas entre los años: 52-57; 61-62; 74; 83; 98-99; 2007 y 2010.

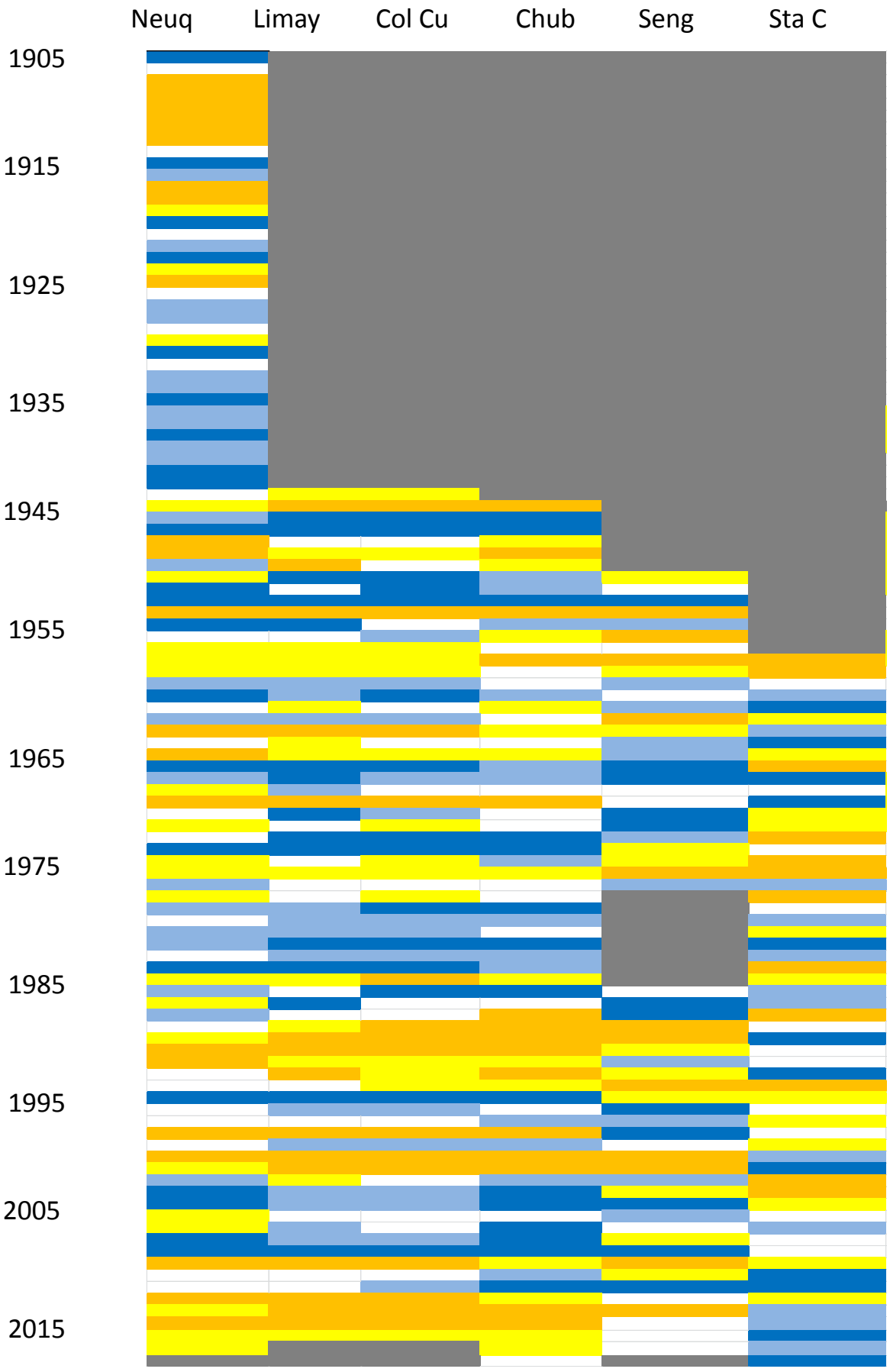


Figura 7.- Matriz de Caracterización de Sequías Hidrológicas en la Patagonia de la República Argentina

CONCLUSIONES

A través del análisis de la matriz se puede concluir que la sequía hidrológica en la zona de estudio es un proceso generalizado: los períodos prolongados de sequía se extienden a la mayoría de las cuencas, como ocurre por ejemplo entre el año 1987 y 1991, desde 2011 hasta 2013 (excepto el río Santa Cruz). El río Santa Cruz y Senguer presentan comportamiento distinto con respecto al resto de los ríos la mayoría del tiempo.

Es por esta razón que la matriz de caracterización de sequías hidrológicas constituye un instrumento de gestión, permitiendo la planificación de las actividades en función del recurso hídrico disponible, para satisfacer las necesidades de toda la población en la forma más adecuada.

La utilidad del análisis depende casi totalmente de la información disponible, que en este caso es el caudal medio mensual. Es por eso que la disponibilidad de información, completa y de una fuente confiable, pasa a ser el factor limitante de este tipo de estudios, más aun teniendo en cuenta que el umbral se define en función de la serie de caudales disponibles. Por tal resulta indispensable invertir en la medición de variables hidrometereologicas como son las precipitaciones, caudales, alturas, etc., información que hace la diferencia cuando se trata gestionar un recurso escaso en nuestro país.

Por último, se recomienda que el desarrollo de estudios de las sequías debe incentivarse, ya que la caracterización de ellas proporciona información de gran ayuda e interés en la gestión del recurso hídrico. Por ejemplo conociendo la máxima sequía hidrológica esperada puede proporcionar una idea sobre el máximo riesgo al que está expuesto una zona.

Además, en la actualidad la escasez de agua está dada por un exceso en la demanda, en donde la población aparece como un factor determinante ya que se está exigiendo más de lo que la naturaleza nos ofrece. Sabiendo de esa enorme influencia de la demanda sobre el recurso hídrico, resulta necesario educar sobre el consumo y cuidado de este "recurso finito y vulnerable, esencial para sostener la vida, el desarrollo y el medio ambiente" (Tratado de Dublín, 1992).

BIBLIOGRAFIA

Clausen, B. y Pearson, C. P. (1995). ‘‘Regional frequency analysis of annual maximum streamflow drought’’ Journal of Hydrology Nº 173 (111–130).

Díaz, E. (2013)**.** *Identificación y Caracterización de Sequías hidrológicas en el Centro y Norte de Argentina.* Tesis de Maestría en Cs de la Ingeniería. FCEFyN-UNC. Córdoba, Argentina.

Fernandez Larrañaga, B. (1997) “Identificación y Caracterización de Sequías Hidrológicas en Chile Central.” Ingeniería del Agua, 4- 37-46. España.

Heredia Ligorria, A. (2014) “Caracterización de Sequías Hidrológicas en Cuencas del Centro y Norte de la República Argentina”. Informe Técnico Final, Práctica Supervisada. FCEFyN, UNC.

Salas, J., Delleur, J., Yevjevich, V., y Lane, W. (1980). *Applied Modeling of Hidrologic Time Series*. Water Resources Publications. Littleton, Colorado U.S.A.

Tsakiris, G., Loukas, D., Pangalou, H., Vangelis, H., Tigkas, D., Rossi, G., y Cancelliere, A. (2007). *Drought characterization*. Drought management guidelines technical. Capitulo 7, (85-102). Zaragoza.

Yevjevich, V. (1972) *Stochastic Processes in Hidrology*, Littleton, Colorado, WRP. USA

COEFICIENTES DE DECAIMIENTO AREAL DE LA LLUVIA EN EL GRAN SAN MIGUEL DE TUCUMÁN SEGÚN LA ESCALA DE LA TORMENTA

Flavia Bazzano [1,2], Gabriel Caamaño Nelli[3], Juan L. Minetti[2, 4] y Germán Rajmil[1]

[1] Laboratorio de Construcciones Hidráulicas, Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología, Universidad Nacional de Tucumán.
[2]Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas, CONICET
[3]Ex Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas, CONICET
[4] Laboratorio Climatológico Sudamericano, Fundación Caldenius, San Miguel de Tucumán
fbazzano@herrera.unt.edu.ar

RESUMEN

La variable de interés para el diseño hidrológico es el caudal de diseño, cuya determinación requiere valuar el promedio de lluvia precipitada en una superficie de aporte, asumido, habitualmente, como un porcentaje de la lámina puntual futura.
A partir del registro de alta frecuencia de 18 estaciones meteorológicas, se estudia la distribución espacial de las lluvias intensas en el Gran San Miguel de Tucumán. La calibración del modelo de atenuación areal se realiza sobre tormentas intensas que superan un umbral prefijado, basado en la lluvia máxima estimada para 5 años de recurrencia. Se clasifica las tormentas seleccionadas según su escala espacial y temporal, mediante el trazado de isohietas diarias y la determinación de su duración. Luego, se analiza la incidencia de dicha escala en el modelo propuesto.
Finalmente, se involucra a los episodios lluviosos escogidos en la definición de las curvas de atenuación teniendo en cuenta su magnitud. Se obtienen una gráfica de carácter general a utilizar en el diseño de obras hidráulicas en la región. El modelo propuesto genera una superficie tridimensional continua de los coeficientes de decaimiento areal como función de la duración y área de aporte.

Palabras clave: Coeficiente de Decaimiento Areal, Escala de la tormenta, Lluvia de diseño

ABSTRACT

The variable of interest for hydrological design is the flow discharge, whose determination requires the average rainfall over the basin, usually assumed as a certain portion of the estimated punctual rainfall.
From the high frequency records of 18 meteorological stations, the spatial decay of intense storm events is studied in the Great San Miguel de Tucumán. The modelling of the areal reduction is performed on intense storms that exceed a threshold based on the maximum rainfall for a 5-year return period. Storms are classified according to their spatial and temporal scale, by plotting daily isohyets charts, and the influence on the attenuation is analysed.
Finally, the selected events are employed in the definition of the Areal Reduction Factor (ARFs) curves, considering the scale. The result is a general formula, is to be used in the design of hydraulic works in the region. The proposed algorithm generates a continuous 3-dimensional surface of ARFs, as a function of duration and area.

INTRODUCCIÓN

La modelación de la crecida de proyecto a partir de la lluvia de diseño es un procedimiento frecuente ante la falta de series históricas de caudal, que posibilite su evaluación directa. La lámina puntual estimada, según la función intensidad – duración – recurrencia (i-d-T), es representativa de un área pequeña alrededor de la estación de medición (2,5 a 25 km^2 según las condiciones locales). Esto es así, porque la lluvia no se presenta, en general, en forma uniforme si no que decae al alejarse de su núcleo máximo, con lo cual será necesario determinar la Precipitación Media Areal (PMA) en la cuenca de aporte para alimentar el modelo de transformación lluvia-caudal.

El procedimiento corriente para evaluar la PMA consiste en afectar la precipitación puntual con un Coeficiente de Decaimiento Areal (CDA), que representa un porcentaje de la lluvia local a tomar como promedio superficial. Dichos coeficientes aumentan al incrementarse la duración, puesto que tormentas más largas tienden a solaparse con otras provocando una mayor uniformidad espacial del suceso (Catalini y Caamaño Nelli, 2003). Por el contrario, varían en forma inversa al área, producto de su decaimiento a partir del núcleo. La dependencia de los CDA con la recurrencia también ha sido demostrada (Allen y DeGaetano, 2005; Pavlovic *et al*., 2016), aunque para dicho análisis se requiere largas series de registros simultáneos.

La incidencia de la escala de la tormenta en los CDA ha sido materia de trabajos antecedentes (Skaugen, 1997), donde se evidencia un decaimiento más pronunciado para tormentas reducidas en comparación con las de mayor escala. La escala espacial de un suceso determina en gran medida su magnitud, en vista de que define el volumen de agua arrojado sobre el territorio. Es así como una intensa tormenta que abarca sólo unos pocos kilómetros cuadrados no tendrá la misma relevancia que una que abarque por completo la cuenca de aporte y aún más la supere. Lo mismo sucede al analizar las duraciones de los fenómenos: si una tormenta sólo dura algunos minutos por alta que sea su intensidad no precipita sobre la cuenca una cantidad de agua considerable.

El empleo de factores de reducción areal determinados en sitios alejados es frecuente (Omolayo, 1993), debido a que las técnicas de obtención resultan laboriosas y demandan registros de alta frecuencia simultáneos, rara vez disponibles. En este sentido, los resultados publicados por el U.S. Bureau (1958) en Estados Unidos de América y los posteriores logrados por el NERC (1975) en el Reino Unido se utilizan frecuentemente, a pesar de que las curvas de reducción areal no tienen validez universal, y por el contrario, se encuentran fuertemente influenciadas por las condiciones locales. Esto se verifica en los resultados obtenidos en las provincias de Córdoba (García *et al*., 2000), Santa Fe (Zimmermann *et al*., 2000) Mendoza (Fernández *et al*., 1999) y en el Gran San Miguel de Tucumán (Lazarte Sfer, 2005), que presentan tanto diferencias entre sí como con los resultados mencionados anteriormente.

El modelo CoDA (García *et al*., 2000), desarrollado en una cuenca de montaña en la zona central del país, expresa analíticamente los CDA como una función continua de la duración y el área. El presente trabajo emplea dicha metodología para estudiar el decaimiento areal con series de corta duración, mediante la selección de tormentas severas registradas en la red dispuesta en el Gran San Miguel de Tucumán. Se verifica, además, la influencia de la escala de las tormentas utilizadas en la calibración, sobre las curvas de abatimiento del modelo.

ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN

El sistema de estudio involucra la ciudad capital de la provincia de Tucumán (26°49′59″S, 65°13′00″W) y ciudades satélites, incluyendo parcialmente los departamentos de Tafí Viejo, Yerba Buena, Lules y Cruz Alta. Este gran conglomerado que concentra cerca del 50% de la población tucumana, sufrió un acelerado crecimiento sin un adecuado planeamiento de los desagües pluviales, provocando un aumento de las inundaciones urbanas, con el consecuente deterioro de la calidad de vida de la población.

El régimen regional de lluvias es subtropical (Prohaska, 1976), con una alta concentración estival de la precipitación, ocurriendo entre noviembre y marzo entre el 50% y el 80% de las lluvias anuales, seguidas de una estación invernal seca. La variabilidad espacial de la precipitación se encuentra fuertemente influenciada por el importante cordón montañoso al oeste y las sierras del norte que, aunque son de menor altura, inciden en la conformación de los intensos episodios pluviales.

La base de datos utilizada se origina en octubre del año 2000 al disponer el Laboratorio de Construcciones Hidráulicas (LCH) de la Universidad Nacional de Tucumán (UNT) 7 estaciones meteorológicas automáticas en la zona del Gran San Miguel de Tucumán. Las mismas fueron complementadas con otras operadas por el Instituto de Estudios Geográficos (IEG) y la Facultad de Agronomía y Zootecnia (FAZ) de la misma Universidad, el Laboratorio Climatológico Sudamericano (LCS), la Dirección de Recursos Hídricos de Tucumán (DRRHH) y varias provistas por la Estación Experimental Agroindustrial Obispo Colombres (EEAOC), cuyo registro en las cercanías de la ciudad capital abarca todo el período estudiado y constituye una referencia para el estudio. La ubicación de cada una de las estaciones se presenta en la Tabla 1 junto con el intervalo de medición y la institución que la opera.

Tabla 1.- Estaciones meteorológicas utilizadas

N	Estación	Latitud	Longitud	Cota (msnm)	Intervalo (min)	Fuente
1	EEAOC	-26º 47' 16"	- 65º 11' 41"	462	30 / 15	EEAOC
2	San Javier	-26º 49' 39"	- 65º 22' 16"	1363	5	I.E.G.
3	Yerba Buena	-26º 48" 37"	- 65º 18' 18"	531	5	LCH
4	La Sevillanita	-26º 49' 23"	- 65º 07' 58"	482	5	LCH
5	Ingeco	-26º 53' 0"	- 65º 13' 39'	433	5	LCH
6	Zona Franca	-26º 52' 14"	- 65º 09' 56"	430	5	LCH
7	La Cartujana	-26º 47' 25"	- 65º 15' 16"	556	15	LCH
8	Citromax	-26º 44' 29"	- 65º 16' 8"	681	5	LCH
9	Los Nogales	-26º 44' 37"	- 65º 13' 2"	574	5	LCH
10	Centro 1	-26º 49' 36"	- 65º 12' 47"	436	5	LCH
11	El Manantial	-26º 50' 13"	- 65º 16' 21"	451	30	FAZ
12	Parque 9 de Julio	-26º 49' 30"	- 65º 11' 10"	471	15	I.E.G.
13	Centro 2	-26º 49' 17"	- 65º 11' 59"	460	30	Flia W.
14	LCS	26°49'55"S	65°13'5"W	430	30	L.C.S
15	Lules (La Bomba)	26°54'34"S	65°21'7"W	440	15	EEAOC
16	Banda del Río Sali	26°50'59"S	65° 8'10"W	439	30	EEAOC
17	San Pablo	26º51' 27"S	65º17' 39"W	423	60	EEAOC
18	DRRHH	26º50' 30"S	65º11' 46"W	426	60	DRH

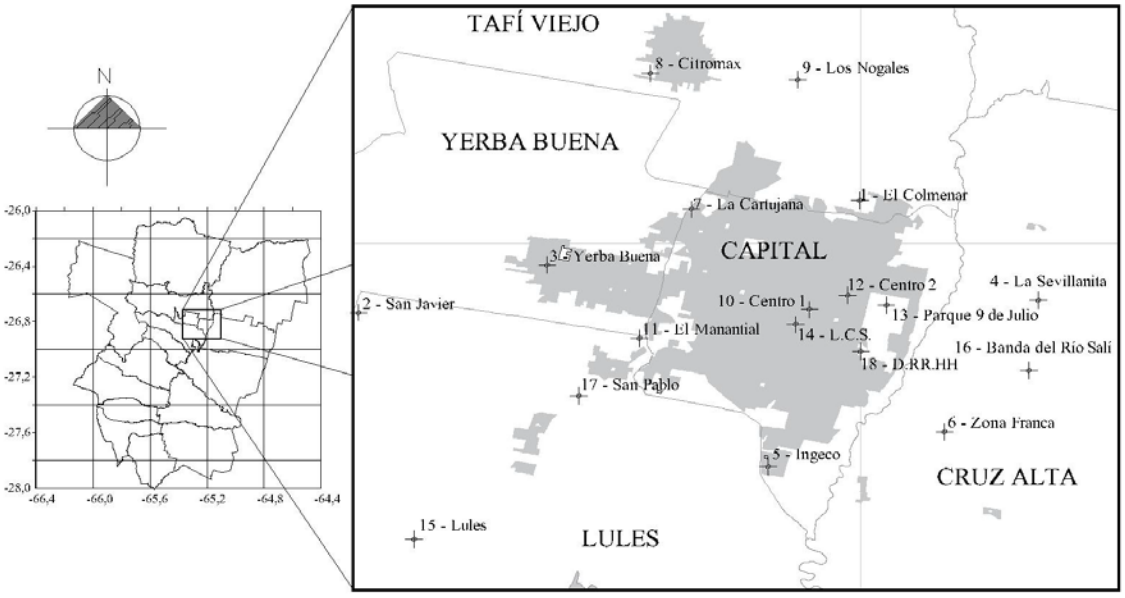


Figura 1: Localización de las estaciones de medición en la zona del Gran San Miguel de Tucumán

SELECCIÓN DE TORMENTAS - ANÁLISIS DE LA ESCALA ESPACIAL Y TEMPORAL

La corta longitud de las series temporales registradas y el hecho que ciertos años presenten varios episodios lluviosos superiores al máximo encontrado en otros años derivó en la utilización de series parciales, estableciendo como umbral la lámina estimada para un periodo de retorno de 5 años, recurrencia utilizada en el diseño de desagües urbanos. Se extrae dichos montos de la relación i-d-T local (Bazzano *et al.*, 2015), correspondientes a las duraciones 15, 30, 60, 120, 180, 360, 720 y 1440 minutos (Tabla 2), y se seleccionan del registro de cada estación aquellos episodios lluviosos que superan dicho umbral para alguna de las duraciones.

Tabla 2. Lámina máxima estimada en San Miguel de Tucumán para un período de retorno de 5 años.

	Duración (min)							
	15	30	60	120	180	360	720	1440
H (mm)	31,3	43,9	58,5	74,2	83,5	98,6	111,4	120,9

Las escalas espacial y temporal de los sucesos pluviales, se encuentran estrechamente relacionadas, hecho que se manifiesta con el gran desarrollo espacial de los fenómenos meteorológicos prolongados y viceversa (Markowski y Richardson, 2010). La calibración del algoritmo de atenuación sin mediar análisis de dichas escalas puede derivar en un excesivo decaimiento, al considerar cortos episodios lluviosos locales sin gran desarrollo espacial.

Según Minetti y Vargas (2005), los frentes fríos y la actividad prefrontal, son los mecanismos generadores de las precipitaciones de mayor volumen en el noroeste argentino. Los mismos se encuentran asociados a fenómenos de meso escala que abarcan longitudes horizontales mayores a 20 km y duraciones superiores a 1 hora (Orlansky,1975).

Para deducir la escala de las tormentas seleccionadas se tiene en cuenta su duración y cobertura espacial. Para lo último, se trazan isohietas de los totales acumulados en los

días correspondientes a las tormentas seleccionadas, mediante información aportada por la red pluviométrica provincial. Se considera el área cubierta por la isohieta de 50 mm/día como la zona receptora de una precipitación de gran volumen. La clasificación de las tormentas distingue aquellas consideradas de Gran Escala (GE), por su extensa cobertura y persistencia, de otras de Pequeña Escala (PE), evidenciadas como núcleos de precipitación aislados de corta duración. La calibración del modelo se realiza para ambos tipos en forma diferenciada, a fin de estudiar su incidencia en el decaimiento areal de la lluvia.

PROCEDIMIENTO

La calibración de los modelos de predicción de lluvias máximas se realiza sobre los Intervalos de Máxima intensidad Anual de lluvia (IMA) (Caamaño Nelli y García, 1999), que no requieren de umbrales de lámina e intensidad y tiempo máximo entre lluvias. Bajo este supuesto, es de esperar que el algoritmo de decaimiento areal sea calibrado con eventos equivalentes, y no con las tormentas utilizadas tradicionalmente, ya que son estos montos los que se desea atenuar.

Al trabajar con series parciales se altera la condición de máxima anual por los Intervalos de Máxima de cada Tormenta (IMT) seleccionada, con duraciones de 15, 30, 60, 120, 180, 360, 720 y 1440 minutos. La mínima persistencia se justifica por tratarse de una cuenca urbana, con altas pendientes y, por lo tanto, breves tiempos de concentración. El límite superior viene dado por el tamaño de la cuenca y porque los fenómenos pluviales en la región no prevalecen, por lo general, para duraciones mayores, con lo que un intervalo más largo no aportaría información al algoritmo. Las lluvias caídas en estos lapsos, sobre toda la superficie del sistema, constituyen los eventos bajo estudio. La elección de la estación núcleo se realiza para cada IMT, de forma que el decaimiento areal de la precipitación resulta siempre decreciente desde el núcleo asumido.

El área cubierta por la red de medición no corresponde a una cuenca de aporte específica, por lo que el análisis se realiza sobre una poligonal sujeta a las estaciones que registraron simultáneamente. La red de pluviómetros de alta frecuencia presentó importantes modificaciones a lo largo del período de estudio: mientras algunos dejaron de funcionar se incorporaron otros que permitieron analizar eventos recientes. Además, los faltantes de información durante las tormentas escogidas provocaron variaciones aún en el período de funcionamiento de algunas estaciones. Es así como, se impone un mínimo de 6 estaciones para que la tasa de decaimiento areal estimada sea confiable, y se plantea para cada configuración los correspondientes polígonos de Thiessen. Para la traza del límite externo del sistema se une las estaciones exteriores con un poligonal y se extrapola cada segmento, conservando su forma original, a una distancia igual a la máxima entre una estación exterior y la frontera del polígono propio a su estación vecina. Este criterio asume que, si la estación es representativa hacia adentro en una dada distancia, de igual forma lo será para su recíproca distancia exterior. Se elige adoptar la máxima distancia de forma de abarcar la mayor superficie razonable.

Para cada evento, se define una serie de círculos centrados en la estación núcleo, con un radio incremental de 3 km hasta abarcar por completo la poligonal definida anteriormente. Esta disposición permite analizar la variación espacial mediante incrementos sucesivos de área. Se calculan, para las superficies progresivas,

coeficientes de peso propios a cada estación, en función de la participación de su polígono de Thiessen en el área total inscripta en el círculo. En la Figura 2 se presenta un ejemplo de la configuración adoptada, según las estaciones activas en la tormenta del día 25 de febrero de 2001.

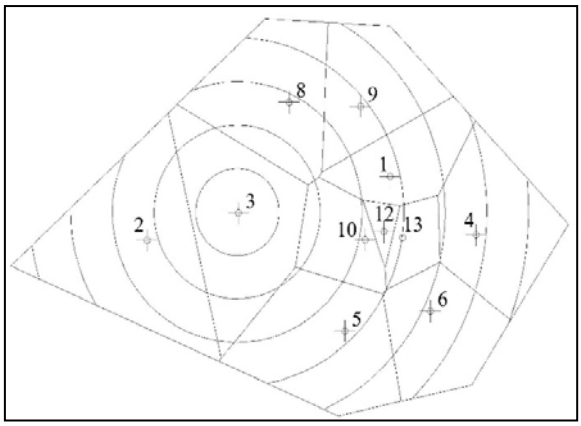


Figura 2.- Esquema de análisis correspondiente a la tormenta del día 25/02/2001 según las estaciones activas.

La PMA se determina sumando los registros de las estaciones, afectados por su respectivo coeficiente de peso. Luego, si llamamos P_0 a la precipitación en la estación núcleo, el CDA para cada IMT, se calcula como el cociente de la ecuación (2).

$$CDA = \frac{PMA}{P_0} \quad (1)$$

Los cocientes calculados se grafican por duración en vista que su comportamiento varía según esta variable. Investigaciones previas sugieren que el CDA es una función potencial o exponencial del área, A. Se utiliza en el presente artículo la expresión obtenida por García *et al.* (2000), tras evaluar el ajuste de los cocientes a las funciones mencionadas:

$$CDA = 25^{-k}A^{k} \text{ó } \ln CDA = k \ln A - k \ln 25 \quad (2)$$

La expresión es válida cuando $A > 25$ km^2 y $k < 0$, porque asume que el estimador local de lámina es válido para áreas menores a 25 km^2, con lo que el CDA es unitario. Para mayores valores de área, este coeficiente decae en forma potencial.

Una vez obtenidas las curvas para cada duración, se condensan las funciones definiendo analíticamente la variación de k con la duración según una función potencial, de la forma:

$$-k = a \times d^{-b} \quad (3)$$

Se completa así la calibración del modelo CoDA (Catalini y Caamaño Nelli, 2003) que representa una familia tridimensional de curvas de donde valorar el CDA, aún para duraciones no analizadas.

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

Las tormentas que superaron la lluvia de 5 años de período de retorno fueron 25, aunque 7 fueron descartadas, por no existir un registro simultáneo de 6 estaciones (Tabla 3). Las gráficas de isohietas diarias coincidentes con los 18 intensos episodios lluviosos restantes permitieron evaluar su área de cobertura. Dos de ellas se presentan en la Figura 3 en correspondencia con los días 2 de enero de 2006 y 04 de enero de 2001. En la primera se observa que la superficie receptora de un gran volumen de agua se extiende en la zona serrana y pedeserrana del oeste y abarca gran parte de la región llana del este. La extensión de dicha zona se encuentra limitada hacia el oeste por la divisoria de aguas representada por las sierras del Aconquija y hacia el norte por las sierras de La Ramada y Medina, lo que denota la influencia del factor orográfico en la precipitación, ya evidenciado en trabajos antecedentes (Minetti y Vargas, 2005). Por su parte, el campo de isohietas propio a la segunda mencionada representa, a diferencia de la anterior, una tormenta de escala reducida sobre la capital provincial, que ocurre simultáneamente con una de mayor escala ubicada en la región suroeste de la provincia.

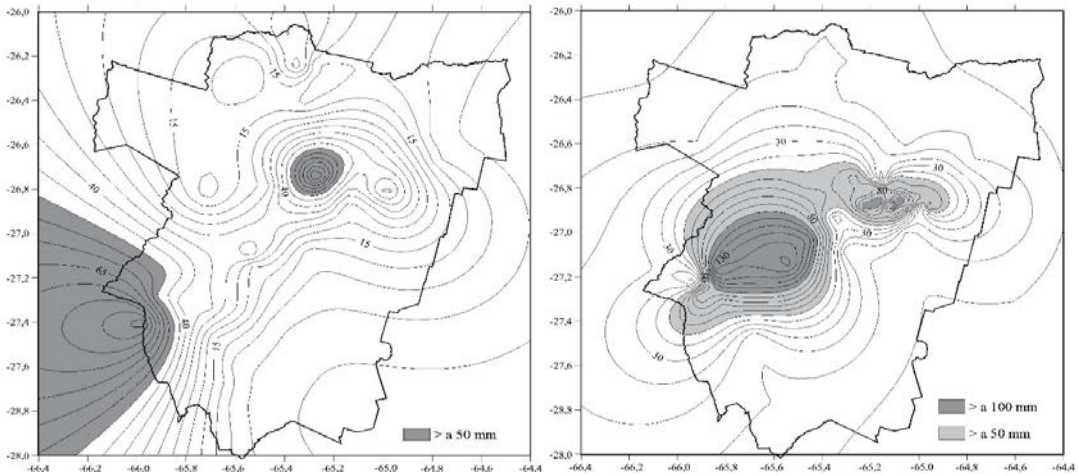


Figura 3.- Isohietas diarias para los días 4 de enero de 2001 (a la izquierda) y 2 de enero de 2006 (a la derecha)

En la Tabla 3 se aprecia el vínculo entre la escala espacial y temporal de las tormentas analizadas, donde aquellas que persisten más de10 horas abarcan siempre longitudes horizontales, L_H, mayores que 70 km con excedencia de 50 mm de precipitación diaria. Dichas tormentas, fueron designadas cualitativamente como de Gran Escala y se diferenciaron de aquellas que se presentan como núcleos aislados de tormentas intensas, con duraciones que oscilan entre 3 a 8 horas, clasificadas como de Pequeña Escala. La clasificación propuesta atiende sólo a verificar la influencia del volumen de la tormenta en el decaimiento areal de la lámina, aunque podría tener relación con su mecanismo generador, análisis que excede el presente trabajo.

TABLA 3.- CLASIFICACIÓN DE LAS TORMENTAS SEGÚN SU ESCALA

Nº	Fecha de Inicio	L_H (km)	Duración (h)	Tipo	Nº de estaciones
1	28/11/2000	123,9	21,7	GE	10
2	04/01/2001	26,4	7,25	PE	8
3	11/02/2001	144,14	14,3	GE	9
4	25/02/2001	6,74	6	PE	11
5	04/03/2001	54,5	4,6	PE	10
6	18/03/2001	161,0	34,17	GE	8
7	14/04/2001	157,3	17,25	GE	7
8	31/12/2004	45,1	4	PE	7
9	02/01/2006	145,9	14,58	GE	8
10	16/01/2006	155, 6	11,42	GE	6
11	05/01/2007	72,6	25,42	GE	8
12	03/01/2008	52,6	8,42	GE	8
13	18/02/2008	107,0	10	GE	7
14	21/02/2008	23,0	4,5	PE	8
15	11/01/2014	6	29,08	GE	7
16	29/01/2015	18,0	3,33	PE	6
17	15/02/2015	74,0	21,67	GE	6
18	25/02/2015	159,8	42,83	GE	6

El ajuste de los CDA observados, diferenciados según la escala de la tormenta se hizo para duraciones de 15, 180 y 1440 minutos (Figura 4). El resultado obtenido para 15 minutos es idéntico en ambos casos indicando que para duraciones cortas el decaimiento no se altera por la escala de la tormenta. Por el contrario, la diferencia es notable para 1440 minutos. La lluvia caída se presenta más uniforme en mayores escalas de tormenta, alcanzando un valor de 0,70 para un área de 250 km^2 que supera al 0,54 obtenido para las tormentas de escala reducida. En el caso de los intervalos de 180 minutos se evidencia la disparidad de resultados entre ambas tipologías y el hecho que las tormentas de gran escala presentan menor decaimiento para esta duración que las de pequeña escala con la máxima persistencia. Este resultado pone de manifiesto la importancia de estudiar la escala de las tormentas, principalmente cuando son de interés las lluvias prolongadas.

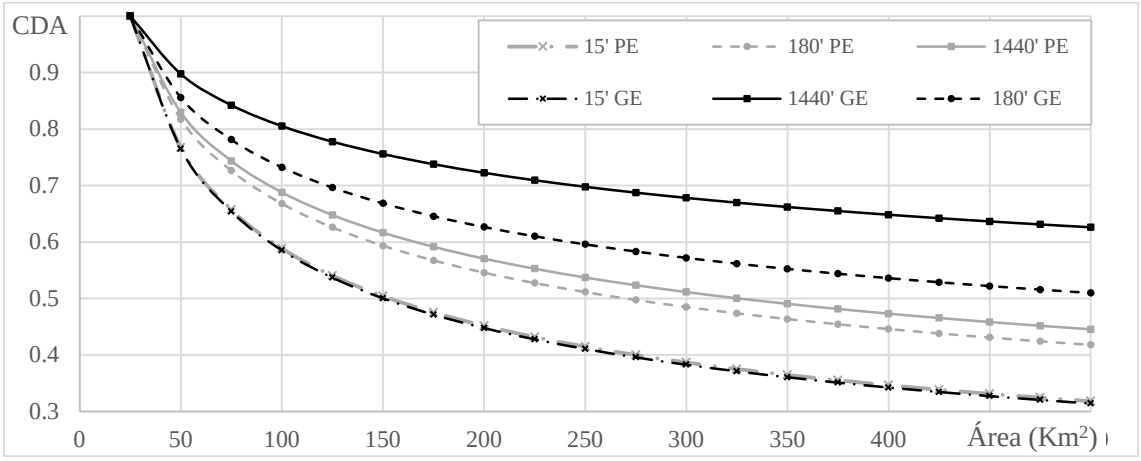


Figura 4.- Trazas de la superficie de atenuación areal según la escala de la tormenta

Modelar la reducción areal de la lluvia considerando solo eventos pluviales de gran escala significa asumir la situación más extrema, y en consecuencia, alterar la recurrencia de la lámina futura estimada. Dado que la recurrencia ya ha sido escogida (según la envergadura del proyecto) al estimar la lluvia puntual, corresponde afectarla lo menos posible, adoptando la condición de decaimiento más probable. Teniendo en cuenta esto, se emplearon ambas categorías para ajustar el algoritmo, aunque sólo para aquellas duraciones menores o iguales a la persistencia real de la lluvia ocurrida en cada evento. Es decir que, sólo se consideraron aquellos IMT donde se registró precipitación a lo largo de toda su duración y se descartaron aquellos donde la lluvia abarca tan sólo una porción del evento. Esta forma de proceder contempla la escala temporal de la tormenta y por su intermedio la escala espacial, dado que ambas se encuentran relacionadas y se ha observado que aquellas con gran cobertura espacial presentan, a su vez, largas duraciones. Por otra parte, aquellas tormentas con intervalos de registro de 1 hora, sólo se utilizaron para IMT de duraciones mayores o iguales a dicho lapso, por no poder inferir su distribución temporal para persistencias menores. El número de eventos utilizados por duración resultó variable, con un mínimo de 8 eventos para 1440 minutos.

El ajuste para cada duración por separado evidenció una gran dispersión en los resultados. Se observa en la Figura 5, los CDA obtenidos para los eventos de 180 y 1440 minutos de duración. El menor decaimiento es notable en los eventos más duraderos aunque ambas abarcan un amplio rango de valores.

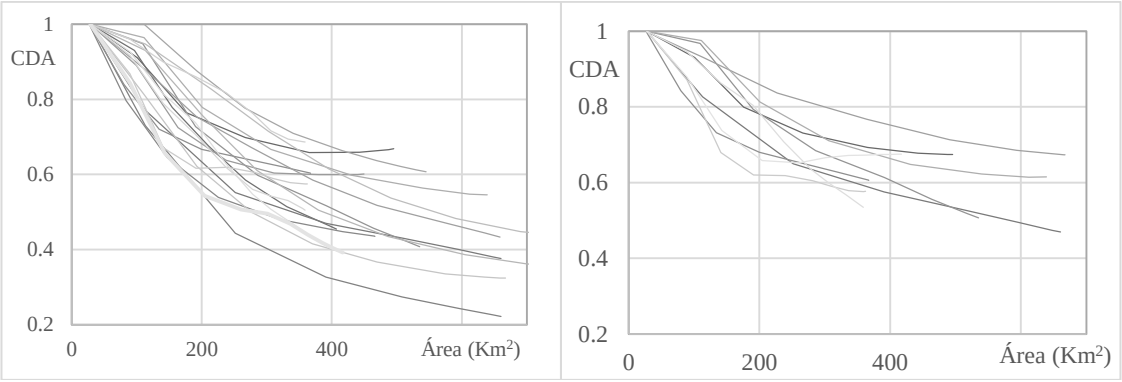


Figura 5.- Dispersión del CDA para 180 minutos (izquierda) y para 1440 minutos (derecha).

Las curvas para cada duración representan una tendencia media y se extrajo los valores del coeficiente k de cada una de ellas para estudiar su variación con respecto a la duración, y así generar un modelo de carácter general que represente una superficie tridimensional continua, y por lo tanto permita valuar los coeficientes para duraciones no ensayadas. La variación del parámetro k según la duración del evento se presenta en la Figura 6.

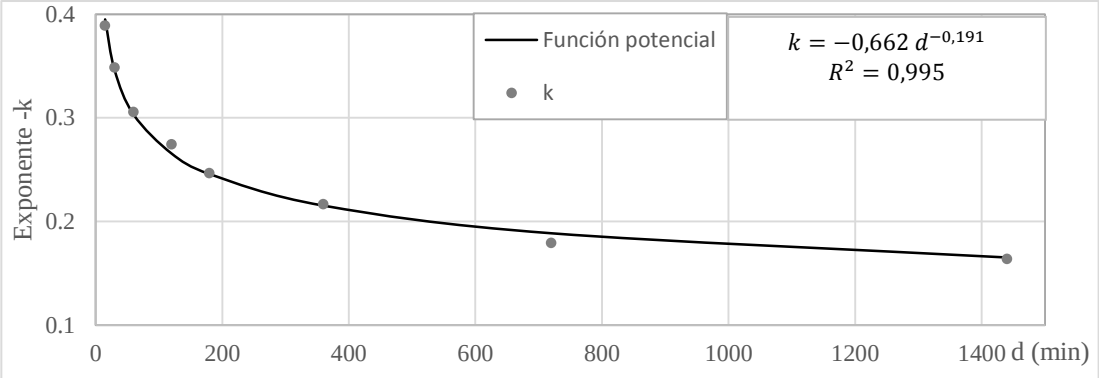


Figura 6.- Exponente -k en función de la duración

Finalmente, el modelo CODA calibrado para el presente sistema experimental genera la familia de curvas presentada en la Figura 7,que responde a las expresiones (2) y (5):

$$k = -0{,}662\ d^{-0.191} \quad (4)$$

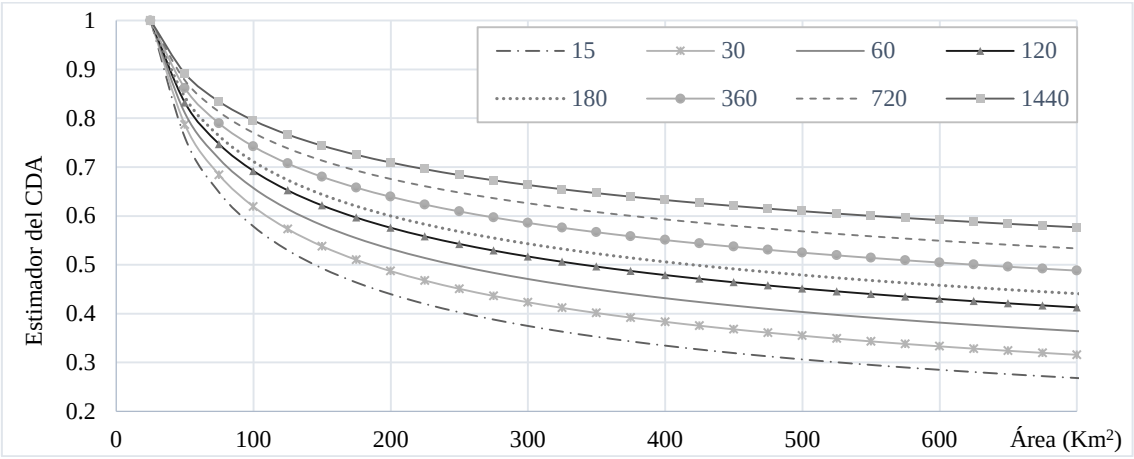


Figura 7.- Gráfica de los coeficientes de atenuación areal de lámina del modelo CoDA

Se aprecia en la gráfica resultante que la traza para 1440 minutos es similar a la presentada anteriormente para tormentas de gran escala, resultado esperable en vista de que sólo éstas aportan información para dicha duración. La curva para180 minutos presenta un valor intermedio entre las resultantes del análisis anterior.

Comparando los resultados con los obtenidos en la cuenca del río San Antonio, en la provincia de Córdoba, donde se utiliza el mismo modelo, se observa para 1440 minutos que el decaimiento es más pronunciado en la capital tucumana, siendo el CDA para 500 km^2 superior a 0,85, mucho mayor que 0,61 obtenido en el presente. Sin embargo, para duraciones cortas los resultados presentan mayor proximidad, alcanzando en ambos casos valores de 0,35 en igual extensión para 30 minutos. Si bien existen diferencias metodológicas en ambos estudios, se manifiesta la dependencia de los CDA a condiciones propias a la región, lo que evidencia la problemática de transponer este tipo de algoritmos a regiones apartadas del sitio de calibración.

CONCLUSIONES

- La utilización de series parciales aumenta el número de eventos de análisis otorgando mayor confiabilidad a los resultados, allí donde las series de medición son demasiado cortas. El umbral fijado, asociado a una recurrencia, evita el uso de un valor arbitrario.

- La variación del área de estudio, según los datos disponibles, permite abarcar todo el periodo de registro a pesar de las alteraciones sufridas en la red y asegura una cobertura espacial de datos suficiente en todos los eventos analizados.

- Las isohietas diarias visualizan la cobertura de las tormentas y, junto a su duración, permiten caracterizar a las tormentas en pequeña o gran escala.

- La diferencia de escala existente en los eventos pluviales tiene gran influencia en el volumen de lluvia que arrojan sobre el territorio analizado y en su distribución espacial

- El vínculo existente entre la escala temporal y espacial de las tormentas se pone de manifiesto al coincidir aquellas de larga duración con las que abarcan grandes superficies. Las mismas se diferencian notablemente de los fenónemos locales caracterizados por su gran intensidad, aunque pequeño desarrollo espacio-temporal.

- La incidencia de la escala de las tormentas en las curvas de abatimiento areal diverge según la duración estudiada, siendo despreciable para 15 minutos e incuestionable para 1440 minutos, donde se evidencia la mayor uniformidad que presentan las tormentas de gran escala.

- Se contempla la diversidad de escalas involucrando en la calibración del algoritmo solo aquellas duraciones menores o iguales a la persistencia de la tormenta de origen. Se obtiene una gráfica de carácter general a utilizar en el diseño de obras hidráulicas.

- Aún para duraciones fijas, los CDA presentan gran dispersión. Las curvas generadas representan las condiciones medias de su variación en función del área.

- La expresión de k como función de la duración permite evaluar los coeficientes para duraciones no ensayadas

- La comparación con los resultados obtenidos en Córdoba sugiere que los CDA varían según las condiciones fisiográficas y climáticas de la región, por lo que su transposición debe ser considerada con mucha precaución en cada caso.

REFERENCIAS

Allen, R. J. y DeGaetano, A. T. (2005) *Areal Reduction Factors for Two Eastern United States Regions with High Rain-Gauge Density.* Journal of Hydrologic Engineering © ASCE, 10, 4, 327–335

Bazzano, F., Caamaño Nelli, G. E. y Rajmil, G. (2015) *Predicción de lluvias máximas en Tucumán con el Modelo DIT*. XXV Congreso Nacional del Agua. Paraná, Argentina.

Caamaño Nelli, G. y García, C.M. (1999) *Relación Intensidad-Duración-Recurrencia de Lluvias Máximas: Enfoque a través del Factor de Frecuencia, Caso Lognormal.* Revista Ingeniería Hidráulica en México, 14, 3, 37-44.

Catalini C. y Caamaño Nelli, G. (2003) *Lámina de Lluvia a Escala de Cuenca.* Cáp. 9 en Lluvias de Diseño. Conceptos Técnicas y Experiencias. Ed. Universitas.

Fernandez, P. C.; Fattorelli, S.; Rodriguez S. y Fornero, L. (1999) *Regional Analysis of Convective Storm.* Journal of HydraulicsDivisionASCE, 4, 4, 217-325.

García, C. M.; Catalini, C. G. y Caamaño Nelli, G. (2000) *Distribución Espacial de la Lámina de Diseño en una Cuenca de Montaña.* XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Tomo II, 309-318. AIIH. Córdoba, Argentina.

Lazarte Sfer, R. (2005) *Factor de Reducción Areal para Lluvias de Diseño en el Gran S. M. de Tucumán.* XX Congreso Nacional del Agua. Mendoza, Argentina.

Markowski, P. y Richardson Y. (2010) *Mesoscale Meteorology in Midlatitudes.* Ed. Wiley-Blackwell.

Minetti, J. L. y Vargas W. M. (2005) *Circulación Regional en el Noroeste Argentino y Condiciones del Tiempo Asociadas.* Cáp. 4 en El Clima en el NOA. Ed. Magna.

Natural Environment Research Council (NERC) (1975) *Flood Studies Report, 2*.

Omolayo, A. S. (1993) *On the transposition of areal reduction factors for rainfall frequency estimation.* Journal of Hydrology, 145,1–2, 191–205.

Orlanski, I., (1975) *A rational subdivision of scales for atmospheric processes.* Bulletin of American Meteorology Society, 56, 527-530.

Pavlovic, S, Perica S., Laurent, M. y Mejía, A. (2016) *Intercomparison of selected fixed-area areal reduction factor methods*. Journal of Hydrology. 537, 419–430.

Prohaska, F. (1976) *The Climate of Argentina, Paraguay and Uruguay.* In Schwerdtfeger, W. (ed.), Climates of Central and South America. World Survey of Climatology, Elsevier.

Skaugen, T. (1997) *Classification of rainfall into small- and large-scale events by statistical pattern recognition.* Journal of Hydrology. 200, 40-57.

United States Weather Bureau (1958) *Rainfall intensity-frequency regime*. Part 1 -- The Ohio Valley. U.S. Department of Commerce, U.S. Weather Bureau Tech. Pap. No. 29, Engineer- ing Division, Soil Conservation Service, U.S. Department of Agriculture, Washington, D.C.

Zimmermann, E., Riccardi, G., Pieroni, H. y Arraigada, M. (2000) *Curvas de Abatimiento Areal de Tormentas. Region Pampa Ondulada (Santa Fe, Argentina).* CUADERNOS del CURIHAM.

HIETOGRAMAS PARA DISEÑO HIDROLÓGICO: CONTRASTE DE TÉCNICAS APLICADAS EN SAN MIGUEL DE TUCUMÁN

Flavia Bazzano [1,2], Gabriel Caamaño Nelli[3], Ximena Ruiz [1]

[1] Laboratorio de Construcciones Hidráulicas, Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología, Universidad Nacional de Tucumán
[2] Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas, CONICET
[3] Ex Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas, CONICET
fbazzano@herrera.unt.edu.ar

RESUMEN

Los modelos de transformación lluvia – caudal son utilizados para salvar la carencia de aforos necesarios para la determinación directa de la crecida de proyecto. La estimación de la lámina de lluvia precipitada representa un primer paso en la definición de la lluvia de diseño, que debe ser completada mediante su distribución espacial y temporal. La última reviste particular importancia por su notoria incidencia en la crecida resultante.
El patrón temporal de distribución de la lámina futura estimada queda definido mediante el hietograma de diseño, que difiere según el enfoque adoptado. Los hietogramas sintéticos reflejan el comportamiento de lluvias históricas por lo que se consideran más verosímiles. Sin embargo, su generación es laboriosa y demanda datos medidos con alta frecuencia, con lo que su aplicación no siempre es factible. Ante dicha circunstancia, se recurre, frecuentemente, a los métodos de extracción, para lo cual solo se necesita la función intensidad – duración – recurrencia (i-d-T) del sitio de interés. Otra solución sería emplear hietogramas con formas geométricas preestablecidas, aunque su representatividad es dudosa dado que la lluvia no suele presentar una distribución tan regular.
A partir de los intervalos de máxima intensidad media anual obtenidos de un registro pluviográfico de 19 años de longitud cercano a la ciudad de San Miguel de Tucumán, se dedujeron hietogramas de diseño por dos métodos representativos de cada uno de los enfoques mencionados: Distribución Acumulada (Huff, 1967) y Ordenamiento de Intervalos (Pilgrim *et al*., 1969), como síntesis de eventos históricos; Bloques Alternos e Intensidad Instantánea (Keifer y Chu, 1957), como extracción desde la función i-d-T y poligonales rectangular y triangular como formas geométricas preestablecidas.
Se evalúa las discordancias entre los hietogramas resultantes y, asumiendo que aquellos obtenidos por síntesis son más representativos, se analiza la adaptación de los patrones surgidos de otras estrategias.

Palabras Clave: Lluvias de Diseño, Hietogramas Tipo, función i-d-T

ABSTRACT

The rainfall - runoff transformation is used to overcome the lack of observed flow discharge data, needed for the direct determination of the project flood. The estimation of the precipitation depth is a first step in the definition of the design rainfall, which must be completed by the spatial and time distributions. The latter is particularly important because of the significant influence on the resulting hydrograph.
The time distribution of the estimated rainfall depth is the design hyetograph, which differs according to the chosen approach. Synthetic hyetographs summarise temporal patterns of historical storm events, so they are considered more plausible. However, the procedure is laborious and demands high frequency data, so the application is not always feasible. Therefore, methods based on intensity - duration - frequency (IDF) relationships are frequently used, for which is only required the IDF curve at the site of interest. Another solution is to use hyetographs with pre-established geometric shapes, although their accuracy is doubtful since the rainfall does not present a regular distribution in time.

Based on the annual maximum intensity time intervals from a precipitation record of 19 years sampled near the city of San Miguel de Tucumán, design hyetographs were deduced by two methods of each approach mentioned before: the cumulative storm rainfall distribution (Huff, 1967) and the ranking of time intervals procedure (Pilgrim et al., 1969), as synthesis of historical events; the alternating block and the instantaneous intensity method (Keifer and Chu, 1957), as hyetographs derived from the IDF function and rectangular and triangular polygonal as predetermined geometric shapes.
The discordances between the resulting hyetographs are evaluated and, assuming the synthetic ones are more representative, the adaptation of the temporal patterns derived from alternative strategies is analysed.

INTRODUCCIÓN

La crecida utilizada en el proyecto de obras hidráulicas y en la definición de medidas no estructurales, cuya finalidad es atenuar el impacto generado por eventos pluviales extremos, se deriva, frecuentemente, de la lluvia de diseño a través de un modelo de transformación lluvia – caudal.

La lluvia de diseño es un evento de hipotética ocurrencia futura, cuya magnitud viene dada por la máxima intensidad media estimada, i, que posee un vínculo intrínseco con el período de retorno, T, y la duración, d, expresado a través de la función i-d-T. Este monto, que se predice según las características de la cuenca de aporte y la envergadura de la obra, se desagrega en el tiempo de duración del evento para la modelación de la crecida de proyecto, constituyendo un Hietograma Tipo (HT), cuya imagen trasciende tanto en el pico como en el volumen del hidrograma resultante.

Se encuentran diferentes enfoques para la construcción de un HT en la bibliografía, quedando la elección de la metodología sujeta, en principio, a la información disponible: los métodos de extracción requieren la función i-d-T propia del lugar, los métodos de síntesis precisan series históricas registradas con alta frecuencia y los más sencillos se definen a partir de formas geométricas tan solo con la altura de lámina a distribuir y la duración total del evento.

Sin embargo, la información no es la única condicionante, dado que la laboriosidad de los procedimientos difiere según la estrategia empleada. Los métodos de síntesis, que derivan los HT de registros medidos, consisten en técnicas complejas con múltiples variantes según el autor, por lo que presentan importantes divergencias en los resultados. Es por ello que, aunque se consideran los más verosímiles por su mayor respaldo teórico, no existen argumentos para recurrir a uno sobre otro, lo que torna la elección totalmente subjetiva. El enfoque extractivo es muy utilizado por sus innegables ventajas, brinda una distribución temporal acorde con la función i-d-T, mediante procedimientos sencillos donde sólo se requiere dicha función para su obtención. Sin embargo, los cuestionamientos a estas técnicas se fundan en el hecho que la relación i-d-T fue calibrada para sus distintas duraciones con los Intervalos de Máxima intensidad media Anual (IMA), que no necesariamente son coincidentes en el tiempo, y por lo tanto pertenecen a distintos episodios lluviosos, por lo que no aportarían información acerca de la distribución temporal interna de un evento. Finalmente, las formas geométricas predeterminadas son de uso corriente por su

mayor sencillez. No obstante, los eventos pluviales no presentan en la naturaleza una variación tan regular, con lo que su representatividad es cuestionable.

La limitante presentada para los HT sintéticos, lleva en numerosas ocasiones a considerar el uso de técnicas alternativas. En el presente artículo se compara el desempeño de dos técnicas propias a cada uno de los enfoques descriptos y, asumiendo que aquellos obtenidos a partir de registros históricos son más representativos, se analiza la posibilidad de adaptar patrones surgidos de otras estrategias en aras de su utilización a falta de mejor alternativa.

MATERIALES Y MÉTODOS

A partir de una serie de 19 años de registros pluviográficos tomados de la Estación Experimental Agroindustrial Obispo Colombres (EEAOC), situada en la localidad de Las Talitas al norte de la ciudad de San Miguel de Tucumán (26°47'14"S, 65°11'44"W), se ensayaron seis estrategias de obtención de HT correspondientes a los siguientes enfoques:

Hietogramas poligonales

Consisten en adoptar figuras predeterminadas simples para describir la distribución temporal interna de la lluvia. El hietograma rectangular es el más sencillo y su uso es corriente al estar implícito en el Método Racional (Pilgrim y Cordery, 1993), para evaluar el caudal en pequeñas cuencas. Por otra parte, el hietograma triangular (Yen y Chow, 1980) queda establecido con la altura total precipitada, *P*, y la duración, *d*, que definen el área y la base del triángulo respectivamente. El pico del hietograma viene dado por:

$$\mathrm{h} = \frac{2\mathrm{P}}{d} \qquad (1)$$

La metodología no precisa la ubicación del pico, con lo que se sitúa mediante el coeficiente de avance de la tormenta, definido como el cociente entre el tiempo al pico, t_a, y la duración total:

$$a = \frac{t_a}{d} \qquad (2)$$

El mismo puede calcularse promediando los correspondientes a una serie de eventos observados o bien asignarle un valor de 0,5 a falta de más información.

Los gráficos resultantes de estos procedimientos son adimensionales resultado de distribuir una lluvia unitaria.

Hietogramas sintetizados de eventos históricos

La síntesis de hietogramas, cualquiera sea el procedimiento aplicado, resulta en distribuciones adimensionales, que compendian la forma de los eventos registrados en un único patrón representativo.

- **Método de Ordenamiento de Intervalos**

El método fue propuesto por Pilgrim, Cordery y French (1969) y es de frecuente aplicación en Australia.

Su aplicación consiste, en primer lugar, en desagregar los eventos según cierta cantidad de bloques, y calcular el porcentaje de lluvia caída en cada uno de ellos, numerándolos en forma creciente a partir del percentil con mayor valor. De esta forma, cada bloque queda asociado a un número de orden donde aquel con mayor altura de lámina será el primero y los consecuentes continúan la numeración. El procedimiento se aplica a todos los eventos de la serie y al finalizar, se promedian los números de orden asignados a cada percentil. El pico del hietograma resultante se ubica coincidente con el bloque de mínimo promedio y acumula un porcentaje de lluvia promedio de los observados en los correspondientes bloques de origen. De la misma forma, se asigna al resto de los intervalos una ubicación y porción de lluvia que constituyen la distribución temporal resultante.

- **Método de la Distribución Acumulada**

El procedimiento desarrollado por Huff (1967, 1970) en Estados Unidos de América, se basa en la función de distribución de frecuencia acumulada de la lluvia.

La técnica requiere la determinación de los porcentajes acumulados de lluvia en cada intervalo. A continuación, se definen clases según el porcentaje de lámina acumulada en cada lapso, donde mientras mayor sea el número de clases más preciso será el hietograma logrado. Luego, para cada percentil se define distribuciones empíricas de frecuencia acumulada, donde las abscisas serán las clases definidas anteriormente y las ordenadas serán el porcentaje de eventos, con respecto al total analizado, que tiene menor o igual porción de lámina acumulada de cada límite de clase. Se establece una probabilidad de no excedencia, y se extrae de la función de distribución acumulada de cada bloque el porcentaje de lámina acumulada correspondiente. Luego, a partir de dichos valores se obtiene el hietograma incremental por diferencias sucesivas entre los lapsos consecutivos y se obtiene la distribución resultante para la probabilidad de no excedencia impuesta.

Hietogramas de extracción

Los patrones generados a partir de la función i-d-T, distribuyen la intensidad media máxima estimada para una recurrencia y duración establecidas, es por ello que son gráficos dimensionales, donde el período de retorno actúa como factor de escala y no afecta la forma de la distribución temporal.

En el presente, la extracción de hietogramas se realiza de una función i-d-T local, desarrollada con el Modelo DIT en su versión de 3 parámetros (Bazzano *et al.*, 2015). El modelo expresa la intensidad máxima esperable como una función lineal del factor de frecuencia (Chow, 1951),Φ, y de un factor de duración (Caamaño Nelli y Dasso, 2003), δ, a través de los parámetros zonales A y C, y el tercero de carácter regional, B:

$$\ln i = A\Phi - B\delta + C \tag{3}$$

Si se asume la función de distribución de probabilidad lognormal como representativa de los máximos de lluvia anual, entonces se puede expresar el factor de frecuencia en función del período de retorno, T, mediante la ecuación obtenida por Caamaño Nelli *et al.* (1999)

$$\Phi = 2{,}584458\ (\ln T)^{3/8} - 2{,}252573 \tag{4}$$

Por su parte, el factor δ depende de la duración de la lluvia y se expresa como:

$$\delta = (\ln d)^{5/3} \tag{5}$$

- **Método de Bloques Alternos**

El método de bloque alternos (Chow, Maidment y Mays, 1994) presenta una distribución discreta de la lámina estimada. Utilizando la función i-d-T, se determinan las alturas correspondientes a cada lapso temporal definido según la discretización deseada, hasta alcanzar la duración total. A continuación, se calculan los incrementos de precipitación en cada intervalo mediante la diferencia entre valores sucesivos. Al decrecer la intensidad con la duración, esta gráfica sería monótona decreciente desde su inicio si se disponen los bloques sucesivos contiguamente. Para una mejor representación del fenómeno, se ordenan los bloques asignando una posición al pico, mediante el coeficiente de avance definido en (2) y repartiendo a derecha e izquierda del mismo el resto los bloques en forma alternada, de forma que la pendiente sea más pronunciada en la rama ascendente que en la descendente.

- **Método de la Intensidad Instantánea del Modelo DIT**

El método de la intensidad instantánea (II) se diferencia del anterior por su traza continua, desarrollada en una rama ascendente y otra descendente, funciones de sus respectivas duraciones d_a y d_b. Ambas se trazan a partir del pico ubicado según el coeficiente de avance, a, definido en (2), que representa un factor de peso para la rama ascendente, mientras que el correspondiente a la rama descendente será igual a $1 - a$. La duración total de la lluvia viene dada por la suma $d = d_a + d_b$.

Dado que la intensidad en ambas ramas es igual ($i_a = i_b$), para un incremento de la duración total se incrementan d_a y d_b en forma proporcional. El área bajo la curva

representa la altura total precipitada en el evento, $h = d.i$, y se la obtiene mediante la integración de las funciones que definen ambas ramas en su respectivo dominio:

Al derivar h con respecto a la duración se tiene que

$$\frac{dh}{dd} = i_a = i_b = i + d\,.\frac{di}{dd} \tag{6}$$

Y el problema se resuelve a partir de la expresión de la intensidad media, i, como función de la duración dada por la relación i-d-T para un período de retorno fijo.

Partiendo de la ecuación (3) con un período de retorno fijo, es posible expresar la intensidad media como:

$$\mathrm{i} = \mathrm{c} \cdot {}^{\mathrm{a}^{\Phi}}\!/_{\mathrm{b}^{\delta}} \tag{7}$$

donde,

$$a = e^{A}\ \ b = e^{B}\ c = e^{C} \tag{8}$$

Es entonces posible obtener la intensidad en cada rama partiendo de (6),(*7*) y reemplazando el factor de duración, δ, según (5). Se obtiene reordenando:

$$i_a = i_b = \ i \cdot \left[1 - B\,\frac{5}{3}(\ln d)^{2/3}\right] \tag{9}$$

La intensidad instantánea definida en (9), es proporcional a la intensidad media dada por relación i-d-T, a través de un factor dependiente de la duración considerada en cada paso de cálculo, d, y del parámetro B del DIT, asociado a la duración por la ecuación (3), que define a dicho modelo.

El análisis del factor de proporcionalidad evidencia la incidencia del paso de cálculo en la intensidad instantánea del diagrama. La resta cuyo sustraendo es función de discretización temporal utilizada, resulta 1 cuando la duración iguala a 1 minuto y disminuye para valores mayores. Este error ya ha sido señalado en estudios anteriores (Caamaño Nelli *et al.*,2013) y genera una pérdida en la lámina estimada, que debiera coincidir con el área bajo la curva, modificando tanto el valor de la máxima altura como la forma del hietograma. Para corregirlo, se determina la divergencia del área al variar el paso de cálculo y se distribuye la diferencia en la duración total del IMA.

APLICACIÓN DE LOS PROCEDIMIENTOS PROPUESTOS

Las técnicas propuestas se aplican a los IMA que conforman la serie de la EEAOC, en remplazo de las tormentas intensas usadas tradicionalmente. Se justifica su elección por mayor coherencia con la función i-d-T que surge de dichos eventos, con lo que es de esperar que aporte uno del mismo tipo. En consecuencia, la distribución

temporal del IMA es la que resulta de interés para el diseño hidrológico y ha sido comprobado que difiere sustancialmente de la observada en tormentas (Caamaño Nelli *et al.*, 2003).

Para el análisis de la evolución temporal, se dividieron los IMA de 30, 60, 90 y 120 minutos de duración según percentiles. La discretización temporal se encuentra limitada por los registros existentes que, aunque provienen de una gráfica continua esbozada en un pluviógrafo, se encuentran digitalizados cada 5 minutos. Este lapso es el mínimo factible de utilizarse en métodos de síntesis y fue adoptado para el resto de las técnicas a fin de igualar condiciones para la comparación. Como consecuencia el fraccionamiento de los eventos comprende entre 6 a 24 intervalos para persistencias de 30 y 120 minutos, respectivamente.

Se requiere fijar un período de retorno para el cálculo del factor de frecuencia dado por (4), necesario para determinar la intensidad media según (3). Dado que la duración no es función dependiente de la recurrencia, el periodo de retorno sólo actúa como factor de escala en el estudio de la evolución temporal de la intensidad y no incide en su forma. Es por ello que se fija en la presente exposición una probabilidad de ocurrencia de 20 años a fin de generar imágenes comparables, y las deducciones derivadas de las mismas serán igualmente válidas para otras recurrencias.

La aplicación del método de Huff (1967,1970) implica la previa clasificación de los eventos según la ubicación del máximo. Dicho procedimiento requiere una extensa serie que asegure un número de eventos razonable en cada tipología para un correcto análisis posterior. Ante la corta longitud de la serie disponible, se sortea dicha etapa y se analiza el conjunto de los eventos. Se adopta para el HT una probabilidad de no excedencia de 0,5, correspondiente a la mediana de la distribución.

Los métodos predeterminados y de extracción no disponen la ubicación del pico, a diferencia de los sintéticos cuyos máximos se posicionan al aplicar los procedimientos. En vista de la arbitrariedad de cualquier criterio y del hecho que el desempeño de las técnicas alternativas se evalúa con base en las sintéticas, se adopta para la construcción de los HT el coeficiente de avance obtenido en la síntesis para mejorar la comparación de las distribuciones, sin infligir a las técnicas alternativas con variables ajenas a ellas.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Métodos de síntesis

Las imágenes obtenidas por las estrategias de síntesis se presentan en la Figura 1. El método de OI da siempre picos más pronunciados que la DA, con diferencias variables que oscilan entre el 7,5% para 120 minutos y 42,5% para 90 minutos. La magnitud del pico se define a partir del porcentaje de lámina total que acumula, que en el caso de OI desciende al incrementarse la duración desde 36,8% para 30 minutos

hasta 18,6% para 120 minutos. Por su parte el resultado de DA presenta un descenso con la duración desde 23,5% para 30 minutos hasta 11,9% para 90 minutos, luego en 120 minutos se revierte la tendencia al concentrase en el pico el 17,08% de la lámina total. Este resultado se explica por el hecho que la serie analizada se compone con 19 eventos, que no pertenecen necesariamente a los mismos fenómenos pluviales que aquellos que componen las series de IMA de otras duraciones, por lo que no se espera que guarden relación entre sí. A demás, la escasa longitud de la serie genera que la distribución de cada elemento tenga mayor peso en la composición, con lo cual la alteración de algunos de ellos tiene una gran incidencia en el resultado final.

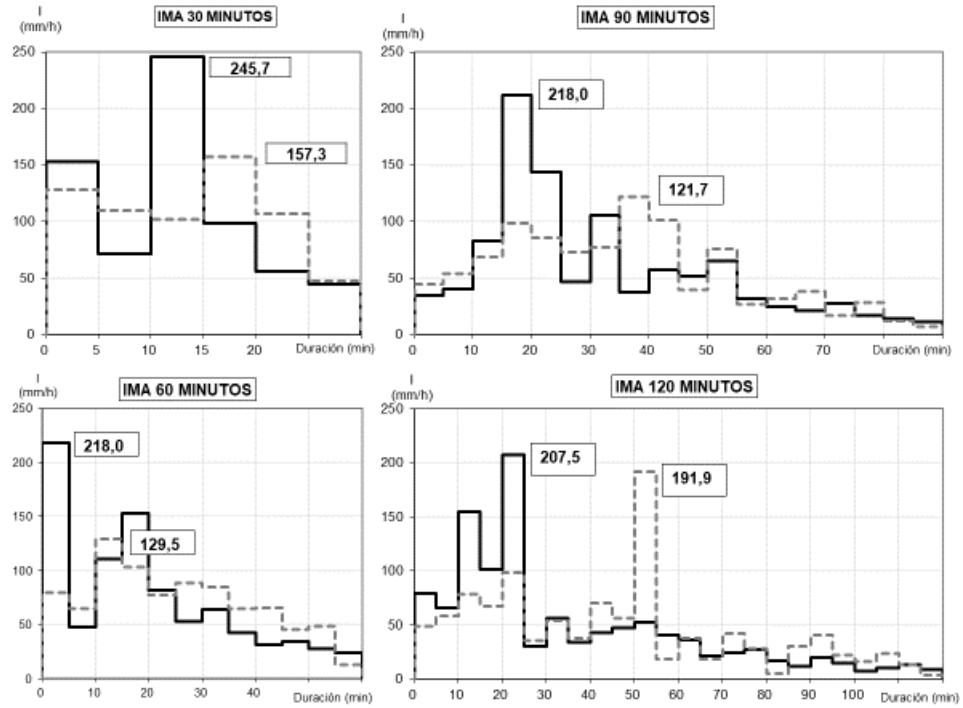


Figura 1.- Hietogramas por síntesis para duraciones de 30, 60, 90 y 120 minutos.

La disparidad en la posición del pico es evidente, presentándose en OI el pico más adelantado siempre, además, salvo en DA para 30 minutos, se observa que ocurre antes de la mitad de la duración ($a<0,5$).

Hietograma de II-DIT

La obtención del HT por el método de II-DIT requiere del previo análisis del error generado por la frecuencia de cálculo usada. En la Figura 2 se presentan las imágenes obtenidas para IMA de 30 minutos al incrementar la discretización, donde se visualiza que la caída en la magnitud del pico para lapsos mayores a 1 minuto no se compensa en el resto del hietograma, lo que resulta en una merma en el área bajo la curva, coincidente con la lámina total precipitada. Se evidencia, a su vez, una variación en la forma del hietograma que para 5 minutos adquiere la forma de una meseta, sin la cumbre puntual presente en el resto de las gráficas.

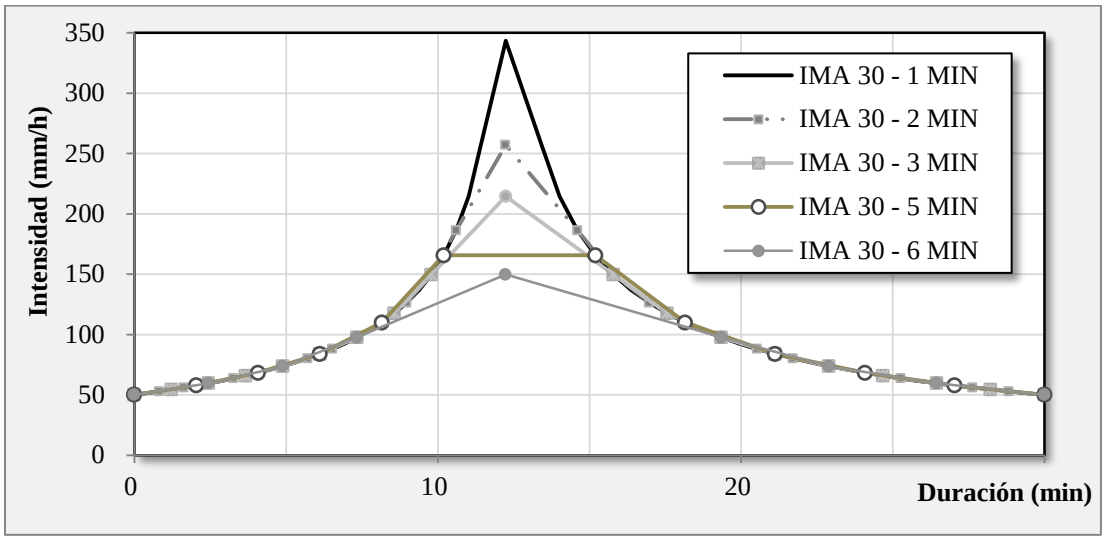


Figura 2.- Variación del hietograma para IMA de 30 minutos según el paso de cálculo.

Se evalúa la discrepancia tanto en la altura total de lámina como en la caída del pico del hietograma (Figura 3), para pasos de 1, 2, 3, 5 y 6 minutos, de forma de segmentar las duraciones totales consideradas en un número entero de intervalos.

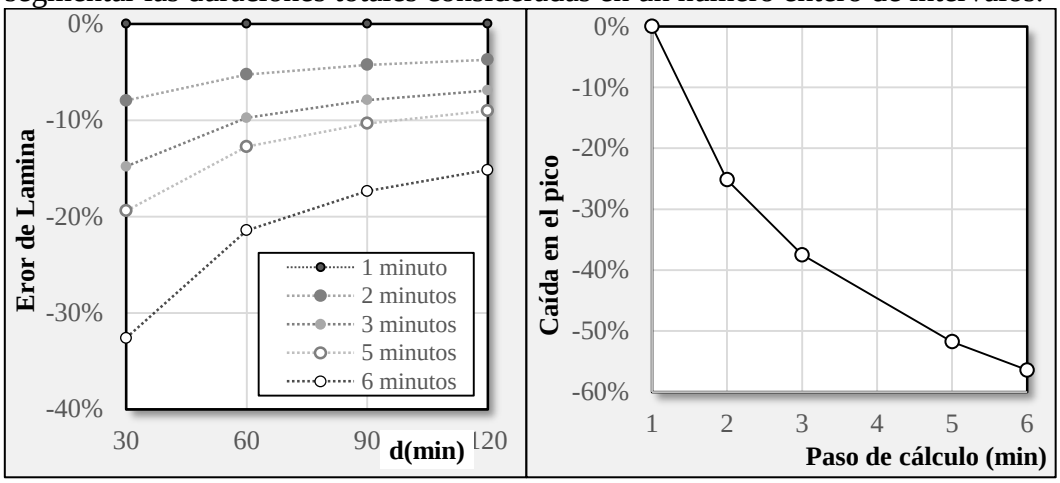


Figura 3.- (Izquierda) Error relativo en la lámina al variar el paso de cálculo. (Derecha) Caída en la magnitud del pico al variar el paso de cálculo.

La incidencia de la discretización usada resulta significativa y varía según la duración del IMA. Se aprecia que, para el paso utilizado de 5 minutos, la caída del pico alcanza un valor de 51,76% con respecto al obtenido con lapso de 1 minuto. Por su parte, la variación de la lámina estimada se encuentra entre -9% a -20% para duraciones de 30 y 120 minutos, respectivamente. Se corrige los patrones obtenidos con II-DIT mediante prorrateo de la diferencia observada (Figura 4).

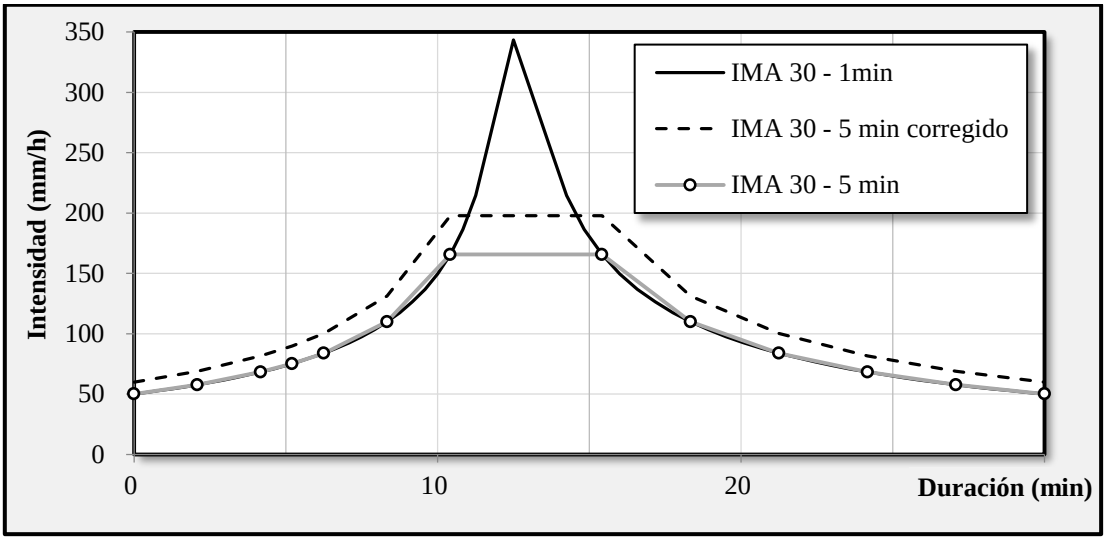


Figura 4.- Hietograma de II-DIT con paso de cálculo de 5 minutos corregido.

Comparación de técnicas de estimación

El respaldo teórico de los HT generados a partir de tormentas registradas, avala su utilización para diseño hidrológico, por lo que serán la base de la comparación contra la cual deben probar representatividad el resto de los procedimientos.

En vista que sólo las estrategias de síntesis posicionan la cima del hietograma, se compara, en primera medida, sólo la magnitud del pico de las técnicas alternativas. La diferencia existente entre los HT de OI y DA define un rango de validez en el cual se podría considerar apto un resultado. La Tabla 1 presenta las alturas máximas alcanzadas mediante las 6 técnicas propuestas.

Tabla 1.- Máximas intensidades obtenidas con las 6 metodologías ensayadas

Duración del IMA (min)	Intensidad máxima (mm/h)					
	OI	DA	BA	II-DIT corregido	Triangular	Rectangular
30	245,7	157,3	248,6	197,8	222,7	111,4
60	218,0	129,5	248,6	186,7	148,0	74,0
90	211,6	121,7	248,6	182,7	113,8	56,9
120	207,5	191,9	248,6	180,5	93,6	46,8

En primer lugar, se destaca el hecho que el pico de BA supera a los obtenidos mediante síntesis de eventos históricos para todas las duraciones. Esta sobrevaloración de la intensidad máxima del método de extracción discreto genera controversias sobre su representatividad y lo descarta como alternativa.

Por el contrario, se observa que los máximos obtenidos con II-DIT, previa corrección por paso de cálculo, se encuentran intermedios entre los sintéticos para todas las

duraciones excepto para 120 minutos donde queda por debajo del alcanzado en OI, en un 5,94%. Se destaca que el HT propio a II-DIT con un intervalo de 1 minuto coincide en el máximo con el resultado de BA, que excede los picos observados, lo que sugiere que la corrección realizada representa una adaptación válida de la técnica de extracción a las distribuciones observadas en la mayoría de las distribuciones analizadas.

Resta analizar los hietogramas predeterminados, cuya representatividad ha sido ya cuestionada por otros autores (Alfieri, Laio y Claps, 2008), en vista que los eventos pluviales no presentan una evolución tan regular y por el notable decaimiento de la altura máxima con la duración. Esto sucede en los hietogramas triangulares porque la lámina total, representada como el área encerrada en el triángulo, no crece en igual proporción que la duración total que compone la base del mismo. La mencionada caída del valor del pico se ve acentuada en los patrones rectangulares que cuentan con la mitad de dicha altura. En consecuencia, se invalida su empleo para largas duraciones.

En vista del desempeño satisfactorio de II-DIT frente a los HT provenientes de eventos registrados, se analiza la posición del pico a conferirle para mejorar su representatividad de los eventos registrados, y poder así utilizarlos a falta de mejor alternativa. Se compara con las 2 técnicas de síntesis ensayadas y se establece cuál resulta más representativo para, así, asignar el coeficiente de avance. Se contrastan Coeficientes de Pico, calculados como el cociente entre máximos, con el menor ubicado en el denominador de forma de obtener un valor entre 0 y 1, los Coeficientes de Determinación, R^2, para evaluar la distribución general, y una Función Objetivo (FO) producto de ambos (Tabla 2).

Tabla 2.- Comparación entre HT sintéticos y obtenidos por II-DIT

D (min)	Coeficiente de Pico			Coeficiente de Determinación			Función Objetivo		
	II/DA	II/OI	DA/OI	II vs DA	II vs OI	DA vs OI	II vs DA	II vs OI	DA vs OI
30	0,80	0,80	0,64	0,25	0,38	0,06	0,20	**0,31**	0,04
60	0,69	0,86	0,59	0,48	0,59	0,27	0,33	**0,51**	0,16
90	0,66	0,86	0,57	0,48	0,84	0,38	0,32	**0,73**	0,22
120	0,94	0,87	0,92	0,30	0,47	0,26	0,28	**0,41**	0,24

La Tabla 2 expone que el método II-DIT es más representativo de OI que de DA tanto en altura de pico como en distribución al presentar una FO mayor siempre. Se destaca que II-DIT corregido presenta mayor similitud con OI que la observada entre OI y DA en todas las duraciones.

Los HT obtenidos para 30 y 120 minutos se presentan en las Figura 5 y 6, respectivamente. Se excluye de los gráficos la distribución rectangular para mejor

visualización del resto de los patrones. En los casos donde el método no posiciona el pico, se lo ubica coincidente con el derivado de OI para mejorar la comparación, ante la mayor representatividad de éste verificada para II-DIT.

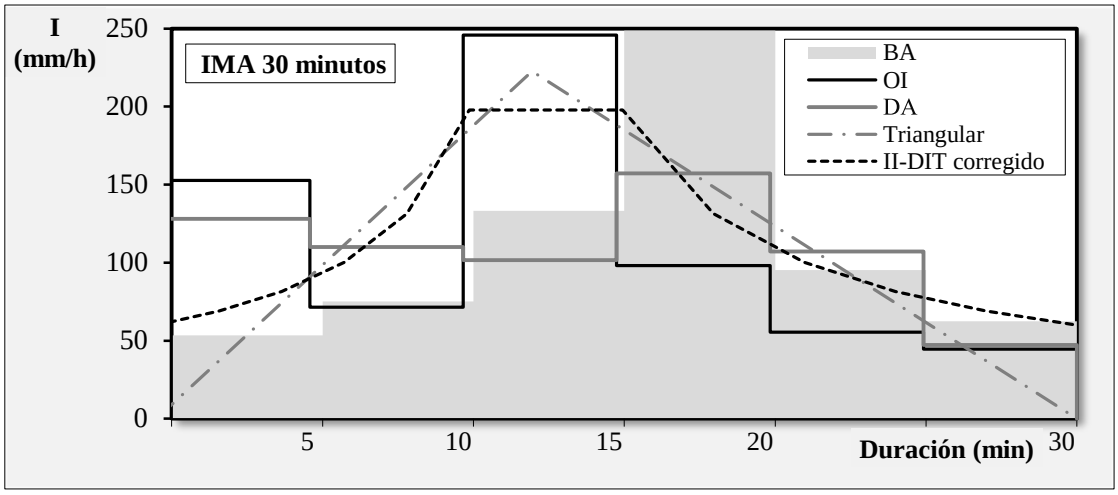


Figura 5.-Hietogramas Tipo obtenidos para IMA de 30 minutos

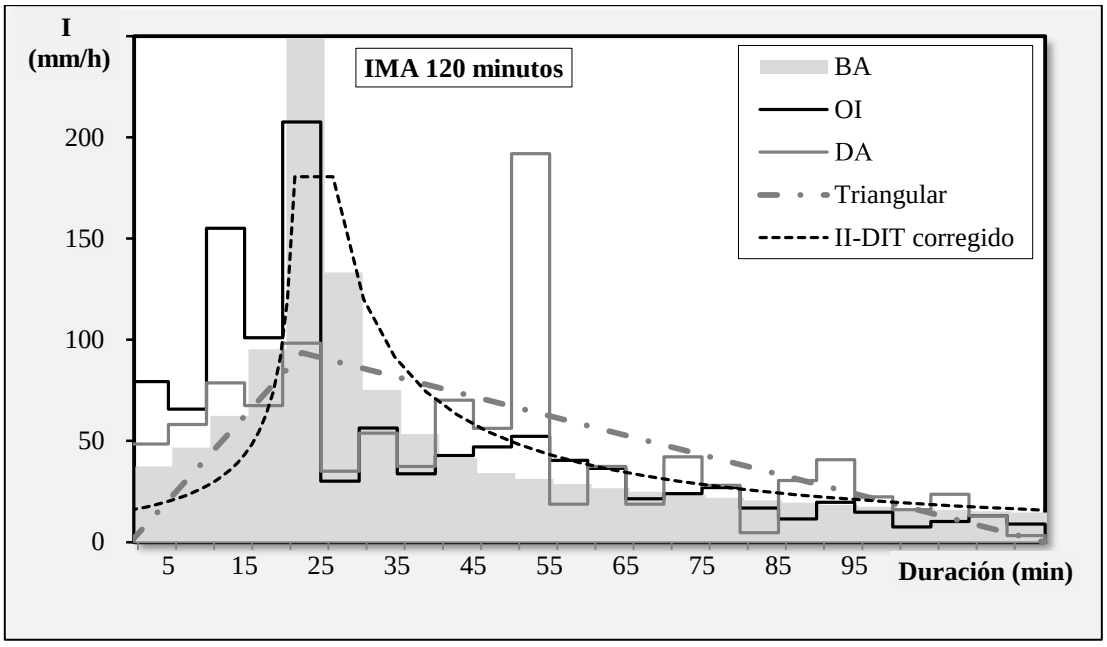


Figura 6.- Hietogramas Tipo obtenidos para IMA de 120 minutos

CONCLUSIONES

- Los resultados de los métodos sintéticos difieren notablemente entre sí tanto en magnitud de pico como en su ubicación, siendo subjetiva la elección entre ellos.

- Al derivarse de eventos registrados, ambos se consideran aptos para diseño hidrológico, y la diferencia observada representa un rango dentro del cual se considera válido un patrón de distribución temporal.

- Las cumbres de los HT generados con OI decrecen a mayor duración del evento, situación que no se repite para DA. Esto no es sorpresivo en tanto los IMA de distintas duraciones no provienen, necesariamente, de los mismos fenómenos pluviales, con lo que no se espera que guarden relación entre sí.

- La mayor uniformidad observada en los patrones derivados de DA podría deberse a que no se clasifica los eventos según la ubicación del pico, siguiendo el procedimiento propuesto por Huff, al ser la serie disponible demasiado corta para agrupar los eventos con este criterio.

- Los HT con formas geométricas no representan la forma de distribución de un evento adecuadamente y su altura máxima cae en forma pronunciada al aumentar la duración, alejándose de los resultados observados en los registros históricos. Su uso no es aconsejable, sobre todo para duraciones largas.

- El método de BA sobrevalua la intensidad máxima observada en las dos técnicas provenientes de síntesis, con lo que se descarta como alternativa válida.

- El paso de cálculo utilizado en la II-DIT modifica tanto la altura de pico como la forma del hietograma. La altura máxima, que coincide con la de BA para lapso temporal de 1 minuto, decae para mayores intervalos, así como el área bajo la curva dado que no se compensa en el resto de la distribución. Dicho error depende, a su vez, de la duración del IMA estudiado.

- La rectificación de la pérdida de lámina observada en II-DIT, mediante prorrateo de la diferencia en toda la duración del evento, aproxima el resultado a los HT sintéticos, que quedan comprendidos en el rango válido para la mayoría de las duraciones estudiadas.

- La función objetivo propuesta indica que la técnica II-DIT, luego de realizar la corrección, es más representativa de OI que de DA tanto en altura máxima como en la distribución. Además, presenta mayor similitud, con OI que la encontrada entre los HT sintéticos entre sí.

- Dado que los métodos de extracción no definen la ubicación del pico, se lo ubica en coincidencia con el máximo obtenido en OI, por su mayor representatividad.

- El desempeño de II-DIT corregido muestra que la técnica es susceptible de adaptarse para aproximarse a los HT sintéticos y que su utilización es admisible en ausencia de mejor alternativa.

Referencias Bibliográficas

Alfieri, L., Laio, F. Y Claps, P. (2008) *A Simulation Experiment for Optimal Design Hyetograph Selection.* Hydrological Processes. John Wiley & Sons. Ltd. 2008, 22, 813-820.

Bazzano, F. Caamaño Nelli, G. y Rajmil, G. (2015) *Predicción de lluvias máximas en Tucumán con el Modelo DIT.* XXV CONAGUA. Argentina.

Caamaño Nelli, G. y García, C. M. (1999) Relación Intensidad-Duración-Recurrencia de Lluvias Máximas: Enfoque a través del Factor de Frecuencia, Caso Lognormal. Ingeniería Hidráulica en México. México. Vol. XIV, N° 3, pp. 37-44.

Caamaño Nelli, G y Dasso C. (2003) *Lluvias de Diseño. Conceptos Técnicas y Experiencias.* Ed. Universitas.

Caamaño Nelli, G., Dasso, C., García, M. y Mascuka, E. (2013) *Hietogramas Tipo Extraídos de la Función I-D-T del Modelo DIT por el Método de Intensidad Instantánea.* XXIV CONAGUA. Argentina

Chow, V. T. (1951) *A General Formula for Hydrologic Frequency Analysis.* Transactions American Geophysical Union. USA. Vol. 32, Nº 2, pp. 231-237.
Chow, V. T., Maidment, D. R. y Mays, L. W. (1994) *Hidrología.* McGraw-Hill Interamericana S.A. ISBN 958-600-171-7, 584 pp.

Huff, F. (1967) *Time distribution of rainfall in heavy storms.* Water Resources Research, III, pgs 1007-1019.

Huff, F. A. (1970). *Time Distribution of Rainfall Rates.* Water Resources Research, Vol. 6, Nº 2, 447-454. USA.

Keifer, C., Chu, H. (1957). *Synthetic Storm Pattern for Drainage Design*. Journal of Hydraulics Division. American Society of Civil Engineers, Vol. 83, Nº 4, pp. 1-25. USA.

Pilgrim, D., Cordery, I., French, R. (1969) *Temporal Patterns of Design Rainfall for Sydney*. Civil Eng.Transactions, Vol. CE 11, Nº 1. The Instit.of Engin. Sydney, Australia.

Pilgrim, D. H. y Cordery, I. (1993) Flood Runoff. In: Handbook of Hydrology, editor: D.R. Maidment. McGraw-Hill, New York, Vol. 9, 1–42.

Yen, B. C. y Chow, V. T. (1980) *Design Hyetographs for Small Drainage Structures.* Journal Hydraulic Div. ASCE, 106(6), 1055-1076.

MODIFICACIÓN DE LA PREDICCIÓN ESTADÍSTICA DE LA PRECIPITACIÓN MÁXIMA PROBABLE

Flavia Bazzano [1,2], Carlos Marcelo García [2,3], Gabriel Eduardo Caamaño Nelli [4], Magdalena Baraquet [2,3], Nicolás Federico Guillen [2,3] y Carlos Gastón Catalini [5,6]

[1]Laboratorio de Construcciones Hidráulicas. Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología. Universidad Nacional de Tucumán, Argentina
[2]Consejo Nacional de Investigaciones Científicas, Argentina
[3]CETA - Centro de Estudios y Tecnología del Agua. Universidad Nacional de Córdoba, Argentina
[4]Ex Consejo Nacional de Investigaciones Científicas, Argentina
[5]Instituto Nacional del Agua, Centro de la Región Semiárida (INA-CIRSA), Argentina
[6]Universidad Católica de Córdoba, Argentina
flaviabazzano@gmail.com

RESUMEN

Las grandes obras hidráulicas, cuya falla resultaría una catástrofe para las poblaciones y ecosistemas circundantes, deben ser dimensionadas contemplando la ocurrencia de la Precipitación Máxima Probable (PMP), junto con las consideraciones hidrológicas más pesimistas en la cuenca. La PMP se define como la máxima lluvia esperable para una duración y, se asocia estadísticamente a una probabilidad muy baja, aunque finita, de excedencia.
El método estadístico de Hershfield (1965) predice la PMP a partir de la ecuación general de Chow (1951), utilizando un factor de frecuencia máximo, $\emptyset_{PMP}$, obtenido de una envolvente regional a partir de la media de la serie de máxima lluvia diaria anual. Estudios antecedentes muestran que el criterio para definir dicha envolvente es subjetivo, y el resultado se encuentra fuertemente condicionado por la información disponible.
En este trabajo se propone una nueva alternativa para estimar $\emptyset_{PMP}$ de forma objetiva con base en el análisis de series aleatorias sintéticas largas, con distribución de probabilidad Lognormal. Se incorpora en el modelo original el desvío estándar a través del coeficiente de variación y se establece una relación exponencial para expresar la dependencia del factor de frecuencia $\emptyset_{PMP}$ con respecto a este último. Se valida el resultado en la provincia de Tucumán con los registros de 170 pluviómetros. Además, se evalúa la sensibilidad a la función de distribución de probabilidad del modelo propuesto para estimar $\emptyset_{PMP}$ repitiendo el procedimiento con las funciones Gamma y Gumbel.

Palabras Clave: Precipitación Máxima Probable, Método de Hershfield, Provincia de Tucumán

ABSTRACT

Large hydraulic infrastructure, whose collapse would result in a catastrophe for the surrounding populations and ecosystems, should be designed considering the occurrence of the Probable Maximum Precipitation (PMP), together with the most pessimistic hydrological considerations in the basin. PMP is defined as the maximum rainfall expected for a certain duration, and is statistically associated with a very low but finite probability of exceedance.
The statistical method developed by Hershfield (1965) predicts PMP from Chow's general equation (1951), using a maximum frequency factor, $\emptyset_{PMP}$, obtained from a regional envelope using the mean of the annual maximum daily rainfall series. Previous studies suggest that the criterion for defining the envelope is subjective, and the result is strongly conditioned by the available data.
In this paper, we propose a new alternative to estimate $\emptyset_{PMP}$ in an objective way, based on the analysis of long synthetic random series, with Lognormal distribution. The standard deviation is incorporated in the original model through the coefficient of variation, thus an exponential function is established to express the dependence of the frequency factor $\emptyset_{PMP}$ with the latter. The result is validated in the province of Tucumán with records of 170 rain gauges. In addition, the sensitivity of the proposed model to the selected probability density function to estimate $\emptyset_{PMP}$ is evaluated by repeating the procedure with Gamma and Gumbel functions.

Key words: Maximum Probable Precipitation, Hershfield Method, Province of Tucumán

INTRODUCCIÓN

La Organización Meteorológica Mundial (WMO) define a la Precipitación Máxima Probable (PMP) como la máxima lluvia teórica esperable, para una determinada duración según las condiciones meteorológicas actuales (WMO, 2009). La PMP es un primer paso en el cálculo de la Crecida Máxima Probable, variable de diseño propia de aquellas obras cuyo riesgo asociado debe ser mínimo, dada la magnitud de las consecuencias de su colapso.

Aunque existen múltiples metodologías para su estimación, se distinguen dos escuelas bien diferenciadas. Por un lado, la escuela meteorológica concibe a la PMP como una barrera física insuperable, puesto que considera al ciclo hidrológico como un sistema cerrado, la cantidad de agua en el planeta sería constante y la PMP representa el valor tope de precipitación en una ubicación dada. Por su parte, el enfoque estadístico asume a la PMP como un Valor Límite Estimado, asociado a una probabilidad de excedencia sumamente baja.

Según el enfoque estadístico descrito, el método desarrollado por Hershfield (1961) es el más aceptado. El procedimiento consiste en minimizar la probabilidad de ocurrencia de la lluvia estimada maximizando el factor de frecuencia $\emptyset_y$en la ecuación general de Chow (1951),

$$y = \mu_y + \emptyset_y \times \sigma_y \qquad (1)$$

donde y representa la lámina máxima anual de lluvia diaria, μ_y es su media y σ_y su desvío estándar, $\emptyset_y$ es el factor de frecuencia que representa el número de desvíos estándar en que se aleja un valor de la muestra de la media de la serie.

Para estimar la PMP se define el factor de frecuencia máximo, $\emptyset_{PMP}$, que representa el mayor número de desvíos estándar con los que supera a la media. En un primer momento, Hershfield (1961) propone un valor fijo e igual a 15 para $\emptyset_{PMP}$ a partir del registro de 2645 estaciones (90% en Estado Unidos de América). Posteriormente, en 1965, se rectifica al observar que el uso de una constante resulta en estimaciones exageradas en aquellas zonas con medias diarias de precipitación muy altas y propone derivar $\emptyset_{PMP}$ de una envolvente regional en función de la media de máximos anuales precipitados.

El método descripto fue utilizado en diversas regiones del planeta: Casas et al (2008) determinan la PMP en Cataluña a partir del registro de 175 estaciones de medición y, más tarde (2010), comparan los resultados con aquellos obtenidos mediante maximización de tormentas concluyendo que, aunque ambos son próximos (diferencias menores al 10%), el enfoque estadístico arroja siempre mayores estimaciones. Por otra parte, el procedimiento propuesto por Hershfield fue aplicado recientemente en Malasia donde se dedujo un factor de frecuencia máximo igual a 8,7 (Desa *et al.*,2001). Dicho estadístico fue determinado, de igual forma, en República Checa donde a partir del registro de 849 estaciones se obtuvo un valor de 11,54 (Rezacova *et al*., 2004). En Argentina, la metodología se aplicó en la región central deduciéndose una envolvente regional que define el factor de frecuencia correspondiente a la PMP en función de la media de los máximos diarios anuales, μ_n, (Caamaño Nelli y García, 1998). Años más tarde, se repitió el procedimiento en el norte del país abarcando las provincias de Salta y Jujuy (Botelli *et al*., 2014).

La metodología propuesta por Hershfield posee gran aceptación por la simplicidad de su aplicación. La limitación del método viene dada por requerir gran cantidad de estaciones de medición de forma que pueda suponerse que la PMP ha sido registrada en algún punto durante el periodo observado.

El autor plantea la dependencia de $\emptyset_{PMP}$ con respecto a μ_n, incorporando de esta forma las condiciones locales en la determinación de la PMP. Dicha dependencia no tendría necesariamente que ser única, por lo que en el presente trabajo se propone estudiar su variación con respecto al desvío estándar y el coeficiente de variación a partir de series sintéticas largas simulando series históricas de lluvia diarias máximas anuales, con el objetivo de desvincular el resultado de los datos medidos y obtener un resultado objetivo. Las series sintéticas se generan a partir de funciones de distribución de probabilidad utilizadas normalmente para describir extremos. Finalmente, se valida el modelo propuesto contrastando con los registros pluviométricos de 170 estaciones que constituyen la red pluviométrica de la provincia de Tucumán.

ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN

El sistema experimental abarca la provincia de Tucumán, ubicada en el noroeste argentino, donde en sólo 24.000 km^2 de superficie conviven varios regímenes pluviales.

El régimen de precipitación dominante en Tucumán es subtropical (Prohaska, 1976), con una alta concentración estival de la precipitación, ocurriendo en el período noviembre - marzo entre el 50% y el 80% de las lluvias anuales, seguidas de una estación invernal seca. El período lluvioso coincide con la estación monzónica en América del Sur (Boers *et al.*,2015).

Los factores determinantes en la generación de precipitaciones son la depresión continental con gran influencia en los procesos de transporte-convergencia de humedad hacia el continente, el calentamiento continental y el régimen estacional de la presión atmosférica (Minetti, 2005).

Se cuenta con 170 pluviómetros, distribuidos irregularmente en el territorio (Figura 1), cuyos registros pasaron con éxito las pruebas estadísticas de homogeneidad (Wilcoxon), independencia (Wald-Wolfowitz) y estacionariedad (Kendall). Las series de lluvia duran entre 10 y 62 años.

METODOLOGÍA

Para obtener la Precipitación Máxima Probable, Hershfield (1961) propone la maximización del factor de frecuencia en la expresión general de Chow (1951), de forma de minimizar la probabilidad de ocurrencia del evento.

El procedimiento propuesto por el autor consiste en simular cómo se comporta el factor de frecuencia ante la ocurrencia de una lluvia mayor a la registrada en la serie, cuando ya han sido determinadas su media y su desvío estándar. Para ello, se calcula para cada serie $\emptyset_{n-1}$, el factor de frecuencia correspondiente a la mayor lámina, y_m, de cada serie anual de lluvia:

$$\emptyset_{n-1} = \frac{y_m - \mu_{n-1}}{\sigma_{n-1}} \quad (2)$$

La técnica de la envolvente se desarrolla a partir del gráfico de los pares $\emptyset_{n-1}$ versus μ_n (serie completa) de todas las estaciones pluviométricas, bajo supuesto que la curva que representa los $\emptyset_{PMP}$ será la envolvente de dichos puntos, definida por dos puntos extremos, donde se asume que la PMP ha sido observada.

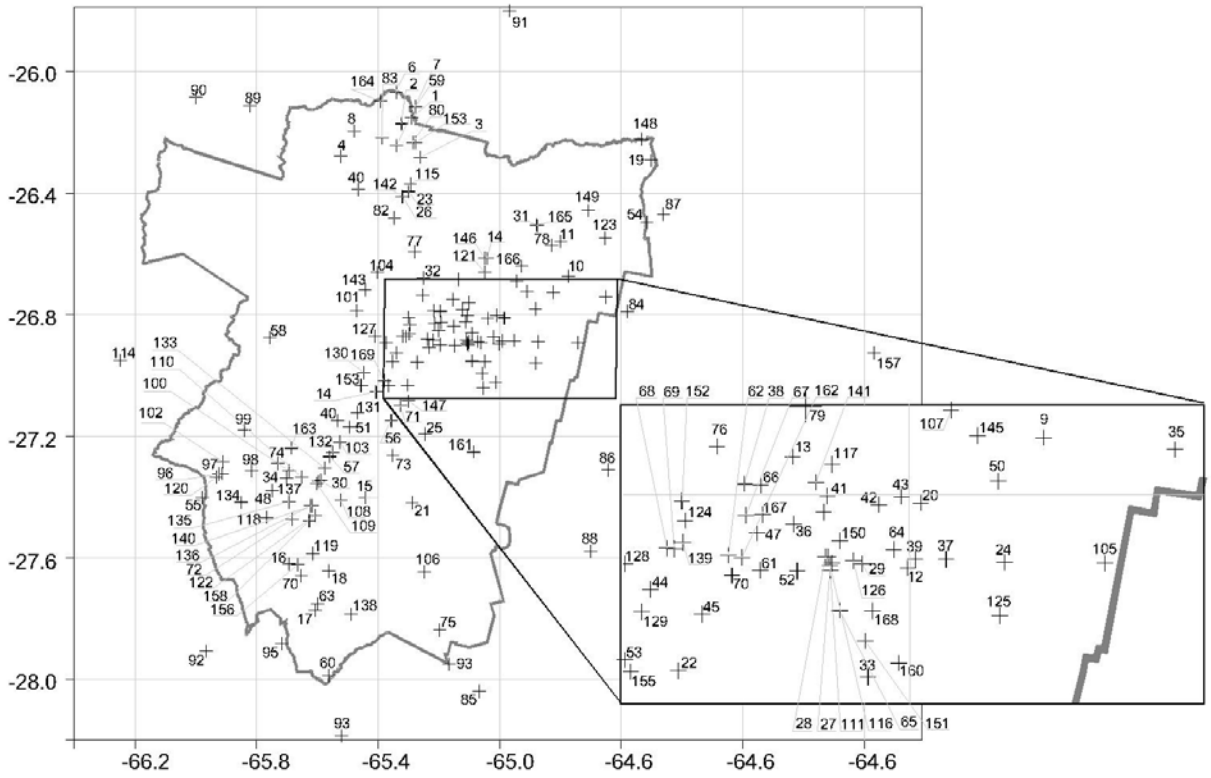


Figura 1.-Red Pluviométrica de la Provincia de Tucumán y alrededores.

Hershfield (1965) postuló que el factor varía en forma inversa a la media de la precipitación máxima anual, con lo que debiera ser asintótica a ambos ejes. Sin embargo, la envolvente obtenida por el mismo autor, intersecta el eje de las ordenadas en el valor $\emptyset_0$= 20. Por su parte, Caamaño Nelli y García (1998), en la experiencia realizada en la región central de Argentina, proponen una expresión analítica para la envolvente según una función exponencial negativa:

$$\emptyset_{PMP} = \emptyset_0 e^{-k\mu} \quad (3)$$

Donde los parámetros, $\emptyset_0$ y k, representan la intersección con el eje de ordenadas y la tasa de decaimiento, respectivamente, y se deducen aplicando la ecuación (3) a los dos puntos extremos de la curva, para igualar el número de ecuaciones e incógnitas. El uso de la expresión se justifica por ser más coherente con el enfoque estadístico y por representar adecuadamente la variabilidad de la PMP con la media de valores máximos

La PMP se determina, entonces, mediante la siguiente expresión donde conocido μ_n en el sitio de interés, se extrae el valor de $\emptyset_{\mathrm{PMP}}$ de la envolvente regional:

$$PMP = \mu_y + \emptyset_{PMP} * \sigma_y \quad (4)$$

Siguiendo el procedimiento descripto, la verosimilitud de la estimación queda sujeta a la información disponible. Estudios antecedentes muestran que los puntos graficados según los datos locales pueden generar varias envolventes, siendo la elección de la definitiva de carácter subjetivo. En particular, la aplicación del método de Hershfield en el presente sistema experimental generó tres posibles envolventes, donde la elección de la curva definitiva se basó en la comparación con resultados antecedentes y el ajuste visual al conjunto de puntos de la región (Bazzano y Caamaño Nelli, 2016).

A fin de salvar dicho inconveniente, se propone, una metodología objetiva para definir $\emptyset_{PMP}$ a partir de series sintéticas extensas, independizando el resultado de los registros locales. Las series generadas presentan distribución Lognormal, función escogida por su probada representatividad en la pluviometría de la región (Bazzano *et al*., 2015). Se definen 39 conjuntos de 200 series de 10 mil años de longitud con media entre 20 y 160 y de desvío estándar entre 5 y 60, considerando sólo aquellas combinaciones que generan valores de coeficientes de variación, $C_v = \sigma_n/\mu_n$, dentro del rango observado en el sistema experimental estudiado que queda comprendido entre 0,12 y 0,6 (Tabla 1).

Para cada conjunto de 200 series se calcula el $\emptyset_{PMP}$ máximo, medio y mínimo. Se analiza la variación de $\emptyset_{PMP}$ con la media de máximos anuales y la influencia del desvío estándar y se propone un modelo potencial y uno exponencial en función del coeficiente de variación.

Finalmente, se evalúa la función de distribución de probabilidad propuesta repitiendo el procedimiento utilizando las funciones Gamma y Gumbel.

Tabla 1.- Series sintética generadas a partir de la función Lognormal

N	μ_n	σ_n	$\mathbf{C_V}$
1	20	5	0,25
2	20	10	0,5
3	40	5	0,125
4	40	10	0,25
5	40	20	0,5
6	40	30	0,75
7	60	5	0,083
8	60	10	0,167
9	60	20	0,333
10	60	30	0,5
11	60	40	0,667
12	60	50	0,833
13	80	10	0,125
14	80	20	0,25
15	80	30	0,375
16	80	40	0,5
17	80	50	0,625
18	80	60	0,75
19	100	10	0,1
20	100	20	0,2
21	100	100	0,3
22	100	40	0,4
23	100	50	0,5
24	120	60	0,6
25	120	20	0,167
26	120	30	0,25
27	120	40	0,3337
28	120	50	0,417
29	140	60	0,5
30	140	20	0,143
31	140	30	0,214
32	140	40	0,286
33	140	50	0,357
34	160	60	0,429
35	160	20	0,125
36	160	30	0,1875
37	160	40	0,25
38	160	50	0,3125
39	160	60	0,375

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

El análisis realizado sobre series sintéticas evidencia la dependencia del estadístico con la longitud de las series analizadas. Se observa la dispersión de valores de $\emptyset_{PMP}$ aún con series de 10 mil años de longitud y como varía con una disminución de la longitud de las series. Esto pone en evidencia la exigencia del método de la envolvente en cuanto a los datos requeridos si se espera lograr resultados verosímiles.

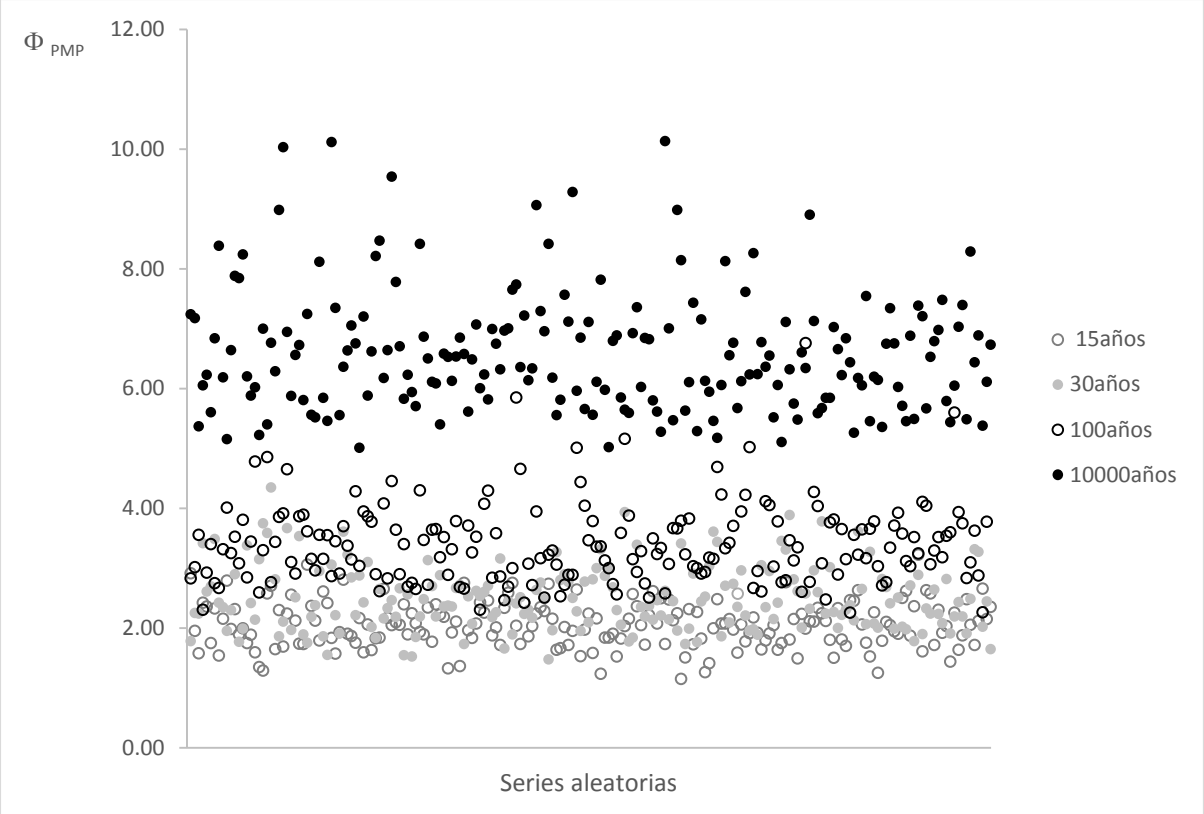


Figura 2.- Variación del $\emptyset_{PMP}$ con la longitud de serie

La dependencia del estadístico con respecto a la media de valores máximos se presenta en la Figura 3, donde también se manifiesta la incidencia del desvío estándar. Se observa como decaen los valores de $\emptyset_{PMP}$ con la media de valores máximos, aunque para un valor dado de la variable el factor de frecuencia crece al incrementarse el desvío estándar. La notoria dispersión de los datos arroja un coeficiente de determinación múltiple muy bajo (R^2=0,0599) al ajustar a una función exponencial negativa que responde a la siguiente expresión:

$$\emptyset_{PMP} = 16{,}23\, e^{-0{,}02\mu} \tag{5}$$

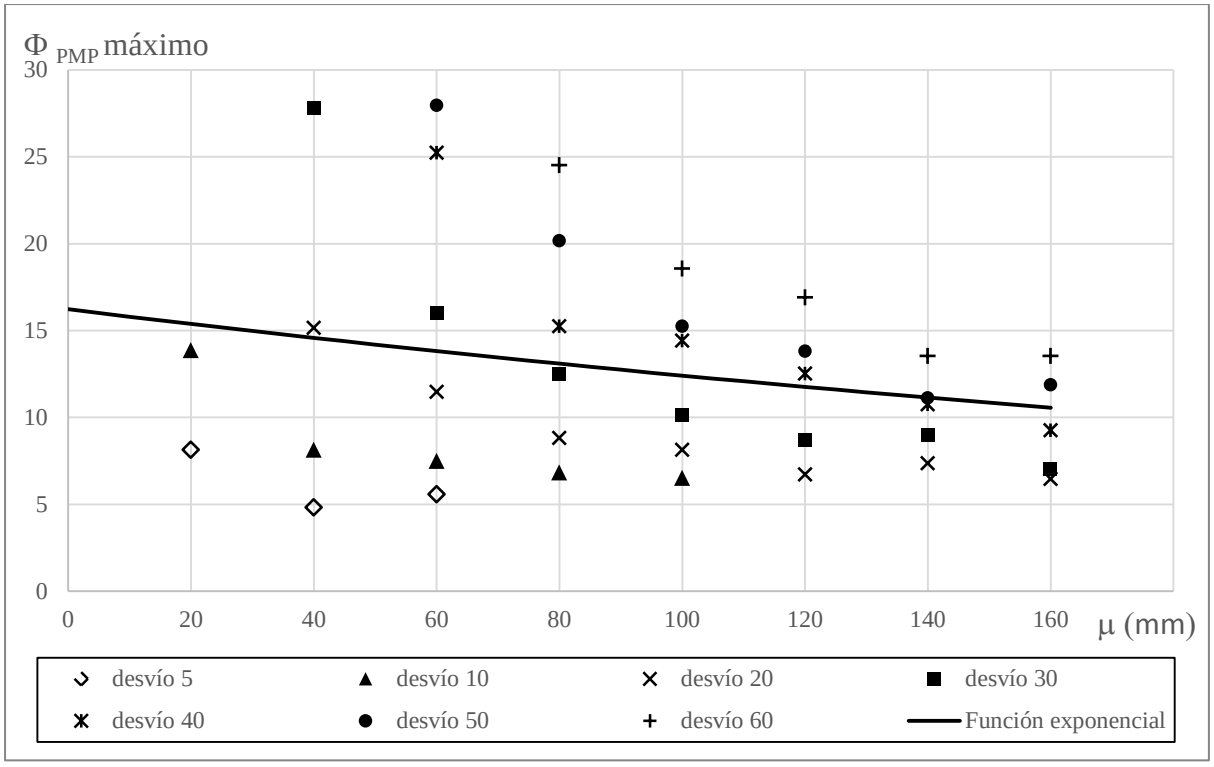


Figura 3.- Variación de $\emptyset_{PMP}$ según el desvío estándar

Se incorpora a σ_n en el modelo utilizando el coeficiente de variación. En la Figura 4 se observa que tanto $\emptyset_{PMP}$ mínimo como medio presentan una variación suave con C_v. La dispersión de los resultados obtenidos para el $\emptyset_{PMP}$ máximo es notoria y se evidencia con un coeficiente R^2 de 0,93 para la función potencial ensayada, levemente inferior a 0,96 obtenido para la función exponencial adoptada como definitiva (Figura 4):

$$\emptyset_{PMP} = 5{,}565\, e^{2{,}01Cv} \tag{6}$$

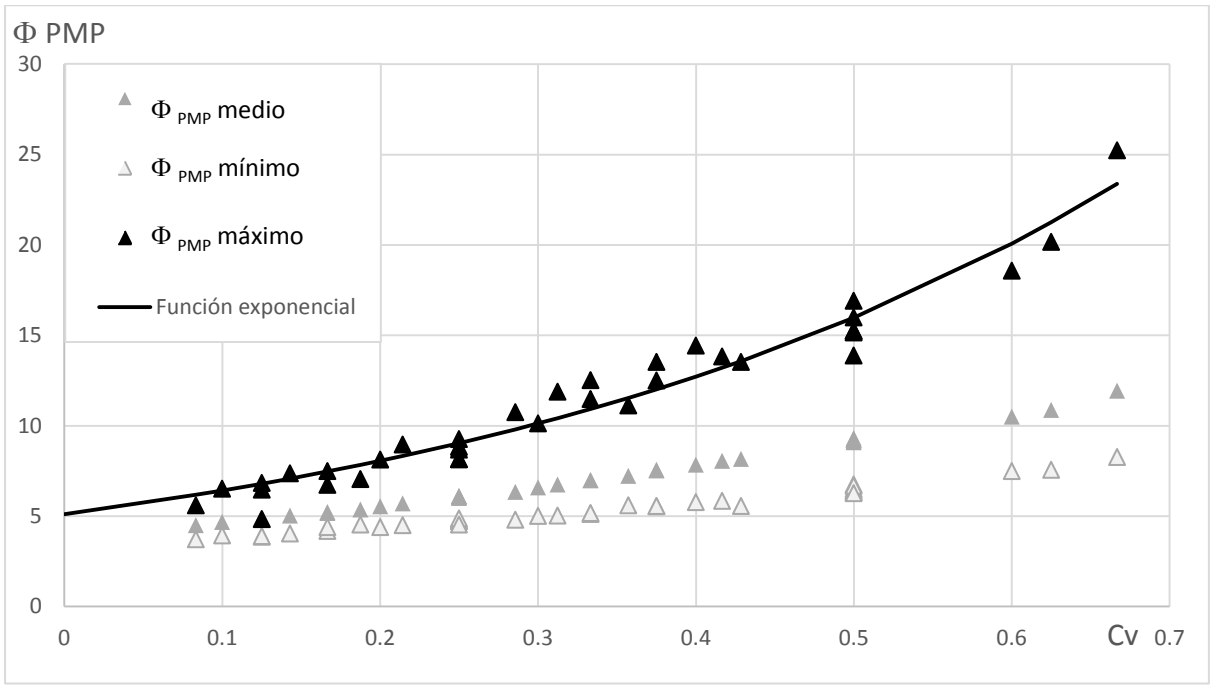


Figura 4.- $\emptyset_{PMP}$ máximo, medio y mínimo en función de C_V

En la Figura 5 se presenta la distribución espacial de la media de máximos anuales y el coeficiente de variación en el presente sistema de estudio. Se aprecia que la primera tiene una marcada variabilidad en la región, abarcando un rango comprendido entre 20 a 160 mm anuales. Por su parte, el coeficiente de variación presenta mayor estabilidad y oscila entre 0,12 a 0,6 en el territorio. Esto implica que, al involucrar el coeficiente de variación en el modelo, se trabaja con una variable más robusta, que presenta mayor uniformidad en el territorio.

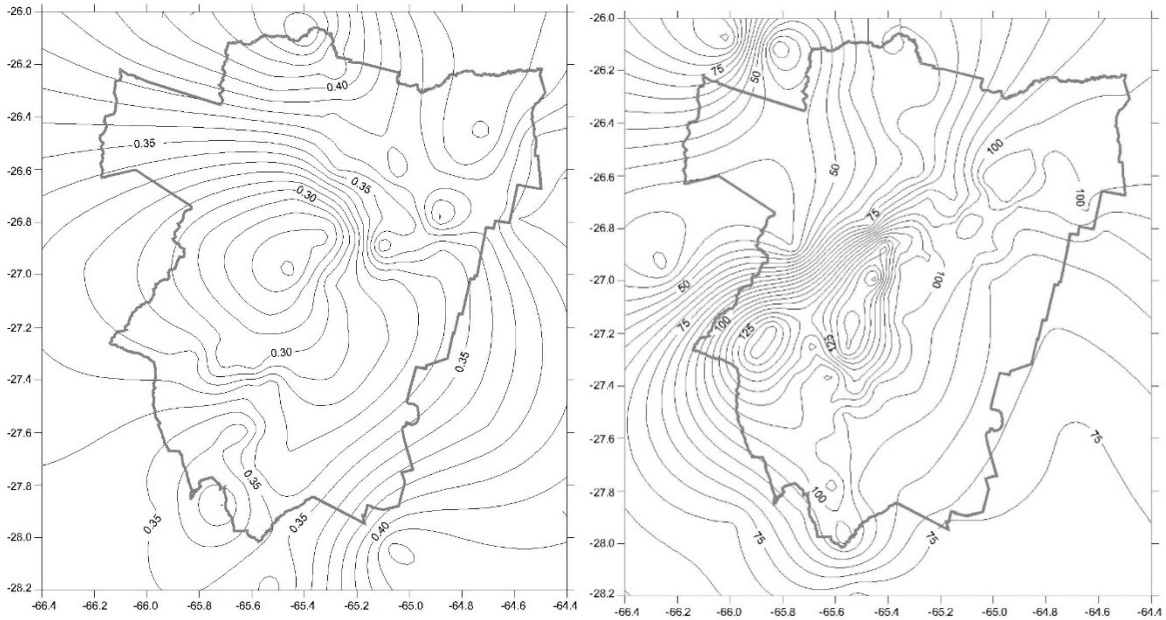


Figura 5.- Distribución espacial del coeficiente de variación (izquierda) y la media de máximos diarios anuales (derecha)

La curva ajustada mediante los máximos factores de frecuencia obtenidos según las series Lognormal se presenta con los puntos de la provincia de Tucumán, donde se observa que queda por encima de todos los puntos observados (Figura 6). Además, se incluye en la gráfica los resultados análogos de utilizar las funciones Gamma y Gumbel. En el primer caso se observa que, aunque se evidencia cierta tendencia exponencial, varios de los puntos registrados se ubican por encima del modelo calibrado. Por el contrario, los resultados obtenidos con la función Gumbel no presentan una variación regular con el coeficiente de variación, aunque la línea de tendencia exponencial se presenta siempre por encima de los datos medidos.

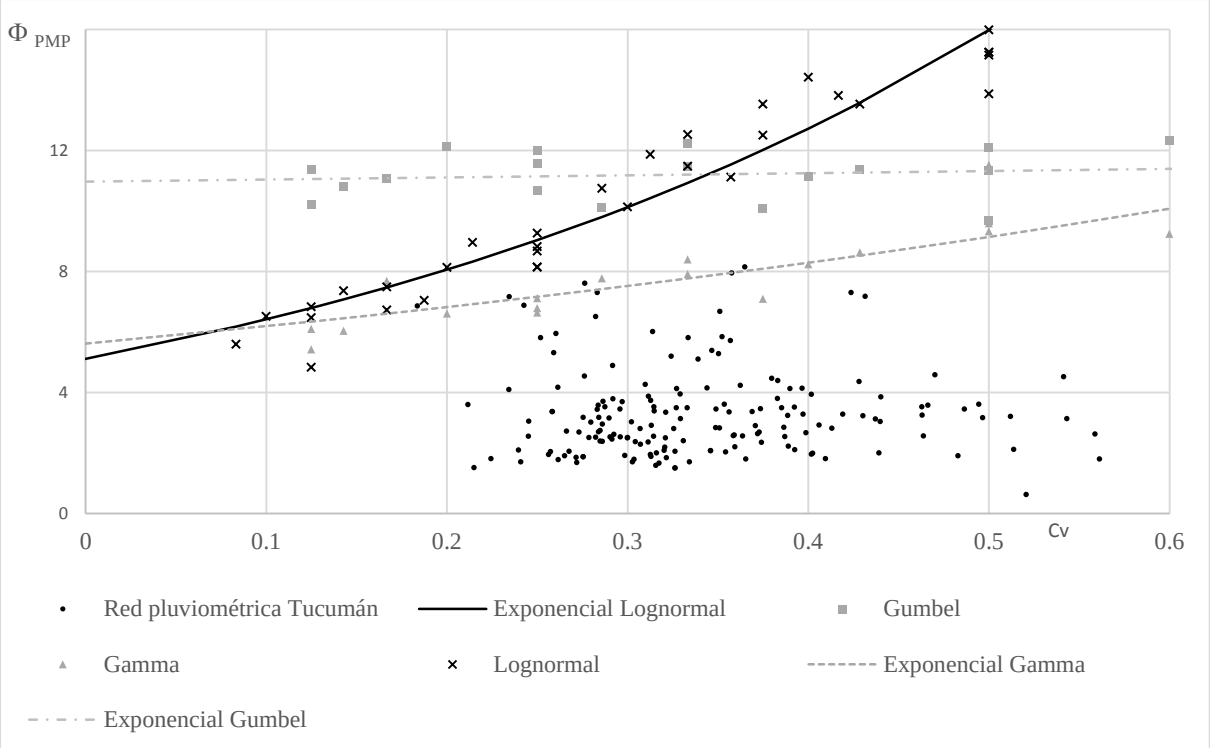


Figura 6. Modelo exponencial de $\emptyset_{PMP}$ versus C_v obtenido con las FDP Lognormal, Gamma y Gumbel. Contraste con los puntos observados.

Según el resultado obtenido, la función Lognormal manifiesta un comportamiento adecuado para estimar la PMP en aquellas regiones donde su representatividad en pluviometría sea verificada. Hecho que había sido probado anteriormente para estimar precipitaciones máximas de período de retorno acotado a través de una función i-d-T (Bazzano *et al*, 2015).

CONCLUSIONES

- Las series sintéticas posibilitan una estimación objetiva de $\emptyset_{PMP}$, salvando la subjetividad propia al método de Hershfield fuertemente condicionado por la información local. El contraste con los puntos observados en el sistema experimental se facilita por la similitud entre los estadísticos de las series generadas y registradas.

- Se evidencia la variación del factor de frecuencia máximo $\emptyset_{PMP}$ con la longitud de las series analizadas. Aún para series de 10000 años de longitud es notable la amplitud de los resultados obtenidos para las 200 series analizadas. El resultado genera interrogantes acerca de la utilización de series de longitud corta para la estimación de la PMP.

- El análisis de las series sintéticas puso de manifiesto la dependencia de $\emptyset_{PMP}$ con la media de máximos anuales y la influencia del desvío estándar, lo que lleva a considerar su inclusión para la caracterización climática de la localización de interés.

- La inclusión del desvío estándar a través del coeficiente de variación permite obtener el $\emptyset_{PMP}$ en forma objetiva a través de un modelo exponencial, que presentó un buen

ajuste al conjunto de datos generados mediante series sintéticas con distribución Lognormal.

- La variable a utilizar presenta mayor estabilidad que la media de máximos anuales evidenciado en la provincia por el acotado rango de valores que adquiere.

- La curva obtenida por datos de series generados a partir de la función Gamma queda por debajo de algunos puntos registrados. Los datos generados a partir de la función de distribución Gumbel no presenta una variación exponencial con el coeficiente de variación. El resultado evidencia que la función de distribución Lognormal es adecuada para representar los extremos con fines de obtener la precipitación máxima probable.

- El modelo generado, reviste carácter general, con lo que posibilita estimar la PMP conociendo tan solo las condiciones climáticas del sitio de interés manifestadas por el coeficiente de variación local.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bazzano, F.; Caamaño Nelli, G. E. (2015) *Predicción de lluvias máximas en Tucumán con el Modelo DIT*. XXV Congreso Nacional del Agua. Paraná, Argentina.

Bazzano, F.; Caamaño Nelli, G. E. (2016) *Estimación de la Precipitación Máxima Probable Diaria en Tucumán.* V Taller sobre Diseño Hidrológico. Salta, Argentina.

Botelli, M. C.; Guillén, N F.; García C. M.; Catalini, C. G.; Lencinas, M.; Chalabe, M. y Rincón. D. (2014) *Regionalización de la Precipitación Diaria Máxima Probable en las Provincias de Salta y Jujuy.* Publicación de trabajos del IV Taller sobre Regionalización de Precipitaciones Máximas. ISBN 978-987-45745-0-3. Editorial Ecos. San Miguel de Tucumán. Tucumán. Argentina.

Boers, N., Barbosa, H.M.J., Bookhagen, B., Marengo, J.A., Marwan, N. y Kurths, N. (2015) *Propagation of Strong Rainfall Events from Southeastern South America to the Central Andes.*Journal of Climate, 28, 7641-7658.

Casas, M. C.; Rodríguez, R.; Nieto, R. y Redaño, A. (2008) *The Estimation of Probable Maximum Precipitation The Case of Catalonia.* Trends and Directions in Climate Research: Ann. N.Y. Acad. Sci. 1146: 291–302 (2008). doi: 10.1196/annals.1446.003 C 2008 New York Academy of Sciences.

Casas, M. C.; Rodríguez, R.; Prohom, M.; Gázquez, A. y Redaño, A. (2010) *Estimation of the probable maximum precipitation in Barcelona (Spain).* International Journal of Climatology.

Caamaño Nelli, G. E. y García, C. M. (1998) *Precipitación Máxima Probable en 24 horas: Ensayo en el Noreste de Córdoba, Argentina.* Cuadernos del Curiham, Año 4, 2, 13-26. UNR. Rosario, Argentina.

Chow, V. T. (1951) *A General Formula for Hydrologic Frecuency Analysis.* Transactions American Geophysical Union. Vol. 32. USA

Chow, V.T.; Maidment, D.R. y Mays, L.W. (1994) *Tormentas de Diseño*. Cap.14 en Hidrología Aplicada. ISBN 958-600-171-7, pp. 455-505. McGraw-Hill Interamer. S.A. Bogotá, Colombia.

Desa, M.N.; Noriah A.B.; Rakhecha, P.R. (2001) *Probable maximum precipitation for 24 h duration over southeast Asian monsoon region—Selangor, Malaysia.* Atmospheric Research 58. Pág 41– 54.

García, C. M. y Caamaño Nelli, G. E. (2003) *Relaciones entre Láminas de Lluvia Local en Función de la Recurrencia.* Cap. 2 en Lluvias de Diseño. Conceptos, Técnicas y Experiencias. Ed. Científica Universitaria. Córdoba, Argentina.

Hershfield, D. M. (1961) *Estimating the Probable Maximum Precipitation.* Journal of Hydraulic Division, Vol. 87. ASCE. Estados Unidos de América.

Hershfield, D. M. (1965) *Method for Estimating Probable Maximum Precipitation*. Journal American. Water Works Association, Vol. 57 N° 8. Nueva York, Estados Unidos de América.

Minetti, J. L.; Vargas W. M. (2005) *Circulación Regional en el Noroeste Argentino y Condiciones del Tiempo Asociadas*. Cap. 4 en El Clima en el NOA. ISBN: 987-9390-66-0. Edit. Magna. S Miguel de Tucumán. Tucumán. Argentina

Prohaska, F. (1976). *The Climate of Argentina, Paraguay and Uruguay.* In Schwerdtfeger, W. (ed.), Climates of Central and South América. World Survey of Climatology, Elsevier, Amsterdam, pp. 13-73.

Rezacova, D.; Pesice, P. y Sokol Z. (2005). *An estimation of the probable maximum precipitation for river basins in the Czech Republic.*Atmospheric Research 77. Pág. 407 – 421.

WMO (2009) *Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation.* Word Meteorological Organization N° 1045 -ISBN 978-92-63-11045-9. Ginebra, Suiza.

ESTIMACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE TORMENTAS INTENSAS, MEDIANTE ISOYETAS ELÍPTICAS, EN ZONAS DE LIMITADA DISP. DE DATOS

Jorge Fabián Bonilla

Instituto Nacional del Agua, Centro Regional Andino, Argentina
Belgrano Oeste 210, Capital, Mendoza – Tel. 0261 4288005 – Cel. 0261 6819511
E-mail: jbonilla@ina.gob.ar / jbonilla@live.com.ar

RESUMEN

En el proceso de generación de las tormentas de diseño, se necesita determinar la intensidad, duración, distribución espacial y temporal de la misma para un tiempo de recurrencia dado.
Cuando los datos pluviométricos disponibles son limitados, es difícil obtener la distribución espacial. En particular cuando el número de estaciones que registraron un evento en forma simultánea es menor que 5, no es factible el trazado de isoyetas confiables.
El objetivo de la investigación es lograr un método para la obtención de la distribución espacial y la curva de decaimiento, para tormentas intensas mediante el uso del modelo de isoyetas elípticas.
El modelo fue aplicado a las tormentas históricas registradas en el piedemonte de la Ciudad de Mendoza, seleccionando en forma aleatoria 3 o 4 pluviómetros, dentro de los disponibles, dando excelentes resultados respecto a la distribución espacial de las mismas, en comparación con las curvas obtenidas mediante estudios de mayor profundidad.
Se logró generar un método que permite obtener curvas de decaimiento regionales de fácil calibración.
El modelo puede contribuir como una nueva herramienta en el análisis de variables de cambio climático, debido a que puede comparar la distribución espacial de las tormentas actuales con las históricas.

ABSTRACT

In the process of generation of a design storm, it is necessary to determinate intensity, duration, spatial and temporal distribution, for a return period.
When the rainfall data are limited, it is difficult to get the spatial distribution. When the number of stations that registered a simultaneous event is smaller than 5, it isn't possible to draw the elliptical isohyets.
The objective of the research is to achieve a method to obtain the spatial distribution and decay curve for the intensity storms by using the model of elliptical isohyets.
The process was applied to some historic rainfall records on the piedmont of Mendoza City, by selecting for random process 3 or 4 pluviometers among the available ones, giving excellent results about their spatial distribution, compared to the data obtained through more complex studies.
This method was achieved to generate a model that allows to get regional decay curves of easy calibration.
The model can contribute as a new tool in the analysis of climate change variables, because it can to compare the current storm spatial distribution with the historical records.

INTRODUCCIÓN

El Arroyo El Tigre es un curso de agua afluente al Rio Diamante ubicado a pocos kilómetros de la Ciudad de San Rafael en Mendoza y del Embalse los Reyunos. San Rafael se encuentra dentro de la zona templada argentina, la temperatura media anual oscila entre los 8 y 23 grados. El régimen de lluvia es estival, siendo su período más intenso entre los meses de setiembre y febrero, con una precipitación media cercana a los 350 mm anuales. Las tormentas tienen una duración en algunos casos de varias horas y con núcleos de gran área, presentando un escaso decaimiento espacial.
Para caracterizar las tormentas de diseño, se necesita establecer en primer lugar la relación entre la intensidad esperada de las mismas para una determinada duración y recurrencia. Este procedimiento da como resultado las curvas I-D-F y debe ser acompañado por la distribución espacial y temporal esperada.
Cuando los datos pluviométricos disponibles son limitados, se producen inconvenientes al

momento de la determinación de los parámetros de distribución espacial, correspondientes a las tormentas de diseño. En particular cuando el número de estaciones que registraron un evento en forma simultánea es menor que 5, la construcción de isoyetas no es factible realizarla con una adecuada aproximación.

OBJETIVO

El objetivo del trabajo es presentar un nuevo método para la obtención de la distribución espacial y la curva de decaimiento, para tormentas intensas mediante el uso del modelo de isoyetas elípticas.

MATERIALES Y MÉTODOS

Información disponible en la Zona de Estudio

En el INA Centro Regional Andino se desarrolló un estudio hidrológico en el Departamento de San Rafael, Provincia de Mendoza. La zona de trabajo es sobre el Arroyo El Tigre, afluente al Río Diamante.
Por su cercanía geográfica, se podría pensar en una primera instancia que es posible utilizar las curvas de Intensidad - Duración - Frecuencia (I-D-F) que el Centro Regional Andino ha desarrollado para el piedemonte de la Ciudad de Mendoza, que además contienen información del decaimiento espacial y la distribución temporal de las tormentas de proyecto. Esta hipótesis queda rápidamente descartada porque la zona de San Rafael posee un clima y una vegetación diferente a la ciudad de Mendoza, lo que lleva a pensar que las precipitaciones son diferentes.
Las tormentas de verano en el área del piedemonte de Mendoza se caracterizan por tener núcleos pequeños, presentar alta intensidad y escasa duración, dentro de períodos aproximados de 1 hora. En el caso de San Rafael, de los valores de precipitación registrados, se deduce que los núcleos son de mayores áreas las duraciones superiores a 3 horas en muchos casos y las intensidades algo menores a la ciudad de Mendoza.
Este análisis desecha la posibilidad de utilizar las curvas I-D-F mencionadas, debiendo encontrarse nuevas relaciones compatibles con las características de la zona de estudio. Se debe determinar la relación de Intensidad de Precipitación respecto a la Duración para varios Tiempos de Recurrencia (TR). Además, se debe encontrar la curva de decaimiento espacial y la distribución temporal de la tormenta de proyecto.

Determinación de la relación I-D-F

El estudio estadístico de los datos disponibles, junto con la aplicación de técnicas de escalamiento, permitieron encontrar las relaciones I-D-F buscadas (Maza, López, Burgos, Bonilla, & Salcedo, 2016). Este punto no es objeto de este informe, por lo que se presenta solamente los resultados obtenidos para una tormenta de duración de 6 hs (Tabla 1). Tampoco se analiza aquí la determinación del hietograma de diseño.

Tabla 1.- Precipitación (mm) en el núcleo de la tormenta de proyecto para diferentes TR (años)

TR_2	TR_5	TR_{10}	TR_{25}	TR_{50}	TR_{100}	TR_{200}
48.6	74.4	91.2	113.4	129	145.2	161.4

Modelo de distribución espacial (puntual) de precipitación

La disponibilidad de datos de precipitación en el área de influencia del proyecto es el mejor de los casos de 3 a 4 estaciones de precipitación que registran los eventos en forma simultánea, lo que no permite realizar el trazado de isoyetas de tormentas históricas, por lo que se utilizó un patrón de isoyetas elípticas. El modelo de decaimiento de lluvia puntual, sobre el eje menor de la elipse se muestra en la Ecuación 1 y la Figura 1:

$$P = Pnucleo \cdot e^{-k \cdot d^2} \quad (1)$$

Donde:

$Pnucleo$:	Precipitación en el núcleo del patrón de isoyetas elípticas
d:	Distancia desde el núcleo de la precipitación al punto considerado
P:	Precipitación en un punto situado a una distancia 'd'
k:	Coeficiente de decaimiento espacial

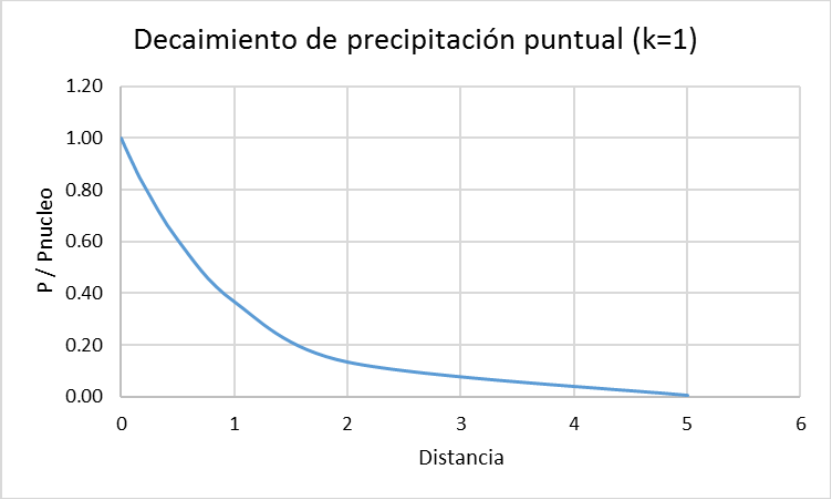


Figura 1.- Forma del decaimiento puntual para el modelo utilizado

Para el caso del proyecto desarrollado de determinó 'k' a partir de los datos de precipitación existentes en las estaciones de San Rafael, Los Reyunos y La Ollada, donde se presentaban casos de tormentas simultáneas.

El modelo de isoyetas elípticas obtenido (Figura 2) es muy sensible a este parámetro k, por lo que, en caso de obtener mayor cantidad de datos de precipitación, provenientes de fuentes confiables, deja abierta la posibilidad de mejorar su determinación.

Estimación de la curva de decaimiento espacial (areal)

El modelo de decaimiento espacial (puntual) es válido solamente para la dirección correspondiente al eje menor de las elipses. Se debe determinar la curva de decaimiento espacial en función del área considerada.

Por un tema de extensión del trabajo y pretendiendo exponerlo de manera simple, se ha obviado los desarrollos matemáticos que permite arribar a las Ecuaciones 3 y 5.

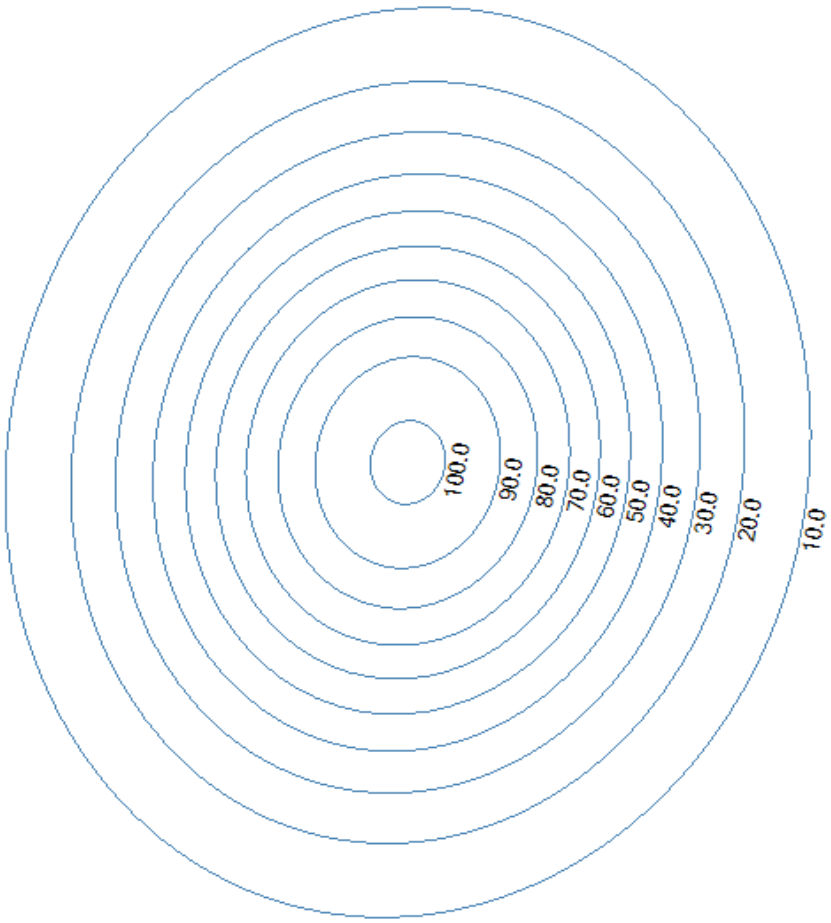


Figura 2.- Distribución espacial de la tormenta de proyecto en porcentaje del núcleo

Se define el parámetro 'c' como la relación entre los diámetros principales de las elipses (Ecuación 2):

$$c = \frac{a}{b} \tag{2}$$

Donde:

a: Radio mayor de la elipse
b: Radio mayor de la elipse

Se relaciona con el coeficiente de decaimiento espacial 'k' a través de la **Ecuación 3**:

$$k = w \cdot c \tag{3}$$

Donde:

k: Es el coeficiente de decaimiento espacial
w: Es el coeficiente de decaimiento regional
c: Es la relación entre los radios de las elipses

La diferencia entre k y w, es que el primero representa la forma en que disminuye la precipitación a lo largo del eje menor de las elipses y el segundo se demuestra que es un valor único para la región. Adaptando la nomenclatura para el caso del modelo de isoyetas elípticas, se determina el valor de la precipitación en una elipse genérica con la Ecuación 4:

$$P = P_c \cdot e^{-k \cdot b^2} \quad (4)$$

Donde:

P_c: Precipitación máxima (en el centro de las elipses)
b: Radio menor de la elipse considerada

El coeficiente w es un valor único regional, vinculado directamente con el decaimiento espacial típico de las precipitaciones como muestra la Ecuación 5:

$$\%P = \frac{P_m}{P_c} = \frac{\pi}{w \cdot A} \cdot \left(1 - e^{-\frac{w \cdot A}{\pi}}\right) \quad (5)$$

Siendo además de los términos descriptos:

P_m: Precipitación media en un área dada
P_c: Precipitación puntual en el centro de las elipses
A: Área de la elipse considerada
w: Coeficiente de decaimiento regional
$\%P$: Porcentaje de precipitación para el área dada

CALIBRACIÓN Y VALIDACIÓN DEL MODELO

Cálculo del coeficiente 'w'

La calibración del modelo pasa por la determinación del coeficiente regional 'w', para lo cual en principio se puede hacer a partir de la curva de decaimiento espacial de la zona.

Debido a que el modelo es nuevo y fue desarrollado para este estudio, se lo valida aplicándolo a la zona del piedemonte de la Ciudad de Mendoza, donde el INA-CRA tiene registros de precipitación de más de 30 años y los mismos han sido estudiados por diferentes investigadores, logrando disponer de isoyetas de tormentas históricas (Fernández, Fornero & Rodríguez, 1999) y curvas IDF, complementadas por el hietograma patrón y la curva de decaimiento espacial (INA Centro Regional Andino, 2008).

Utilizando la condición de mínimos cuadrados se calcula el valor de 'w' para que se produzca el mejor ajuste con la curva de decaimiento espacial del INA-CRA (Figura 3 y Figura 4):

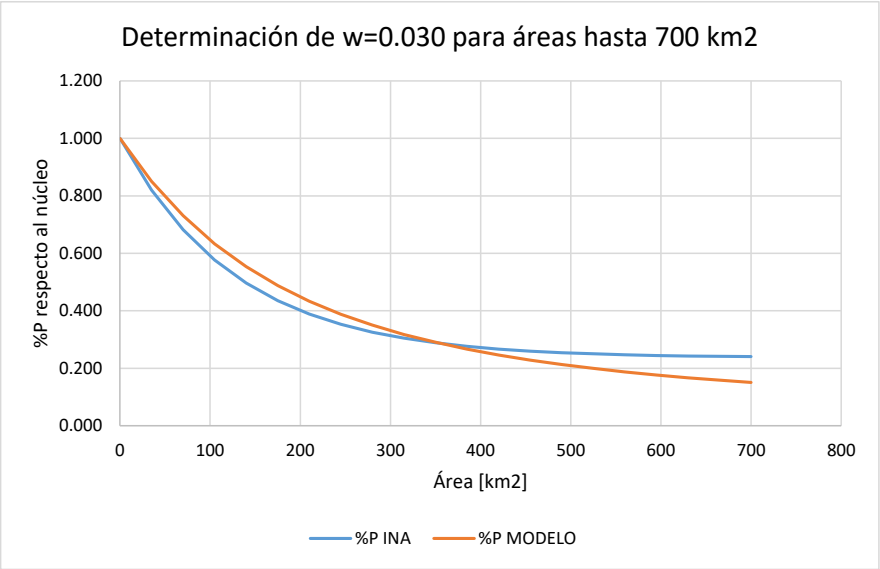


Figura 3.- Ajuste del valor 'w' para la curva de decaimiento espacial del INA-CRA (hasta 700 km2)

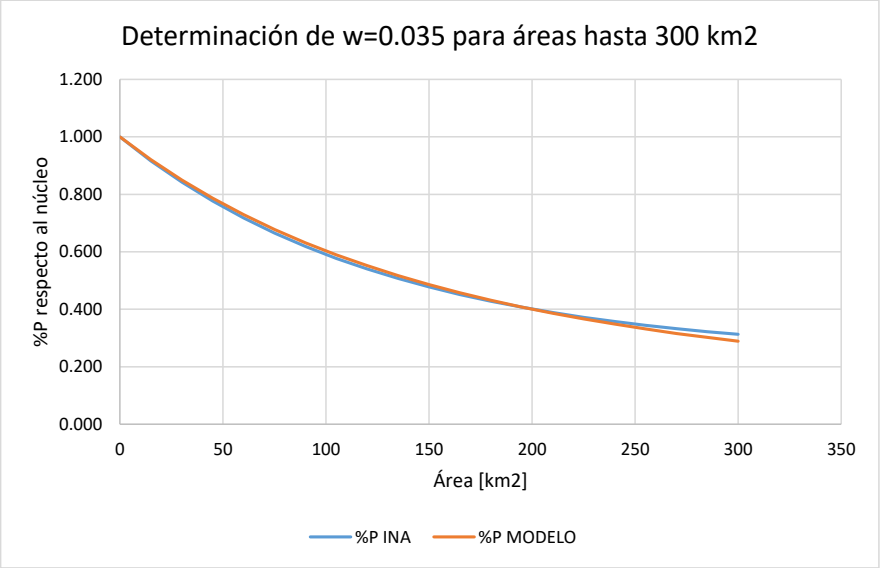


Figura 4.- Ajuste del valor 'w' para la curva de decaimiento espacial del INA-CRA (hasta 300 km2)

Obteniendo:

$$w = 0.030 \text{ para cuencas de hasta } 700\ km^2$$
$$w = 0.035 \text{ para cuencas de hasta } 300\ km^2$$

Validación del modelo

Se toman distintas tormentas históricas de Mendoza, donde las isoyetas existentes han sido obtenidas a través del procesamiento de los valores obtenidos de los pluviómetros de la red. Para apreciar la bondad del modelo, se tomaron únicamente tres datos de precipitación, en la zona cercana al núcleo y se modeló las correspondientes isoyetas elípticas. Se puede apreciar en las Figura 5, Figura 6 y Figura 7, que el ajuste es limitado respecto a la ubicación del núcleo, pero bueno respecto a la distribución espacial.

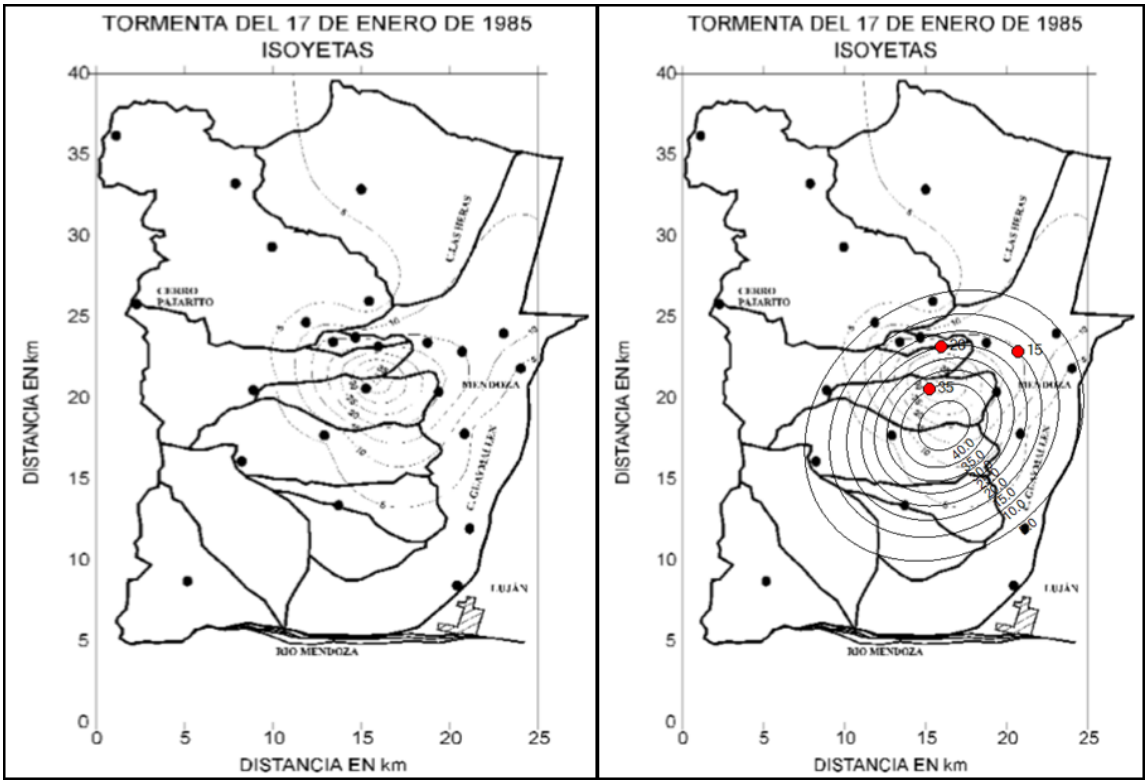


Figura 5.- Tormenta del 17 de enero de 1985

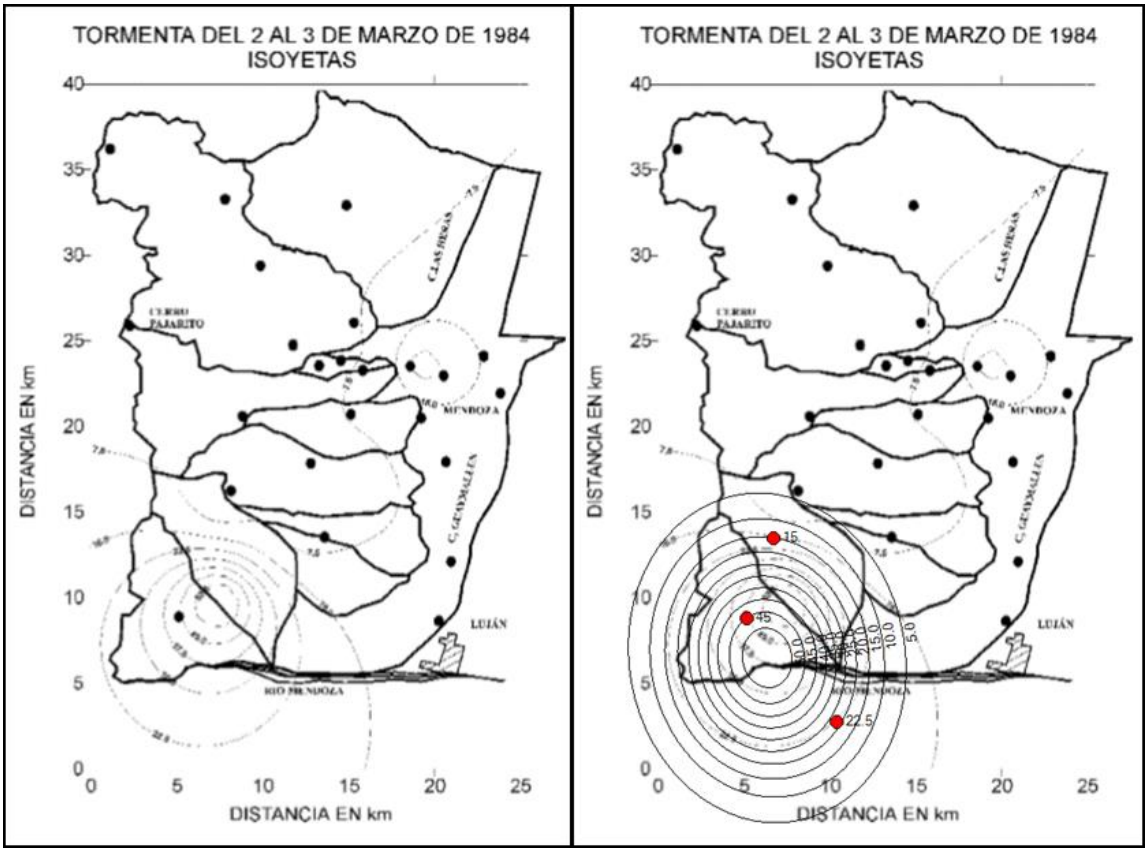


Figura 6.- Tormenta del 2 al 3 de marzo de 1984

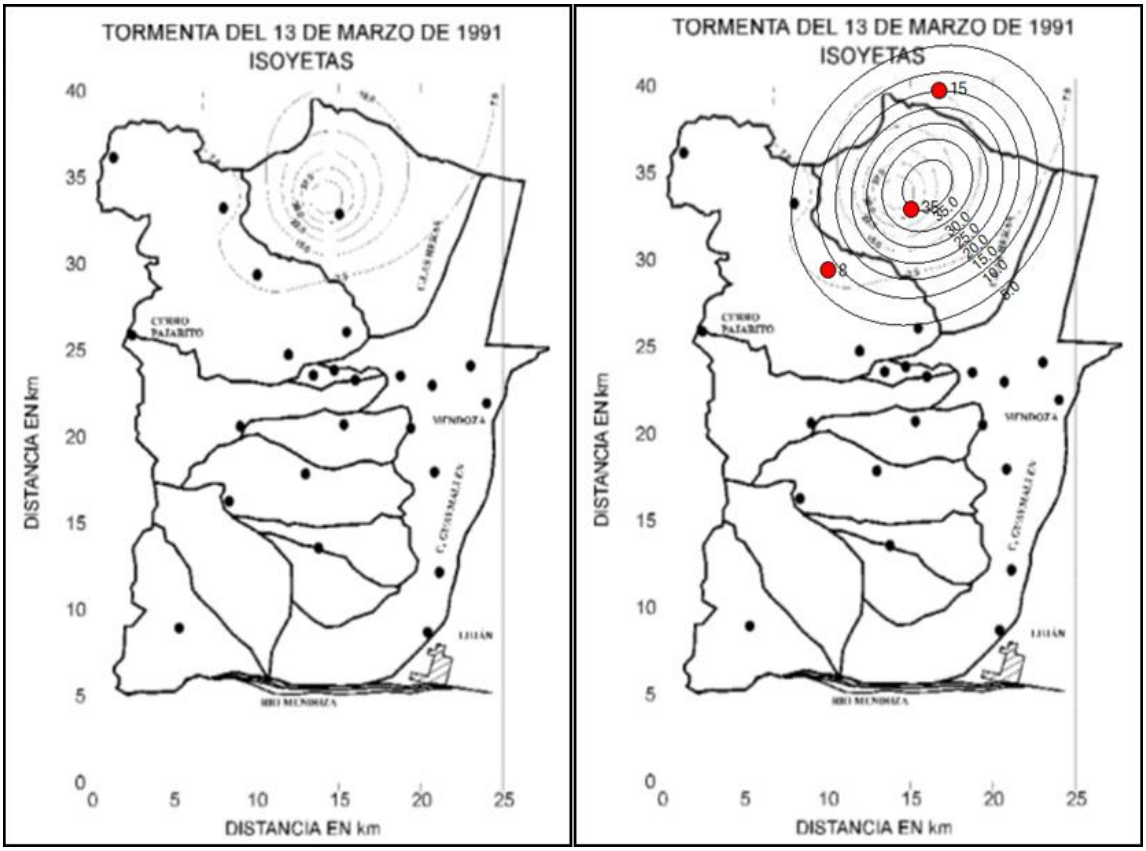


Figura 7.- Tormenta del 13 de marzo de 1991

Calibración del modelo para los datos disponibles

El problema en la zona de San Rafael donde se encuentra la zona de estudio, es que no se disponen de curvas de decaimiento espacial para poder realizar la calibración mediante el método descripto.

Un resumen de los resultados del estudio de eventos simultáneos en la zona, incluyendo lluvias mayores a la media de los máximos anuales al menos en una estación, se presenta en la Tabla 2 y sirven como datos de partida para la calibración del modelo.

Tabla 2.- Eventos de precipitación diarios y simultáneos expresados en mm

	San Rafael	Los Reyunos	La Ollada
28/11/1989	4.0	0.0	72.0
29/11/1989	16.0	0.0	16.0
30/11/1989	0.0	13.0	SD
01/12/1989	0.0	0.0	0.6
Total evento	**20.0**	**13.0**	**88.6**
04/01/1991	**78.0**	**25.0**	**25.4**
27/03/1993	0.0	12.0	20.0
28/03/1993	68.0	0.0	SD
Total evento	**68.0**	**12.0**	**20.0**
09/10/1994	0.0	33.5	153.4
10/10/1994	141.0	129.5	12.5
11/10/1994	4.0	20.4	SD
Total evento	**145.0**	**183.4**	**165.9**
11/12/1997	0.0	15.0	SD
12/12/1997	80.0	80.0	88.2
13/12/1997	22.0	0.0	40.2
Total evento	**102.0**	**95.0**	**128.4**

Método para la estimación del coeficiente regional 'w'

Si se tiene en cuenta que el coeficiente 'w' es único para la región y que no depende de la relación de diámetro de las elipses 'c', tomando ésta como 1 se tiene la Ecuación 6:

$$w = k \tag{6}$$

Esto significa que en el caso de considerar el caso extremo que las elipses sean círculos, se puede calcular un valor de 'k', que coincide numéricamente con 'w'.

Dado tres puntos de precipitación y un valor de 'k' se puede determinar el punto central y el valor de una serie de círculos, representativos de isoyetas, que cumplan con la Ecuación 7:

$$P = P_c \cdot e^{-k \cdot r^2} \tag{7}$$

Tomando un juego de valores de precipitación ubicados en las coordenadas de las estaciones de medición se puede apreciar en la Figura 8 las estaciones en celeste y en naranja los puntos centrales para un intervalo de 'k' de $[0.0008\ ,\ 0.008]$.

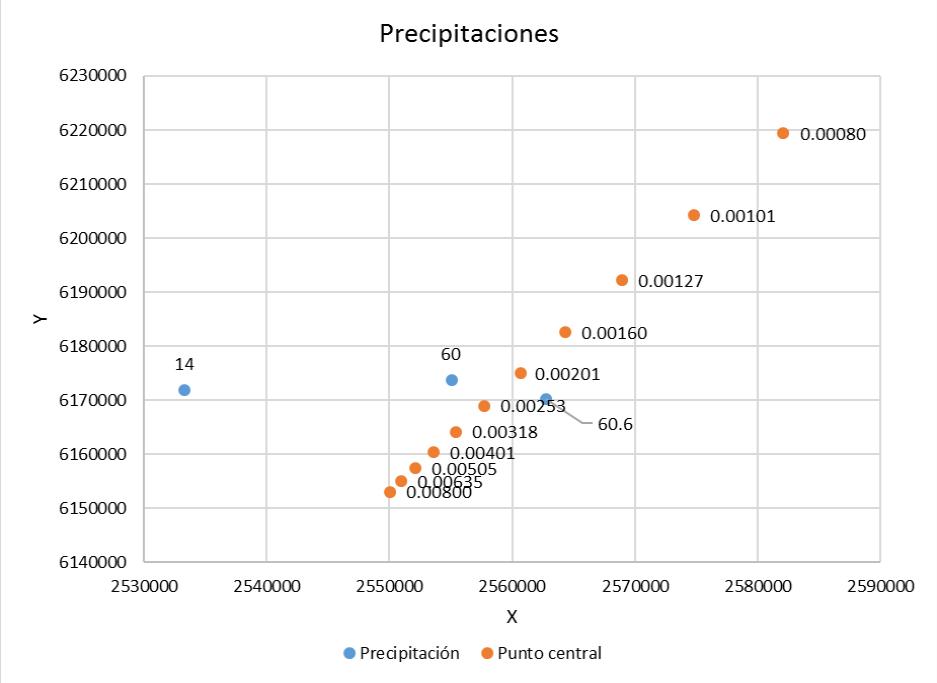


Figura 8.- Variación del punto central de las isoyetas en función de los valores de k

A los efectos de facilitar el cálculo se ordenaron las precipitaciones de mayor a menor. Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 3, donde además se muestra el valor del valor central 'P_c' y la distancia entre la posición del valor más alto de lluvia y el centro calculado.

Tabla 3.- Cálculo de los parámetros de las isoyetas circulares en función de k

k	Xc	Yc	Pc	Dist [km]
0.0008	2582072.4	6219361.7	566.18	52.9
0.00101	2574751	6204213.2	225.1	36.1
0.00127	2568935.4	6192180.3	117.56	22.9
0.0016	2564315.9	6182622.2	77.9	12.5
0.00201	2560646.5	6175029.9	64.09	5.3
0.00253	2557731.7	6168999.2	64.77	5.1
0.00318	2555416.5	6164208.8	80.47	9.4
0.00401	2553577.4	6160403.6	124.33	13.4
0.00505	2552116.6	6157381.1	244.47	16.6
0.00635	2550956.2	6154980.2	634.21	19.2
0.008	2550034.5	6153073.1	2283.74	21.3

Se puede apreciar que para valores de 'k' chicos la distancia al centro de la precipitación aumenta considerablemente, atentando contra una de las hipótesis del modelo que es tener mediciones cercanas al núcleo de la precipitación.

Para el caso de valores altos de 'k', las distancias crecen, pero en menor medida, aunque el valor de la precipitación en el núcleo se dispara a valores poco probables. Este comportamiento se puede apreciar en la Figura 9:

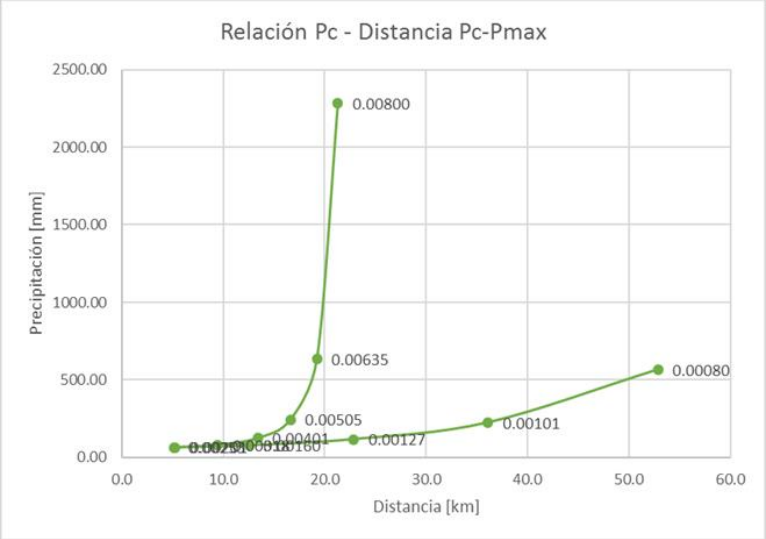


Figura 9.- Relación entre Pc y distancia al punto central de la estación con mayor valor registrado para distintos 'k'

El análisis de este gráfico permite deducir que 'k' no puede tomar cualquier valor, para mantener los límites razonables de trabajo, por el contrario, se reduce a un pequeño intervalo en el cual los parámetros no se disparan a valores poco útiles.

También se puede comprobar que el valor obtenido para la zona del piedemonte de Mendoza es imposible de aplicar en este caso, debido a que su valor $0.030 - 0.035$, está evidentemente muy lejos de los límites aquí expuestos. Eso se explica considerando que la distribución espacial de las tormentas de Mendoza es mucho más localizada que las producidas en la zona de San Rafael, por lo que su valor de 'k' y por lo tanto de 'w' son notablemente superiores.
Analizando con más detalle la zona de convergencia de las curvas mostradas, se tiene que ambas empalman con una suave curva que se ve en la Figura 10:

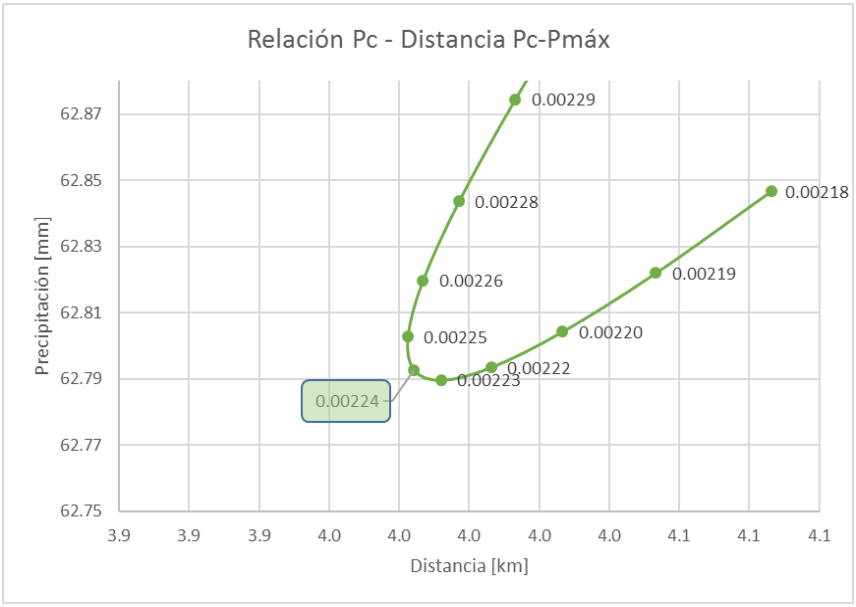


Figura 10.- Zona de empalme de curvas para variaciones de k pequeñas

No hay una razón técnica (al menos obtenida hasta el momento de esta investigación inicial), que permita decir que el valor adecuado de '*k*', y por lo tanto de '*w*' es el resaltado, aunque con cierto fundamento se puede decir que debe estar en el entorno de este valor debido al ajustado rango que tiene.

Cálculo del coeficiente regional 'w'

Se analizan los datos disponibles mediante la técnica descripta y se traza un círculo tangente a la zona de empalme. El promedio de los valores de contacto se toma como '*k*', como muestra la Figura 11.

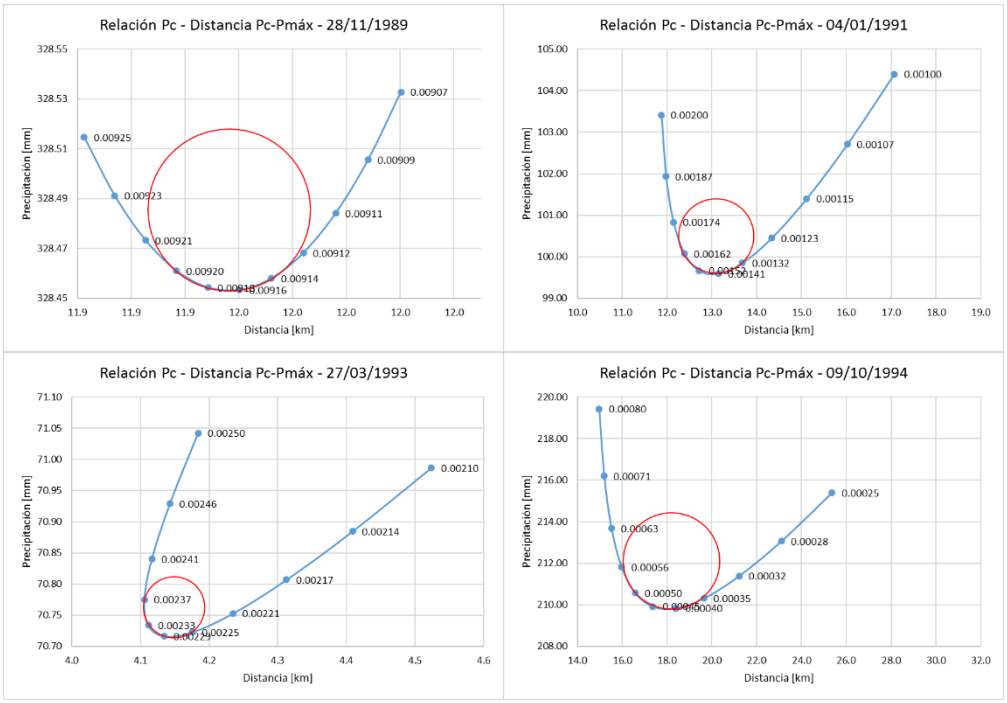


Figura 11.- Estimación del coeficiente 'k' en función de los datos disponibles

La Tabla 4 resume los valores obtenidos para cada registro. Los resultados se grafican juntos para poder analizarlos, como se ve en la Figura 12. El primer valor está evidentemente fuera de rango, por lo que luego de descartarlo queda finalmente lo indicado en la Figura 13.

Tabla 4.- Resultados del cálculo de k para los datos de partida

Registro	Fecha	k			Pmáx	Pmedia	Pmín
		Desde	Hasta	Medio	[mm]	[mm]	[mm]
1	28/11/1989	0.00914	0.0092	0.00917	88.6	20	13
2	4/1/1991	0.00132	0.00162	0.00147	78	25.4	25
3	27/3/1993	0.00225	0.00237	0.00231	68	20	12
4	9/10/1994	0.00035	0.00056	0.000455	183.4	165.9	145
5	11/12/1997	0.00137	0.00153	0.00145	128.4	102	95
6	30/10/1999	0.00058	0.00076	0.00067	77	75.7	66
7	25/2/2001	0.00197	0.00206	0.002015	180	35.6	30.5
8	20/3/2001	0.00195	0.00205	0.002	107.6	81	70.5
9	27/3/2007	0.00192	0.00198	0.00195	191.7	121.2	75.6
10	25/12/2007	0.00262	0.00271	0.002665	78	42.2	40.9
11	6/2/2008	0.00062	0.0007	0.00066	87.1	73	63
12	7/12/2009	0.00222	0.00225	0.002235	60.6	60	14

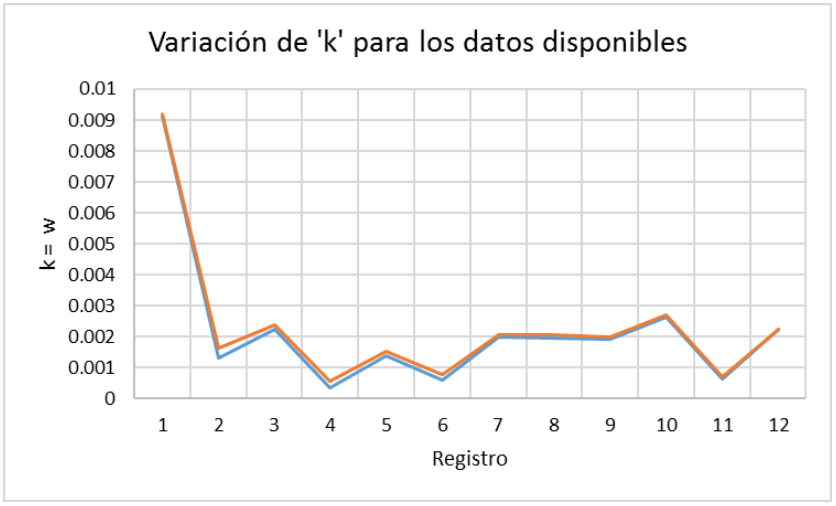


Figura 12.- Variación de k para los datos de partida

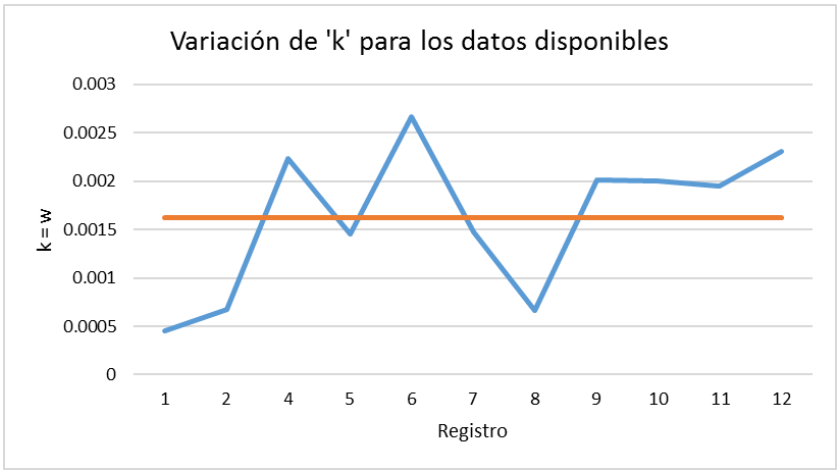


Figura 13.- Variación de k para los valores de partida excluyendo los fuera de rango

Los valores oscilan entre 0.0005 y 0.0025, resultando adecuado un análisis de sensibilidad para determinar cuál es la menor variación que se puede considerar significativa.

Recordando que el valor obtenido de 'k' es numéricamente equivalente a 'w', se construyen las curvas de decaimiento espacial para distintos valores de 'w', obteniendo las Figura 14 y Figura 15, para intervalos de 0.0005 y 0.001. Además, para referencia se grafica la curva de decaimiento para $w = 0.030$ (zona del piedemonte de Mendoza) y las propuestas por el INA-CRA.

Se aprecia en la Figura 14 que tomar un intervalo de 0.0005, produce un cambio entre curvas inferior a la diferencia entre el ajuste de $w = 0.030$ y las del INA-CRA. Hay que tener en cuenta que este último caso, el ajuste es muy fiable por disponer de curvas de decaimiento espacial de mucha calidad.

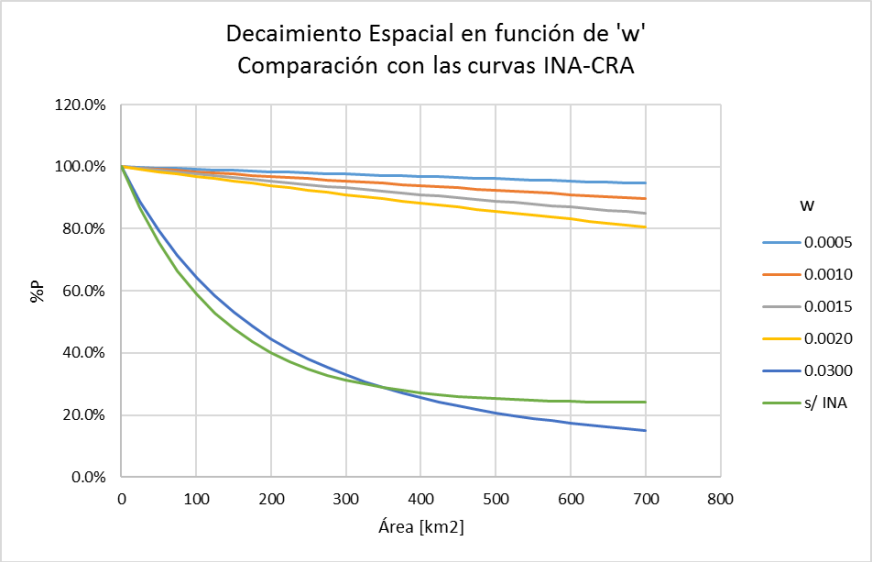


Figura 14.- Curvas de decaimiento espacial para distintos valores de 'w' con intervalo de 0.0005

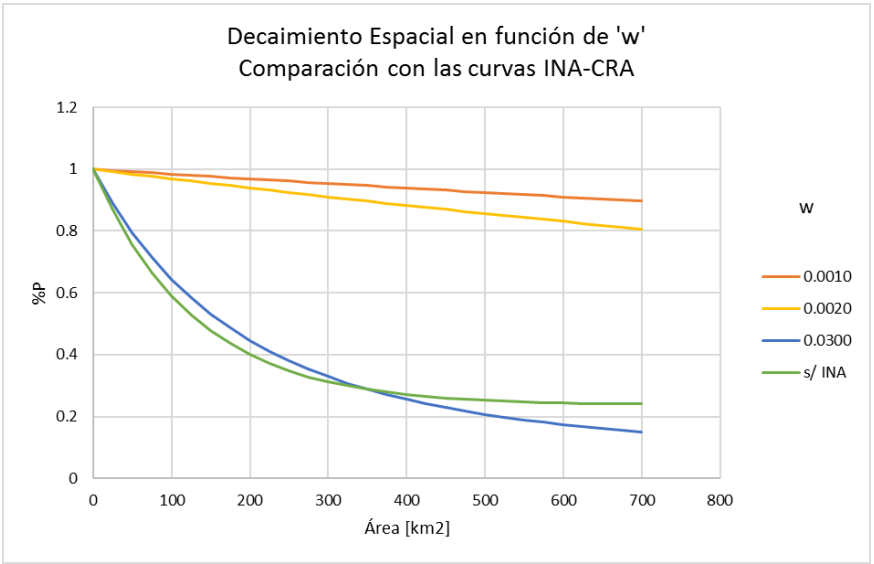


Figura 15.- Curvas de decaimiento espacial para distintos valores de 'w' con intervalo de 0.001

En San Rafael el ajuste al que se puede aspirar es menor por el tipo de datos de partida (no se disponen de curvas de decaimiento), por lo que se concluye que el intervalo a adoptar no puede ser menor a 0.001, que produce una variación similar a la máxima esperable, como muestra la Figura 15.

Dentro del rango de valores que se encuentra 'k' (0.001 – 0.002) y teniendo en cuenta que el análisis presenta una serie de incertidumbres insalvables, se decide adoptar el valor de 0.001, que implica adoptar por consiguiente un decaimiento inferior, y por lo tanto maximizando los parámetros hidrológicos obtenidos, como la precipitación media, para estar siempre del lado de la seguridad.

Finalmente se tiene:

$$\boxed{w = 0.001}$$

CONCLUSIONES

El trabajo permite estimar la forma de la curva de decaimiento espacial en zonas con pocos datos de precipitación disponible. Además, define, analiza y verifica un nuevo coeficiente 'w' denominado coeficiente de decaimiento regional, que resulta único para la zona, determinando que para el piedemonte de Mendoza su valor es de 0.030, mientras que para la zona de San Rafael está en el orden de 0.001, mostrando la gran diferencia de comportamiento en la distribución de las precipitaciones intensas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Fernández, P. C., Fornero, L. A., & Rodríguez, S. (1999). Sistemas hidrometeorológicos en tiempo real. Buenos Aires: Academia Nacional de Agronomía y Veterinaria.

INA Centro Regional Andino. (marzo de 2008). Relaciones Intensidad Duración Frecuencia (IDF) para el piedemonte del Gran Mendoza. Obtenido de http://www.ina.gov.ar/pdf/CRA-IDF%20Mendoza%20INA_2008.pdf

Maza, J. A., López, P. M., Burgos, V. H., Bonilla, J. F., & Salcedo, A. P. (2016). Estudio Aluvional Integral de las cuencas que inciden sobre el Complejo Minero Fabril San Rafael. Mendoza: INA Centro Regional Andino.

MODELIZACIÓN HIDROLÓGICA DISTRIBUIDA PARA EL PLAN INTEGRAL DE OBRAS DE REGULACIÓN Y SANEAMIENTO DEL RÍO LUJÁN

Julio Cardini, Noelia Legal y Mauro Campos

Serman & asociados s.a.,
Pico 1641 – 5º Piso (1429) Buenos Aires, Argentina. 011-47032420
E-mail: cardini@serman.com.ar - Web: http://www.serman.com.ar/

RESUMEN

Los estudios hidrológicos e hidráulicos que se presentan fueron desarrollados para la elaboración de un Plan Integral y Proyecto de Obras de Regulación y Saneamiento del río Luján, a fin de planificar obras de saneamiento hídrico en las zonas inundables, principalmente en los cascos urbanos.
Se describen las características de los modelos de simulación empleados, consistentes en un modelo hidrológico distribuido bidimensional de base física (MIKE SHE) y un modelo hidrodinámico unidimensional del río Luján y sus afluentes principales (MIKE 11), acoplado al primero de tal manera que intercambian sus flujos a lo largo de los cursos, según los niveles de agua en el cauce y en la planicie inundable.
Se presentan los datos de calibración de la modelación, consistentes en hidrogramas medidos en la regla de Luján e imágenes satelitales para detectar áreas inundadas, a fin de validar su funcionamiento en crecida. Se verificó que los modelos representan adecuadamente la información histórica disponible, siendo aplicados para evaluar la respuesta del sistema ante diferentes obras de control de crecidas.
Se describen los escenarios seleccionados para realizar corridas de explotación de los modelos, empleadas para la evaluación de las obras de mitigación de inundaciones, y se presentan algunos resultados obtenidos.

ABSTRACT

The hydrological and hydraulic studies that are presented, were developed for the elaboration of an Integral Plan and Project for the Regulation and Sanitation of the river Luján, in order to plan works of water sanitation in the flood zones, mainly in the urban areas.
The characteristics of the simulation models used are described, consisting of a two-dimensional distributed physical-hydrological model (MIKE SHE) and a one-dimensional hydrodynamic model of the Luján river and its main tributaries (MIKE 11), coupled to the first in such a way that they interchange their flows along the courses, according to the water levels in the channel and the floodplain.
The calibration data of the modeling are presented, consisting of hydrograms measured in the Luján gauge and satellite images to detect flooded areas, in order to validate their function in floods. It was verified that the models adequately represent the available historical information, being applied to evaluate the response of the system to different works of flood control.
The scenarios selected to carry out model runs used for the evaluation of flood mitigation works are described and some results obtained are presented.

INTRODUCCIÓN

Los estudios hidrológicos e hidráulicos que se presentan fueron desarrollados para la elaboración de un Plan Integral y Proyecto de Obras de Regulación y Saneamiento del río Luján, a los efectos de identificar las necesidades y planificar las obras de saneamiento hídrico en las zonas inundables, principalmente en los cascos urbanos.

Las últimas inundaciones ocurridas en septiembre de 2010, noviembre de 2012, y febrero y noviembre de 2014 reavivaron la necesidad de implementar acciones para la mitigación de estos eventos en la cuenca del citado cauce, así como en cuencas vecinas de similares características, con importantes núcleos urbanos y explotaciones agrícolas.

Se describen las características principales de los modelos de simulación empleados, consistentes en un modelo hidrológico distribuido bidimensional de base física (MIKE SHE) y un modelo hidrodinámico unidimensional del río Luján y sus afluentes principales y secundarios (MIKE 11), acoplado al primero de tal manera que intercambian sus flujos a lo largo de los cursos de agua, de acuerdo a los respectivos niveles de agua en el cauce y en la planicie de inundación.

Se presentan los datos de calibración de la modelación, consistentes en el limnigrama medido en la regla de Luján y el análisis de imágenes satelitales para detectar áreas inundadas, a fin de validar su funcionamiento en condiciones de crecida. Se ha verificado que los modelos representan adecuadamente la información histórica disponible, para luego aplicarlos a efectos de evaluar la respuesta del sistema ante diferentes obras de mitigación de los efectos de las crecidas.

Se describen por último en el trabajo los escenarios seleccionados para realizar corridas de explotación de los modelos, y se presentan algunos resultados obtenidos.

OBJETIVOS

El objetivo del estudio fue desarrollar una modelización hidrológica e hidráulica confiable de la cuenca del río Luján, bajo condiciones de crecidas extraordinarias.

El modelo se utilizó para desarrollar una evaluación de las obras de mitigación de inundaciones, con el objetivo de reducir las cotas de agua en las localidades por las que discurre el río, y particularmente en la zona del casco urbano de la ciudad de Luján, afectado recurrentemente por las crecidas (ver Figura 1).

Figura 1.- Fotografía de la inundación del 4 y 5/11/ 2014.

MATERIALES Y MÉTODOS

El software Mike SHE es un modelo hidrológico de base física con parámetros distribuidos, que permite representar los procesos más relevantes de la fase continental del Ciclo Hidrológico, tales como la intercepción por la vegetación, la evapotranspiración, la infiltración, el escurrimiento superficial y el flujo subterráneo en las zonas saturada e insaturada. Por su parte el software Mike 11 es un probado programa de simulación hidrodinámica, apto para representar la red de cauces bajo estudio, y se integra al Mike SHE, brindando la posibilidad de representar simultáneamente los flujos de agua concentrados en la red de cauces y los distribuidos en la planicie inundable (Danish Hydraulic Institute, 2009).

La estructura modular del Mike SHE permite múltiples descripciones (formulaciones matemáticas) para cada uno de los procesos hidrológicos. En el presente estudio, la escorrentía superficial se modeló resolviendo la aproximación numérica de la onda difusiva de las ecuaciones de Saint Venant, en dos dimensiones. El flujo de la zona no saturada fue modelado por la ecuación unidimensional de Richards. Mientras que para el flujo de la zona saturada se emplearon las ecuaciones tridimensionales de Darcy resueltas mediante una técnica iterativa implícita de diferencias finitas.

La evapotranspiración real fue calculada por el método de Kristensen y Jensen (1975), teniendo en cuenta la intercepción de la lluvia por el follaje, el drenaje y la evaporación desde la superficie del mismo, la evaporación desde la superficie del suelo, la extracción de agua a través de las raíces de las plantas y su transpiración. El flujo hidráulico se calculó mediante aproximaciones de onda completamente dinámica para el río Luján y difusiva para el resto de los canales y arroyos.

En este caso el dominio de cálculo del modelo bidimensional abarca la cuenca del río Luján en toda su extensión hasta la intersección con el Canal Santa María aguas abajo de la Ruta 9 (unos 2.800 km^2), y ha sido implementado en una grilla rectangular de 525 x 380 celdas cuadradas de 200 m de lado.

La frontera del mismo fue elegida coincidentemente con la divisoria de aguas, teniendo en cuenta las condiciones de contorno a ser utilizadas tanto para las aguas superficiales como para aguas subterráneas quedando suficientemente alejada del río Luján (principal objeto de estudio) evitando de esta forma los efectos de borde sobre el mismo. La pendiente del agua subterránea (napa freática) es aproximadamente coincidente con la del agua superficial.

Para definir la topografía del modelo (ver Figura 2) se combinó información de diferentes fuentes, tanto remotas (SRTM) como curvas del I.G.N., relevamientos de perfiles transversales y cotas de esquina en la zona urbana de Luján. El esquema numérico adoptado para la capa no saturada comprende en vertical y desde la superficie: 5 celdas de 0,2 m, 9 celdas de 1 m, y 3 celdas de 10 m. Para el flujo saturado, se adoptó una profundidad de 40 m bajo el nivel del terreno, discretizado en celdas de 0,5 m de altura.

La distribución de precipitación adoptada sobre la cuenca (ver Figura 3), se elaboró en base a datos de las estaciones meteorológicas: Mercedes (Municipalidad de Mercedes), Luján (Asociación de Bomberos Voluntarios de Luján) y Delta (INTA). A la zona de influencia de las Estaciones Luján y Delta, se aplicó una precipitación ponderada (por áreas de influencia)

considerando la lluvia caída en la cuenca (dato diario de las estaciones Mercedes, Luján y Delta) durante el período de modelación. Mientras que en la Zona de influencia de la estación Mercedes se utilizaron los datos diarios de dicha estación.

En cuanto a la evapotranspiración, se aplicó a toda la cuenca, una serie ponderada (por áreas de influencia) elaborada en base a datos diarios de las estaciones Luján y Delta.

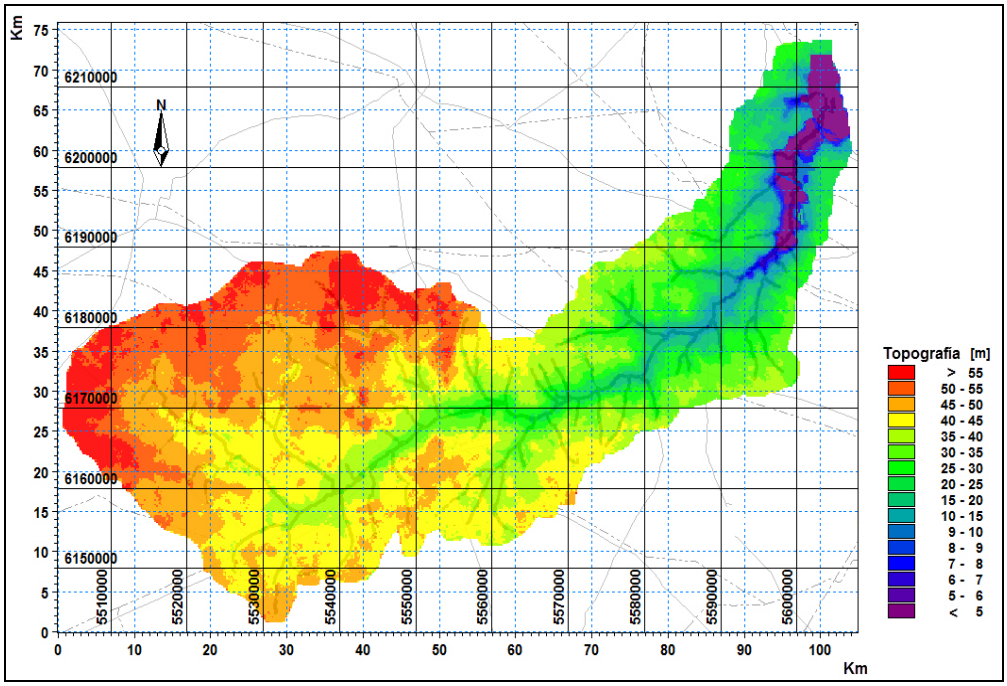


Figura 2.- Topografía del modelo de la cuenca del río Luján.

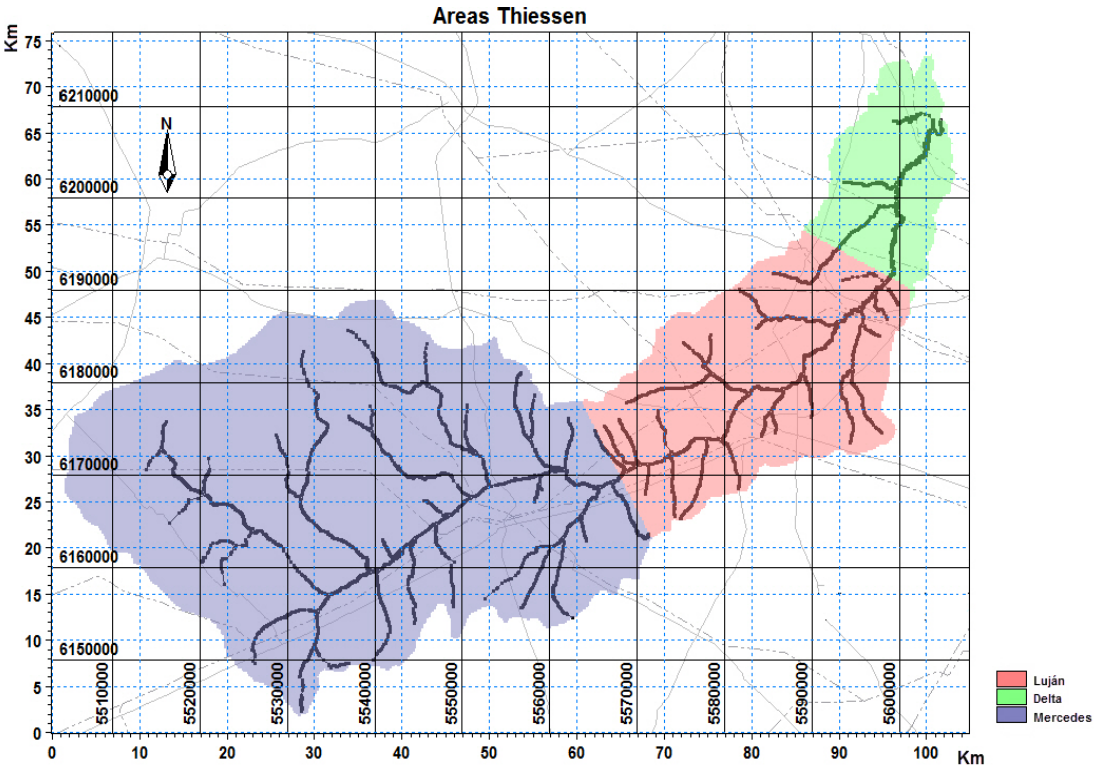


Figura 3.- Áreas Thiessen determinadas en base a la ubicación de las estaciones meteorológicas Mercedes, Luján y Delta.

Se implementó en el modelo MIKE 11, una densa red de drenaje compuesta por: el cauce principal (río Luján de longitud aproximada de 126 km a lo largo del cauce menor), y por tributarios de origen natural y canales artificiales (ver Figura 4).

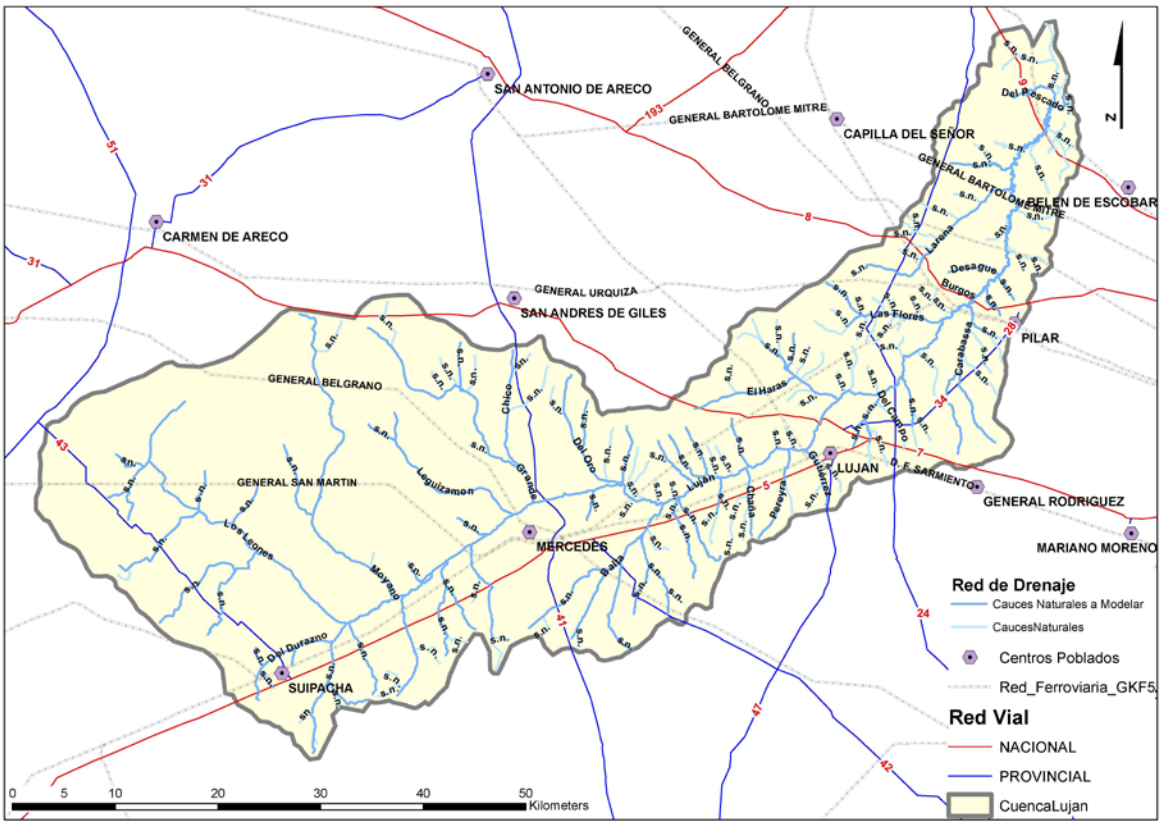


Figura 4.- Esquema de red de drenaje del Modelo MIKE 11.

La zona de estudio puede considerarse como antropizada, siendo los usos básicos del suelo la agricultura y la ganadería. Para la modelación se consideraron los siguientes usos: Urbano, Doble cultivo (Trigo – Soja), Pasturas y campo natural, Maíz (+ Girasol y Sorgo), Monte y Soja. En la (Figura 5) se puede observar la distribución en planta de los mismos.

Se adoptaron valores uniformes para la humedad del suelo en saturación y para la humedad residual del suelo, como representativos de una media para suelos entre gruesos y medio finos. Se especificaron los parámetros de uso del suelo teniendo en cuenta la evolución temporal en el ciclo anual del coeficiente de área foliar (Leaf Area Index o LAI) y el parámetro de profundidad de las raíces (RD), en función de los ciclos de los cultivos que se realizan en la cuenca. En las zonas con predominio de pasturas y pastizales se consideraron índices de área foliar y de profundidad de raíces constantes en el tiempo. En las zonas cultivadas se consideró el ciclo típico de cada cultivo.

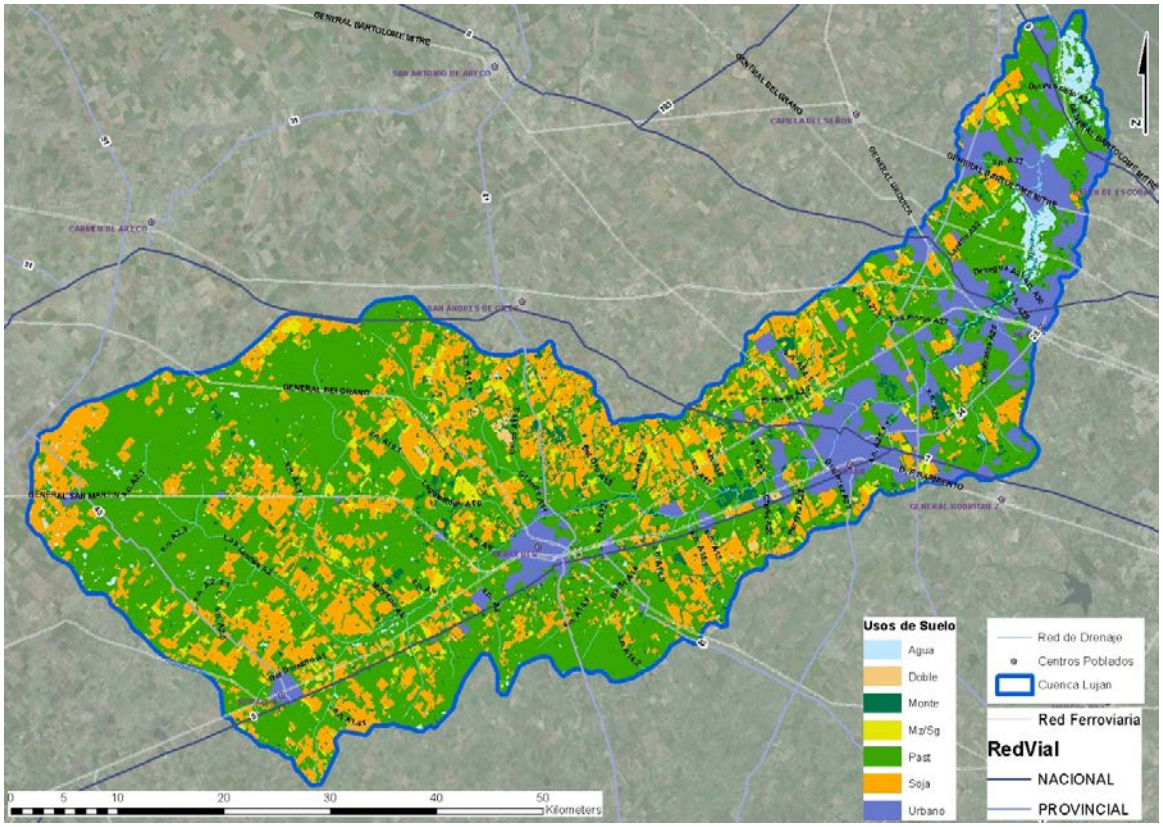


Figura 5.- Distribución de uso de suelo, considerada en la modelación hidrológica.

CALIBRACIÓN

Los principales parámetros sujetos a variación para lograr la calibración fueron: coeficiente de Manning (n) en los cauces; y rugosidad de la planicie m (flujo superficial). Al carecer de información detallada sobre la evolución de las napas freáticas, no se pudo calibrar la misma, más allá de la visualización del impacto indirecto que tiene sobre la capacidad de infiltración y por lo tanto, sobre la magnitud del exceso hídrico y la superficie inundada.

La escala de discretización en celdas de 200 m de lado, implica que la rugosidad de la planicie debe integrar las irregularidades del terreno que no son resueltas por la topografía del mismo. Se asignó en primera aproximación al coeficiente de rugosidad para la escorrentía superficial un valor uniforme m=3 (n= 0,33), considerando la influencia de la vegetación y las irregularidades del terreno en las celdas.

Se calibró el modelo en relación a Hidrogramas de nivel medidos en la regla de Luján durante la crecida de noviembre de 2014 (ver Figura 6), información brindada por la Asociación de Bomberos Voluntarios de Luján, e imágenes satelitales de las zonas inundadas. La Figura 7 ilustra el procesamiento realizado, a la imagen satelital del día 4/11/2014, para evaluar las áreas inundadas. Se diferencian las áreas más claras que son probablemente zonas encharcadas (con “falta de piso” según la denominación usual) con muy baja profundidad de agua, de las áreas francamente inundadas, más oscuras.

Figura 6.- Fotografía de la inundación de noviembre 2014 a lo largo del cauce y desarrollo de barrio cerrado en la planicie.

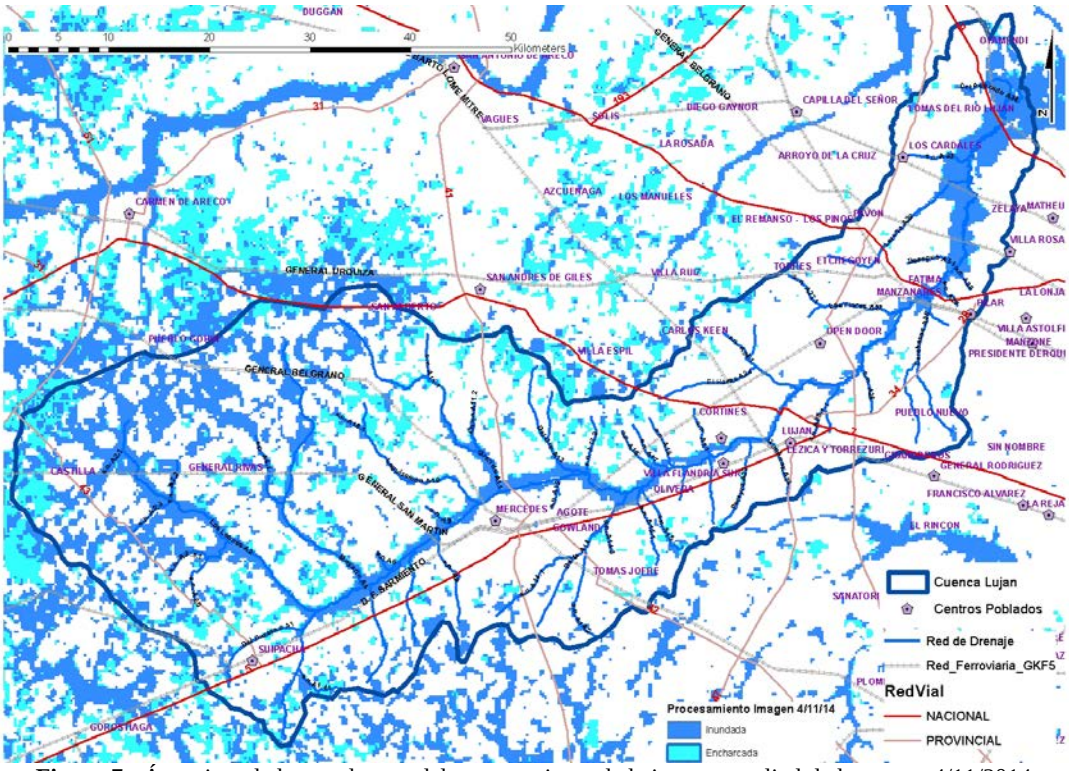


Figura 7.- Áreas inundadas resultantes del procesamiento de la imagen satelital de la cuenca 4/11/2014.

EVALUACIÓN DE RESULTADOS

En la Figura 8, se presenta las zonas inundadas obtenidas en la modelación hidrológica (modelo MIKE SHE). La coincidencia entre ambas resulta adecuada (Figura 7 y Figura 8), teniendo en cuenta que la distribución espacial y cantidad de lluvia caída tiene la incertidumbre esencial de disponer de pocas estaciones de medición con datos confiables y sólo valores diarios.

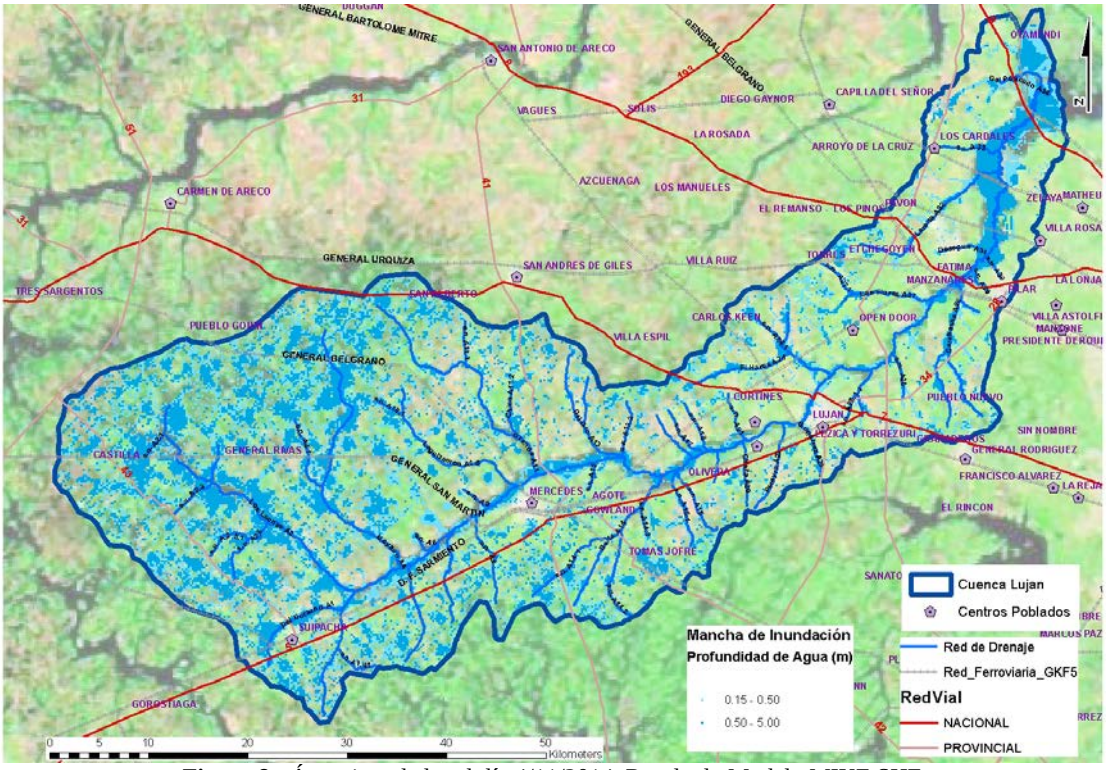


Figura 8.- Áreas inundadas el día 4/11/2014. Resultado Modelo MIKE SHE.

Es notoria la intensa condición de inundación que se identifica en la región Nor-occidental de la cuenca, correspondiente a las cabeceras de las subcuencas de los Arroyos Los Leones, Moyano, Leguizamón y Grande.

Esta región corresponde a una zona de muy baja pendiente cercana la divisoria de aguas con la cuenca del río Areco, y presenta una importante capacidad de almacenamiento transitorio de los excesos hídricos. Estrictamente, esta zona responde a una tipología hidrológica denominada sistema “No típico”, con una divisoria de subcuencas poco definida y donde la dirección del flujo superficial es dependiente de la distribución espacial y temporal de la precipitación. Por tal razón, es especialmente favorable la aplicación de un modelo hidrológico distribuido para su representación.

En la Figura 9 se ilustran los hidrogramas de nivel del río en Mercedes, Luján (Regla Los Maristas) y Pilar, para el evento de calibración.

Lamentablemente la única información hidrométrica disponible en la cuenca es la del hidrómetro ubicado en el puente de acceso al Colegio Hermanos Maristas, en la intersección del río y la calle San Martin (facilitada por la Asociación de Bomberos Voluntarios de Luján), y que presenta numerosos períodos sin datos. El nivel máximo alcanzado por el evento de calibración ocurrió el 30-oct-14 a las 15:00hs, con una lectura igual a 5,32 m (16,92 m IGN).
Como puede observarse, el hidrograma medido presenta dos picos, correspondientes a dos eventos de lluvia sucesivos. Se realizaron numerosas simulaciones para tratar de calibrar ambos picos, alcanzándose las siguientes conclusiones:

El descenso de niveles entre el primer y segundo pico, y la magnitud del segundo pico, son muy dependientes de la distribución espacial de la lluvia (la cual no es bien conocida dada la

muy escasa cantidad de pluviógrafos existentes), de la intensidad horaria de la misma (menos conocida aun dado que se dispone en general de datos diarios) y de las condiciones de humedad antecedente del suelo.

Las condiciones de humedad antecedente dependen muy críticamente de las precipitaciones previas, y en general de todos los parámetros que influyen en la saturación del suelo y en la altura del nivel freático. Durante el evento en cuestión, las lluvias previas generaron las condiciones propicias para que los excesos hídricos fueran importantes.

Modificando las precipitaciones caídas globalmente en la cuenca, se puede lograr representar más ajustadamente la caída del nivel entre picos, pero siempre uno de los dos picos se desajusta. Esto implica que sin contar con información pluviométrica más detallada espacial y temporalmente, no es factible ajustar en detalle el hidrograma registrado. Con estas salvedades, se considera que el modelo matemático representa aceptablemente la información hidrométrica disponible, así como las áreas inundadas para el evento de calibración.

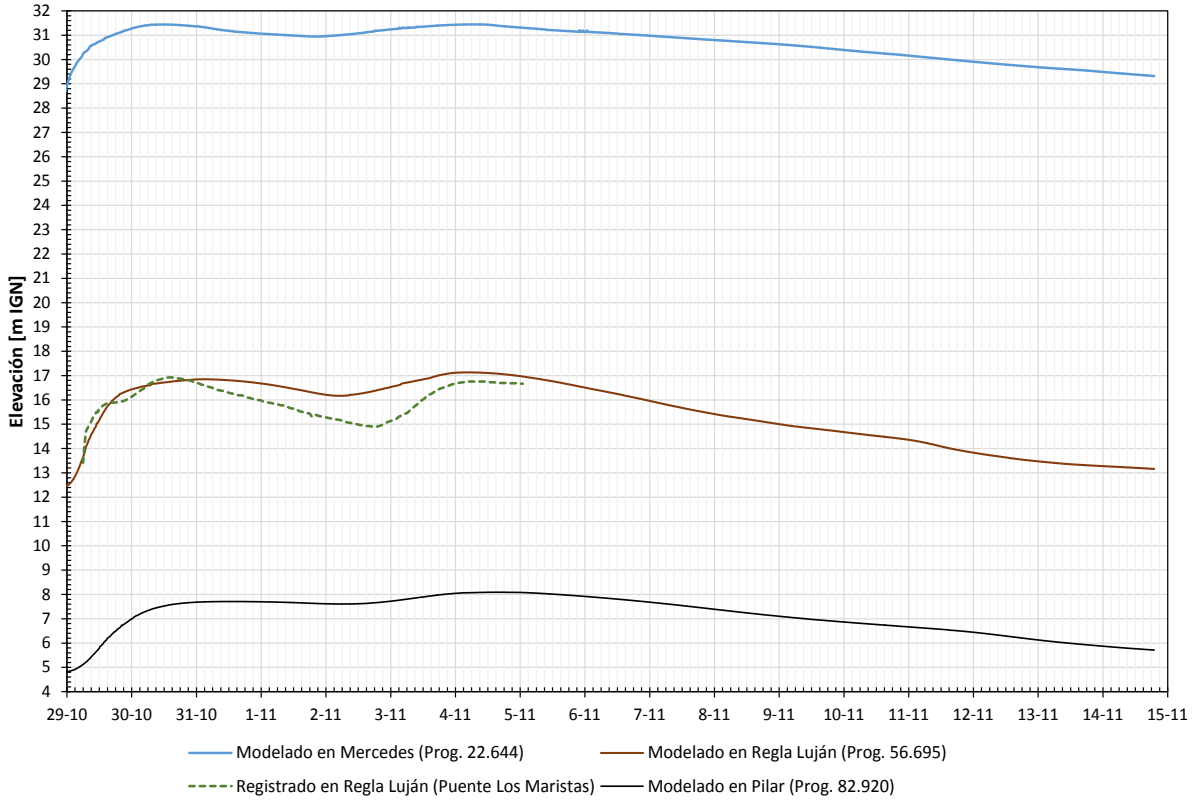


Figura 9.- Niveles medidos y modelados en noviembre de 2014.

Los hidrogramas de caudales del río Luján, que se ilustran en la Figura 10, muestran las diversas condiciones hidrológicas que se producen a lo largo del mismo. En la zona de Mercedes, se puede observar que el caudal pico (130 m^3/s) es lógicamente menos elevado que en Luján, pero el hidrograma no tiene una recesión rápida, típica de las subcuencas más alejadas, sino que es muy persistente en el tiempo. Este comportamiento se correlaciona con la persistencia de las condiciones de inundación en la zona noroeste de la cuenca, que se puede apreciar en el procesamiento de la imagen satelital del 4/11/2014, la cual muestra que toda esta zona ubicada aguas arriba de Mercedes se encuentra aún anegada. Esta zona presenta una pendiente muy baja y actúa como un regulador natural de los excesos hídricos de la cuenca,

reduciendo en parte la intensidad de la inundación aguas abajo, pero aumentando la duración del evento, de tal manera que si ocurre una segunda lluvia en los días subsiguientes, la misma genera un impacto mayor porque la tasa de infiltración es muy baja.

En las zonas de Luján y Pilar los caudales responden más acentuadamente a la secuencia de las dos precipitaciones sucesivas (porque son alimentados por subcuencas de menor extensión areal pero mayor pendiente transversal al río Luján que las de aguas arriba), superando valores del orden de 300 y 400 m^3/s, respectivamente. Cabe mencionar que si no existiera el efecto de almacenamiento superficial en la zona noroccidental de la cuenca antes mencionado (por ejemplo si el mismo se eliminara a través de una canalización eficiente para drenar los excesos), los caudales en la zona media de la cuenca se podrían incrementar significativamente.

Pasando a la zona baja de la cuenca, abajo de la Ruta 9, se puede apreciar que el hidrograma se presenta con mucho retraso y una forma muy diferente, además de que el caudal pico ha descendido más de 100 m^3/s respecto al valor en Pilar. Este efecto se debe a la laminación de la crecida en la zona de humedal no obstruida por barrios polderizados que se encuentra en la zona baja de la cuenca, y contribuye a brindar protección a la zona aledaña al río Luján en el Delta, particularmente en el partido de Escobar. Se puede apreciar entonces la existencia de un efecto benéfico derivado de la existencia y preservación del citado humedal.

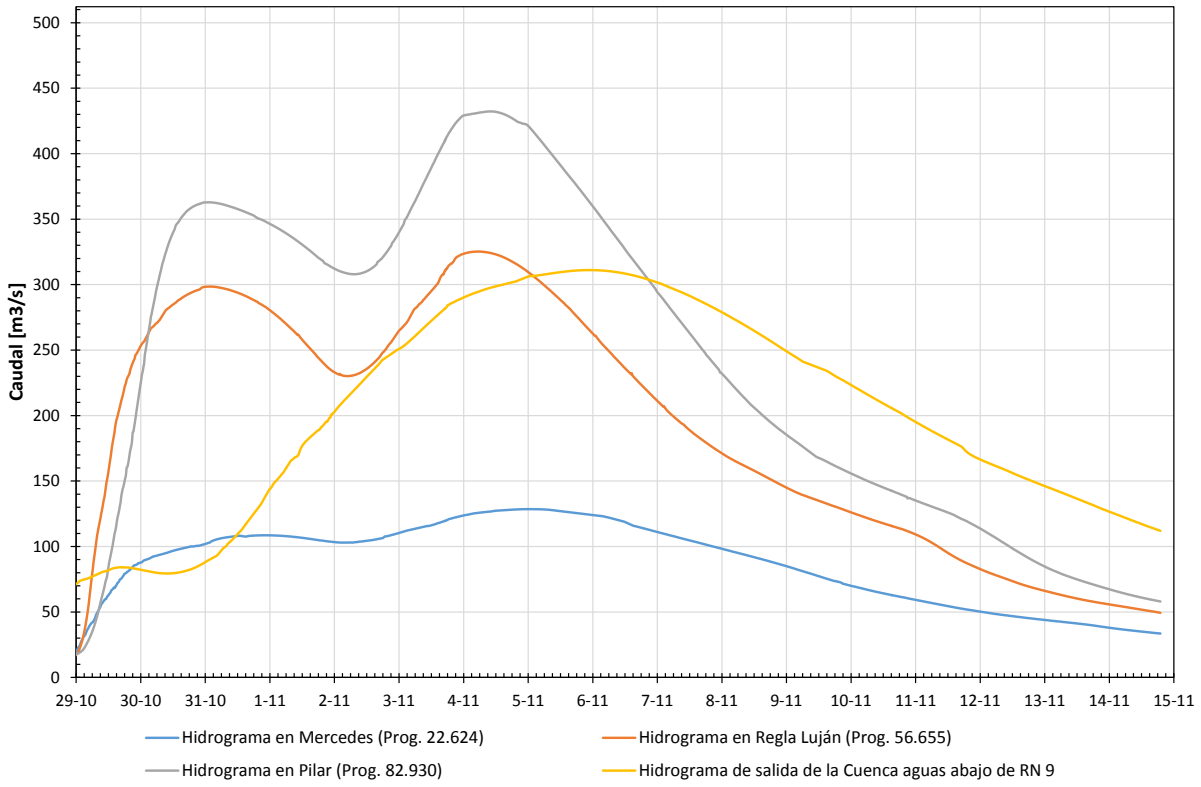


Figura 10.- Hidrogramas de Caudal modelado en Mercedes, Luján, Pilar y en la salida de la cuenca.

EXPLOTACIÓN

La explotación del modelo consistió en analizar diferentes alternativas de mitigación de crecidas.

Se analizó la construcción de un cierto número de “áreas de retención temporaria de efluentes hídricos” (obras “ARTEH”), en diferentes sectores de la parte alta de la cuenca, con el fin de poder laminar los caudales que atraviesan las localidades de Mercedes, Olivera, Pueblo Nuevo y Luján, y así poder disminuir las zonas anegadas o afectadas debido a la escasa capacidad de conducción que presenta el cauce actual. Cinco de las ARTEH propuestas se encuentran en parte alta de la cuenca. Otras dos se encuentran sobre el cauce del Río Luján.

Se analizaron obras de Ampliación de Cauce que consisten en intervenciones en: la localidad de Mercedes (puente calle 26 hasta puente “del Cañón”), la parte media/baja de la cuenca (arroyo Gutiérrez en la localidad de Luján hasta el puente ferroviario Belgrano Norte), la zona de Olivera (aprox. 4.8 kilómetros), canal Santa María (comunica el Río Luján con el río Paraná de las Palmas). Se evaluaron también variantes de la amplitud del cauce en más o menos un 20%, a modo de análisis de sensibilidad.

Las obras de Ampliación de Puentes abarcan las siguientes categorías: reemplazo completo de puentes, ampliaciones de puentes, ampliaciones y mejoras a la conducción, ampliaciones o reconstrucciones de obras de compuertas.

Las alternativas de obras modeladas en la explotación del modelo, son las siguientes.
Alter. 1 – Situación Actual (sin obras)
Alter. 2 – Ampliación de Puentes
Alter. 3 – Ampl. de Puentes + Ampliación de Cauce Mínima (-20%)
Alter. 4 – Ampl. de Puentes + Ampliación de Cauce Media
Alter. 5 – Ampl. de Puentes + Ampliación de Cauce Máxima (+20%)
Alter. 6 – Ampl. de Puentes + Ampl. de Cauce Mínima + ARTEH
Alter. 7 – Ampl. de Puentes + Ampl. de Cauce Media + ARTEH
Alter. 8 – Ampl. de Puentes + Ampl. de Cauce Máxima + ARTEH

Se presentan a continuación algunos de los resultados obtenidos en las simulaciones de las alternativas de obras, para recurrencias de 2, 5, 10, 25, 50 y 100 años de la precipitación media ponderada sobre la cuenca. Se presentan los perfiles de nivel de agua en el cauce principal del Río Luján, aguas debajo de Luján, ilustrando la diferencia resultante entre las distintas alternativas para cada recurrencia (Figura 11 a Figura 16). Se puede observar que en la alternativa que contempla solo ampliación de puentes se obtienen mejoras locales entorno a los mismos, y como es de esperar la mejor alternativa es la que contempla modificaciones en puentes, cauces y ARTEH.

El resultado de la máxima altura de inundación alcanzada en cada celda del modelo matemático MIKE SHE (de 200 metros de lado), fue exportado al Sistema de Información Geográfica a los efectos de realizar las evaluaciones de los impactos económicos de las inundaciones en toda la cuenca, para cada recurrencia, y determinar así los beneficios diferenciales generados por las Alternativas de obras de mitigación.

Se elaboraron “manchas” de inundación, considerando las condiciones de anegamiento causadas por desborde del Río Luján, a los efectos de brindar mayor claridad visual respecto al impacto de cada alternativa, usando un modelo digital del terreno con una resolución mucho más detallada que las celdas del modelo MIKE SHE.

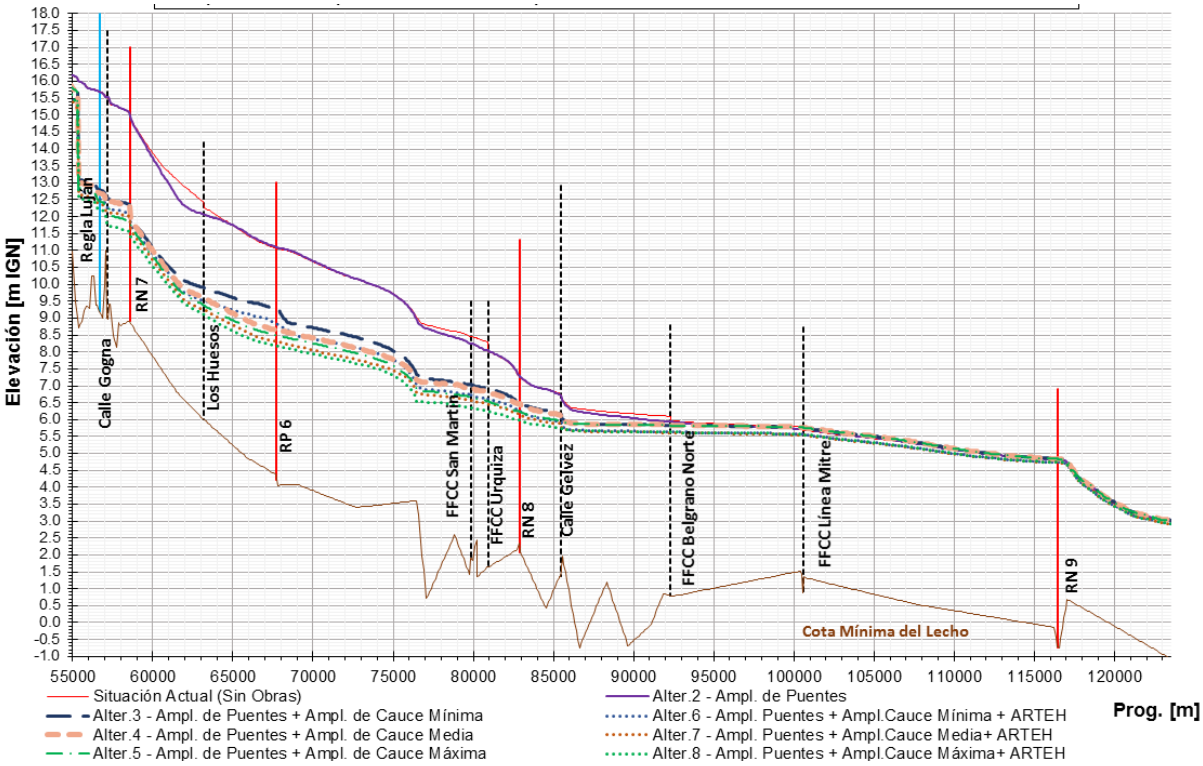


Figura 11.- Perfil longitudinal Aguas Abajo de Luján. Recurrencias 2 años. Situación Actual y Alternativas 2 a 8.

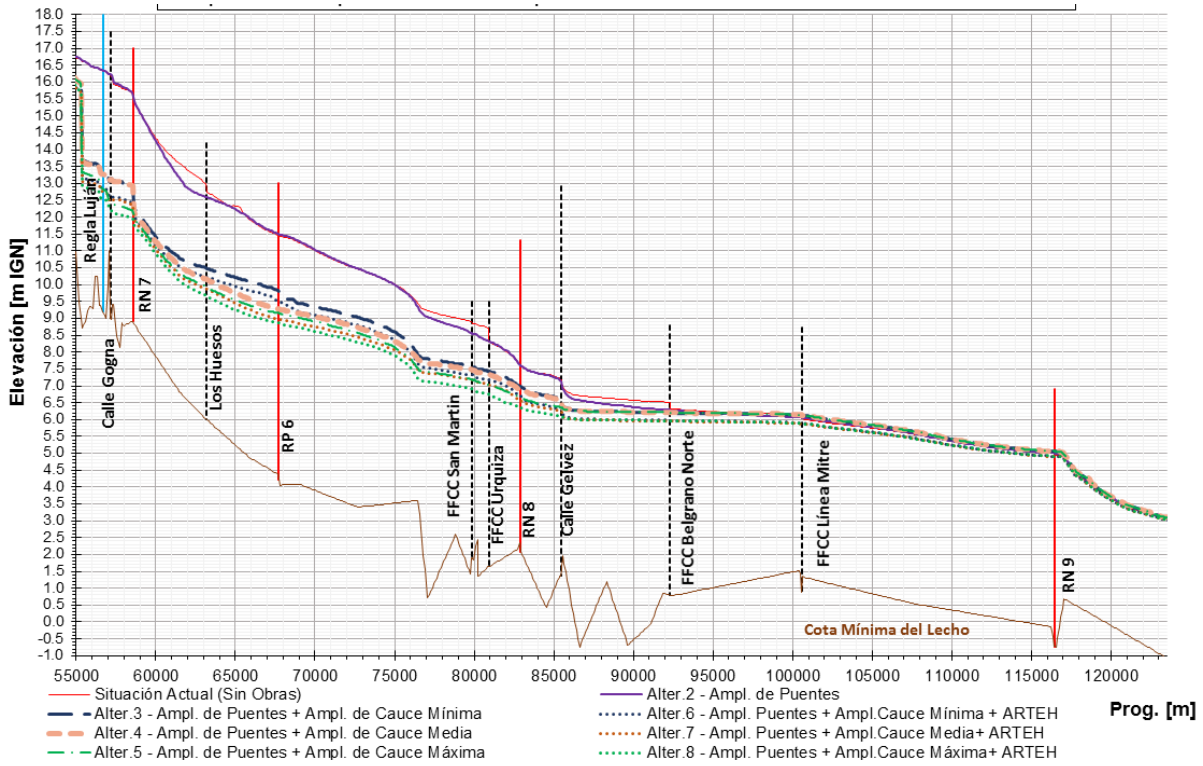


Figura 12.- Perfil longitudinal Aguas Abajo de Luján. Recurrencias 5 años. Situación Actual y Alternativas 2 a 8.

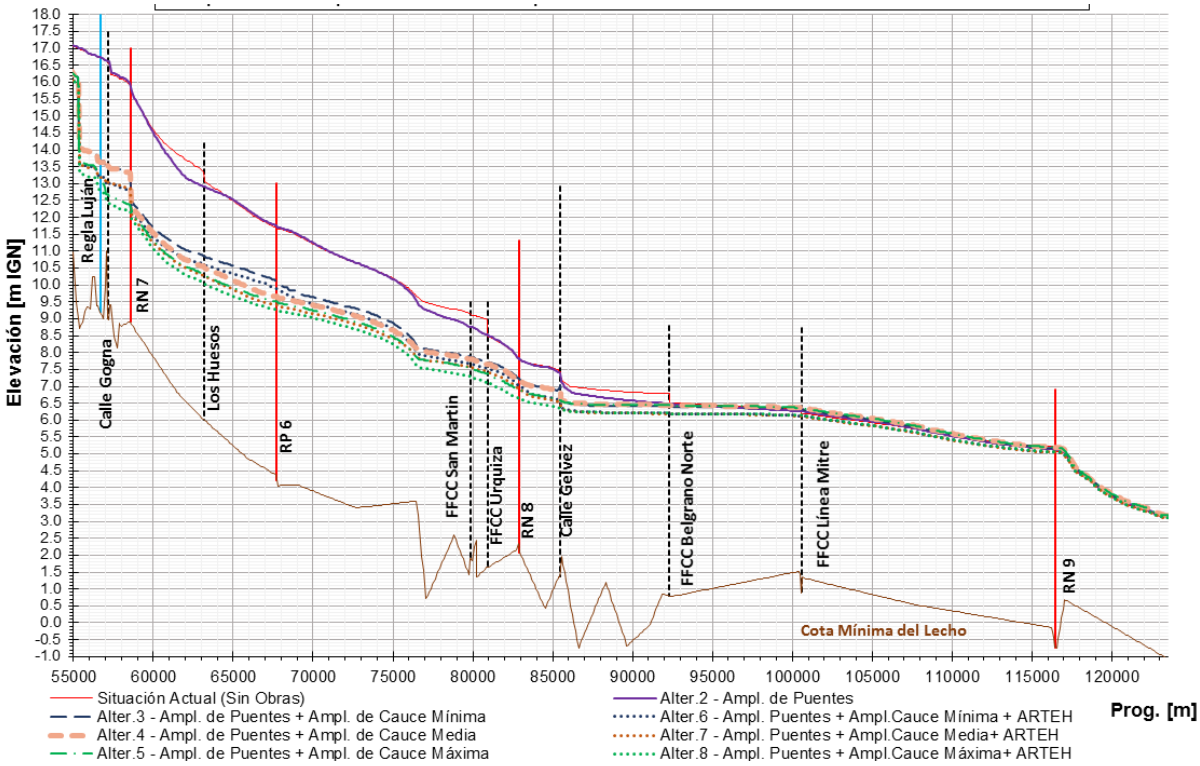


Figura 13.- Perfil longitudinal Aguas Abajo de Luján. Recurrencias 10 años. Situación Actual y Alternativas 2 a 8.

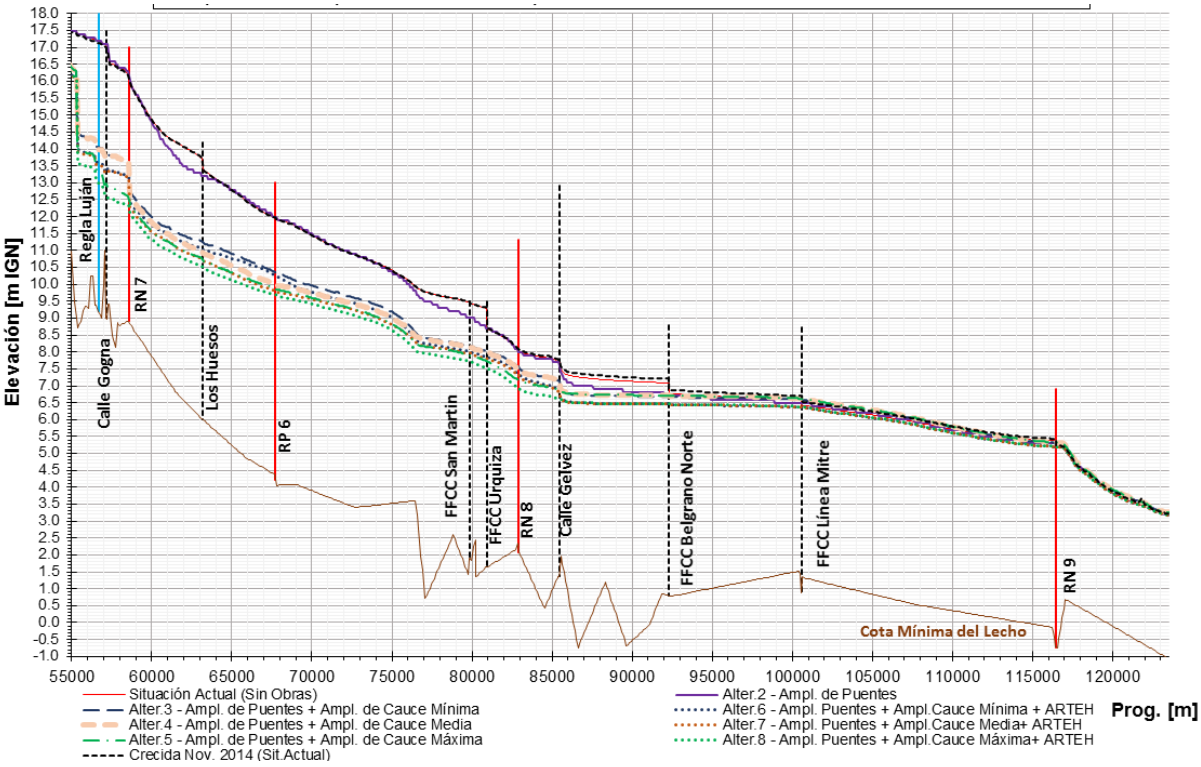


Figura 14.- Perfil longitudinal Aguas Abajo de Luján. Recurrencias 25 años. Situación Actual y Alternativas 2 a 8.

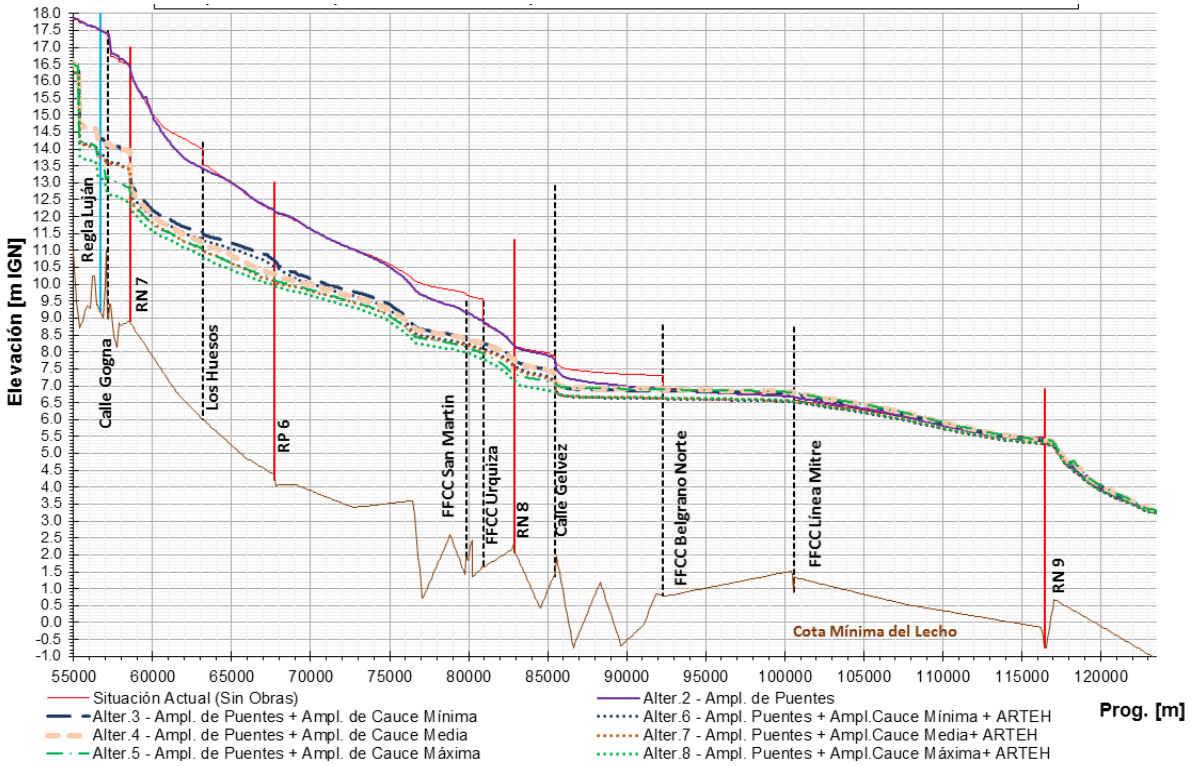


Figura 15.- Perfil longitudinal Aguas Abajo de Luján. Recurrencias 50 años. Situación Actual y Alternativas 2 a 8.

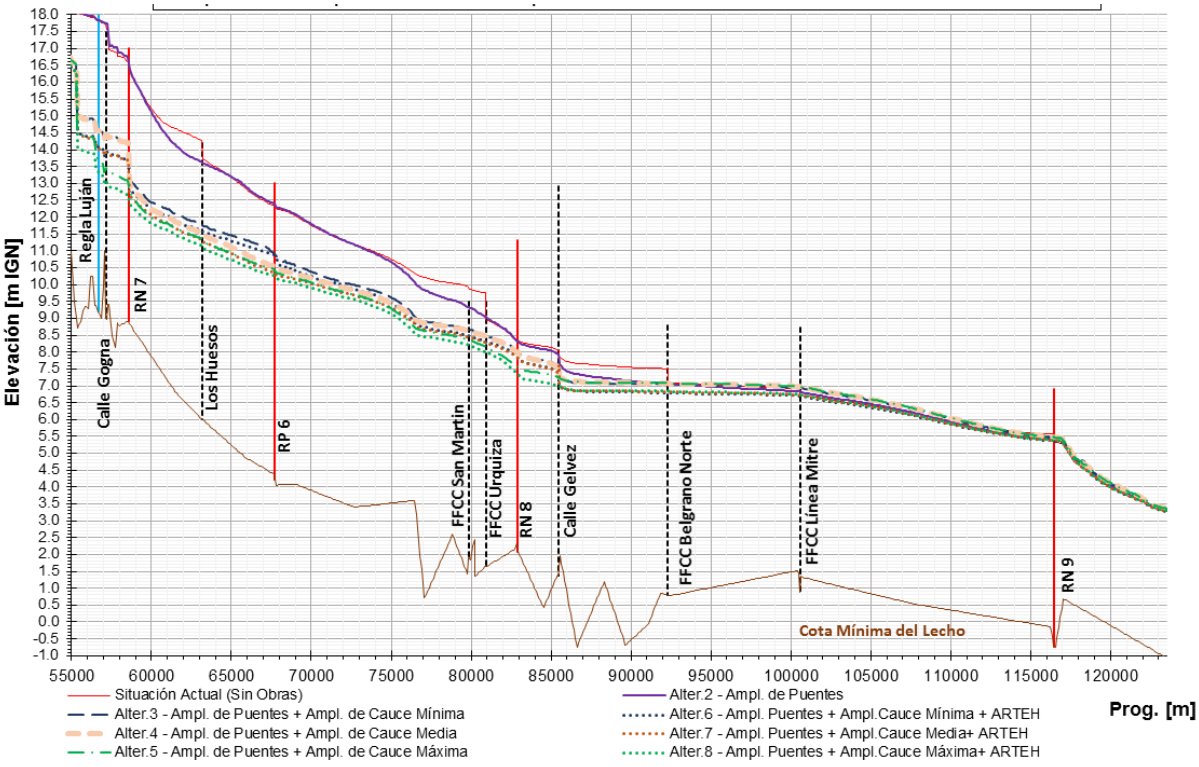


Figura 16.- Perfil longitudinal Aguas Abajo de Luján. Recurrencias 100 años. Situación Actual y Alternativas 2 a 8.

En la Figura 17 se presenta un ejemplo de la mancha de inundación con una recurrencia de 2 años para las zonas próximas a la ciudad de Luján. De esta manera, el modelo matemático implementado permitió zonificar las áreas inundadas con distinta recurrencia y profundidad de agua y evaluar acciones estructurales y no estructurales de mitigación de las inundaciones.

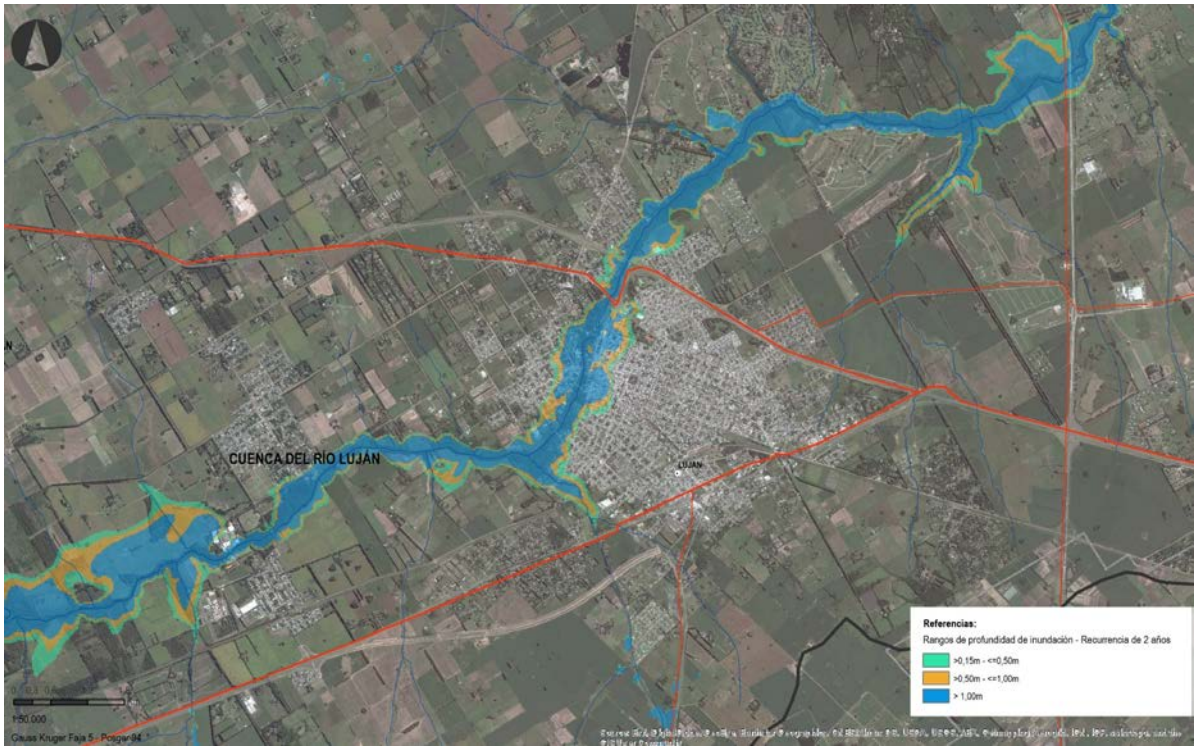


Figura 17.- Áreas inundadas con distintas profundidades para un evento de 2 años de recurrencia, situación actual.

CONCLUSIONES

La simulación hidrológica distribuida acoplada con un modelo fluvial unidimensional es una herramienta que permite estimar adecuadamente los excesos hídricos en cuencas de baja pendiente con escasas mediciones de lluvias, niveles y caudales como son casi la totalidad de las cuencas pertenecientes a la Pampa Húmeda, posibilitando el desarrollo y evaluación del impacto de medidas de mitigación de inundaciones, así como de las intervenciones y ocupaciones antrópicas en la planicie.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Serman & asociados S.A. (2015). "Estudio Plan Integral y Proyecto de Obras de Regulación y Saneamiento del río Luján. Capítulo VII. Estudios Hidrológicos e Hidráulicos"

Danish Hydraulic Institute (2009a). MIKE SHE User Manual. Volume 1: User Guide. Hørsholm.

Danish Hydraulic Institute (2009b). MIKE SHE User Manual. Volume 2: Reference Guide. Hørsholm.

Danish Hydraulic Institute (2009c). MIKE 11. A Modelling System for Rivers and Channels. Reference Guide. Hørsholm.

Kristensen, K.J. and Jensen, S.E. (1975) A Model for Estimating Actual Evapotranspiration from Potential Evapotranspiration. Nordic Hydrology, 6, 170-188.

EVALUACIÓN LOCAL DE AMENAZAS – SISTEMA DE GESTIÓN DE AMENAZAS SIERRAS DE CÓRDOBA

Carlos G. Catalini [1,2], Clarita M. Dasso[1y3], Andrea F. Rico[1], María E. Capone[1], Nadia Mortarino[1], Carlos M. García [3y4]

[1] Instituto Nacional del Agua – Centro de la Región Semiárida (INA-CIRSA).
[2]Universidad Católica de Córdoba – Facultad de Ingeniería Grupo de Estudios Hidrológicos en Cuencas Pobremente Aforadas (UCC-EHCPA)
[3] Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas, CONICET
[4] Universidad Nacional de Córdoba. Centro de Estudios Tecnológicos del Agua (UNC-CETA)
E-mail: ccatalini@ina.gob.ar

RESUMEN

En los últimos años, la provincia de Córdoba se ha visto afectada por eventos meteorológicos severos que han causado inundaciones repentinas con consecuencias trágicas, ocasionando daños en la infraestructura pública y privada de la región serrana de la provincia.
Ante esta situación, la previsión, identificación y detección eficaz de estos eventos son el punto de partida para adoptar decisiones operativas correctas a fin de disminuir el impacto que podrían causar las lluvias intensas.
Se presentará en este trabajo una aplicación en línea denominada SGA (Sistema de Gestión de Amenazas) desarrollada con la finalidad de ser empleada como parte activa en los Sistemas de Alerta Temprana por lluvias, operados por el Ministerio de Gobierno de la Provincia de Córdoba a través de la Secretaría de Gestión de Riesgo Climático y Catástrofes.
El Sistema de Gestión de Amenazas (SGA) es en síntesis aplicación en línea para la Gestión y Evaluación de Amenazas Hidrológicas en base a la información suministrada por el Sistema de Adquisición de Datos Hidrometeorológicos conformado por 60 estaciones remotas de tecnología ALERT, con sensores de lluvias y algunas que incorporan niveles de río, en el presente trabajo se presentará este sistema y algunos eventos registrados por este durante 2016/2017.

ABSTRACT

In recent years, the province of Córdoba has been affected by severe weather events that have caused flash floods with tragic consequences, causing damage to public and private infrastructure in the province's highland region.
Given this situation, the anticipation, identification and effective detection of these events are the starting point for correct operational decisions to reduce the impact of heavy rains.
An online application called SGA (Menace Management System) will be presented in this work, developed with the purpose of being used as an active part in the Early Warning Systems for Rainfall, operated by the Ministry of Government of the Province of Córdoba through the Secretariat for Climate Risk Management and Catastrophes.
The Menace Management System is a synthesis of on-line application for the Management and Evaluation of Hydrological Threats based on the information provided by the Hydrometeorological Data Acquisition System consisting of 60 remote ALERT technology stations, with rainfall sensors and some that incorporate river levels, in the present work this system and some events recorded by it during 2016/2017.

INTRODUCCIÓN

En los últimos años, la provincia de Córdoba se ha visto afectada por eventos meteorológicos severos que han causado inundaciones repentinas con consecuencias trágicas y daños en la infraestructura pública y privada de la región.

Ante esta situación, la identificación y detección de efectos asociados al análisis de severidad de estos eventos son el punto de partida para adoptar decisiones operativas correctas a fin de disminuir el impacto que podrían causar las lluvias intensas.

En conjunto con el INA-CIRSA se ha desarrollado una aplicación en línea denominada SGA (Sistema de Gestión de Amenazas) con la finalidad de ser empleado como parte activa en los Sistemas de Alerta Temprana por lluvias, operados por el Ministerio de Gobierno de la Provincia de Córdoba a través de la Secretaría de Gestión de Riesgo Climático y Catástrofes de la cual depende Defensa Civil de la Provincia.

Este Sistema fue diseñado para la Gestión y Evaluación de Amenazas Hidrológicas en base a la información suministrada por el Sistema de Adquisición de Datos Hidrometeorológicos conformado por 60 estaciones remotas de tecnología ALERT, con sensores de lluvias y algunas que incorporan niveles de río.

La severidad de los eventos de lluvias extremas se cuantifica por su probabilidad de ocurrencia. Como la probabilidad de ocurrencia de una lluvia depende de su persistencia, hace falta establecer la relación entre las tres variables, la intensidad $i_{d,T}$, la duración, d, y el periodo de retorno, T.

Caamaño Nelli y García (1999) propusieron un modelo para estimar la relación i-d-T a partir de series de máximos anuales de láminas de lluvias de distintas duraciones, basados en la distribución lognormal. El algoritmo denominado como modelo DIT, se basa en una estimación algebraica del factor de frecuencia normal, que incorpora la duración de la lluvia en forma analítica, dando así un sentido conceptual a los parámetros y permitiendo su transposición a estaciones pluviométrica a partir de estaciones pluviográficas base.

SISTEMA DE ADQUISICIÓN DE DATOS A TIEMPO REAL

A partir de octubre de 2009, comenzó la primera etapa de instalación y puesta en marcha de las estaciones adquiridas por el Gobierno de la Provincia de Córdoba las cuales fueron instaladas en las cabeceras de los principales sistemas hídricos del territorio serrano de la Provincia (15 unidades hidrológicas en total). Actualmente, el sistema telemétrico está conformado por 60 estaciones remotas de tecnología ALERT, con sensores de lluvias y algunas que incorporan niveles de río, de las cuales 39, son propiedad del Gobierno de la Provincia de Córdoba y 21 del INA-CIRSA con sensores además de otras variables (Figura 1).

Esto amplio la red original que se remonta a 1986, la cual estaba conformada por estaciones de medición hidrometeorológicas del INA-CIRSA fue ideada para el desarrollo de estudios de investigación. La red original constaba de 10 estaciones en la cuenca del río San Antonio y otros puestos de medición en distintas cuencas vecinas (Colladon y Veléz, 2011).

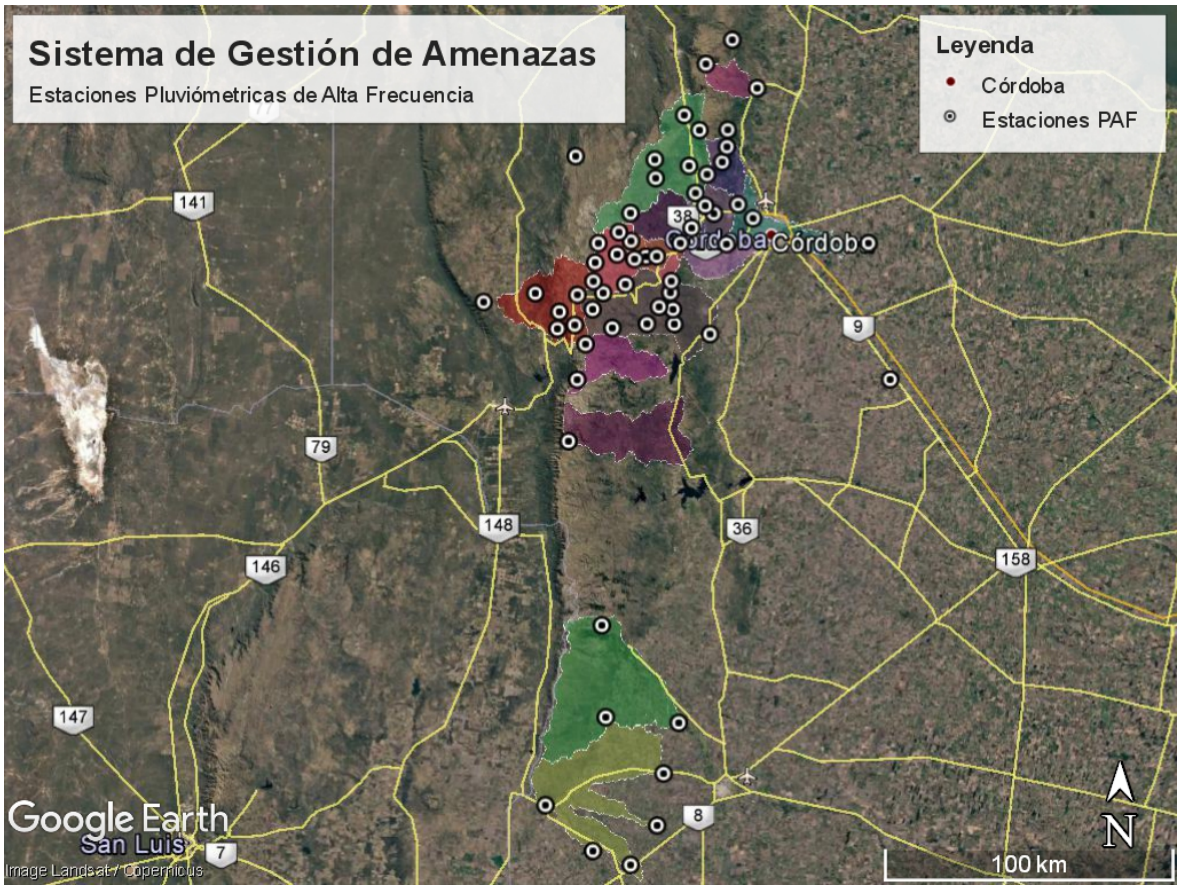


Figura 1.- Sistema de Estaciones Telemétricas ALERT (PAF) de la Provincia de Córdoba y Principales Unidades Hidrológicas monitoreadas

Actualmente operan como una única red con visualización y gestión de los datos en tres Centrales simultáneamente (dos en el INA-CIRSA sede Villa Carlos Paz y una en la Secretaría de Gestión de Riesgo y Catástrofes Climáticas de la Provincia de Córdoba). Las estaciones instaladas en campo responden a la Tecnología ALERT (Automated Local Evaluation in Real Time) desarrolladas inicialmente en la década de 1970 por el Servicio Meteorológico Nacional de Estados Unidos de Norteamérica y han sido utilizadas por el Geological Survey (Servicio Geológico de EEUU), del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos de Norteamérica, además de otras numerosas agencias estatales de dicho país, así como organizaciones internacionales.

Esta tipología se ha convertido con el transcurso del tiempo en un estándar en la recopilación de datos del medio ambiente en tiempo real debido a su exactitud, confiabilidad y relativo bajo costo. Si bien existe un gran número de tipos y fabricantes de hardware y software de alerta, todos ellos están diseñados para cumplir con un conjunto común de criterios de comunicación. Debido a esto, la mayoría de los equipos y programas son intercambiables, lo que ha permitido a la competencia mejorar el rendimiento y reducir los costes.

SISTEMA DE GESTIÓN DE AMENAZAS. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL SISTEMA Y SUS PRINCIPALES FUNCIONES

El ingreso de la información al SGA se realiza a tiempo real es procesada en base a algoritmos previamente establecidos y luego supervisada por un equipo de profesionales del INA-CIRSA. A los fines prácticos el SGA posee definido 4 niveles de acceso a saber:

- Acceso Libre: Orientado al público en general, el acceso se realiza a través de la página web del INA. Brindando acceso a mapas de evaluación de amenazas a nivel de cuenca y de registros pluviométricos y de nivel (hidrométricos).
- Acceso Operador: De carácter restringido orientado a operadores de Defensa Civil, incorporando al acceso anterior niveles de evaluación de información adicionales.
- Acceso Gestor: Acceso restringido al equipo de supervisión, se adiciona la capacidad de gestión del estado operativo de las estaciones y sensores.
- Acceso Administrador: Acceso pleno al sistema, capacidad de definición de algoritmos, modelos, alta y baja de estaciones y usuarios.

Además el SGA cuenta con distintas herramientas de evaluación como son la evaluación de Amenazas a tiempo real, la cual se determina en base a la estimación de la precipitación media areal, la cantidad de estaciones pluviométricas de alta frecuencia (PAF) instaladas, el tamaño y pendiente media de la cuenca, la ventana temporal de observación que varía en función de la cuenca, así como el monitoreo de los niveles de los cursos de agua y en aquellas cuencas que lo dispongan (Figura 2 y Figura 3).

Esta estimación se encuentra orientada no tanto a eventos severos sino a aquellos eventos de magnitud y frecuencia ordinarias que podrían ocasionar inconvenientes a bañistas y/o obras de infraestructura de pequeña magnitud (tal el caso de vados y pasarelas), se han establecido 4 niveles de amenaza, identificados mediante una escala de colores, los cuales se establecen en forma automática cada 30 minutos, a saber:

- Nivel Normal (Verde): No se registran lluvias o las mismas son de muy baja intensidad en la Cuenca, Zona o Región Monitoreada.
- Nivel Ordinario (Amarillo): Precaución, lluvias persistentes en la unidad hidrológica monitoreada.
- Nivel Moderado (Naranja): Lluvias continuas, amenaza de crecientes en los cursos de aguas, extremar las medidas de precaución.
- Nivel Elevado (Rojo): Amenaza elevada de crecientes significativas, se debe monitorear en manera conjunta los sensores de nivel en aquellas cuencas que los dispongan.

El SGA posee además la capacidad de presentar en tiempo real el milimetraje acumulado en los PAF, en tiempo real, así como los niveles de los cuerpos de agua en aquellos cuerpos y embalses que dispongan de dicho instrumental, la visualización se realiza a través de mapas georeferenciados y en lapsos temporales de 1 hora, 3 horas, 6 horas y 24 horas desde el momento de realizada la consulta, los mismos se actualizan a tiempo real.

Otro módulo de consulta que puede operar tanto a tiempo real como o diferido es aquel que permite visualizar los pluviogramas, es decir el registro de la lluvia acumulada en función del tiempo en una determinada estación, así como su equivalente en intensidad [mm/h] o hietograma (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**), así como los gráficos en función del tiempo en una determinada estación de nivel normalmente llamado como limnigrama.

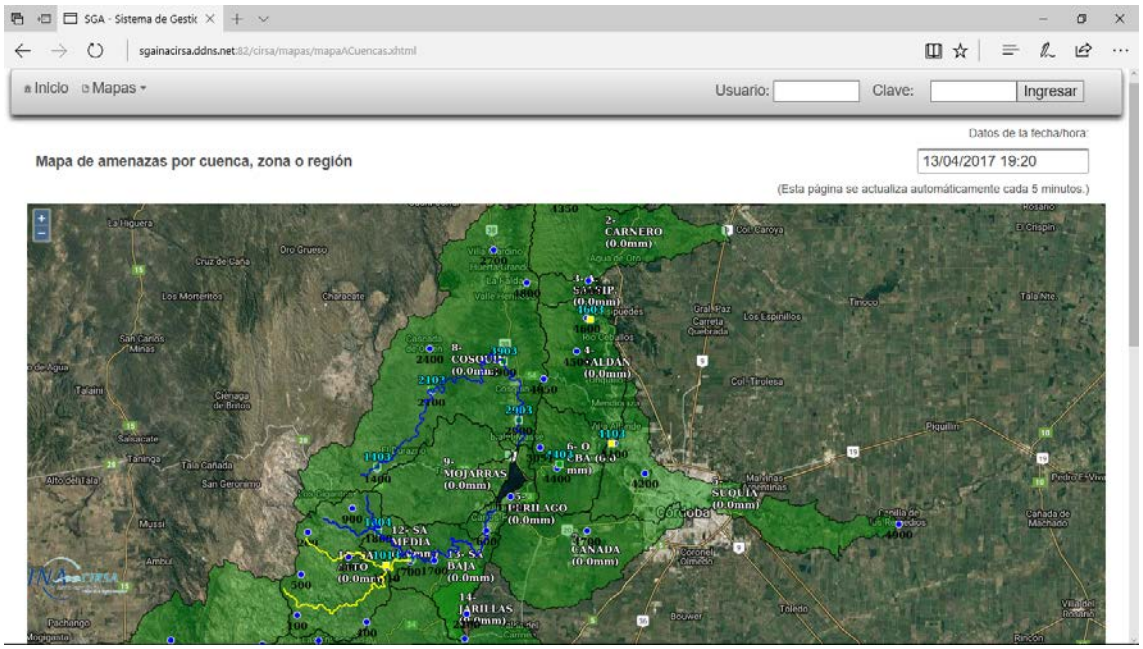


Figura 2.- Ejemplo de pantalla del SGA de visualización de mapas de amenaza por cuenca, zona o región. Los círculos azules representan los PAF, mientras que los cuadrados y trazos los niveles de río.

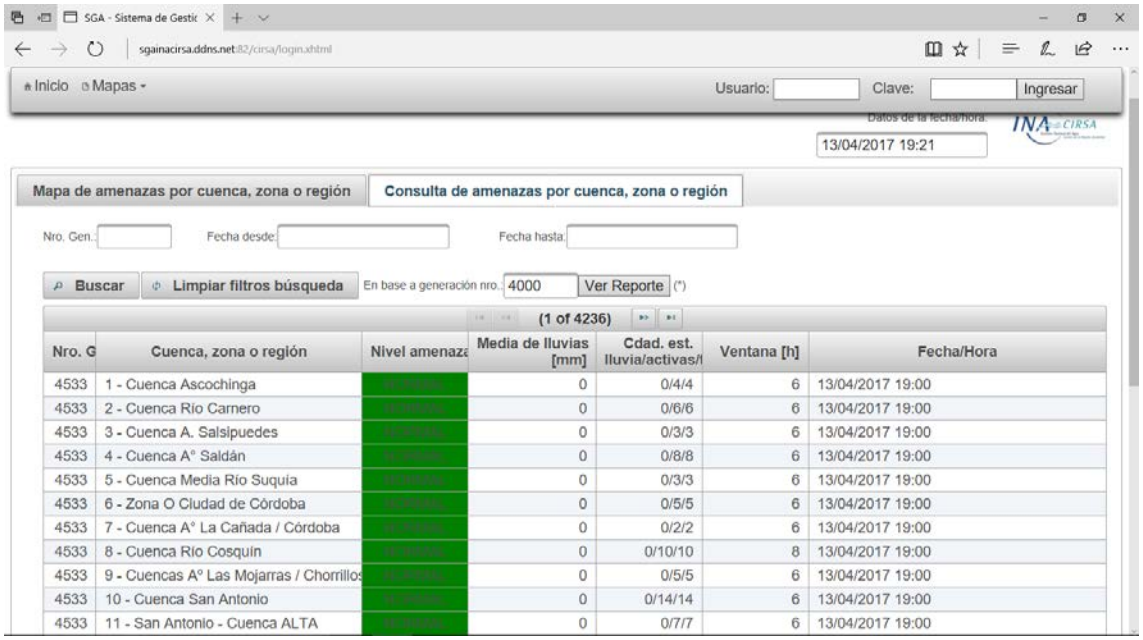


Figura 3.- Ejemplo de pantalla del SGA, de visualización tabulada de los reportes de amenaza generados, a su vez se indica el promedio de precipitación, cantidad de estaciones que registran lluvia/activas/ e instaladas, así como el tiempo en horas.

Considerando el año hidrológico comprendido para la región serrana de Córdoba, entre el 1 de julio al 30 de junio del año subsiguiente, el SGA puede entregar una tabla resumen en donde es posible observar los milímetros totales diarios, el total mensual, el total anual, el máximo diario, así como los días con lluvia y la clase de precipitaciones en función de rangos preestablecidos.

EVALUACIÓN DE SEVERIDAD LOCAL EN BASE A I-D-T

Si bien la evaluación de la amenaza a nivel de cuenca permite a los tomadores de decisión gestionar la Defensa Civil ante el acontecimiento de eventos hidrológicos frecuentes, resta determinar y/o evaluar qué tan severo es un evento que se esté registrando. Ante la carencia de registros históricos en las mayorías de las cuencas monitoreadas por el SGA, es por esta causa que se recurrió a la aplicación de los patrones de diseño obtenidos de la regionalización a un fin inédito, "la evaluación de la severidad local a tiempo real", que si bien no brinda información cuantitativa permite obtener una interpretación cualitativa de la severidad del evento observado en función del desarrollo del evento en el espacio (cuenca) así como en el tiempo (intensidad).

A tal fin se empleó el Modelo DIT así como el Valor Límite Estimado ó Precipitación Máxima Probable (PMP) (Caamaño Nelli, et al. 2003), pero abordándolo desde un enfoque geoestadístico a diferencia de la técnica de zonalización originalmente propuesta por los autores del Modelo DIT.

La división por magnitud de estructuras bajo riesgo depende de aspectos muy diversos: daños por falla, vulnerabilidad debida a las dimensiones de la obra, e importancia de la amenaza, su recurrencia o una fracción del valor límite. Aunque están relacionados, no hay correspondencia unívoca entre estos aspectos.

En base a estos criterios y considerando que solo la cuenca del río San Antonio cuenta con suficiente longitud de tiempo de registros para la elaboración de modelos de pronóstico de crecida a tiempo real, es que en el contexto del SGA se decidió evaluar la intensidad de lluvia como patrón de severidad local que si bien la recurrencia de un evento pluviométrico no puede asociarse directamente a la recurrencia de una crecida, permite tener una información muy valiosa en cuanto al posible orden de magnitud del resultado de esta. A tal fin mediante el empleo del Modelo DIT, se determinaron cuatro niveles de severidad local sobre cada una de las estaciones que conforman la red de estaciones PAF (Tabla 1) asociados tanto a la recurrencia como a la duración para1 hora, 3 y 6 horas (Figura 4, Figura 5 y Figura 6).

Tabla 1.- Niveles de Severidad Determinados en función de la recurrencia de lluvia para duraciones de 1,3 y 6 horas

Nivel de Severidad (Color)	Recurrencia Asociada [años]	Descripción
Normal (Verde)	< 2	Situación normal de lluvias frecuentes de baja intensidad.
Moderada (Amarillo)	$2 \geq T < 5$	Situación moderada de lluvias que podrían ocasionar crecidas de magnitud con baja probabilidad de afectación de infraestructura ribereña.
Alta (Naranja)	$5 \geq T < 10$	Situación de riesgo alta, lluvias que podrían generar crecidas de magnitud con probabilidad de afectación de infraestructura ribereña y/o urbana
Muy Alta (Rojo)	$T \geq 10$	Situación de riesgo muy alta, lluvias que podrían generar crecidas de magnitud con alta probabilidad de afectación de infraestructura ribereña y/o urbana.

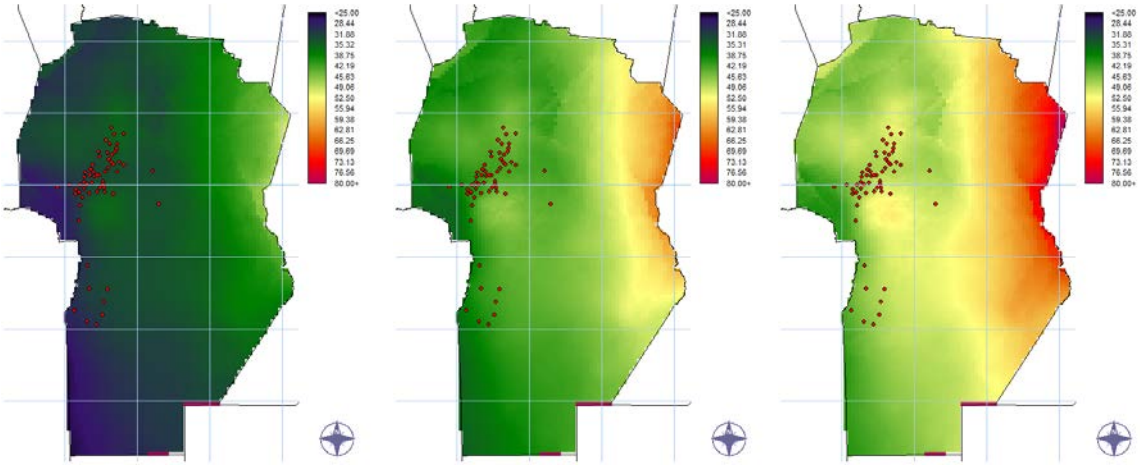


Figura 4.- Precipitación [mm]. d= 1 h T = 2, 5 y 10 años. Puntos rojos indican PAF.

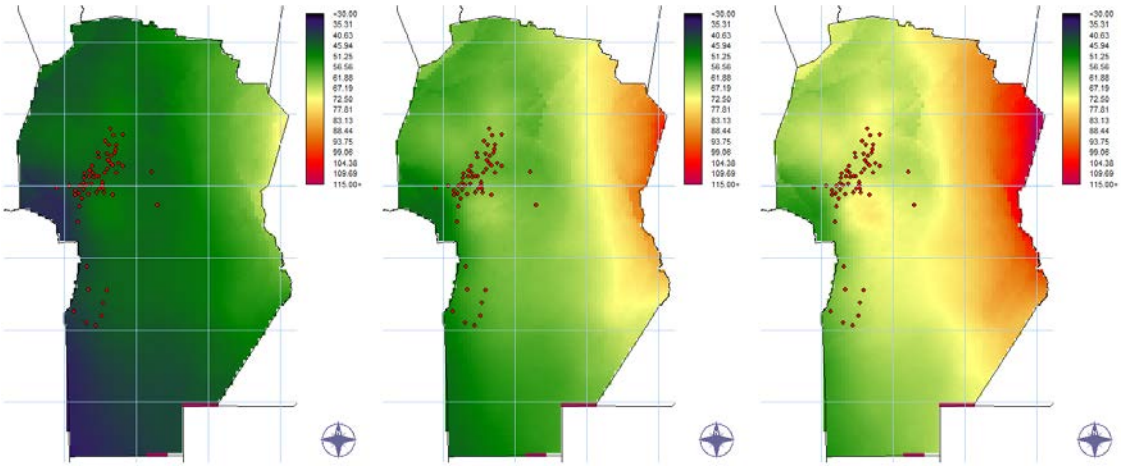


Figura 5.- Precipitación [mm]. d= 3 h T = 2, 5 y 10 años. Puntos rojos indican PAF.

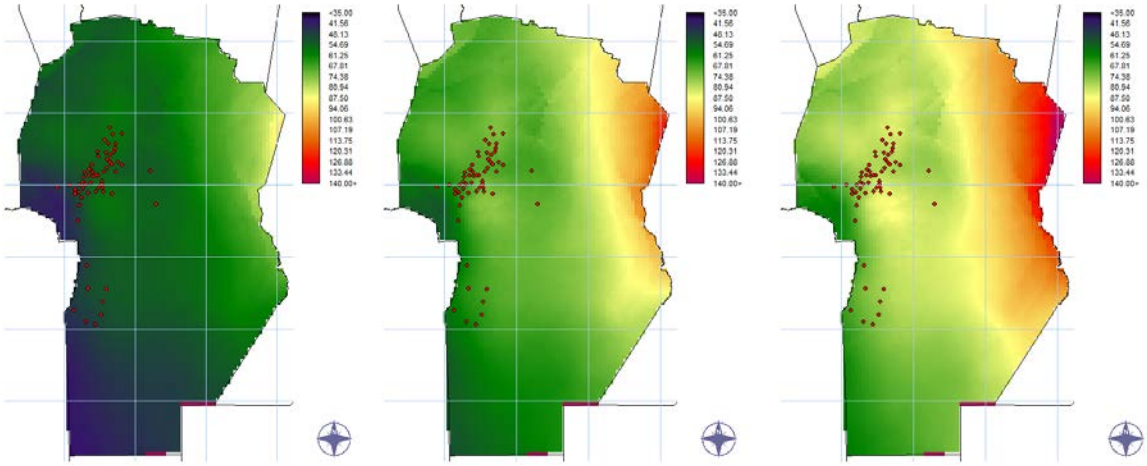


Figura 6.- Precipitación [mm]. d= 6 h T = 2, 5 y 10 años. Puntos rojos indican PAF.

EVALUACIÓN DE SEVERIDAD LOCAL EN BASE A LOS VALORES LÍMITES ESTIMADOS O PMP

Si bien se puede asociar una recurrencia a la PMP (adoptando una función de densidad dada) solo tiene significado académico, pues, por referirse a un evento poco probable, invalida la extrapolación, al resultar varios órdenes de magnitud superiores a la longitud de la muestra.

En la provincia de Córdoba en base al análisis regional presentado los valores límites estimados para la PMP varían de poco más de 250 mm al oeste del territorio provincial hasta los 650 mm al este para duración de un día, estos valores aumentan hasta casi 700 mm en caso de 24 horas, esta duración se adoptó como patrón de contraste sobre las distintas estaciones PAF instaladas principalmente en la región serrana, sobre estas los milimetrajes oscilan entre 320 y 401 mm (Figura 7).

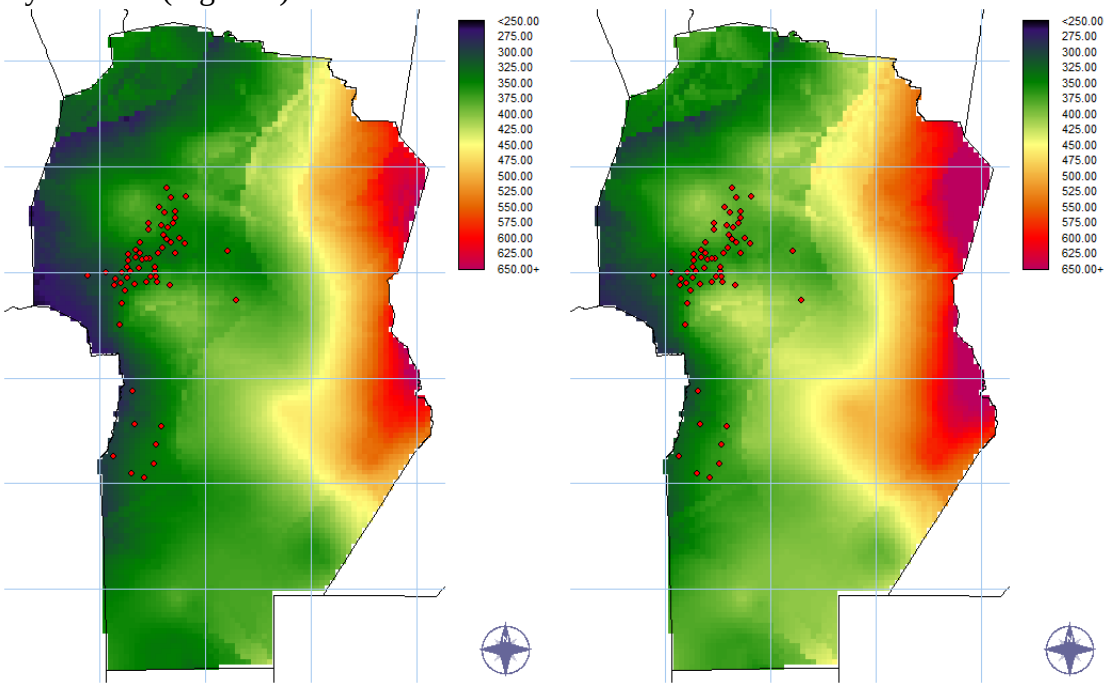


Figura 7.- Grillas de Precipitación Máxima Probable sobre la provincial de Córdoba. 24 horas. Puntos rojos indican estaciones PAF

EJEMPLOS DE APLICACIÓN DURANTE LA TEMPORADA 2016/17

Los criterios antes descriptos pudieron ser aplicados operativamente por primera vez, en el SGA durante la temporada 2016/17, en ella se registraron 10 eventos que permitieron comprobar la valía de la cuantificación propuesta, así como evaluar la respuesta de las distintas cuencas al acontecimiento de eventos de relativa severidad. La Tabla 2, muestra el listado completo de eventos registrados.

Uno de los eventos de mayor significancia detectado se registró el 26-dic-2016, el desarrollo del evento se dio de SO a NE sobre la zona Serrana del Valle de Punilla, ocasionando una de las crecidas de mayor nivel de la temporada en el río Cosquín.

Inicialmente el evento presento su núcleo sobre las estaciones 900 “Puesto Garay” y 1400 “La Hoyada”, en las cuales se registraron en poco menos de 1 hora 58 y 53 mm (Figura 9) respectivamente valores que significaron alcanzar el valor de mm superior a recurrencia 10 años para dicha duración y en 3 horas se alcanzaron los umbrales de 5 y 2 años de recurrencia. Al evolucionar temporalmente los mayores milimetrajes se registraron al NE de los iniciales alcanzándose en 6 horas milimetrajes de 100 mm para la estación 1400 y 76 mm para la estación 900 (Figura 10), por su parte los milimetrajes en la zona de Sierras Chicas alcanzaron los umbrales de 5 años de tiempo de retorno con valores comprendidos entre 65 y 76 mm (Figura 11).

Tabla 1.- Listado de eventos que superaron los umbrales de severidad establecidos temporada 2016/17. SGA

Fecha	Duración [HH:MM]	Precipitación [mm] – Estación
8-dic-16	07:45	61 [mm] Estación 3700 / 110 [mm] Estación 5060
26-dic-16	06:00	100 [mm] Estación 1400 / 76 [mm] Estaciones 900 y 4800 / 75 [mm] Estación 2700 / 70 [mm] Estación 2400 / 65 [mm] Estación 5900 / 58 [mm] Estación 2100
6-ene-17	05:15	83 [mm] Estación 2300 / 58 [mm] Estación 2800 / 58 [mm] Estación 4200
9-ene-17	04:00	64 [mm] Estación 6000 / 63 [mm] Estación 2700
14-ene-17	03:00	68 [mm] Estación 400
15-feb-17	02:15	83 [mm] Estación 2200 / 69 [mm] Estación 2800 / 67 [mm] Estación 2300 / 54 [mm] Estación 600
21-feb-17	01:15	51 [mm] Estación 3000
24-feb-17	01:30	51 [mm] Estación 200
6-mar-17	01:00	51 [mm] Estación 4200
28-mar-17	03:15	77 [mm] Estación 400

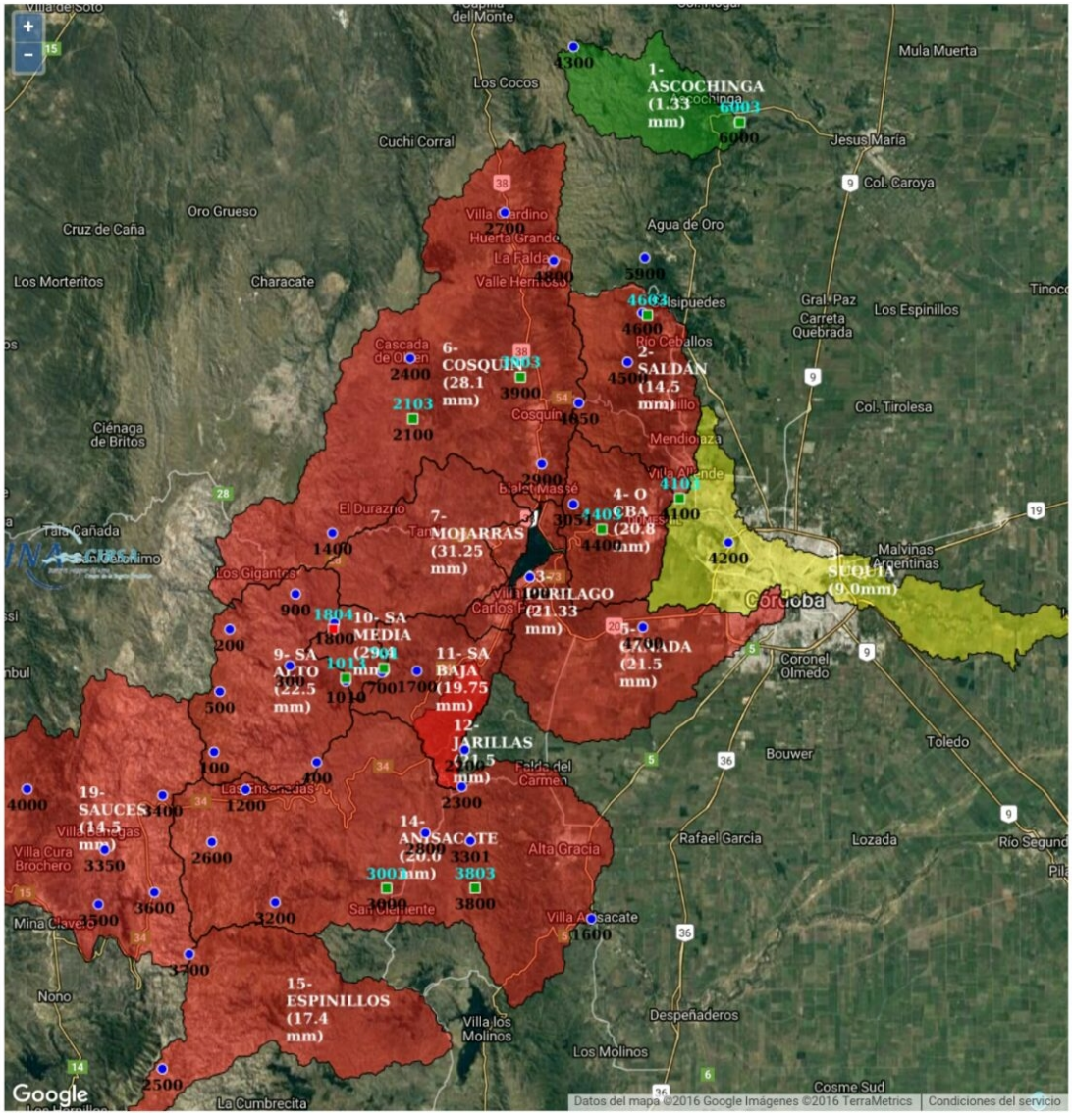


Figura 8.- Situaciones de amenaza establecidas por el INA-SGA, 26 de diciembre de 2016. (Fuente: www.ina.gob.ar)

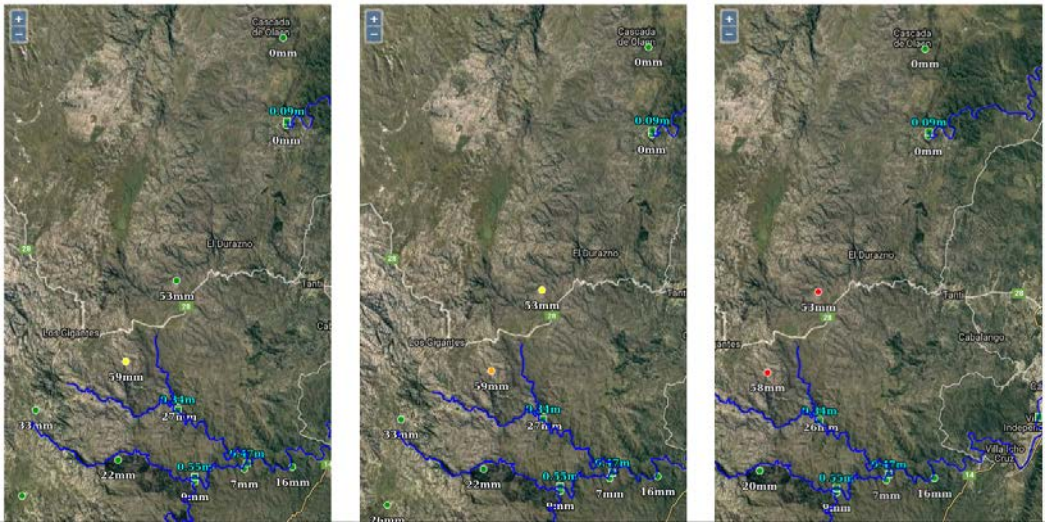


Figura 9.- 25/12/2016 22:00, 6, 3 y 1 hora, registros en 1 hrs Est. 1400 “La Hoyada” 53 mm (Rojo), Est. 900 “Puesto Garay” 58 mm (Rojo).

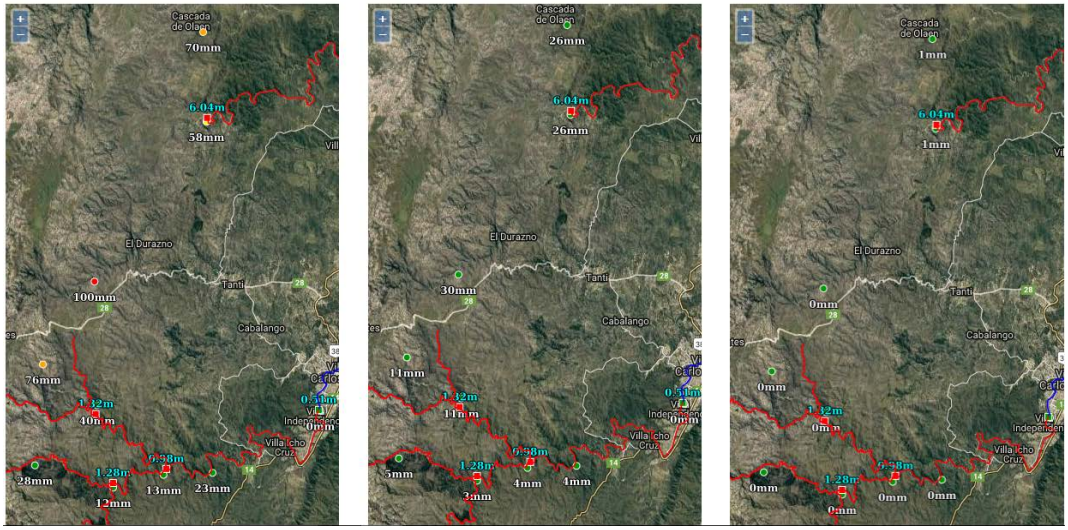


Figura 10.- 26/12/2016 03:00, 6, 3 y 1 hora, registros en 6 hrs Est. 1400 “La Hoyada” 100 mm (Rojo), Est. 900 “Puesto Garay” 76 mm (Naranja), Est. 2400 “Pampa de Olaen” 70 mm (Naranja), Est. 2100 “San Jose de los Ríos” 58 mm (Amarillo)

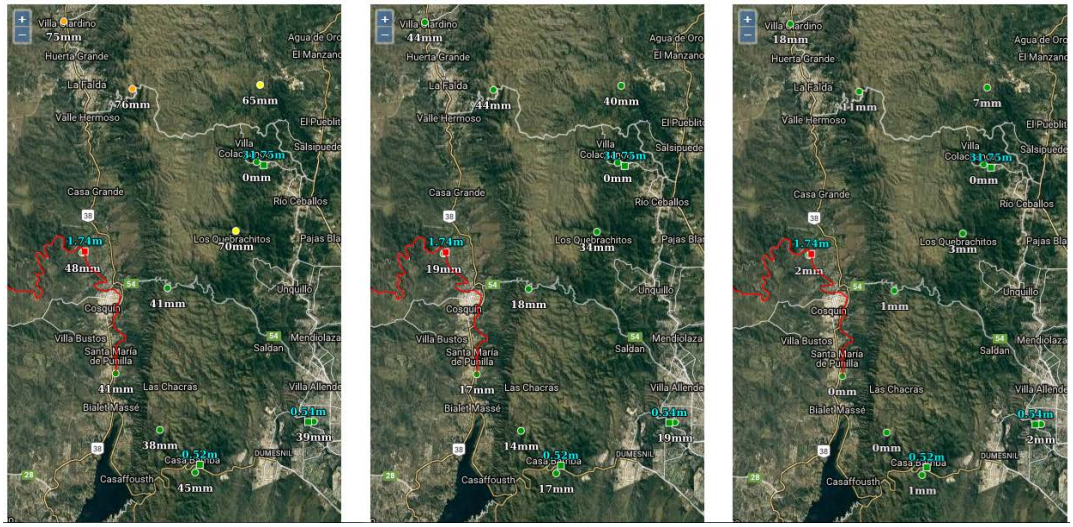


Figura 11.- 26/12/2016 03:00, 6, 3 y 1 hora, registros en 6 hrs Est. 2700 “Villa Giardino” 75 mm (Naranja), Est. 4800 “Cno El Cuadrado” 76 mm (Naranja), Est. 4500 “Capilla Buffo” 70 mm (Amarillo) Est. 5900 “Candonga” 65 mm (Amarillo)

La Figura 12, permite apreciar la discretización del evento en las estaciones involucradas cada 15 minutos alcanzando un total precipitado de 100 mm para la estación 1400, los milimetrajes registrados en la cuenca del río Cosquín repercutieron en la mayor subida de nivel de la temporada con un pico de 6,24 m en la estación de nivel de San José de Los ríos a las 02:30 que se trasladó en 3,93 m a las 4:08 en la estación de nivel Las Junturas.

Por otra, parte según medios periodísticos (La Voz del Interior 26/12/2016), "…el temporal que azotó en la noche del domingo y madrugada del lunes provocó numerosos inconvenientes, daños y evacuaciones de familias en Sierras Chicas.

En Río Ceballos se registraron 20 árboles caídos en la vía pública, cinco personas de barrio Loza auto evacuadas y restricción del servicio de energía eléctrica en más de la mitad de la ciudad. En esta ciudad el caudal de lluvia caída fue de 70 milímetros.

En Salsipuedes, los daños más graves se concentraron en los barrios Cerro del Sol y El Pueblito en donde se relevaron unos 30 árboles caídos, voladuras de techos en dos casas y el del edificio municipal, y hubo 23 personas evacuadas…"

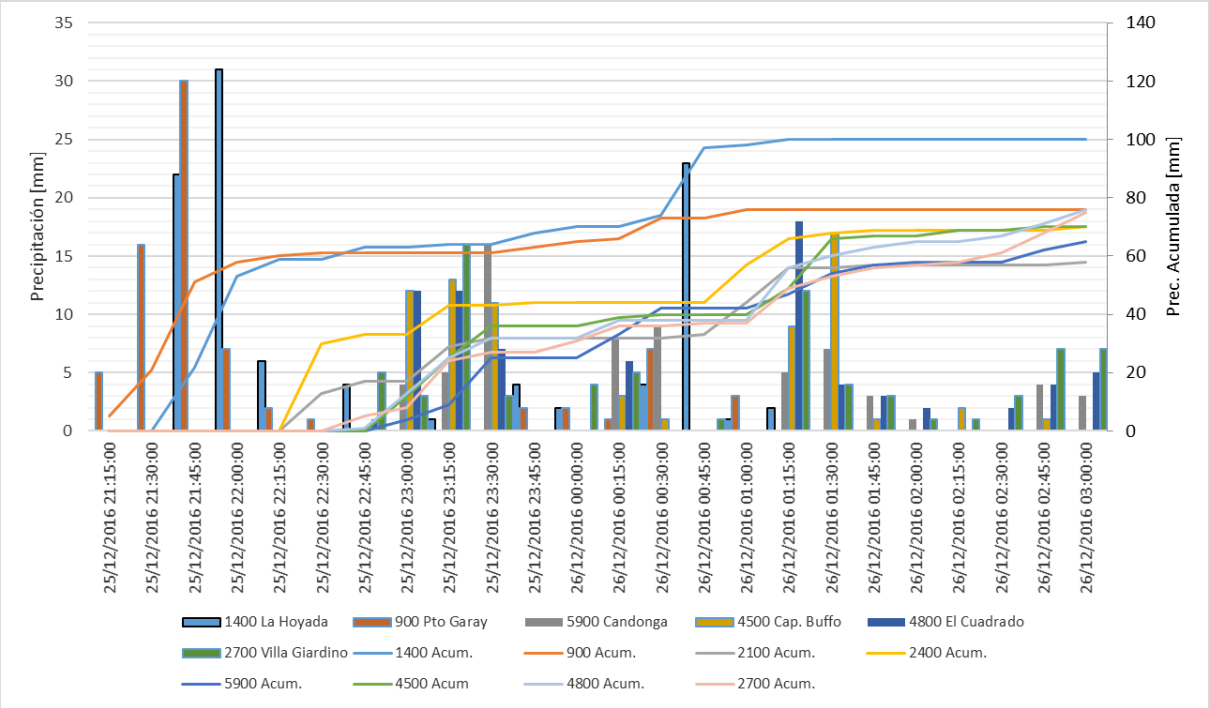


Figura 12.- Precipitación cada 15 minutos estaciones que alcanzaron umbrales de severidad, 25 y 26 de diciembre de 2016.

CONCLUSIONES

El análisis geoestadístico, ha permitido establecer patrones de distribución areal de modelo DIT con desvíos acotados, validando la superficie obtenida a través del análisis cruzado de los ajustes. El empleo de este modelo conceptual, permite no solo la obtención de la relación i-d-T en cualquier punto del espacio analizado, sino también la generación de mapas de lámina con duración y recurrencia asociada, información empleada directamente como medio de la evaluación de la severidad local junto con los valores límite estimados en el Sistema de

Gestión de Amenazas (SGA) del INA-CIRSA información sumamente relevante para los tomadores de decisión ante el acontecimiento de un evento severo.

El SGA permite contar con una herramienta en tiempo real la cual favorece identificar la severidad de un evento sobre una cuenca hidrológica y tomar las medidas del caso, los ejemplos acontecidos durante la temporada 2016/2017 permiten apreciar la influencia de las acciones antrópicas, dado a que eventos de relativamente menor severidad registrados sobre áreas urbanas incrementaron su impacto en forma exponencial, desnudando las falencias de las obras de infraestructura (dos eventos sobre la ciudad de Córdoba y uno sobre Villa Carlos Paz).

Por su parte, está herramienta de evaluación de severidad local, permitió durante la temporada 2016/2017 registrar al menos 10 eventos que superaron los umbrales preestablecidos de función de la duración (1, 3 y 6 horas) así como de la recurrencia local de (2, 5 y 10 años), en ninguno de los casos observados los milimetrajes superaron el 25% del Valor Límite Estimado para el lugar de registro.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Caamaño Nelli, G. & García, C., 1999. *Relación Intensidad-Duración-Recurrencia de Lluvias Máximas: ENfoque a través del Factor de Frecuencia. Caso Lognormal*.. Ingeniería Hidráulica de México, XIV(3), pp. 37-44.

Caamaño Nelli, G. y Dasso, C., Coordinadores 2003. *Lluvias de Diseño: Conceptos, Técnicas y Experiencias.* Primera ed. Córdoba (Córdoba): Universitas**.**

Colladon, L. & Veléz, E., 2011. *Sistema de Monitoreo Automático de Ríos en las Sierras de Córdoba.* Santiago del Estero, Universitas.

Hershfield, D., 1965. *Method for estimating probable maximum precipitation.* Journal American Water Works Association, 57(8), pp. 965-972.

IMPORTANTES AVANCES EN LOS PRONÓSTICOS DE DERRAMES EN RÍOS CUYANOS Y EN LA MEDICIÓN DEL MANTO NÍVEO

Hugo Gerardo Cinca

Evaluación de Recursos Sociedad Anónima
Paraná 760. Ciudad. Mendoza. Argentina. Teléfono: 54 261 4230005
E-mail: hcinca@evarsa.com.ar - Web: http://www.evarsa.com.ar/

RESUMEN

El presente trabajo trata sobre los avances que se han logrado en la corrección de pronósticos de derrames estacionales y anuales, en ríos de régimen termo nival como son los ríos cuyanos, y en el conocimiento de la medición del equivalente de agua en nieve (EAN); conclusiones a las que se ha arribado luego de muchos años de práctica e investigación.
La primer parte versa sobre la corrección de los pronósticos de caudales en el período octubre - septiembre.
Dichas correcciones se deben a causas meteorológicas que al momento de la emisión de las previsiones son imposibles de conocer; las mismas se aplican en dos períodos determinados, el primero: enero a marzo de acuerdo al comportamiento de la isoterma de cero grado, y el segundo período de mayo a septiembre en función de las precipitaciones ocurridas en la cuenca intermedia; ambos ajustes redundan en un mejor manejo del recurso hídrico (consumo humano, riego, embalses, etc.) Se utiliza la inteligencia artificial en la confección de los modelos de pronósticos: Redes Neuronales optimizadas con Algoritmos Genéticos (RNAG). Las variables o predictores que alimentan dichos modelos son: el equivalente de agua en nieve (E.A.N.) de las estaciones nivométricas ubicadas en la parte alta de la cuenca, la inercia hídrica, el stock de agua subterránea, la temperatura y precipitación de estaciones meteorológicas regionales, y las temperaturas de la superficie del mar y el índice de oscilación del sur del fenómeno ENSO.

La segunda parte trata sobre la realización de cateos de medición de nieve para testear los valores que arroja un aparato registrador (snow pilow) colocado en una estación determinada, demostramos que dichos cateos no tienen sentido a no ser que la medición se realice exactamente sobre el colchón de nieve; esto se debe a la heterogeneidad del manto níveo.

ABSTRACT

The present work deals with the advances that have been made in the correction of forecasts of seasonal and annual spills, in thermo-nival rivers such as rivers in the Cuyo area, and in the knowledge of the measurement of water equivalent in snow (EAN) ; conclusions that have been reached after many years of practice and research.
The first part deals with the correction of the flow forecasts during the period from October to September.
These corrections are due to meteorological causes that at the time of the emission of the forecasts are impossible to know. They are applied in two determined periods, the first one: January to March according to the behavior of the zero degree isotherm, and the second period from May to September according to the precipitation occurred in the middle basin; both adjustments result in better management of the water resource (human consumption, irrigation, reservoirs, etc.). Artificial intelligence is used in the preparation of forecast models: Optimized Neural Networks with Genetic Algorithms (NN/AG). The variables or predictors that feed these models are the snow water equivalent at operational snow stations located in the upper part of the basin, water inertia, groundwater stock, temperature and precipitation of regional meteorological stations, sea surface temperatures and the southern oscillation index of the ENSO phenomenon.

The second part deals with the carrying out of snow measurement tests to know the values of a snow pilow placed at a certain station, we show that such searches do not make sense unless the measurement is carried out exactly on the snow pilow; this is due to the heterogeneity of the snow cover.

CORRECCIÓN DEL PRONÓSTICO DE CAUDALES

La primer parte del trabajo trata sobre la importancia en la corrección de los pronósticos de caudales en el período octubre – septiembre, que redundan en un mejor manejo del recurso hídrico (consumo humano, riego, embalses, etc.)
Debido a as características particulares que poseen nuestros ríos cuyanos de ser termo – nivales, se deben realizar correcciones por causas meteorológicas que al momento de la emisión de los pronósticos eran imposibles de conocer; las mismas se aplican en dos períodos, el primero: enero a marzo de acuerdo al comportamiento de la isoterma de cero grado, y el segundo mayo a septiembre en función de las precipitaciones ocurridas en la cuenca intermedia, por el ingreso de frentes del Pacífico que depositan nieve en la cuenca superior.

Primer Período: Enero - Marzo
Cabe destacar que el volumen estacional octubre – marzo, representa el 70% del derrame anual; de ahí la importancia de realizar el seguimiento y correcciones que permitan ajustar los caudales pronosticados a los reales.
Los ríos cuyanos como dijimos son de neto régimen termo – nival, por lo tanto el conocimiento de las temperaturas en las altas cuencas, es de vital importancia para el análisis de los derrames, dichas temperaturas se evalúan por la ubicación sobre el nivel del mar de la isoterma de 0º.
Se presenta una aplicación sobre el río Atuel en La Angostura (Provincia de Mendoza) para el período mayo 2001 – abril 2002; dicha estación se ubica a pocos kilómetros de la cola del embalse El Nihuil (Figura 1)

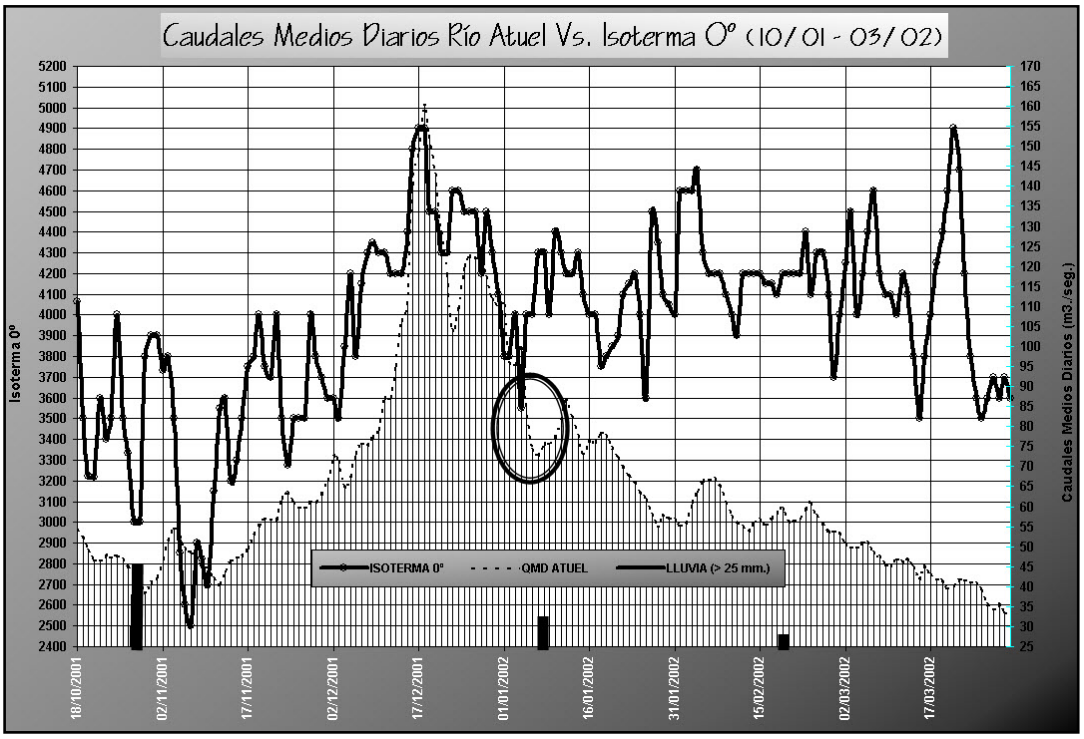


Figura1.- Caudales Medios Diarios Vs. Isoterma 0ºC

En la figura anterior se ha representado:

⇒ Línea Negra: Isoterma 0º (Ordenada Primer Eje)
⇒ Área gris: Hidrograma Río Atuel en La Angostura (Ordenada Segundo Eje)
⇒ Barras Verticales: Precipitación mayor a 25 mm.
⇒ Absisas: Fecha en días (01/10/2001 al 31/03/2001)

De la gráfica se desprende que a partir de mediados de noviembre el aumento en la ubicación de la isoterma es acompañado por la evolución ascendente de los caudales, fenómeno que ocurre hasta el día 17 de diciembre de 2001; durante la semana siguiente se produce una caída en las temperaturas que trae aparejado una disminución de los derrames, este fenómeno se repite con mayor intensidad a principio de enero. El círculo rojo destaca la caída abrupta de la isoterma 0º (4000 msnm. a 3550 msnm.), ocurrida el 2 de enero de 2002, la cual se vio reflejada en la disminución de los caudales (100 m3/seg. a 72 m3/seg.) el día 3 de enero; aunque a partir de esa fecha la isoterma se ubicó alrededor de los 4000 msnm. lo cual representa un área importante de exposición a temperaturas sobre 0º, no se produjo un aumento en los derrames, que comenzaron a transitar por la fase de agotamiento del hidrograma.
Se han graficado además las lluvias mas relevantes (mayores a 25 mm), ocurridas desde octubre a marzo, con el objeto de mostrar que **los aumentos de caudales son producidos exclusivamente por el incremento de la temperatura en las cuencas superiores y no por precipitaciones.**
Lógicamente este tipo de eventos es de fundamental importancia ya que nos permite corregir las previsiones para los meses siguientes.
En la Figura 2 se presenta el pronósticos octubre 2001 – marzo 2002 (línea negra) con su entorno (líneas de trazos), la línea blanca corresponde a los caudales medios mensuales reales y la línea blanca y negra punteada a los corregidos.

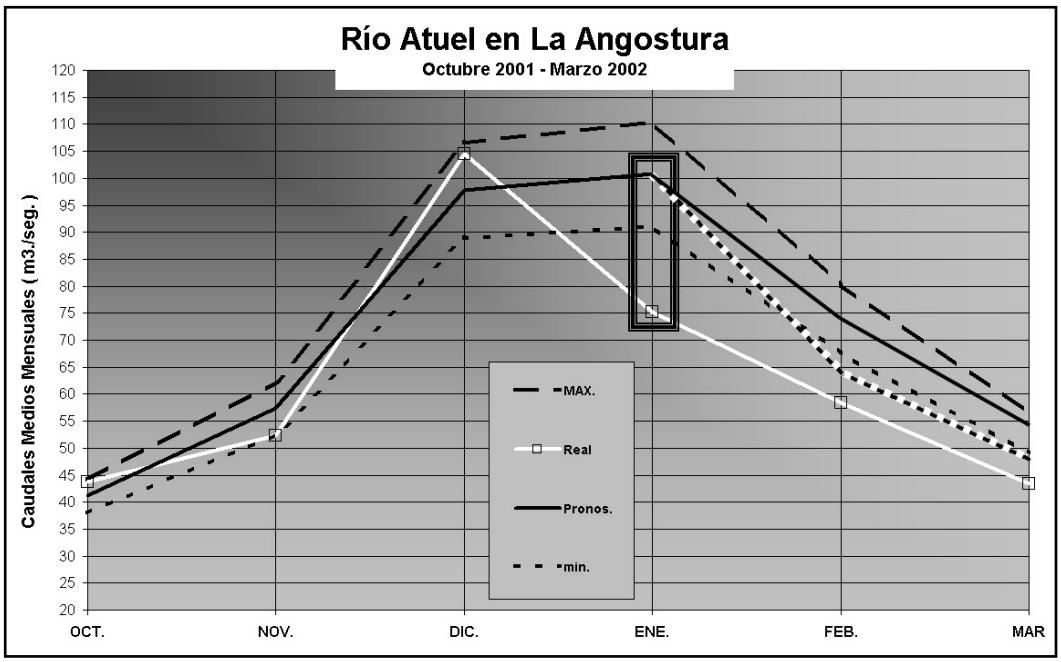


Figura 2.- Pronóstico de Escurrimiento (10/2001 – 03/2002)

De la figura anterior se desprende que los valores pronosticados respecto a los reales, para los meses de octubre, noviembre y diciembre de 2001, estuvieron dentro de los límites calculados; pero en el mes de enero, por el fenómeno indicado anteriormente (Figura 1), se produjo una diferencia entre el caudal pronosticado y el real; por lo tanto para los meses de febrero y marzo se corrigió el pronostico (línea blanca y negra punteada) ya que los caudales a esperar serian inferiores a los originalmente pronosticados puesto que la mencionada caída en los derrames es irreversible, aunque la isoterma de 0º se ubique por encima de los 4000 msnm.

Segundo Período: Mayo - Septiembre

Sabemos que no existe periodicidad en la ocurrencia de eventos níveos, en otras palabras no podemos decir que cada cierta cantidad de años nieva; esto se demuestra en la figura siguiente donde se ha determinado la función de auto correlación parcial del equivalente de agua en nieve de la estación nivométrica Valle Hermoso.

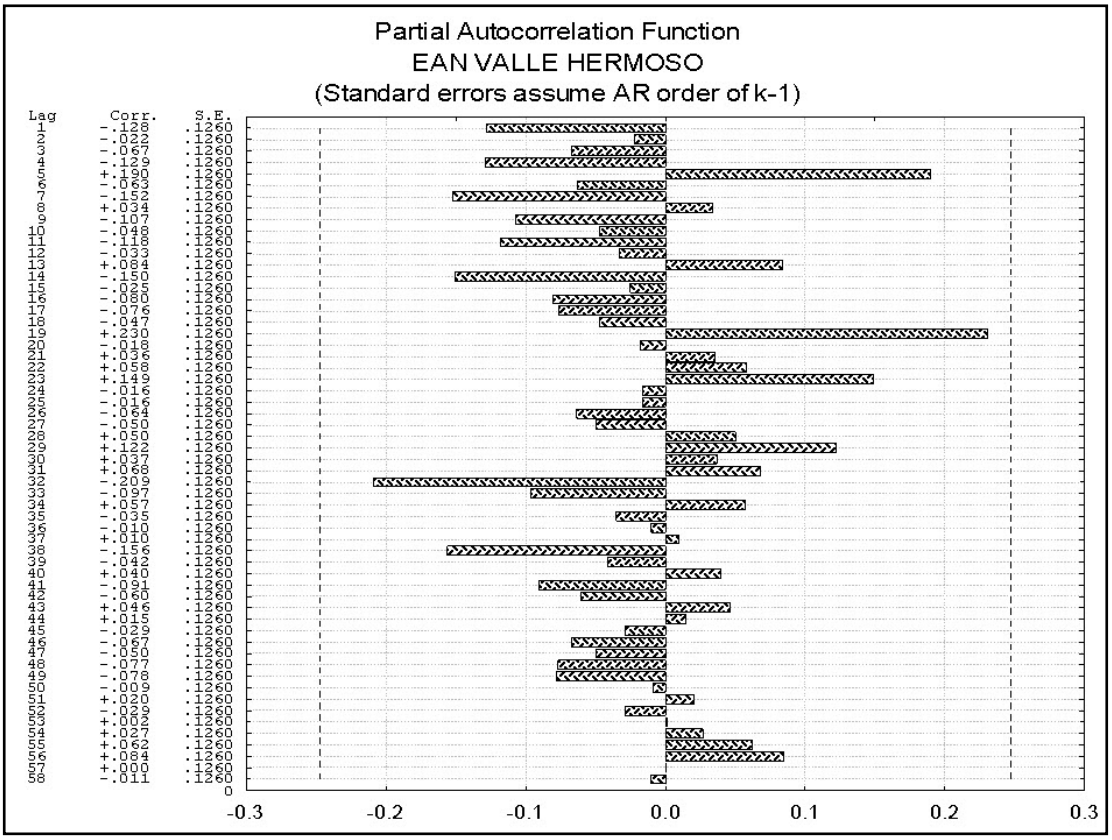


Figura 3.- Función de Auto Correlación Parcial del EAN de Valle Hermoso.

Cuando se producen nevadas en la cuenca superior, debido al ingreso de frentes húmedos del Pacífico, en las cuencas intermedias por razones meteorológicas, la nieve se transforma en lluvia y no solo produce importantes picos sino que también cambia la inercia hídrica que traía el hidrograma.

En la Figura 4 se ha representado el hidrograma del río Atuel en La Angostura para el período octubre 2007 – septiembre 2008 y las curvas para distintas probabilidades de excedencia.

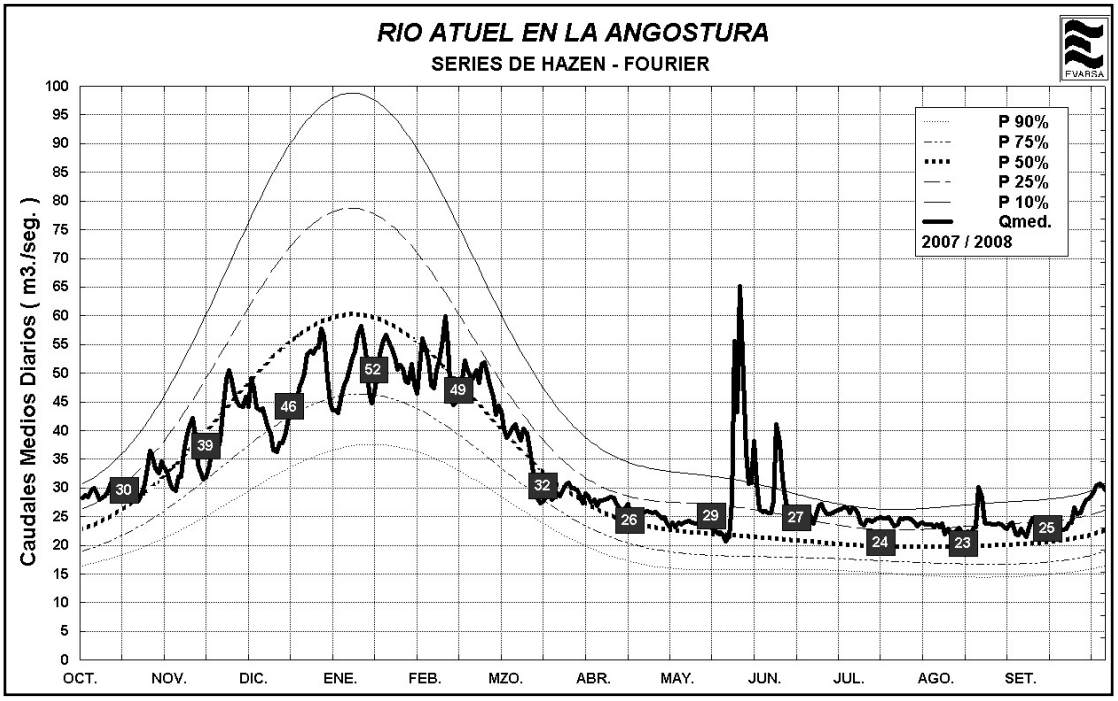


Figura 4.- Hidrograma del Río Atuel en La Angostura. Curvas para Distintas Probabilidades de Excedencia

En esta figura podemos ver el fenómeno indicado anteriormente: a mediados de mayo 2008 con el ingreso de los primeros frentes húmedos y fríos relevantes del oeste se produjeron avenidas importantes que llevaron los caudales medios diarios de 20 m3/seg. a 65 m3/seg. y además el hidrograma que venia transitando por la curva media paso a transitar por la de 25% de probabilidad de excedencia, lo que implica un importante aumento en la inercia hídrica y consecuentemente un aumento en los caudales pronosticados oportunamente para los meses de junio, julio, agosto y septiembre.

Concluimos entonces, que cuando se producen los fenómenos señalados tanto en el primero como en el segundo período, estamos en condiciones de corregir los meses siguientes y de esta manera tener un manejo más real del recurso hídrico.

MODELACIÓN CON INTELIGENCIA ARTIFICIAL

Las técnicas utilizadas para la confección de dichos modelos son Redes Neuronales Artificiales optimizadas con Algoritmos Genéticos.

Las variables o predictores principales que utilizamos son el equivalente de agua en nieve (E.A.N.) de las estaciones nivométricas ubicadas en la parte alta de la cuenca, la inercia hídrica, el stock de agua subterránea, la temperatura y precipitación de estaciones meteorológicas regionales y las variables del fenómeno ENSO.

La inteligencia artificial estudia el diseño de modelos computaciones inteligentes estos consisten en un conjunto de objetivos computacionales bien definidos, una descripción de la información en términos de entradas – salidas y los algoritmos para transformar las entradas en las salidas deseadas.

Dentro de estos sistemas inteligentes se encuentran los de predicción; ellos son:

- ✓ Sistemas de razonamiento distribuido (Redes Neuronales Artificiales)
- ✓ Modelos de optimización (Algoritmos Genéticos)

El aprendizaje de un sistema de inteligencia artificial es un proceso que implica cambios en el

sistema que le permiten adaptarse llevando a cabo la misma tarea a partir de las mismas condiciones de un modo más eficiente cada vez.
Las redes neuronales artificiales (RsNA) son sistemas de razonamiento distribuido de tipo conexionistas que tratan de emular el comportamiento de la mente humana a nivel neuronal. La optimización de RsNA para pronósticos, son realizadas por Algoritmos Genéticos (AG) que permiten buscar la mejor combinación de datos de entrada, el mas adecuado horizonte de pronóstico, la óptima o casi óptima red de interconexión de patrones y pesos entre neuronas y los parámetros de control basados en los datos de entrenamiento usados y criterios prefijados.
En la Figura 5 vemos la arquitectura de la red original y la red óptima obtenida para el cálculo de derrames del Río Atuel.

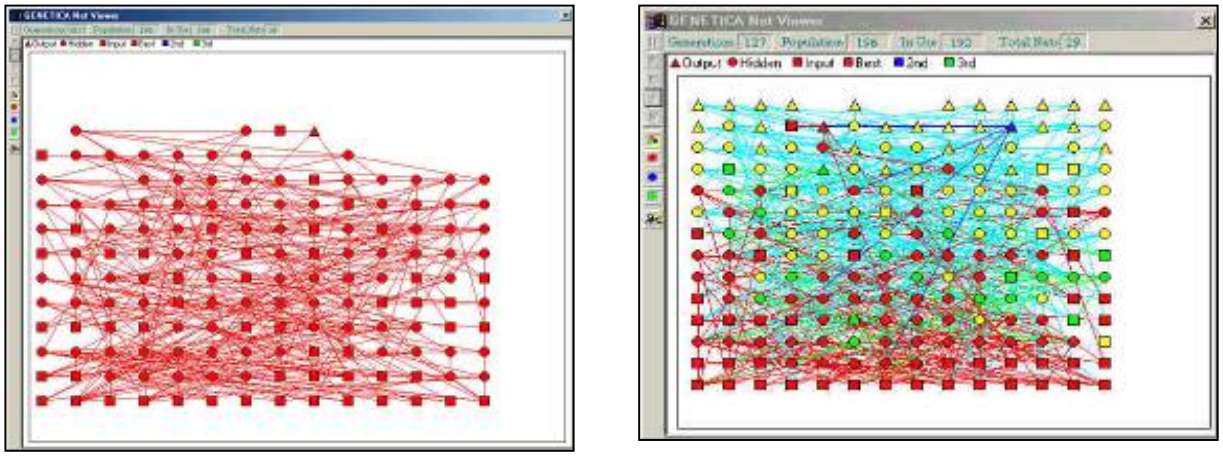


Figura 5.- Red Original - Red Óptima

Dicha RNA presenta la siguiente arquitectura:

- Múltiples Capas: capa de entrada, capas ocultas y capa de salida.
- MISO: múltiples entradas (predictores) y única salida (predictado)
- Totalmente Conectada: todos los elementos de una capa se conectan con los elementos de la capa siguiente.
- Transmisión de la información unidireccional jerarquizada (Feed Forward)
- Método de Aprendizaje Supervisado: se debe alcanzar un patrón objetivo de manera de minimizar el error cuadrático medio.
- Algoritmo de Retro Propagación: aprendizaje por la Regla Delta Generalizada.
- Actualización de Pesos Bach: con todas las duplas de entrenamiento.

El modelo de neurona y la arquitectura de una red neuronal describen como la red transforma sus entradas en salidas, donde los pesos sinápticos de las conexiones son los que codifican el conocimiento de la red.

Los AG son algoritmos de búsqueda; aquellos que dado el espacio de todas las posibles soluciones (espacio de hipótesis) a un problema y partiendo de una solución inicial, son capaces de encontrar la mejor solución o la única; es decir encontrar la función que maximiza la función objetivo. Los algoritmos genéticos optimizan la topología de la red en cuanto a cantidad de capas y nodos ocultos y patrones de interconexión.

MEDICIÓN DEL EQUIVALENTE DE AGUA EN NIEVE (EAN)

La segunda del trabajo versa sobre los avances que se han logrado en el conocimiento de la medición del equivalente de agua en nieve (EAN) en canchas de cateos.
De la compulsa de cateos históricos realizados en distintas estaciones nivométricas se pudo apreciar que los valores obtenidos en puntos cercanos a los colchones de nieve eran muy dispares entre sí, esto se debe a la heterogeneidad del manto níveo la cual además es variable de un año a otro dependiendo del tipo de precipitación sólida ocurrida (nieve aireada, húmeda, compacta, etc.)

CATEOS DE NIEVE

PROVINCIA : MENDOZA LUGAR : LAG. DIAMANTE FECHA : 14/09/2008

OPERADOR : Tec. H. PERALTA AREA CAT. : 10.81 ACJINOX. (cm2.) NIEVE :

ITINERARIO	CATEO	PROFUNDIDAD NIEVE cm.	LONGITUD NUCLEO cm.	PESO TUBO VACIO (gr.)	PESO TUBO LLENO (gr.)	PESO NIEVE (gr.)	CONTENIDO DE AGUA (mm.)	DENSIDAD (gr./cm3.)
	1	170	125	296	711	415	384	0.23
	2	170	111	296	703	407	377	0.22
	3	172	132	296	854	558	516	0.30
	4	169	112	296	794	498	461	0.27
	5	170	143	296	930	634	586	0.34
	6	168.5	122.5	296	816	520	481	0.29
	7	165	125	296	880	584	540	0.33
	8	177	111	296	879	583	539	0.30
	9	157	132	296	847	551	510	0.32
SUMA		1518.5	1113.5				4394	2.61
MEDIA		168.72	123.72				488	0.29

PROFUNDIDAD MEDIA NIEVE : 169 cm. CONTENIDO DE AGUA : 488 mm.
LONG. MEDIA DEL NUCLEO : 124 cm. DENSIDAD : 0.29 gr./cm3.

Figura 6.- Planilla de Cateos de Nieve

Por ejemplo en los cateos realizados en Laguna Diamante el 14 de septiembre de 2008 (figura 6 - 7), vemos que el EAN (máx.) registrado (cateo Nº 5) fue de 586 mm y el EAN (min.) correspondiente al cateo Nº 2 fue de 377 mm, lo que implica una diferencia de 210 mm que en porcentaje respecto al contenido de agua promedio es el 43 %; o sea una desviación importante.
Como se puede apreciar el contenido de agua medio fue de 488 mm, sensiblemente menor que el registrado en el snow pilow que fue de 586 mm, valor similar al EAN (máx.) registrado en el cateo Nº 5; en otras palabras la media de las mediciones realizadas en torno al registrador no sirve para testear al mismo. Es por ello que si se tienen dos estaciones en una misma cancha de nieve, los valores indicados en cada una de ellas seguramente serán distintos y lo más importante es que cada uno tendrá su historia y no se podrán, a los fines estadísticos, usar indistintamente. Como vemos en este ejemplo, si sobre cada punto de cateo: Nº 2 y Nº 5,

colocáramos un colchón de nieve en cada uno, obtendríamos registros continuos totalmente distintos aunque se encuentren cercanos uno del otro.
En la Figura 7 se han representado los cateos de la planilla anterior, realizados en la estación nivométrica Laguna Diamante, ordenados de mayor a menor.

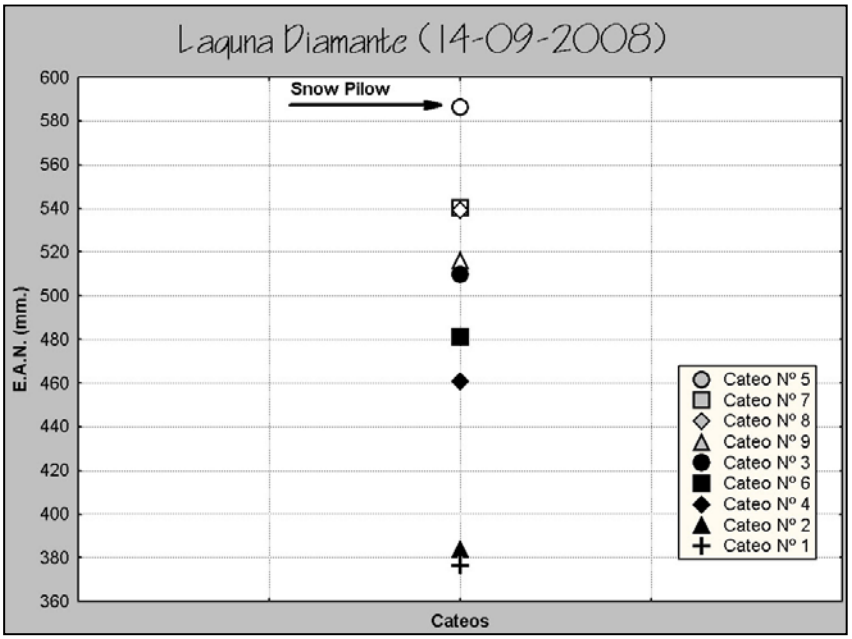


Figura 7.- Cateos realizados en Laguna Diamante (14-09-2008)

A continuación en las Figuras 8 a 12, se presentan otros cateos en distintas estaciones como ejemplo, donde se indica el valor registrado en el colchón de nieve en ese momento:

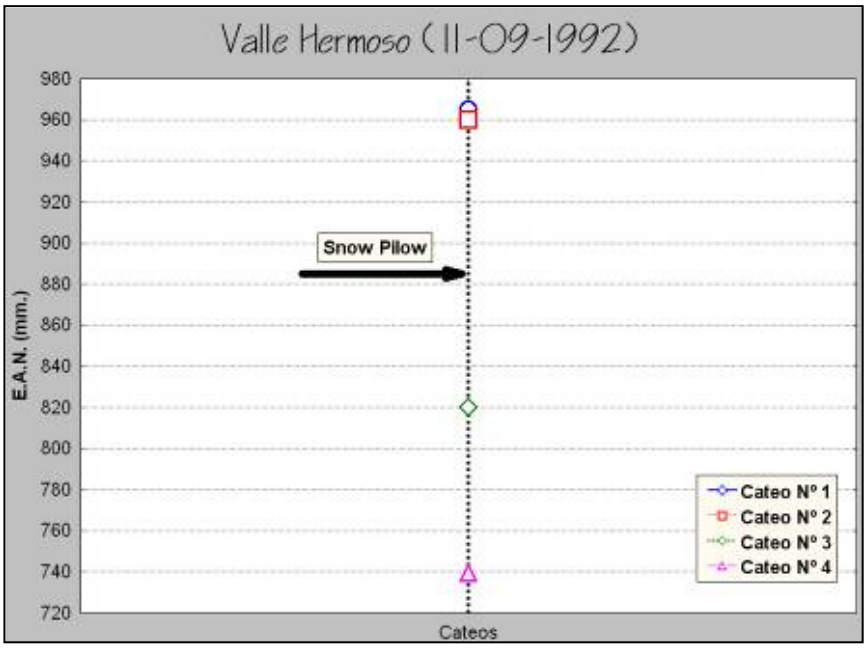


Figura 8.- Valle Hermoso (11-09-1992). Diferencia entre EAN $_{(máx.)}$ - EAN $_{(min.)}$: 224 mm

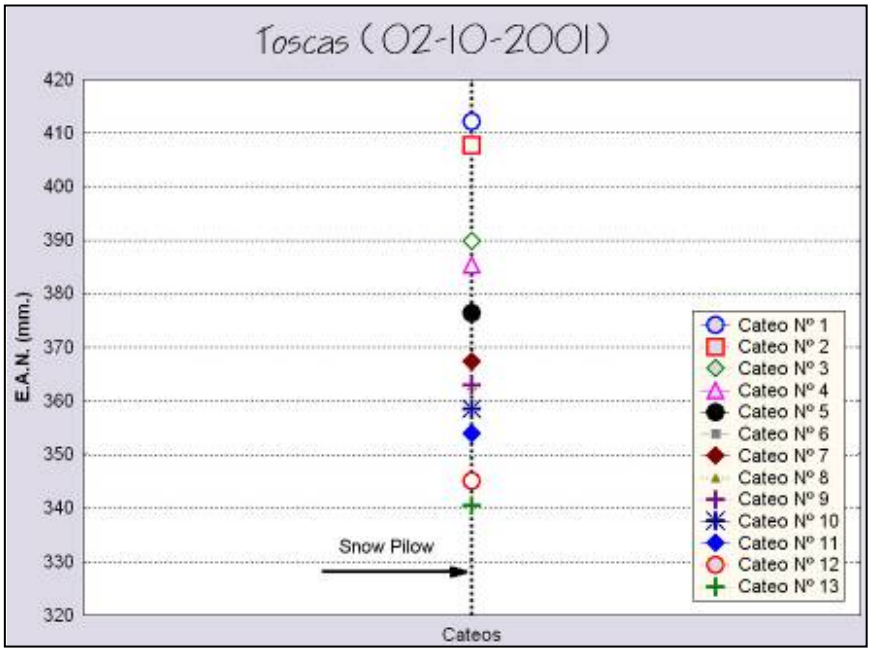


Figura 9.- Toscas (02-10-2001). Diferencia entre EAN $_{(máx.)}$ - EAN $_{(min.)}$: 72 mm

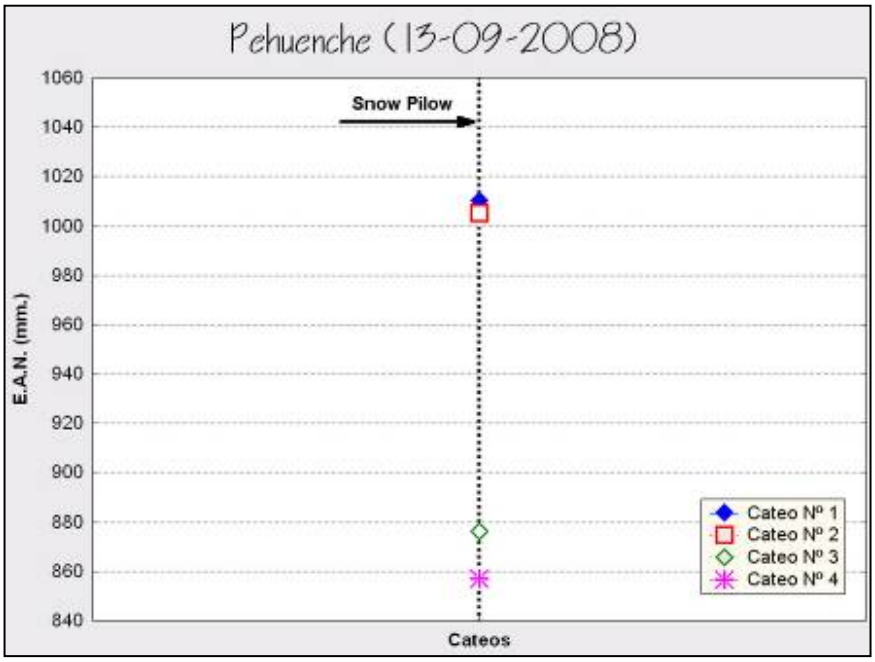


Figura 10.- Pehuenche (13-09-2008). Diferencia entre EAN $_{(máx.)}$ - EAN $_{(min.)}$: 152 mm

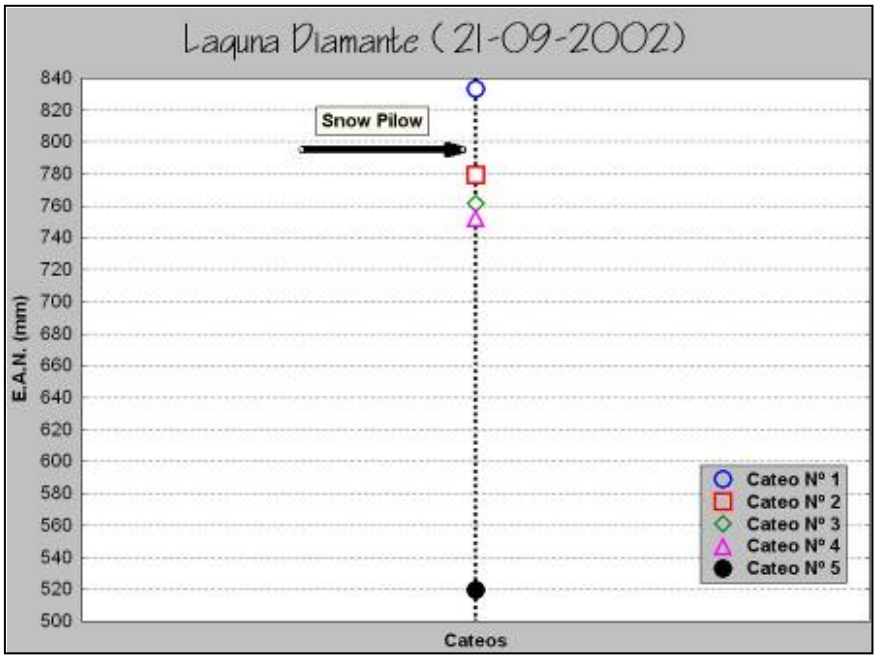


Figura 11.- Laguna Diamante (21-09-2002). Diferencia entre EAN $_{(máx.)}$ - EAN $_{(min.)}$: 313 mm

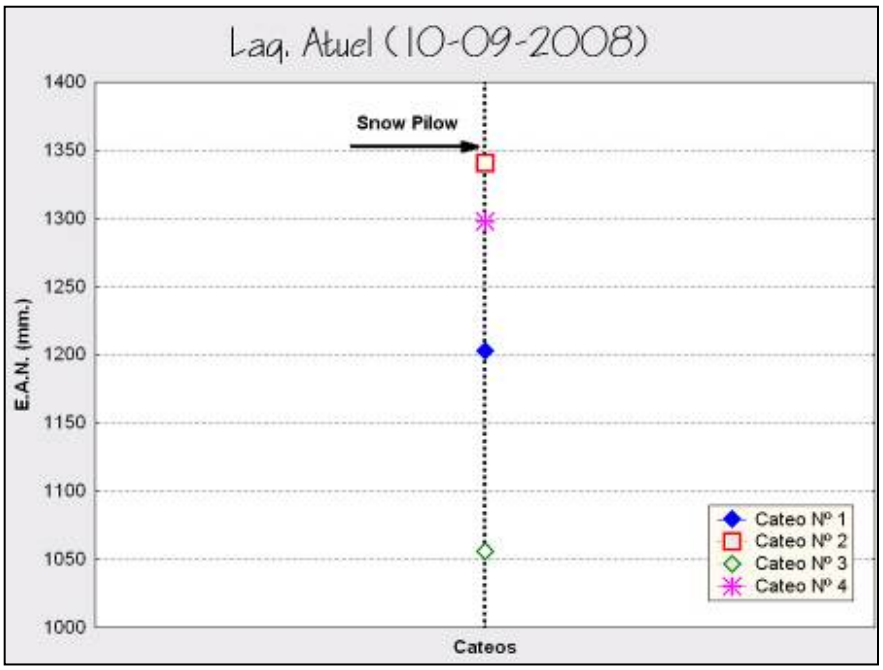


Figura 12.- Laguna Atuel (10-09-2008). Diferencia entre EAN $_{(máx.)}$ - EAN $_{(min.)}$: 284 mm

En conclusión, los cateos de medición de nieve para verificar los valores que arroja un aparato registrador (snow pilow) colocado en una estación determinada tendrán sentido solo si la medición se realice exactamente sobre el colchón de nieve.
Además y lo mas importante para la Modelación Estadística, es que hay que trabajar siempre con la información de un determinado punto de control, sea el snow pilow o un punto bien

definido de cateo; ya que la historia de ambos no es la misma puesto que pertenecen a dos familias distintas.

CONCLUSIONES

Resumiendo, los avances mencionados en cuanto a la corrección de los pronósticos de derrames y a la medición de la nieve permite la distribución óptima de caudales, lo cual redunda en un excelente manejo del recurso hídrico.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Camino Rodríguez, V.; Quevedo Pérez, J. R. (1999) "Algoritmos Genéticos". Universidad de Oviedo. España.

Freeman, J.,; Shapura, D. (1993) "Redes Neuronales, Algoritmos Genéticos, Aplicaciones y Técnicas Programación". Addisón-Wesley Iberoamericana.

VULNERABILIDAD DE LA POBLACIÓN A PRECIPITACIONES QUE EXCEDEN LA CAPACIDAD DEL SISTEMA DE DESAGÜES PLUVIALES

Marcos Cipponeri [1], Jessica A. Biagioni [1], Guillermo Larrivey [1], Enrique Angheben [2], María M. Trovatto [3], Mónica L. Salvioli [1], Gabriela H. Calvo [1].

[1] UIDET Gestión Ambiental. Dpto. Hidráulica, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de La Plata (UNLP), Buenos Aires, Argentina
[2] UIDET Hidrología. Dpto. Hidráulica, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de La Plata (UNLP), Buenos Aires, Argentina
[3] Cátedra de Hidrogeología. Facultad de Ciencias Naturales y Museo. Universidad Nacional de La Plata (UNLP), Buenos Aires, Argentina

Calle 47 Nº 200, (1900) La Plata. Tel: 54 221 4272963. Fax: 54 2214236684 Int 152.
E-mail: mcipponeri@ing.unlp.edu.ar - Web: http://labs.ing.unlp.edu.ar/gestion_ambiental/

RESUMEN

La vulnerabilidad de la población a precipitaciones que exceden la capacidad del sistema de desagües pluviales (SDP), es objeto de estudio por parte de este equipo de trabajo desde la inundación acontecida en la ciudad de La Plata en abril de 2013.

En este trabajo se revisan las publicaciones anteriores y se incorpora una variable significativa que no ha sido considerada hasta el momento por falta de información: la cantidad de plantas o niveles por vivienda. Viviendas con más de una planta, permiten el acceso a un lugar seguro cuando la altura del agua alcanza niveles importantes ante una inundación.

En el presente trabajo se presentan los resultados de la aplicación del Índice de Vulnerabilidad de la Población a Precipitaciones Excedentes (InVuPPE), dependiente de variables geomorfológicas, de la población y de las características de las viviendas (calidad y altura). El procesamiento de la información se realiza a través de un Sistema de Información Geográfico y los resultados se muestran en una escala cualitativa de cinco grados distintos de vulnerabilidad: Muy Alta, Alta, Media, Baja y Muy Baja.

ABSTRACT

The vulnerability of the population to precipitations that exceed the capacity of the Storm Water Drainage System (SWDS) is the subject of study by the work team since the flood occurred in the city of La Plata in April 2013.

This paper reviews previous publications and incorporates a significant variable that has not been considered so far due to lack of information: the number of plants or levels per house. Houses with more than one level allows access to a safe place when the water level reaches significant values, during a urban flooding.

This paper presents the results of application of the Population Vulnerability Index to Excessive Precipitation (InVuPPE), dependent of geomorphic variables, population and characteristics of dwellings (quality and height). The information processing is done though a Geographical Information System and the results are shown on a qualitative scale of five different degrees of vulnerability: Very High, High, Medium, Low and Very Low.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo es una actualización de publicaciones anteriores e incorpora una nueva variable al análisis de la vulnerabilidad de la población frente a precipitaciones excedentes, la altura de las viviendas. El Índice de vulnerabilidad asociado a precipitaciones excedentes (InVuPPE) se obtiene a través de la combinación de las variables geomorfología, densidad de población, calidad de materiales y altura de las viviendas, determinando el grado de vulnerabilidad de la población frente a dichas precipitaciones.

El área de estudio comprende la cuenca alta y media del Arroyo del Gato, tributario del río de La Plata, ubicada en el Partido de La Plata, provincia de Buenos Aires. Abarca una superficie de 12.412 ha, con una longitud del curso principal de 25 km en dirección N-S, y con

tributarios bien desarrollados como el Arroyo Pérez que recibe a su vez, por margen derecha, al Arroyo Regimiento.

En su trayecto hacia el río de La Plata, ya en el Partido de Ensenada, es canalizado hasta el río Santiago, y luego, por un pequeño tramo, alcanza la desembocadura. Geomorfológicamente se desarrolla en un paisaje típico de llanura, suavemente ondulado, donde se destacan rasgos de la planicie aluvial del río de La Plata, la llanura alta continental y el propio álveo/cauce del arroyo.

Se trata de una cuenca altamente urbanizada, y de gran importancia, debido a que es el receptor del sistema de desagües pluviales del casco urbano de la ciudad de La Plata. La población en la cuenca es de aproximadamente 350.000 habitantes según el Censo Nacional de Población, Hogares y Vivienda del año 2010 (CNPHyV, 2010) realizado por el INDEC.

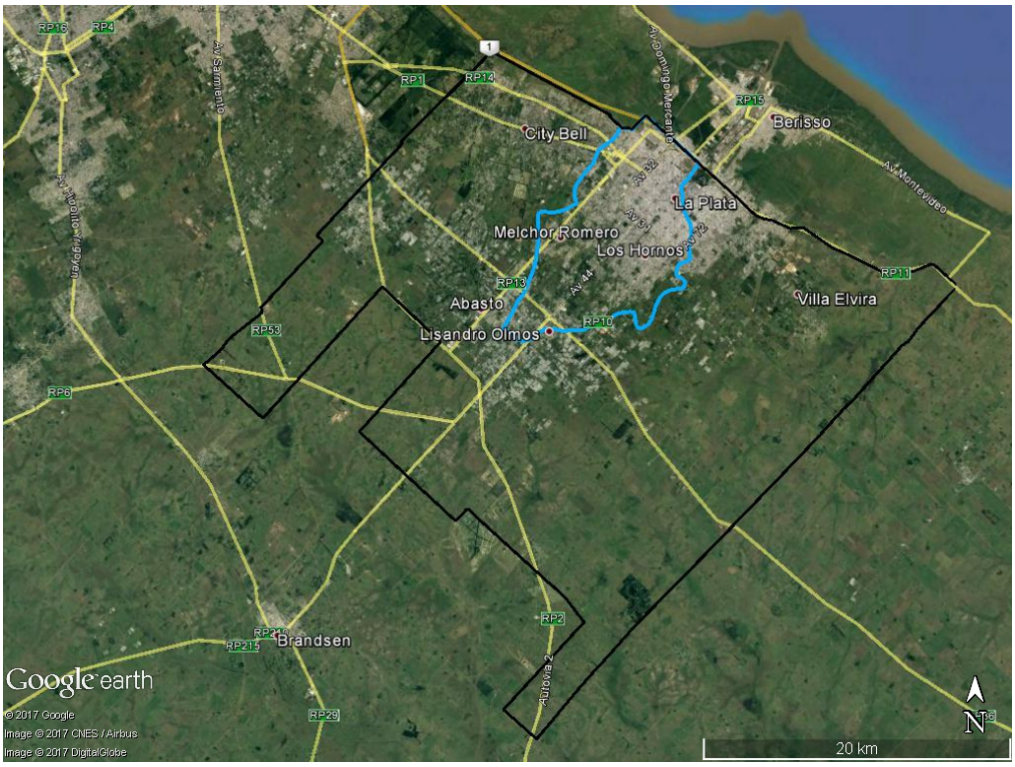


Figura1.- Cuenca arroyo del Gato y Partido de La Plata. Fuente: Elaboración propia sobre Google Earth.

CONCEPTOS INTRODUCTORIOS VINCULADOS A RIESGO Y RIESGO DE INUNDACIÓN

En términos generales se puede indicar que el riesgo es función de la probabilidad de ocurrencia e intensidad de una amenaza (causa) y de la vulnerabilidad de la sociedad susceptible de ser afectada por dicha amenaza. La fórmula que los vincula es ampliamente conocida:

Riesgo = Amenaza x Vulnerabilidad (1)

Las amenazas pueden ser de origen natural, antrópico o una combinación de ambos, las precipitaciones y sus consecuentes inundaciones están incluidas dentro de los denominados eventos hidrometeorológicos, definidos como un proceso o fenómeno de origen atmosférico, hidrológico u oceanográfico que puede ocasionar la muerte, lesiones u otros impactos a la salud, al igual que daños a la propiedad, la pérdida de medios de sustento y de servicios, trastornos sociales y económicos, o daños ambientales (UNISDR, 2009).

En nuestro caso la amenaza está vinculada a las precipitaciones excedentes, las cuales quedan definidas como aquellas que superan la capacidad del sistema urbano de desagües pluviales, generando escurrimiento y acumulación de agua sobre la superficie, es decir sobre el entramado urbano.

En particular para el partido de La Plata, a partir de la década del 70', se presenta un aumento tanto en la magnitud como en la frecuencia de ocurrencia de las precipitaciones máximas anuales (Antico, P. L. y Sabbione, N. C., 2010). Los últimos eventos de magnitud significativa que se produjeron en la región fueron en los años 2002, 2008 ambos con núcleo en el área limítrofe de City Bell y Villa Elisa y en 2013 en La Plata. Este último con un orden de magnitud que representó un porcentaje de precipitación acumulada importante en relación a la precipitación anual de la región (1040 mm/año) para un módulo de 97 años (Hurtado *et al*, 2006).

Denominamos como vulnerabilidad a la susceptibilidad de la población, y los recursos asociados a la misma (que permiten el desarrollo de sus actividades económicas, culturales y sociales), de ser afectada por una amenaza natural o antrópica. La Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastres (UNISDR, 2009) la define como "las características y las circunstancias de una comunidad, sistema o bien que los hacen susceptibles a los efectos dañinos de una amenaza".

La vulnerabilidad social puede ser definida por los atributos que posee una sociedad que la predisponen para sufrir o evitar daños en uno o varios aspectos que la configuren: económicos, psicológicos, de la salud, de la vivienda, etc. (Natenzon *et al*, 2005). El análisis de la vulnerabilidad permite establecer las condiciones actuales en las que se encuentra la sociedad para afrontar amenazas de distintas intensidades y, en consecuencia, tener un nivel de base sobre la cual tomar medidas para mejorar esas condiciones.

En el caso de estudio, la vulnerabilidad analizada está vinculada a un fenómeno hidro-metereológico particular o específico, como es una precipitación que excede la capacidad del sistema de desagües pluviales, generando escurrimiento superficial sobre la trama urbana, de modo que los resultados de este estudio no son generalizables a otras amenazas.

Los sistemas pluviales tienen una incidencia significativa cuando se trata de precipitaciones ordinarias, ya que el escurrimiento superficial es derivado a estos sistemas. A medida que la recurrencia de la precipitación aumenta y los desagües pluviales se ven superados en su capacidad de conducción, su efecto mitigador disminuye y comienzan a tener preponderancia las características geomorfológicas de la cuenca, en la forma en que se desarrolla el escurrimiento superficial.

Se considera como sistema pluvial al trazado de las calles, los sistemas de cordón-cuneta y/o alcantarillas, los sumideros y los sistemas de conducción subterránea hasta el macro drenaje, el cual incluye todos los cursos de la cuenca. (Bertoni *et al*, 2004).

En definitiva, se ha buscado un modelo que represente adecuadamente la realidad (aunque lógicamente la simplifique) y para el mismo se han seleccionado las siguientes variables:

- Delimitación de las unidades geomorfológicas en la cuenca, representativa de la exposición de la población a la amenaza según su ubicación.
- Densidad poblacional, representativa de la susceptibilidad, ya que a mayor densidad poblacional más se afectará a la comunidad.
- Características constructivas de las viviendas, representativas de:

a) la resiliencia: porque es un indicador del nivel socioeconómico de la población y de su capacidad de recuperación del evento, y

b) de la susceptibilidad: ya que las viviendas y su capacidad de resistir el evento son una medida de la posible afectación de sus habitantes y sus bienes.

- Número de niveles de las viviendas, representativa de la susceptibilidad: porque es un indicador que representa la posibilidad de acceder a una planta superior para evitar daños a la salud y muertes.

Los factores identificados no son los únicos que influyen en la vulnerabilidad, sino que son los que lo hacen de manera más significativa, y de los que se dispone información.

METODOLOGÍA

La vulnerabilidad queda determinada en función de la geomorfología de la cuenca, la densidad poblacional y la calidad y altura de las viviendas. La base de datos de cada una de las variables mencionadas se procesa en un Sistema de Información Geográfico (SIG) en distintas capas y se elaboran mapas que permiten identificar áreas más o menos susceptibles a ser afectadas por determinados eventos.

Para definir los grados de vulnerabilidad se propone una escala de cinco intervalos definida en la Tabla 1:

Tabla 1.- Valores según el grado de vulnerabilidad. Fuente: Elaboración propia.

Valor	Grado de vulnerabilidad
5	Muy Alta
4	Alta
3	Media
2	Baja
1	Muy Baja

El Índice de Vulnerabilidad de la Población a Precipitaciones Excedentes (InVuPPE) queda determinado entonces por la integración de cuatro indicadores individuales vinculados a vulnerabilidades asociadas a: a) geomorfología (InVuGeo), b) densidad poblacional (InVuDP), c) precariedad de las viviendas (InVuPV) y d) a la altura de viviendas (InVuAV). Cada uno de los indicadores, y el mismo InVuPPE, se mapeó considerando los criterios definidos en la Tabla 1.

El resultado de la vulnerabilidad se determinó a nivel de radio censal, siendo ésta la mínima unidad territorial con datos confiables, que surge de los censos de población y viviendas.

Para el procesamiento de la información se utilizaron, entre otros, los siguientes criterios:

a) se consideró como supuesto que la población se encuentra uniformemente distribuida en cada radio censal, situación que se aleja de la realidad sobre todo en aquellos radios donde la misma se encuentra concentrada en una parte del mismo,

b) se procesaron radios censales con información de al menos 75% de la población contenida en el mismo,

c) respecto a los asentamientos informales se consideraron aquellos originados con posterioridad al año 2010, ya que se consideró que los anteriores estaban incluidos en el

CNPHyV (2010).

DATOS

A continuación, se detalla el origen de los datos utilizados:

- Geomorfología en la cuenca o sub-cuenca: mapa geomorfológico del partido de La Plata (Hurtado *et al*, 2006).
- Densidad de Población: datos a nivel radio censal del CNPHyV (2010).
- Características de las viviendas: se define un indicador de precariedad de las viviendas a nivel radio censal; el mismo se aborda con los datos aportados por el CNPHyV (2010). El tipo de vivienda es definido por el INDEC por un indicador sintético denominado INMAT que se categoriza de Calidad I a IV (de mayor a menor calidad) según las características combinadas de sus materiales. Esta clasificación difiere de la realizada en el CNPHyV (2001), que adoptó cinco características distintas.
- Altura de la vivienda: se obtiene a partir de: a) superficie construida por parcela publicada por INDEC y generada por la Agencia Recaudadora de Buenos Aires (A.R.B.A.) y b) Factor de Ocupación de Suelo (F.O.S.) que señala el Código de Ordenamiento Urbano (C.O.U.) para el área donde se ubica cada lote.
- Asentamientos informales: la ubicación, perímetro y características de los asentamientos informales proviene de Infraestructura de Datos Habitacionales Georreferenciados (IDEHab). Registro Público Provincial de Villas y Asentamientos Precarios (RPPVAP) de la Subsecretaría Social de Tierras, Urbanismo y Vivienda. Provincia de Buenos Aires.

RESULTADOS

A continuación, se indican los detalles sobre cómo se desarrolló los indicadores e índices y se muestran los resultados correspondientes.

Indicador de vulnerabilidad asociada a geomorfología (InVuGeo):

La cuenca del arroyo del Gato se caracteriza (Hurtado *et al*, 2006), por presentar las siguientes unidades geomórficas:

a) Llanura de fangos
b) Antiguo estuario interior
c) Antigua franja costera
d) Interfluvio convexo
e) Interfluvio plano
f) Área con pendiente
g) Planicie de inundación
h) Cubeta de deflación.

Las distintas unidades geomórficas presentes en la cuenca del arroyo del Gato se presentan en

la Figura 2.

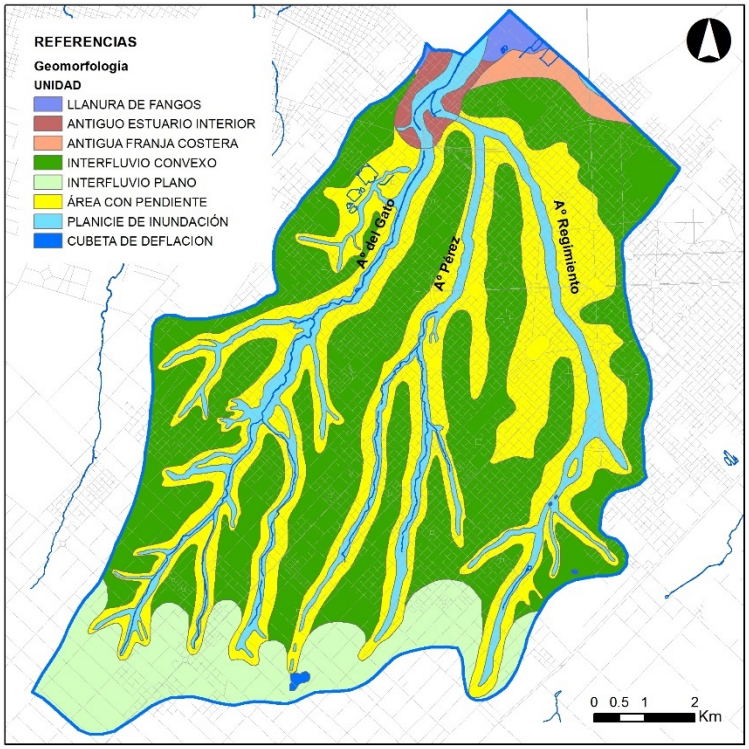


Figura 2.- Unidades geomórficas. Fuente: adaptación del Mapa Nº 5 Geomorfología del Análisis Ambiental del Partido de La Plata (Hurtado *et al*, 2006).

Para cada unidad geomórfica se definieron los distintos grados de vulnerabilidad asociados, considerando que las unidades más cercanas a los cursos de agua son las de mayor vulnerabilidad. Los criterios definidos se indican en la tabla siguiente:

Tabla 2.- Grado de vulnerabilidad asociado a unidades geomórficas. Fuente: Elaboración propia.

Unidad geomórfica	InVuGeo	Unidad geomórfica	InVuGeo
Planicie de inundación	5	Antigua franja costera	3
Llanura de fango	5	Cubetas de deflación	3
Área con pendiente adyacente a la planicie de inundación	4	Interfluvio convexo	1
Antiguo estuario inferior	4	Interfluvio plano	1

El resultado de vincular, a través de un SIG, los grados de vulnerabilidad establecidos en la Tabla 2 con el mapa de geomorfología de la Figura 2, se puede observar en Figura 3:

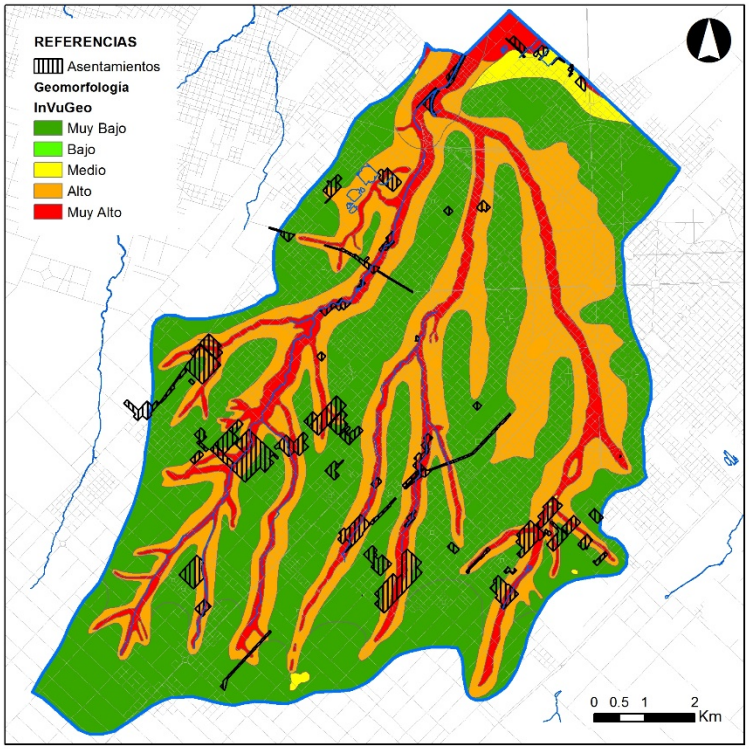


Figura 3.- InVuGeo. Fuente: adaptación del Mapa Nº5 Geomorfología del Análisis Ambiental del Partido de La Plata (Hurtado *et al*, 2006).

En el Mapa de InVuGeo se delimitan también los asentamientos informales ubicados dentro de la Cuenca del Arroyo del Gato. Esta representación permite observar que la distribución actual de los mismos se encuentra en su gran mayoría sobre sectores con valores de vulnerabilidad alta y muy alta en relación a la geomorfología. Este mapa permite identificar los asentamientos que deben reubicarse y los potenciales sectores donde podrían efectuarse los reasentamientos.

Indicador de vulnerabilidad asociado a la densidad poblacional (InVuDP):

Se definió a esta vulnerabilidad de manera creciente con la densidad de población, a mayor densidad mayor cantidad de personas expuestas a la amenaza. Para establecer los rangos asociados a la vulnerabilidad se analizaron las densidades extremas e intermedias de la población en el área de estudio, determinándose los intervalos según se indica en la Tabla 3.

Las áreas definidas por una densidad menor a 10 hab/ha no han sido contempladas por considerarse como área rural.

En particular, la densidad en los asentamientos informales se calculó como la cantidad de habitantes dividida el área ocupada por dicho asentamiento. Es decir, se excluyó el área del radio censal que no estaba cubierta.

Tabla 3.- Grado de vulnerabilidad asociado la densidad de población. Fuente: Elaboración propia.

Densidad de Población	Rango (habitantes/hectárea)	InVuDP
Muy Alta	>150	5
Alta	100-150	4
Media	50-100	3

Densidad de Población	Rango (habitantes/hectárea)	InVuDP
Baja	20-50	2
Muy Baja	10-20	1

Aplicando a través de un SIG los intervalos de la Tabla 3 a las densidades de población (CNPH y V, 2010), se mapearon los resultados que se observan en la siguiente figura:

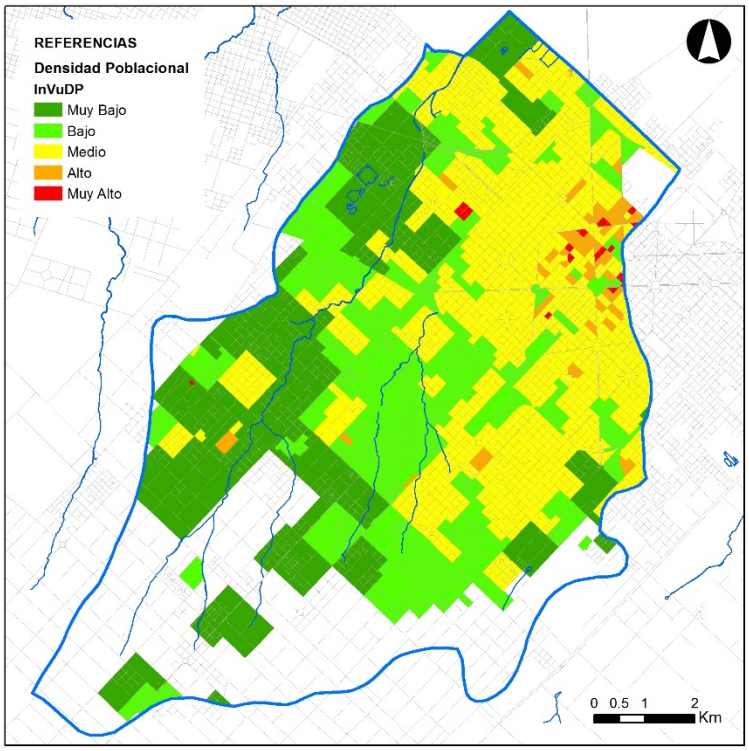


Figura 4.- InVuDP. Fuente: Elaboración propia en base a datos del CNPH y V, 2010 (INDEC).

Se observa que dentro de la cuenca quedan espacios sin grado de vulnerabilidad asociado, esto se debe a que corresponden a radios censales cuya densidad de población es menor a 10 hab/ha.

Indicador de vulnerabilidad asociada a la precariedad de las viviendas (InVuPV):

Dicho indicador surge de la suma de los porcentajes relativos, por radio censal, de las viviendas con materiales de categorías INMAT III y IV, es decir las calidades más bajas. En definitiva, el indicador se expresa como:

$$InVuPV = (\%\text{Viv. INMAT III}) + (\%\text{Viv. INMAT IV}) \quad (2)$$

%Viv.INMAT III: porcentaje de viviendas, en un radio censal determinado, con calidad de materiales INMAT III.

%Viv.INMAT IV: porcentaje de viviendas, en un radio censal determinado, con calidad de materiales INMAT IV.

Los intervalos del InVuPV, asociados a los distintos grados de vulnerabilidad, se observan en la siguiente tabla:

Tabla 4.- Grado de vulnerabilidad asociado a la calidad de las viviendas. Fuente: Elaboración propia.

Porcentaje de viviendas con categoría INMAT III y IV	Rango (%)	InVuPV
Muy Alta	> 50	5
Alta	37 - 50	4
Media	25 – 37	3
Baja	12 – 25	2
Muy Baja	0 – 12	1

Aplicando, a través de un SIG, los intervalos de la Tabla 4 a la fórmula 2, se pueden mapear los resultados que se muestran en la Figura 5, en la cual se observa la vulnerabilidad asociada a la precariedad de las viviendas.

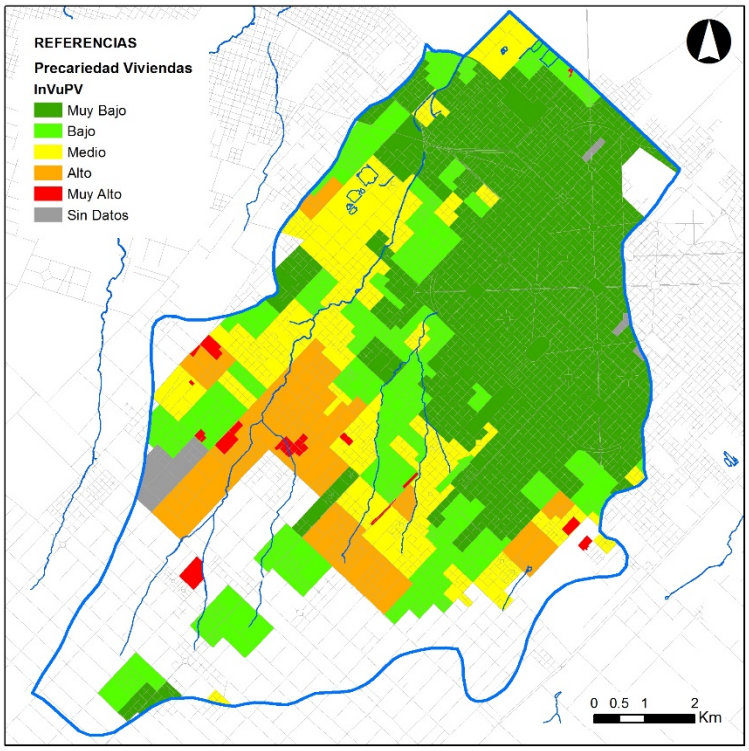


Figura 5.- InVuPV. Fuente: elaboración propia en base a datos del CNPH y V, 2010 (INDEC).

Se asume, para todos los asentamientos informales con origen posterior al año 2010, un InVuPV muy alto.

El casco urbano de la ciudad de La Plata presenta las mejores condiciones de calidad de vivienda y, hacia las zonas de menor densidad y cercanas al curso principal del arroyo del Gato, la calidad de las mismas tiende a disminuir.

Se observa que sobre los tributarios Aº Regimiento y Aº Pérez, ambos entubados en la cuenca media, la calidad de las viviendas posee un grado de vulnerabilidad bajo, debido a que el desarrollo urbano presenta viviendas formales y de buena calidad.

Indicador de vulnerabilidad asociada a la altura de vivienda (InVuAV):

El indicador de vulnerabilidad asociado a la altura de vivienda se determina en función del porcentaje de parcelas con viviendas, con más de una planta construida, por radio censal.

El número de plantas de una vivienda se obtiene a partir del cociente entre la superficie construida declarada (INDEC, 2011) y la superficie total cubierta permitida, determinada por el producto de la superficie total del lote (INDEC, 2011) y el Factor de Ocupación de Suelo (Código de Ordenamiento Urbano de La Plata, 2010).

Si el resultado de ese cociente es mayor a la unidad, se entiende que la vivienda que ocupa dicho lote posee más de un nivel y, para valores iguales o menores a la unidad, se asume que posee un único nivel.

En la Tabla 5 se presentan los intervalos de porcentajes asociados a los distintos grados de vulnerabilidad:

Tabla 5.- Grado de vulnerabilidad asociado a la altura de vivienda. Fuente: Elaboración propia.

Grado de vulnerabilidad	Rango (% de parcelas con más de una planta construida)	InVuAV
Muy Alta	0 – 20	5
Alta	20 - 40	4
Media	40 – 60	3
Baja	60 – 80	2
Muy Baja	80 - 100	1

A través del procesamiento con un SIG se puede obtener el porcentaje de viviendas con más de una planta para cada radio censal, y mapear, con los rangos propuestos en la Tabla 5, la vulnerabilidad asociada a la altura de las viviendas, según se observa en la siguiente figura:

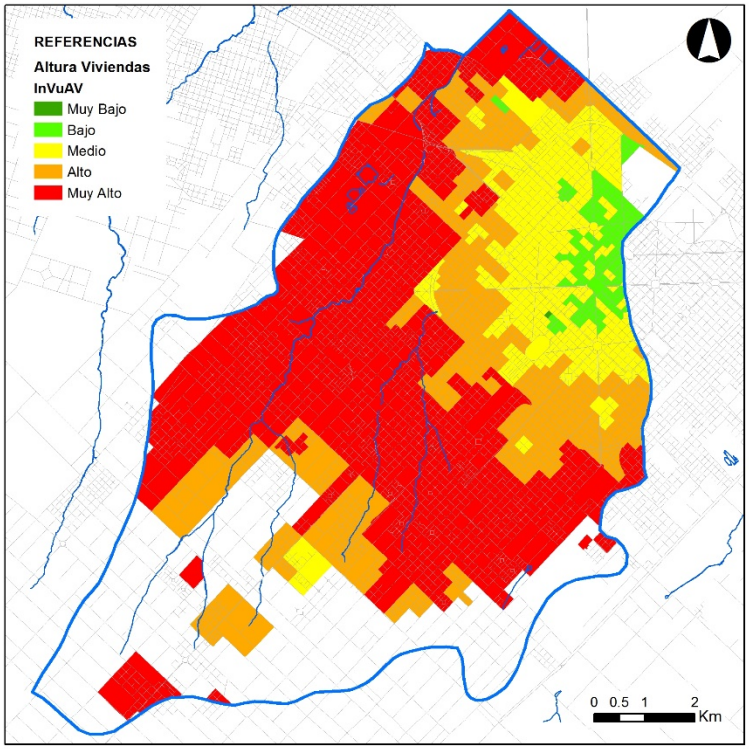


Figura 6.- InVuAV. Fuente: elaboración propia con datos del CNPH y V, 2010 (INDEC).

Puntualmente a toda superficie delimitada como asentamiento informal se le asignó un InVuAV Muy Alto, es decir, que se consideró a la mayor parte de las viviendas con un único nivel.

Se observa en la Figura 6 cómo el porcentaje de viviendas con más de un nivel, por radio censal, disminuye desde el área céntrica de La Plata hacia la periferia, en áreas donde los cauces de agua están libres.

Índice de vulnerabilidad de la población a precipitaciones excedentes (InVuPPE)

El índice de vulnerabilidad a precipitaciones excedentes (InVuPPE) se define por la integración de los cuatro indicadores anteriores mediante la aplicación de un promedio geométrico ponderado.

El peso de cada indicador, en dicho promedio, se determinó a partir del Proceso Analítico Jerárquico (AHP por sus siglas en inglés "Analytic Hierarchy Process"). Este método estructura el proceso a través de prioridades que llevan a una decisión más eficiente, incorporando aspectos cualitativos y cuantitativos, con el fin de ordenar los componentes en una estructura jerárquica, y así poder asignarle valores numéricos.

Para obtener los pesos individuales se realizó, en primera instancia, una matriz recíproca de comparación de a pares, considerando a la variable geomorfología como aquella que más influye en el InVuPPE, ya que es determinante para que haya exposición al evento, seguida por las variables calidad y altura de la vivienda, relacionadas a la susceptibilidad y resiliencia, y, en un último escalón, la densidad de la población, asociada a la susceptibilidad.

Luego se obtuvieron los pesos de cada variable a partir de una matriz estandarizada y se calculó la relación de consistencia (RC) de los mismos, obteniéndose un valor menor a 0,1 (valor límite superior que indica consistencia). Finalmente se redondearon los pesos y se recalculó la RC que resultó nuevamente menor al valor límite. En la Tabla 6 se presentan los resultados obtenidos.

Tabla 6.- Matriz recíproca y pesos. Fuente: Elaboración propia.

Variable		Matriz recíproca				Peso obtenido	Peso adoptado
		1	2	3	4		
1	Geomorfología	**1.00**	4.00	3.00	3.00	51.4%	**50.0%**
2	Densidad	0.25	**1.00**	0.50	0.50	10.6%	**10.0%**
3	Calidad de la Vivienda	0.33	2.00	**1.00**	1.00	19.0%	**20.0%**
4	Altura de la vivienda	0.33	2.00	1.00	**1.00**	19.0%	**20.0%**
	Suma	1.92	9.00	5.50	5.50	100%	100%

A partir de la aplicación de los pesos adoptados para cada indicador se definió la fórmula del InVuPPE:

$$InVuPPE = (InVuGeo)^{0,5} * (InVuDP)^{0.1} * \left(InVuPV\right)^{0,2} * \left(InVuAV\right)^{0,2} \quad (3)$$

Los grados de vulnerabilidad asociados al InVuPPE son los propuestos en la Tabla 7:

Tabla 7. Escala de graduación para el InVuPPE. Fuente: Elaboración propia.

Grado de Vulnerabilidad	Rango	InVuPPE
Muy Alta	3,75 – 5	5
Alta	3,00 – 3,75	4
Media	2,25 – 3,00	3
Baja	1,50 – 2,25	2
Muy Baja	1 – 1,50	1

Los resultados obtenidos a través de la integración de las vulnerabilidades individuales (fórmula 3) a través de un SIG, según los rangos indicados en la tabla anterior, se pueden observar en la Figura 7.

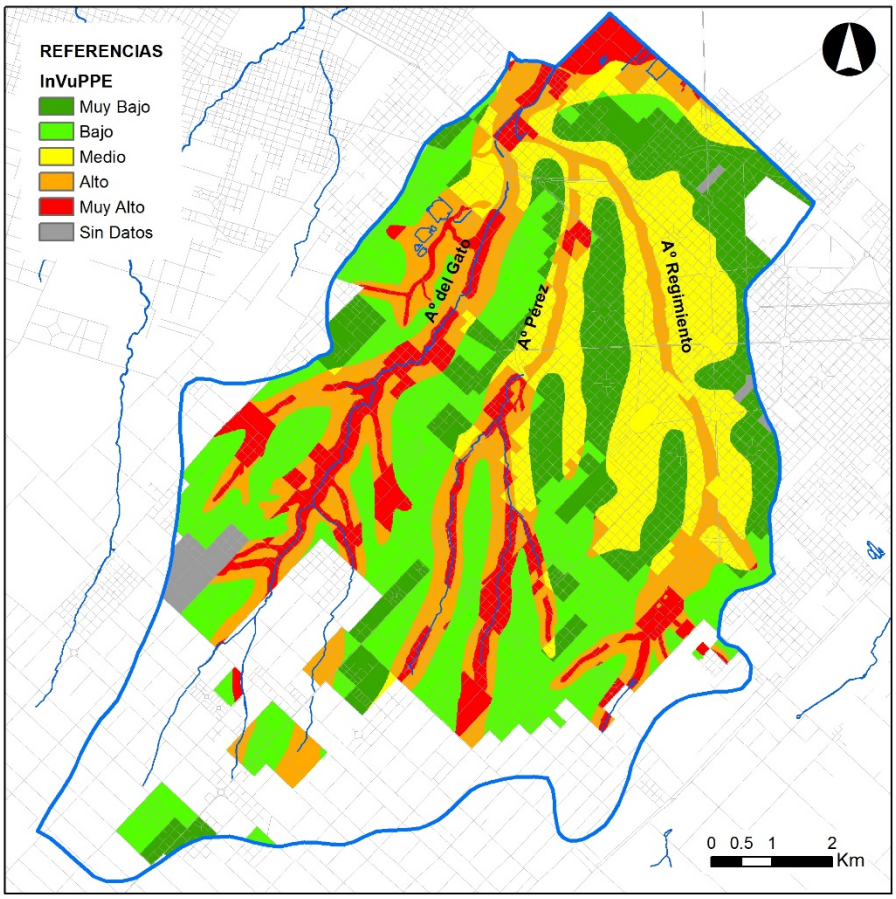


Figura 7.- InVuPPE en la cuenca del Arroyo del Gato. Fuente: Elaboración propia.

En el mapa resultante de la aplicación del InVuPPE, sobre la cuenca bajo análisis, se observa una marcada vulnerabilidad sobre las áreas más cercanas al curso principal y sus afluentes. En estos últimos, el InVuPPE disminuye en las áreas entubadas como consecuencia de la presencia de viviendas de calidad alta o muy alta y con más de un nivel, aun cuando la vulnerabilidad por densidad de población es alta. El entubamiento y canalización (en los afluentes Perez y Regimiento) tiene la desventaja de ocultar a la vista de la población la vulnerabilidad asociada a la geomorfología.

Se calculó también, a través de la utilización del SIG, la cantidad y porcentaje de población urbana de la cuenca incluida en cada condición de vulnerabilidad. Los resultados se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 8. Cantidad y porcentaje de población en cada condición de vulnerabilidad. Fuente: Elaboración propia.

InVuPPE	Total Habitantes	% Población
Muy bajo	99.895	29%
Bajo	59.857	17%
Medio	101.421	29%
Alto	53.206	15%

Muy Alto	28.069	8%
Sin datos	2.232	1%
Total general	344.680	100%

CONCLUSIONES

Conclusiones generales:

La geomorfología, que determina históricamente por donde se han desarrollado los escurrimientos superficiales previamente a que se produjeran urbanizaciones y otros usos del suelo, determina una vulnerabilidad potencial que es transformada en efectiva a través de las actividades antrópicas, representadas en este artículo a través del uso residencial por un conjunto de tres indicadores.

Al aplicar el InVuPPE es fácil notar que su mapeo queda determinado por la geomorfología y matizado por la incorporación de los indicadores vinculados a la actividad humana.

La incorporación de la altura de la vivienda al InVuPPE, no considerada en anteriores publicaciones, permite obtener un índice más representativo de la realidad, ya que, ante un evento de inundación, la población con acceso a una segunda planta en su vivienda es menos susceptible a los efectos que el evento genera.

La metodología propuesta permite ubicar en el mapa del InVuPPE aquellas áreas más vulnerables y, a su vez, observando los mapeos de los indicadores individuales, analizar las causas principales de esas vulnerabilidades, facilitando la implementación de políticas públicas para revertirlas.

El InVuPPE puede ser aplicado en cuencas urbanas y suburbanas, con su correspondiente ajuste según sus características intrínsecas, resultando en una herramienta de gran potencial principalmente porque se basa en datos públicos y de aplicación rápida.

Conclusiones particulares:

El 23% de la población se encuentra en condición de vulnerabilidad alta o muy alta a precipitaciones excedentes, y el 52% en condición de media, alta o muy alta, se considera que dichos porcentajes son muy significativos y merecen especial atención por parte de los tomadores de decisión.

Las sub-cuencas altas de los afluentes Pérez y Regimiento, en las áreas cercanas a los cauces y planicie de inundación, presentan rangos de vulnerabilidad altos o muy altos, debido a la precariedad y baja altura de las viviendas. En las subcuencas medias de los mismos, ya en el área urbana de La Plata, las viviendas son de mejor calidad y mayor altura, lo cual determina que bajen los grados de vulnerabilidad.

El área determinada por el cauce principal del arroyo del Gato y su planicie de inundación, que ocupa cuenca alta y media, tiene altos grados de vulnerabilidad en casi toda su extensión, debido a la presencia de viviendas de baja altura y alta precariedad.

La figura 3, en la que se mapea el InVuGeo, permite verificar que los asentamientos informales se implantan predominantemente en la planicie de inundación del arroyo y afluentes, lo cual facilita a los tomadores de decisión: a) formular políticas preventivas para que esa situación no se profundice y b) tomar medidas para revertir la situación en los casos consumados.

Posibles mejoras al InVuPPE:

El InVuPPE es posible de mejorar con fuentes más precisas de información, sobre todo para determinar la altura de las viviendas (y consecuentemente el InVuAV), cuyas fuentes de información utilizadas presentan limitaciones significativas tales como: a) Los asentamientos precarios no se encuentran relevados por ARBA, b) la cantidad de plantas de una vivienda se obtiene a través de datos indirectos y asumiendo que cada vivienda optimiza el uso del F.O.S, c) las superficies construidas son imprecisas ya que no siempre provienen de planos con final de obra, sino de declaraciones juradas o de fotos satelitales. Con relevamientos detallados de campo o con datos provenientes de imágenes LIDAR la calidad de la información mejoraría sustancialmente.

Si existieran planes de alerta y contingencia efectivos en el Partido de La Plata, se podrían considerar para construir un indicador que integre la fórmula del InVuPPE y que refleje su efecto mitigador. Dichos planes existen, pero solo de manera incipiente, razón por la que no han sido considerados, cuestión que se puede hacer en un futuro.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Antico, P. L. y Sabbione, N. C. (2010). *Variabilidad temporal de la precipitación en la ciudad de La Plata durante el período 1909-2007: tendencias y fluctuaciones cuasiperiódicas.* Geoacta 35:44-53. http://www.scielo.org.ar/pdf/geoacta/v35n2/v35n2a04.pdf

Bertoni (Comp.) et al (2004). *Inundaciones Urbanas en Argentina.* Global Water Partnership. Córdoba, Argentina. http://blogdelagua.com/actualidad/libro-inundaciones-urbanas-en-argentina-pdf-descargable/

Caamaño N.; et al. (2003). *Lluvias de diseño: conceptos, técnicas y experiencias*. Editorial Científica Universitaria, Córdoba.

Cipponeri, M.; et al. (2014). **"**Vulnerabilidad de la población de la ciudad de La Plata (Argentina) a precipitaciones extraordinarias". Revista Aqua-LAC, Vol. 6 - Nº 2. Uruguay. http://hdl.handle.net/10915/44275

Cipponeri, M; et al. (2015). "Hacia el riesgo hídrico: vulnerabilidad de la población a precipitaciones extraordinarias". XXV Congreso Nacional del Agua, Paraná, Entre Ríos. http://sedici.unlp.edu.ar/handle/10915/48010

Hurtado, M. et al. (2006). *Análisis Ambiental del Partido de La Plata.* Instituto de Geomorfología y Suelos del CISAUA (UNLP). Consejo Federal de Inversiones. La Plata, Buenos Aires, Argentina. http://hdl.handle.net/10915/27046

INDEC. (2010). Instituto Nacional de Estadística y Censos. Censos de Población y Viviendas. http://www.indec.mecon.ar/

Liscia S. O. et al. (2013). *Estudio sobre la inundación ocurrida los días 2 y 3 de abril de 2013 en las ciudades de La Plata, Berisso y Ensenada.* Departamento de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería de la UNLP. La Plata, Buenos Aires, Argentina. Anexo. http://hdl.handle.net/10915/27334

Moreno Jimenez J. M. (2002). "El Proceso Analítico Jerárquico (AHP) Fundamentos, metodologías y aplicaciones". En Caballero, R. y Fernández, G. M.: *Toma de decisiones con criterios múltiples.* RECT @ Serie Monografías nº1,21-53. http://www.uv.es/asepuma/recta/extraordinarios/Vol_01/02t.pdf

Pacheco J. F. y Contreras E. (2008). *Manual metodológico de evaluación multicriterio para programas y proyectos.* Serie Manuales Nº 58, CEPAL. Santiago de Chile, Chile. http://repositorio.cepal.org/bitstream/handle/11362/35914/1/manual58_es.pdf

Romanazi, P. (2011). *Estudios hidrológicos-hidráulicos-ambientales cuenca del Arroyo del Gato.* Primeras Jornadas de Investigación y Transferencia. http://sedici.unlp.edu.ar/handle/10915/27074

Romanazzi, P. (2014). *Aproximación a la estimación estadística de la Precipitación Máxima Probable (PMP) para La Plata, Provincia de Buenos Aires, Argentina.* II Congreso Internacional de Hidrología de Llanuras. Santa Fe, Argentina 22 al 26 de septiembre 2014. http://hdl.handle.net/10915/40966

Subsecretaría Social de Tierras, Urbanismo y Vivienda. Provincia de Buenos Aires. http://www.sstuv.gba.gov.ar/idehab/

UNISDR (2009). **"**Estrategia Internacional para la Reducción de Desastres de las Naciones Unidas". *Terminología sobre Reducción de Riesgo de Desastres*. Naciones Unidas. Ginebra, Suiza. http://www.unisdr.org/files/7817_UNISDRTerminologySpanish.pdf

UTILIZACIÓN DE RESERVORIOS COMO MEDIDAS DE AMORTIGUACIÓN DE CRECIDAS EN CUENCAS URBANAS (A° LUDUEÑA- ARGENTINA)

CONAGUA 2017. CÓRDOBA, ARGENTINA, 2017

Jorge Collins(1), Claudia Forestieri (2), Raúl Navarro (2), Hugo Orsolini (2), Germán Abendaño (1), Gustavo Morassi (1)

(1) Centro Regional Litoral – Instituto Nacional del Agua
P. Cullen 6161. 3000 Santa Fe Argentina Te: (054) 0342 4605910
(2) Ministerio de Infraestructura y Transporte (Prov. de Santa Fe)
Montevideo 970. 2000 Rosario Argentina Te: (054) 0341 - 4294100
collinsjorge@gmail.com

RESUMEN

Muchas ciudades del mundo se desarrollan en las márgenes de cursos fluviales, anegándose durante crecidas ordinarias y extraordinarias. Medidas estructurales de protección producen mejorías pero son constantemente observadas por el riesgo que genera, como es la situación del arroyo Ludueña en la ciudad de Rosario.

El arroyo fue entubado por el crecimiento de la ciudad y debido a los cambios experimentados en el uso del suelo en la cuenca media y alta por un proceso de urbanización no regulado, fue necesario la incorporación de más conductos para el paso de la crecida. Estas obras daban una solución en la cuenca baja, pero no se generaba ningún manejo en la cuenca media y alta que iban urbanizándose aceleradamente y cuyos sistemas de desagües resultaban insuficientes.

Se propuso como elementos de disminución de los caudales máximos, reservorios de retención temporal en la cuenca media, para que las conducciones actuales no se vean desbordadas y no produzcan anegamientos en las riberas del arroyo, obteniendo resultados beneficiosos.

La metodología consistió en las implementaciones de herramientas basadas en la modelización de la cuenca por el modelo hidrológico (HEC-HMS) y por el modelo hidráulico (HEC-RAS) para diferentes escenarios hidrológicos y de configuraciones de obras.

ABSTRACT

Many cities around the world are developed on the banks of rivers, flooding during ordinary and extraordinary floods. Structural protection measures produce improvements but are constantly observed by risk offering, as it is the location of the arroyo Ludueña in the city of Rosario.

The stream was buried by the growth of the city and due to the changes experienced in the use of the soil in the middle and upper basin by an unregulated urbanization process, the incorporation of more conduits for the passage of the flood was necessary. These works gave a solution in the lower basin, but no management is not generated in the middle and upper basin which were developing rapidly and drainage systems were insufficient.

Proposed as elements of diminishing maximum flows, temporary retention in the middle basin reservoirs, so the current lines are not overwhelmed and produce flooding along the banks of the Brook, with beneficial results.

The methodology consisted in implementations of tools based on the modelling of basin for hydrological model (HEC-HMS) and hydraulic model (HEC-RAS) for different hydrological scenarios and configurations of works.

INTRODUCCIÓN

Muchas ciudades del mundo se desarrollan sobre las márgenes de cursos fluviales, que con el crecimiento demográfico experimentan anegamientos durante crecidas ordinarias y extraordinaria.

Medidas de protección contra inundaciones como terraplenes de defensa, rectificaciones de cauces, reservorios temporales o entubamientos constituyen acciones que permiten reducir los efectos perjudiciales de los desbordes. Situación como la mencionada, se observa en la ciudad de Rosario (Prov. de Santa Fe), sobre las márgenes del arroyo Ludueña, donde se produce un crecimiento urbano desordenado que se ve afectado por los desbordes del mismo en los períodos de crecidas.

La red hídrica principal está constituida por el Arroyo Ludueña y los canales Ibarlucea y Funes-Salvat, mientras que en épocas de lluvia se adicionan otros pequeños cursos naturales (cañadones) y artificiales que dan origen al escurrimiento encauzado, Figura 1. En este sentido, a lo largo del tiempo se ha presentado diferentes avances e intervenciones con medidas estructurales, tales como el entubamiento del arroyo en el tramo final a través de los conductos denominados Aliviadores I y II, Conducto Olivé y una presa de retención, Presa de Retención de Crecidas del Arroyo Ludueña, las que fueron acompañadas de medidas no estructurales que permitían regular el uso de suelo. El avance urbanístico hacia el oeste de la cuenca produjo un aumento de los caudales de salida y la necesidad de aumentar la capacidad de desagüe, construyendo un cuarto conducto denominado Sorrento o Aliviador III y reacondicionando las secciones de los canales y puentes de paso, a efectos de no agravar los anegamientos en la cuenca media y baja.

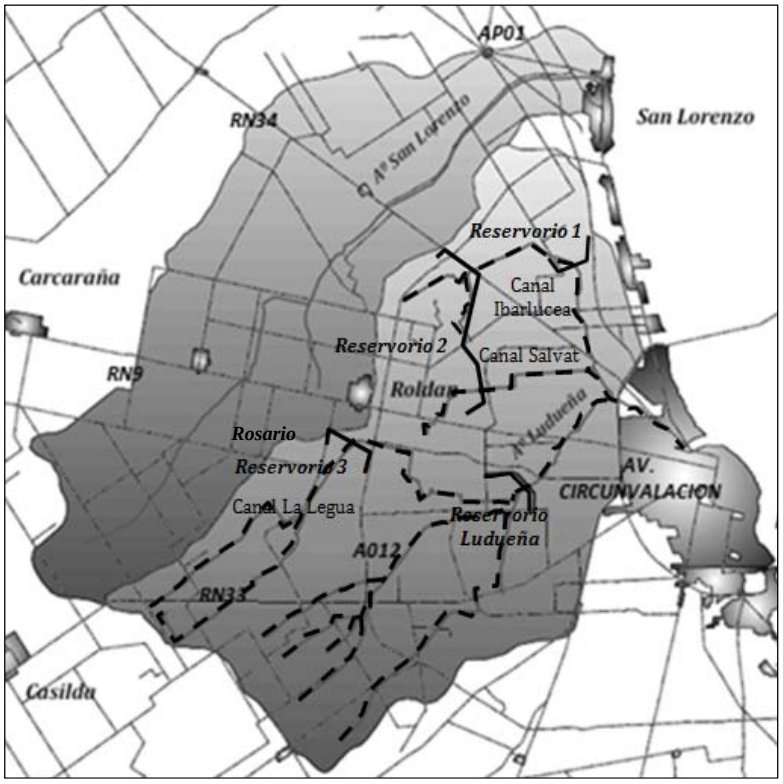


Figura 1.- Cuenca A° Ludueña

De no mediar estructuras de control de crecidas y fuertes medidas de regulación en la cuenca media y alta, por el aumento de la impermeabilización y de la escorrentía superficial, paulatinamente se necesitará mayores secciones que permitan desaguar las crecidas, a efecto que los sectores poblados como Barrio Empalme Graneros (sector donde se inicia el entubamiento del Arroyo Ludueña),

Barrio Nuevo Alberdi entre otros, en eventos de importancia, disminuyan la frecuencia de los desbordes.

Como medida de reducción de los caudales en la salida de la cuenca y permitir un control de los caudales generados en la cuenca media y alta, se diseñaron tres reservorios de retención temporal que se agregan al existente, Reservorio Ludueña, para permitir controlar las crecidas generadas en esta parte de la cuenca y reducir los caudales de llegada a los conductos de desagües del arroyo, ubicados en la cuenca baja fuertemente urbanizada, hacia el río Paraná.

METODOLOGÍA

La metodología empleada en el diseño de las obras estructurales que permiten una reducción de los anegamientos en la cuenca media y baja del arroyo Ludueña y desarrollar una mayor capacidad de manejo de la escorrentía superficial, consistió en un análisis de la dinámica hídrica de la cuenca total, considerando los límites físicos naturales, los posibles trasvases de cuenca y los generados por la infraestructura ferrovial y una evaluación numérica de los caudales producidos a través de una combinación de un modelo hidrológico / hidráulico (HEC-HMS) y (HEC-RAS) desarrollados ambos por el Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos. Estos modelos son aplicados a este tipo de proyectos y reconocidos ampliamente por su versatilidad y confiabilidad en su estructura.

El análisis del comportamiento de los conductos actuales y propuestos fueron evaluados utilizando el modelo hidrológico / hidráulico SWMM desarrollado por la Agencia de Protección de Medio Ambiente de Estados Unidos, considerando la situación actual y las situaciones observadas con la implementación de las obras de retención.

Modelación hidrológica

Las diferentes cuencas y subcuencas del arroyo Ludueña fueron llevados al modelo hidrológico sintetizadas en un esquema topológico, Figura 2, donde se representaron cada elemento de la dinámica hídrica detallada en función de las condiciones topográficas y de las modificaciones antrópicas realizadas en la cuenca.

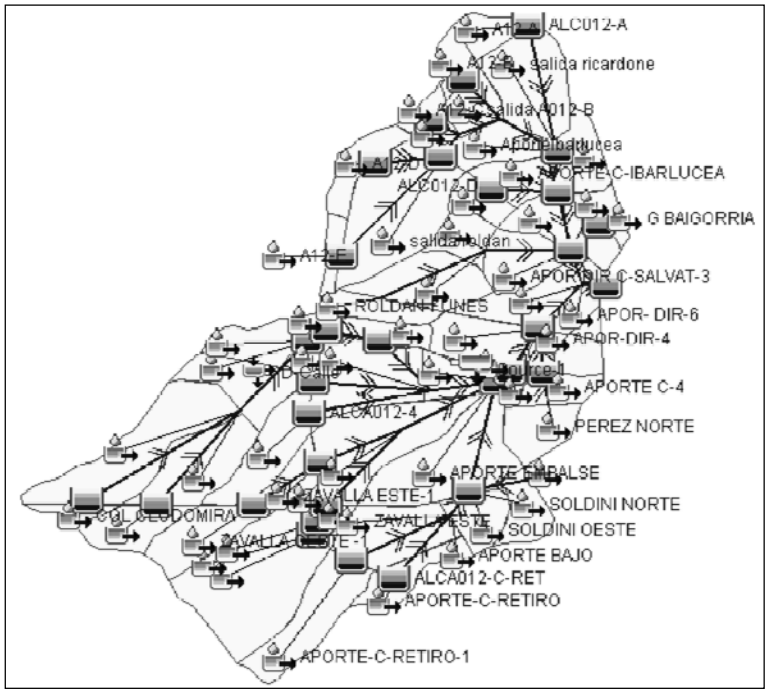


Figura 2.- Esquema topológico de la cuenca del A° Ludueña

El nivel de desagregación producido permitió analizar las diferentes estructuras de regulación, conducción y transferencia del escurrimiento superficial.

Se consideró en el modelo hidrológico el método de Green y Ampt como método de pérdida de escurrimiento, el método de Clark como método de transformación lluvia - caudal y el método de Muskingum Cunge como método de propagación de crecidas en cauce.

Precipitación y tormenta de diseño

Se definió distintos escenarios hidrológicos de diseño y se analizó la tormenta intensa más reciente, año 2012, la que fue utilizada para la calibración y validación del modelo hidrológico.

Las tormentas estadísticas de diseño para diferentes recurrencias fue extraída del estudio "Derivación y parametrización de curvas IDR para Rosario, Casilda y Zavalla" (Basile, Riccardi y Stenta, UNR, 2011) y confeccionada de acuerdo a los siguientes criterios.

- TR:100 años y TR: 10 años para tres días de duración
- TR:100 años y TR: 10 años para cinco días de duración

La lluvia del mes de octubre de 2012 alcanzó un valor observado de 334.6mm y la tormenta en 5 días, entre el 18 al 23 de octubre totalizó 122.7mm y una precipitación diaria de 102mm, Figura 3.

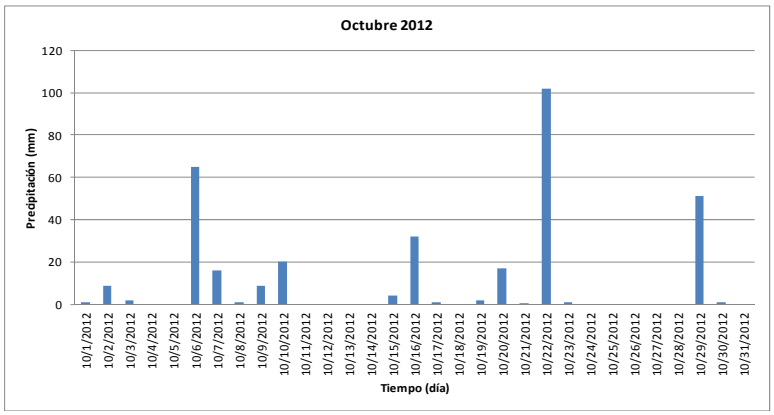


Figura 3.- Hietograma de precipitación diaria del mes de octubre 2012

La lluvia del mes de diciembre de 2012 alcanzó un valor observado de 333.1mm y la tormenta en 5 días, entre el 16 al 20 de diciembre totalizó un valor de 254.3mm y una precipitación diaria máxima de 178mm, Figura 4.

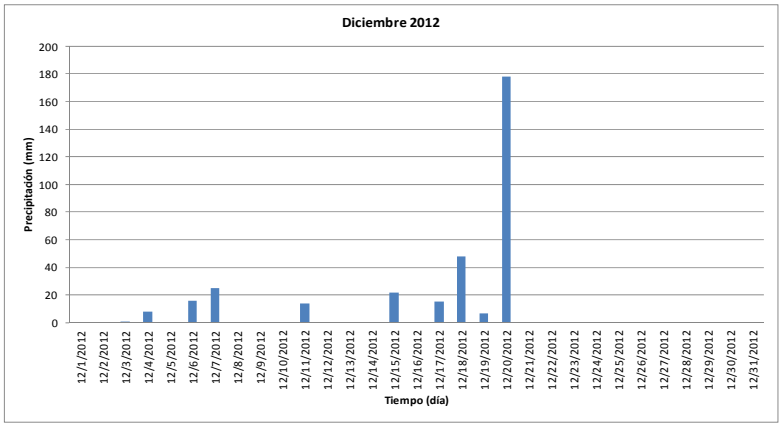


Figura 4.- Hietograma de precipitación diaria del mes de diciembre 2012

Dentro de las tormentas de diseño, se puede observar en la Figura 5, el hietograma subdividido en intervalos computacional de 15min. La precipitación diaria distribuida en los tres días corresponde a

Prec. Diaria TR100años (mm)	1día	2 días	3 días	Total
	28.5	201.3	28.9	258.7

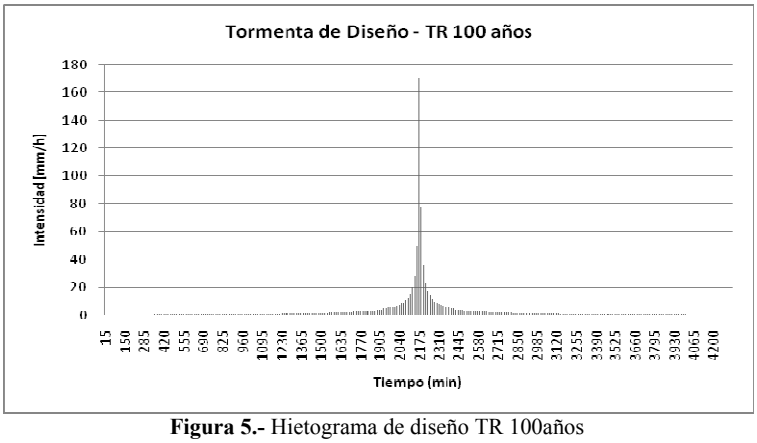


Figura 5.- Hietograma de diseño TR 100años

Los resultados del modelo se validaron en diferentes secciones de acuerdo a la disponibilidad de información hidrométrica que es discontinúa. En la Figura 6 se muestra la ubicación de las secciones de control sobre los canales Ibarlucea, La Legua, La Media Legua, la presa Ludueña, a la salida de la misma y en la intersección del arroyo Ludueña y la Avenida de Circunvalación, sección de cierre del estudio.

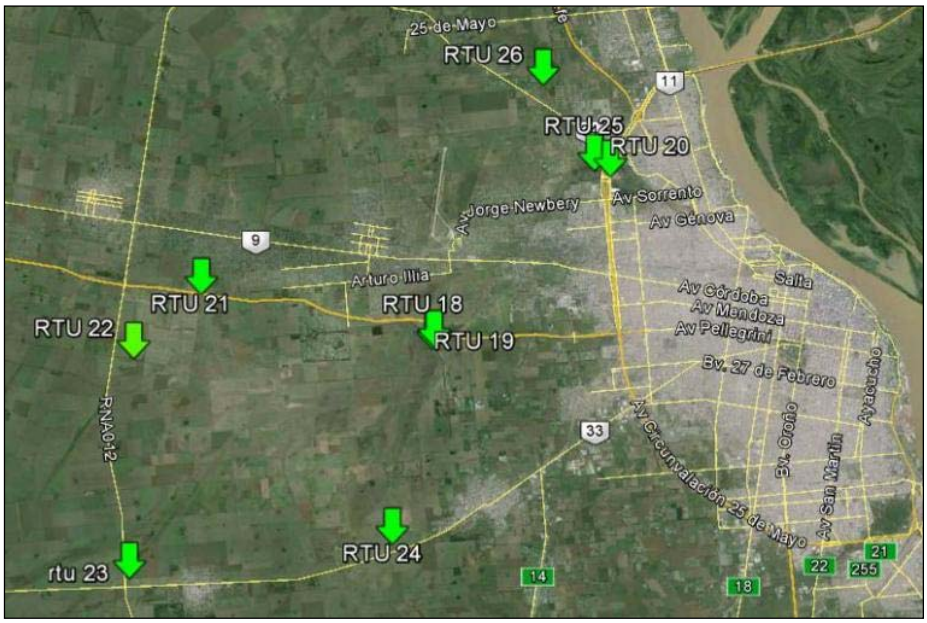


Figura 6.- Ubicación de las secciones de control

En la Figura 7 se puede observar el limnigrama ajustado a la salida del área de estudio en la intersección de la avenida de Circunvalación y el arroyo Ludueña, para un evento del año 2012.

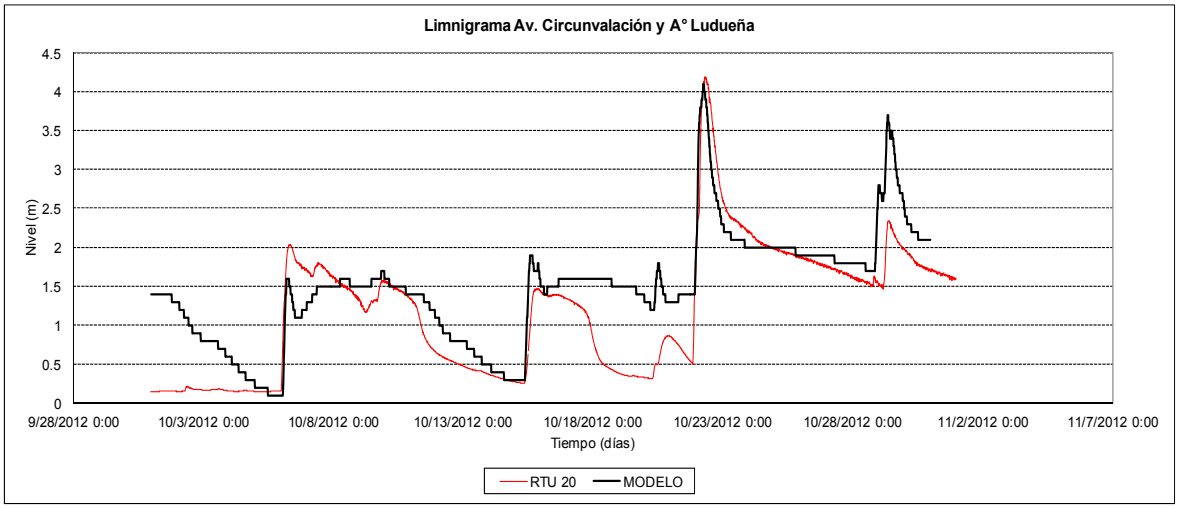


Figura 7.- Limnigrama del Arroyo Ludueña en la Avenida de Circunvalación

El método de pérdida de precipitaciones se desarrolló para dos escenarios de humedad del suelo a través de una variación de los parámetros del método, relacionado con la condición inicial.

- condición de humedad antecedente del suelo moderada.
- condición de humedad antecedente del suelo alta.

RESULTADOS

Se realizó una evaluación de la capacidad de regulación y retención de la cuenca media y alta utilizando tres reservorios de almacenamiento transitorios, las que fueron ajustados a través de configuraciones sucesivas hasta llegar a la última alternativa, donde se realizó el diseño preliminar de las estructuras de cierre y de los terraplenes. Los volúmenes de almacenamientos fueron estimados por las respectivas curvas de altura - área - volumen en función de las estructuras de cierre y de la traza desarrollada, calculados a partir de las curvas de nivel de las planchetas IGN y de nivelaciones longitudinales.

Los resultados obtenidos permitieron conocer la capacidad de regulación de la cuenca media y alta del Arroyo Ludueña y las subcuencas que más inciden en la formación del caudal máximo en la salida. Cada reservorio de atenuación fue evaluado en forma aislada y en conjunto, llegando luego a un esquema de tres reservorios finales mas el reservorio de retención existente (Presa Ludueña).

- El cierre 1, produce una retención del canal Ibarlucea, aguas abajo del cierre 2.
- El cierre 2, Corominas - Ibarlucea y Salvat, es un cierre que produce un control del escurrimiento del canal Ibarlucea y del canal Salvat, estos dos actúan sobre la superficie de la cuenca media y alta no controlada por la actual presa Ludueña
- El cierre 3, produce el control del escurrimiento del canal La Legua, al oeste de la ruta A012 e influyen directamente sobre las áreas urbanas de Roldan y Funes y controla parcialmente el escurrimiento que ingresa a la presa existente.

Las estructuras de salida diseñadas fueron:

- El cierre 1, consistió en cuatro orificios de 1m y un vertedero de 20m de ancho que permite la descarga de crecidas mayores a TR 100años.
- El cierre 2 consta de dos obras de salida. En el canal Ibarlucea, consistió en dos orificios de 1m de diámetro ubicados en la base del canal y un vertedero de 20m de ancho que permite la descarga de crecidas mayores a TR 100años; en el canal Salvat, la estructura de salida

consistió únicamente en dos orificios de 1m de diámetro.

- El cierre 3 consistió en dos orificios de 1m y un vertedero de 20m de ancho que permite la descarga de crecidas mayores a TR100años.

En las Figuras 8 y 9 se observan los hidrogramas del Canal Ibarlucea antes de la desembocadura en el Arroyo Ludueña para las crecidas de Octubre y Diciembre de 2012, donde los reservorios diseñados producen una atenuación del caudal pico. De esta manera las superficies de la subcuenca no controlada (aguas abajo de los cierres) producen un impacto menor en la proximidad de la desembocadura.

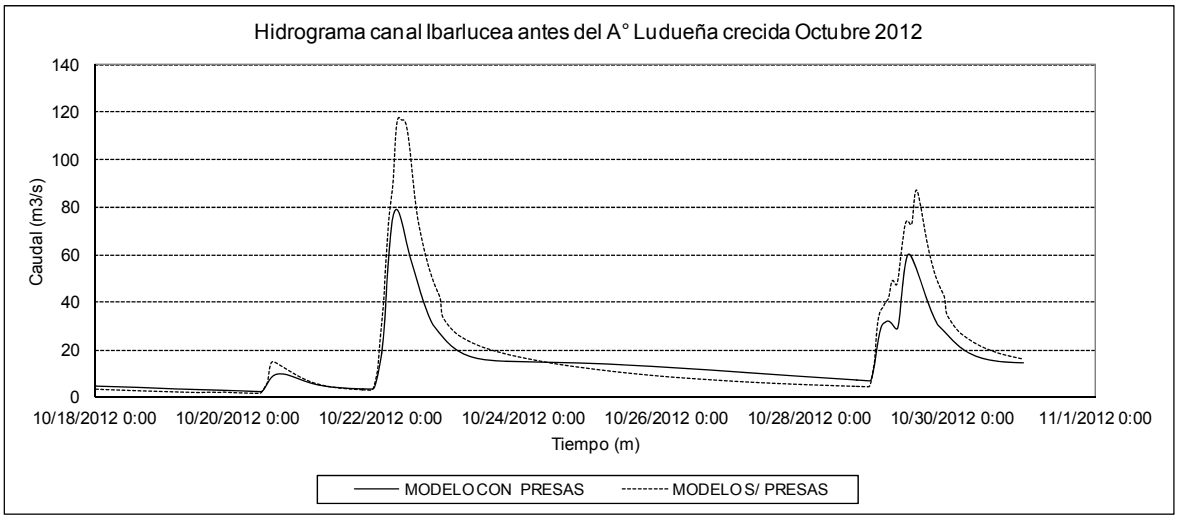


Figura 8.- Crecida Octubre/2012 en el canal Ibarlucea antes de la desembocadura en el A° Ludueña (S/C: sin obras de control; C/C: con obras de control)

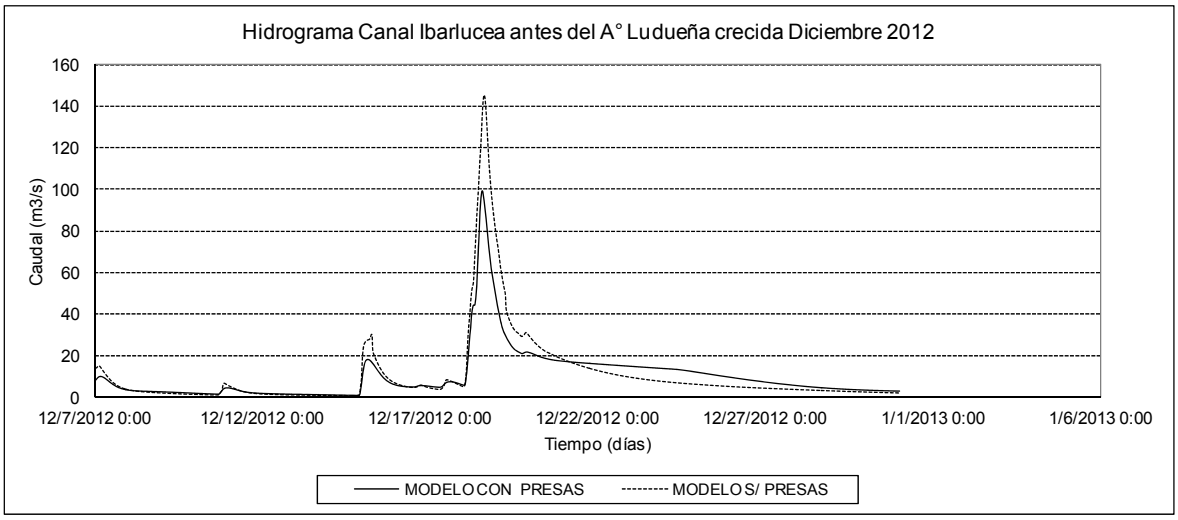


Figura 9.- Crecida Diciembre/2012 en el canal Ibarlucea antes de la desembocadura en el A° Ludueña (S/C: sin obras de control; C/C: con obras de control)

En la Tabla 1 se observa los resultados alcanzados en diferentes secciones dentro de la cuenca en estudio para un escenario de diseño.

Tabla 1.- Resultados obtenidos

Análisis para una tormenta de recurrencia TR 100años y 3 días de duración (Moderada alta)			
Sección de control		Caudal	
		S/Obra (m^3/s)	C/ Obra (m^3/s)
Canal Ibarlucea y Puente RN 34		112.89	107.19
Canal Salvat aa de Canal Ibarlucea		133.82	13.66
Canal Ibarlucea en descarga a Ludueña		242.62	149.04
Presa de Retención Actual	Qsalida	58.06	55.4
	Hpresa	7.2	6.5
Arroyo Ludueña en Puente RN 9		119.11	113.19
A° Ludueña AA de canal Ibarlucea		157.61	148.69
A° Ludueña en Av. Circunvalación		363.88	269.37

Las crecidas desarrolladas fueron implementadas en el modelo hidráulico con perfiles topográficos relevados por el MASPYMA y cuya topología se muestra en la siguiente Figura 10. Un perfil longitudinal del canal Ibarlucea conteniendo los dos reservorios se observa en la Figura 11.

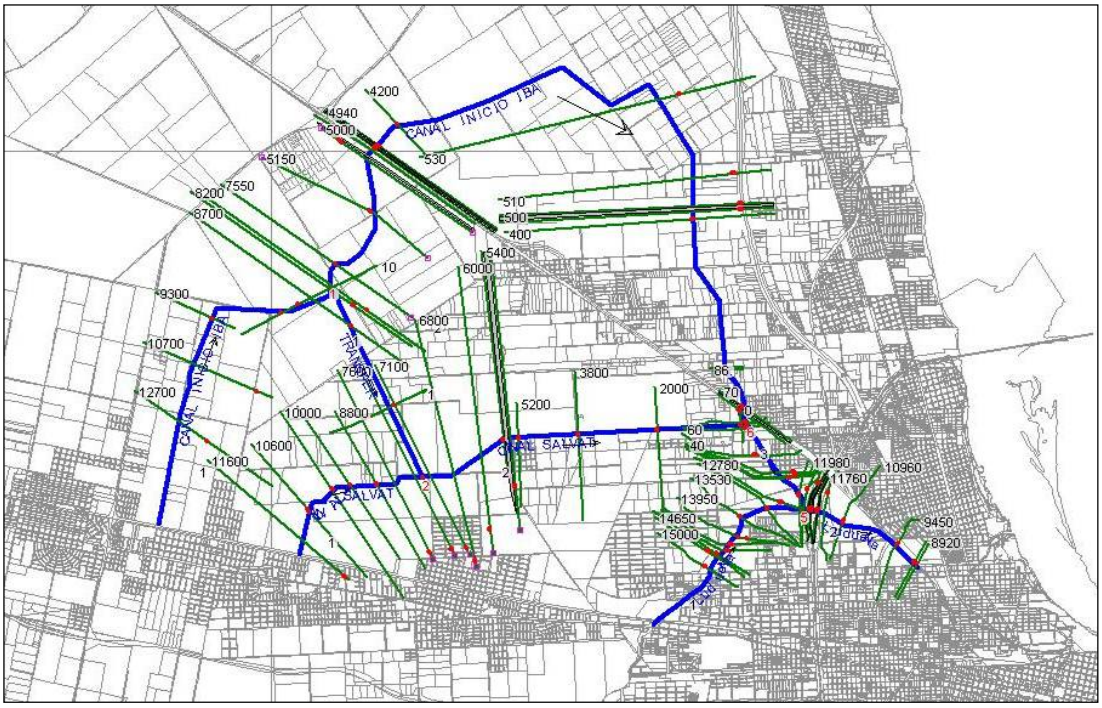


Figura 9.- Esquema topológico de modelo HEC RAS de los canales Ibarlucea y Salvat

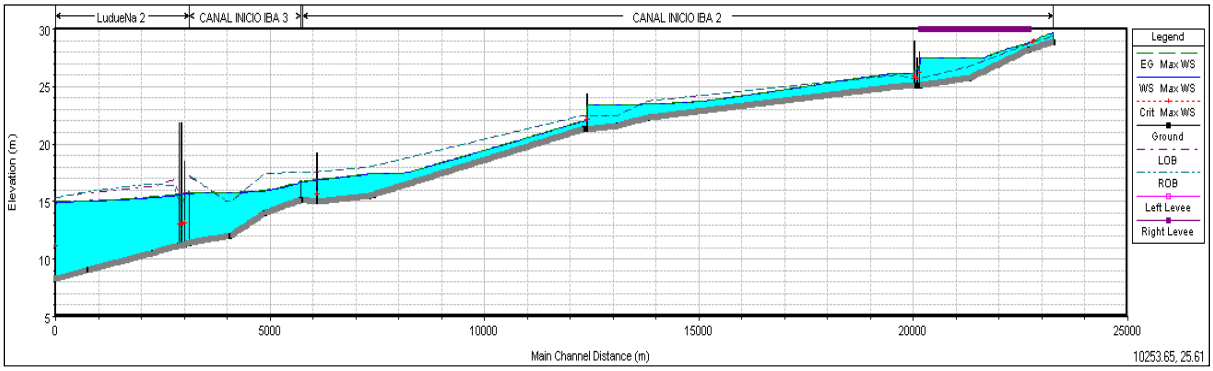


Figura 11.- Perfil longitudinal del canal Ibarlucea con los cierres 1 y 2 (Corominas - Ibarlucea)

De los cierres analizados se determinó que:

- el Reservorio 2 es el que más incide en la atenuación de los caudales máximos en la avenida de Circunvalación (aguas arriba de la zona donde se produce el entubamiento del arroyo antes de su descarga final).

- el Reservorio 1 produce un amortiguamiento que favorece el no recrecimiento de los caudales máximos en el canal por efecto de las áreas ubicadas aguas arriba del mismo (área urbana de Ricardone).

- el Reservorio 3 ubicado en el canal La Legua permitiría controlar los desagües de dicho canal que influye sobre las áreas urbanas de Roldán y Funes evitando los desbordes del canal mencionado y a su vez produciría una disminución del nivel máximo en la presa Ludueña, aumentando la capacidad de almacenamiento.

La implementación de estos reservorios de retención permiten disminuir hasta llegar a la anulación de los desbordes de los canales Salvat e Ibarlucea antes de su desembocadura en el Arroyo Ludueña, las que afecta importantes zonas ya urbanizadas.

Con la implementación de los reservorios de atenuación propuestos en todas las situaciones hidrológicas analizadas, los conductos actuales permitirían el tránsito del arroyo sin desbordes y anegamientos por efectos de restricciones en las secciones de desagües del arroyo y además, reduciría los anegamientos de las urbanizaciones ubicadas en la cuenca media y alta del arroyo Ludueña.

CONCLUSIONES

Con los resultados obtenidos permitió determinar la capacidad de regulación de la cuenca media y alta del arroyo y las subcuencas que más inciden en la formación del caudal máximo de salida.

Los reservorios de retención temporal en la cuenca, como elementos de disminución de los caudales máximos en la salida, permitió que las conducciones actuales no se vean desbordadas y no se produzcan anegamientos en las zonas ribereñas del arroyo en las distintas partes de la cuenca, obteniendo resultados beneficiosos para toda la cuenca.

De los cierres analizados, se determinó que el Reservorio 2 es el que más incide en la atenuación de los caudales máximos en la Av. Circunvalación. Los reservorios 1 y 3 producen un amortiguamiento importante y favorecen el no recrecimiento de los caudales máximos en el canal por efecto de las áreas ubicadas aguas arriba.

Al implementarse estos reservorios temporales, el área principal en la formación de los caudales máximos sería la cuenca no controlada ubicada aguas abajo de los mismos que recibe los escurrimientos de Granadero Baigorria, Capitán Bermúdez, Ibarlucea y una parte urbana de Rosario, Funes y Fisherton.

Considerando los cierres propuestos, los conductos actuales permiten desaguar el arroyo Ludueña sin desbordes y anegamientos por efectos de restricciones en las secciones de desagües del arroyo.

El nivel en la presa del Arroyo Ludueña existente recupera 0.80m por debajo de la cresta del vertedero y disminuye en más de 100 m^3/s el caudal del arroyo Ludueña en correspondencia con la Avenida de Circunvalación de la ciudad de Rosario.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Collins, J et alli. (2015). "Estudio de alternativas de medidas de regulación en las cuencas media y alta de los arroyos Ludueña y San Lorenzo" Convenio MASPYMA - INA.

Riccardi, G et alli. (2009). "Rehidrología y Modelo de Simulación a tiempo real en el Sistema de Alerta Hidrológico en las Cuencas de los Arroyos Ludueña y Saladillo" Convenio MASPYMA - UNR.

USACE. HEC RAS. Versión 4.0 Beta. Hydrologic Engineering Center. U.S. Army Corps of Engineers.

USACE. HEC HMS. Versión 3.0.0. Hydrologic Engineering Center. U.S. Army Corps of Engineers.

SISTEMA DE INFORMACIÓN GEOGRÁFICA Y MODELO DE SIMULACIÓN HIDROLÓGICA APLICADO A UNA CUENCA RURAL DEL SUR-OESTE DE CÓRDOBA

CONAGUA 2017 CÓRDOBA, ARGENTINA, 2017

Ing. Agr. José Corigliano[(1)]; Dr. José Cisneros[(1)]; Msc. Jorge Gonzalez[(1)]

[(1)]Dpto. Ecología Agraria, Facultad de Agronomía y Veterinaria, Universidad Nacional de Río Cuarto, Argentina.
Av. Profesor Leónidas Cholaky, RN 36 km 601. Tel 0358-156008440
E-mail: jcorigliano@ayv.unrc.edu.ar

RESUMEN

La erosión hídrica en el centro-sur de la provincia de Córdoba y oeste de la provincia de San Luis (Argentina), se ha incrementado en los últimos años, lo que se evidencia en la activación de cursos de agua como el Arroyo Ají y en la aparición de nuevos arroyos, como es el caso del Arroyo Nuevo. La cuenca arroyo Chaján (Córdoba) se encuentra ubicada entre las coordenadas 33º 24´ y 33º 35´ latitud sur, y entre los 65º 12´ y 65º 01´ longitud oeste. El siguiente trabajo se realizó en base a la información incluida en un Sistema de Información Geográfica (SIG), y la utilización del software HEC-HMS, determinándose los valores de Caudal Pico (Qp) y escurrimientos según la metodología de Curva Número (USDA 1968), para tres diferentes escenarios (actual, degradado y conservacionista), dos lluvias de diseño, y dos modelos hidrológicos diferentes, uno de ellos detallado, dividido en 56 subcuencas (**56sc**), cumpliendo los requerimientos impuestos por la metodología (superficies no mayores a 800 ha) y otro simplificado de 6 subcuencas (**6sc**), que no cumple las restricciones superficiales, mostrando así posibles errores de cálculos que se generan al no respetar las restricciones metodológicas.

ABSTRACT

Water erosion in the central-south of the province of Córdoba and west of the province of San Luis (Argentina) has increased in recent years, evidenced by the activation of watercourses such as Arroyo Ají and in The appearance of new streams, such as the Arroyo Nuevo. The Chaján stream basin (Córdoba) is located between the 33º 24 'and 33º 35' latitudes, and between 65º 12 'and 65º 01' west longitude. The following work was carried out based on the information included in a Geographic Information System (GIS), and the use of the HEC-HMS software, determining the values of Peak Flow (Qp) and runoff according to the Curve Number methodology (USDA 1968), For three different scenarios (current, degraded and conservationist), two design rains, and two different hydrological models, one of them detailed, divided into 56 sub-basins, fulfilling the requirements imposed by the methodology (surfaces no greater than 800 ha) And a simplified one of 6 sub-basins, which does not meet the surface restrictions, thus showing possible calculation errors that are generated by not respecting methodological restrictions.

INTRODUCCIÓN

El desarrollo global de la agricultura a través de los últimos 50 años ha sido rápido y ha habido un alejamiento progresivo de los sistemas tradicionales, ambientalmente benignos y de bajos insumos y baja producción, tales como los sistemas pastoriles y orgánicos, hacia sistemas modernos o de "revolución verde", también llamados de "agricultura industrial" (Maxwell et al., 1995).

A partir de la década del ´60, con la generación del primer Sistema de Información Geográfica, se produjo un cambio rotundo en el tratamiento, análisis, planificación y gestión del territorio (Comas y Ruiz, 1993). Los mapas en papel o tela que hasta el momento habían servido para representar la organización de las sociedades y la distribución de los recursos naturales en una región, fueron superados por estas nuevas tecnologías, que a su vez generaron un nuevo enfoque sobre el espacio territorial.

Los SIG tienen como objetivo permitir el manejo de grandes cantidades de datos ambientales referenciados geográficamente y constituyen una tecnología avanzada para los profesionales de la cienca de la tierra y cualquier estudio o disciplina relacionado con análisis espacial (Meijerink et al., 1994).

Una definición que sintetiza el concepto SIG es la propuesta por el National Center of Geographics and Analisys de los Estados Unidos (1990), que sostiene que *un Sistema de Información Geográfica es un sistema compuesto de hardware, software y procedimientos para capturar, manejar, manipular, analizar, modelizar y representar datos georreferenciados, con el fin de resolver problemas de gestión y planificación.*

Algunos ejemplos de SIG para la región en estudio que pueden citarse corresponden a A. Degioanni (1998), aplicados a la cuenca Santa Catalina, proponiendo una metodología para evaluar el potencial productivo de los recursos agrarios de la cuenca Santa Catalina (Córdoba, Argentina), con el fin de optimizar el uso y gestión de dichos recursos bajo principios de máxima eficiencia ecológica y sostenibilidad. Cisneros (2010), desarrolla un SIG para contribuir a la toma de decisiones para el ordenamiento territorial de la cuenca. La metodología integra herramientas SIG, modelos de simulación de hodrología, erosión y sedimentación, y métodos de análisis multicriterio. Gonzalez J. (1999), analiza escenarios de deterioro/recuperación de los recursos naturales (suelo, vegetación y aguas), basándose en los SIG con modelos hidrológicos para la cuenca arroyo La Tapa.

Los antecedentes en simulación o modelación hidrológica integrado a los SIG son relativamente nuevos, esta rama del conocimiento ha comenzado a desarrollarse a partir de la década del 80 (Maidment, 1993).

Llamas, (1993), sostiene que "*Un modelo es la representación simplificada, bajo una forma física o matemática de un sistema complejo en el cual las respuestas producidas por una serie de entradas externas son difícilmente previsibles a causa precisamente de gran número factores que entran en juego*".

Para Karplus, (1983), "*Un modelo es un conjunto de ecuaciones que caracterizan un sistema real, llamado prototipo, de tal forma que al menos un cierto número de nexos entre las entradas externas y las respuestas correspondientes, se ha representado de forma adecuada*".

Para contribuir a la finalidad de minimizar el deterioro de los suelos y mantener en el tiempo la capacidad productiva de las tierras de la cuenca Chaján, se planteó este estudio.

MATERIALES Y MÉTODOS

La metodología aplicada según Gonzalez et al. (2002), incluyó la recopilación de información en gabinete, una etapa de fotointerpretación sobre imágenes satelitales obtenidas en Google Earth y relevamientos a campo sobre la situación actual de la cuenca, y sobre puntos críticos.
La cuenca Arroyo Chaján está comprendida entre las coordenadas 33° 24´ y 33° 35´ Sur, y 65° 12´ y 65° 01´Oeste, en la provincia de Córdoba – Argentina, próxima a las localidades de Villa Mercedes hacia el Oeste, Justo Daract hacia el Sur y Sampacho hacia el Noroeste.
Hacia el noroeste de la localidad homónima se encuentra un ambiente geomorfológico pedemontano, donde a través de cursos menores, como el arroyo del Medio y Los Arroyitos, colecta el escurrimiento de las últimas estribaciones serranas. El sector es fuertemente ondulado, con pendientes que oscilan entre el 0,5 y el 10 %.

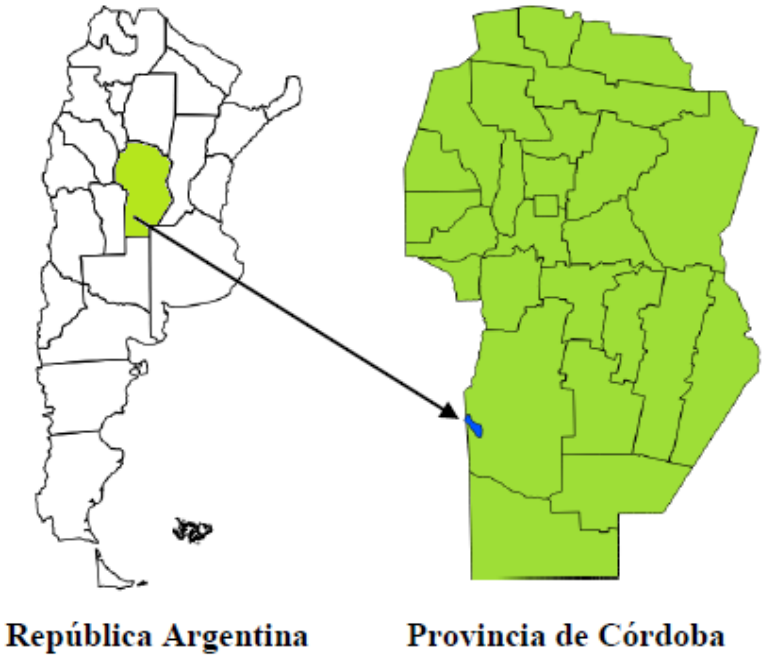


Figura 1.- Ubicación de la cuenca

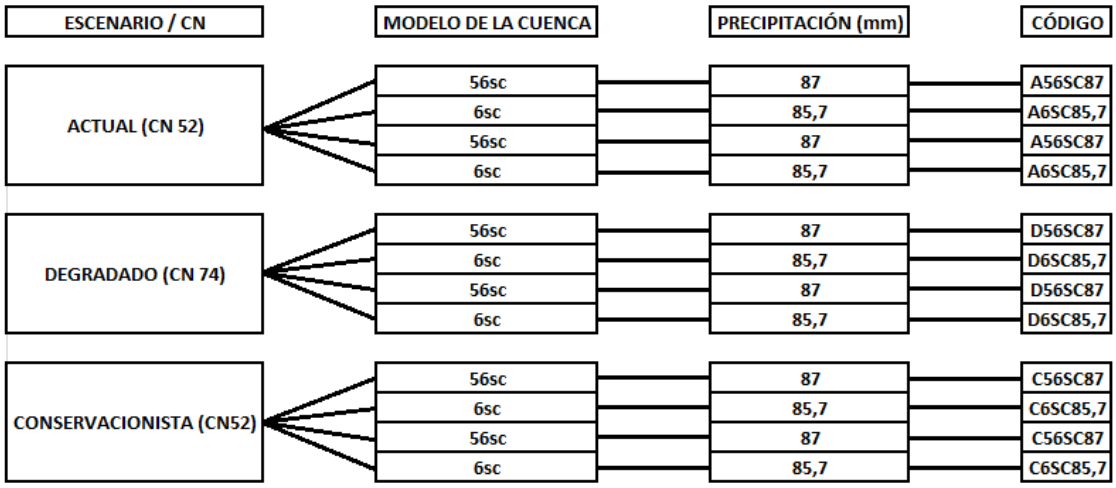
Se extrajo información del Atlas de los Suelos de Córdoba (Gorjas y Lovera, 2006), sobre las unidades cartográficas presentes en la zona de la cuenca, lográndose definir siete unidades diferentes de suelos.
La recopilación hidrometeorológica es un factor clave para el análisis e interpretación del funcionamiento de la cuenca, por lo que es imprescindible obtener series de precipitaciones del área en estudio que otorguen mayor seguridad al momento de la realización de las corridas del modelo. Además de la obtención de estos datos, también se utilizó una lluvia validada para otorgar mayor precisión al modelo. La primera lluvia de diseño, tiene una frecuencia de recurrencia cercana a 25 años, según J. Cisneros (2010), posee una duración de 6 horas, una precipitación total de 87 mm, ubicándose su pico de intensidad en el segundo sextil. La segunda lluvia de diseño utilizada, es la

validada por M. Corral et al (2009), para la cuenca El Gato, con una precipitación total de 85,7 mm en 14 horas y media.

Se realizaron dos giras de relevamiento a campo, con el objetivo de reconocer el área de estudio y cotejar algunos aspectos de la realidad con los definidos en gabinete, y los puntos críticos en la misma, realizando un relevamiento del estado, uso y manejo de los suelos.
Se gravó el camino recorrido en la primera de las giras, caracterizando los tramos del mismo según sus características, estado, condición, utilidad pública y se analizó su posible funcionalidad como red de drenaje y divisoria de aguas.
Para poder definir los límites de la cuenca y subcuencas, fue necesario elaborar un mapa planialtimétrico de la superficie en estudio, la base de datos se obtuvo del Consorcio de Información Espacial (CGIAR), y se procesó en Quantum GIS para la generación de curvas de nivel en el terreno. Basándose en la distribución, forma y las diferentes alturas de las mismas, se definieron las divisorias de agua de la cuenca, marcando así los límites de la cuenca. Para definir los límites internos de la cuenca que nos generan subcuencas, se utilizó el mismo procedimiento, teniendo en cuenta, además, el comportamiento hidrológico que se manifiesta por la presencia de caminos, los cuales pueden actuar como conductores del escurrimiento (red de drenaje temporal).
La red de drenaje se delimitó en base a las características fotgráficas de colos, textura y homogeneidad de las imágenes obtenidas en GOOGLE EARTH, combinadas con la información generada de curvas de nivel y caminos. Una vez trazada la red de drenaje se realizaron los cálculos de longitudes (metros) mediante Quantum GIS, y la clasificación de la misma según su orden, correspondiente a la ubicación y complejidad de sus partes en la red total (de primer, segundo, tercer orden).
Las superficies y pendientes de la cuenca y sus subcuencas se calcularon mediante el software Quantum GIS.
Se definieron dos modelos de cuencas: Uno de **56sc** y otro de **6sc**, a los fines de analizar las diferencias de resultados generados entre los mismos.
Para la evaluación del escurrimiento máximo se utilizó el método de CN (USDA, 1984), el cual se basa en determinar los grupos hidrológicos de suelos que componen la cuenca, la condición de humedad antecedente previo a la ejecución de la simulación, el estado, el uso de los mismos y la posible presencia de prácticas conservacionistas. Además es importante consignar que este método emplea para la estimación de los escurrimientos la lluvia total máxima ocurrida en 24 horas, y no la intensidad horaria, es importante que cada una de las superficies simuladas no supere las 800 ha, este aspecto fue subsanado mediante la subdivisión de la cuenca en subcuencas, definiendo así los modelos **56sc**, que respeta la limitante superficial, y el modelo **6sc**, que no la respeta.
Para que la representatividad del modelo se aproxime con mayor certeza a la realidad, se utilizaron valores de CN validados (CN52) para la cuenca El Gato (Corral et al. 2009), para la validación de este resultado, se realizó la validación detallada de la precipitación y la variación del caudal en un punto determinado, con estos datos se definió el valor de CN para la cuenca. El valor CN52 se consideró como **escenario 1**, El **escenario 2** representa una condición degradada, con un valor de CN 74. El **escenario 3**, con un valor de CN 48, representaría una condición de manejo conservacionista generalizado para toda la cuenca.

Las diferentes combinaciones entre los modelos, precipitaciones y los escenarios se representan en el siguiente cuadro resumen:

Tabla 1.- Combinaciones entre las variables tenidas en cuenta, en las diferentes simulaciones realizadas.



RESULTADOS

La superficie total de la cuenca es de 19.868 ha. Parte de las subcuencas están delimitadas por divisorias naturales, y otra parte, resultan de divisiones de origen antrópico, como caminos, vías férreas, rutas, etc. Las superficie total de las subcuencas para el modelo **56sc**, osciló entre 61 y 846 ha. Para el modelo **6sc**, los valores de subcuencas oscilaron entre 1174 y 5861 ha, con un promedio de 3313 ha. En la figura 2 se detallan las curvas de nivel y los límites de la cuenca y sus subcuencas.

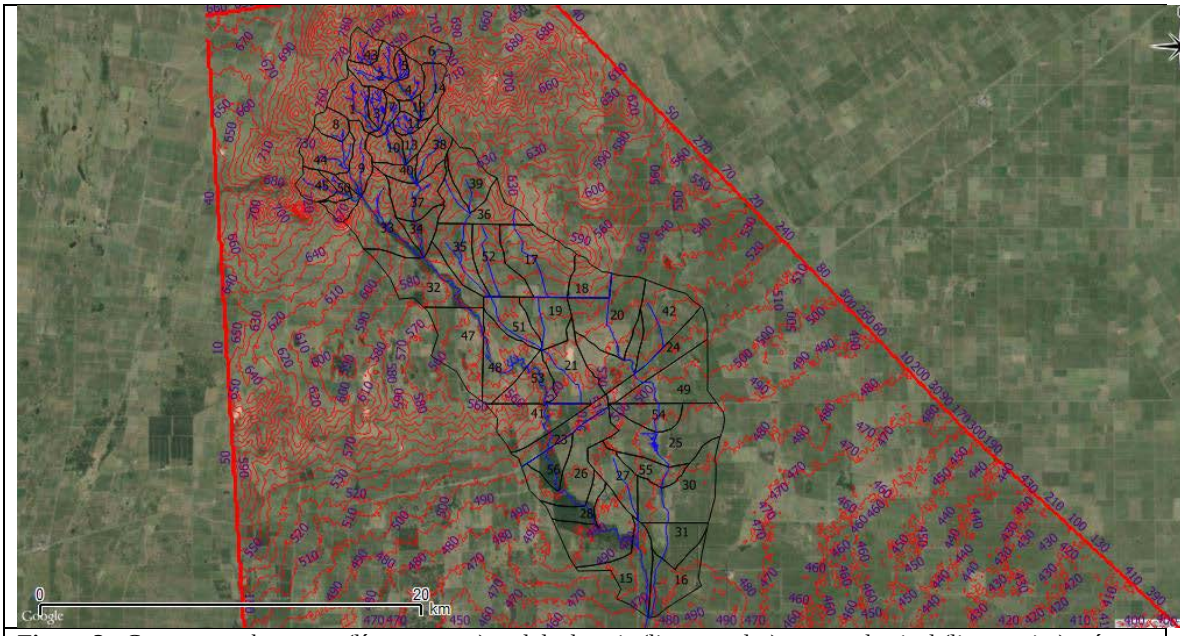


Figura 2.- Cuencas y subcuencas (líneas negras), red de drenaje (lineas azules), curvas de nivel (lineas rojas), número de subcuencas (letras negras), y valores de las curvas de nivel (números violetas). (Elaboración propia, imagen de fondo extraída de Google Earth).

Los valores de pendiente de las subcuencas varían entre 0,61 y 3,97 %, siendo mayores los valores de las subcuencas en el sector norte de la misma, generándose una disminución hacia el sur de la misma. El valor de pendiente general de la cuenca es de 1,39 %.

Se realizó el procesamiento y organización de toda la información relevante para la cuenca, encontrando en ella un predominio unidades cartográficas con suelos franco a franco-arenosos, con susceptibilidad a erosión hídrica y eólica. En la figura 3 se detallan las proporciones de superficie de cada una de ellas, en la tabla 2 se muestran las superficies ocupadas por las mismas.

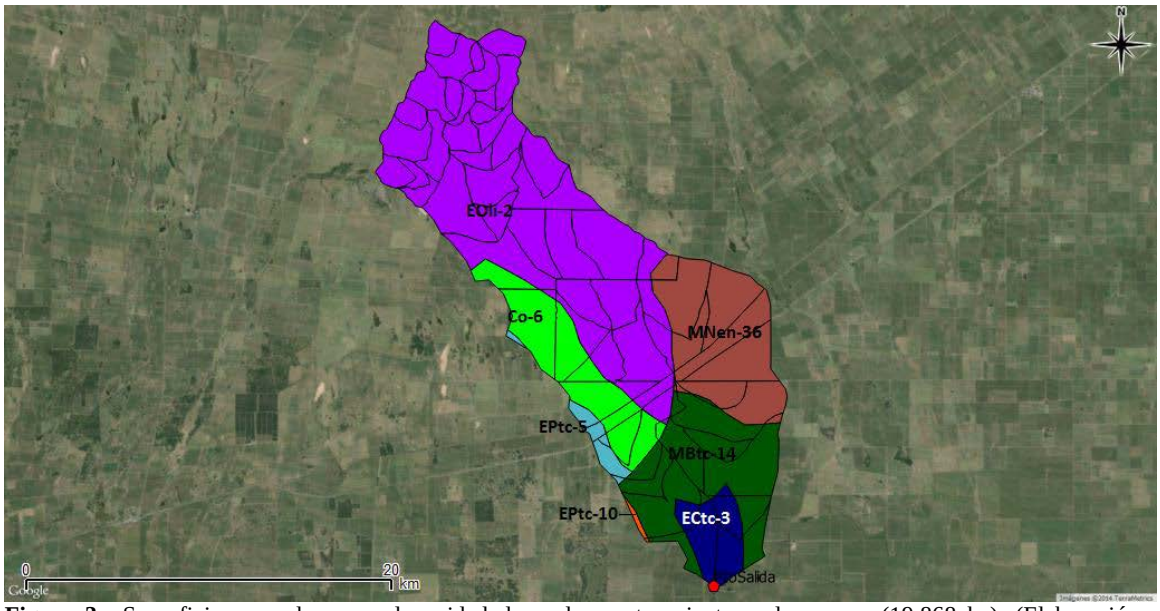


Figura 3.- Superficie ocupada por cada unidad de suelos pertenecientes a la cuenca (19.868 ha). (Elaboración propia).

Tabla 2.- Superficie de las unidades cartográficas de suelos dentro de la cuenca y su grupo hidrológico correspondiente.

Unidades	Superficie (ha)	Superficie (%)	Grupo Hidrológico
Eptc-10	40	0,2	**B**
EPtc-5	323	1,63	**B**
MNen-36	3.188	16,05	**B**
MBtc-14	3.163	15,92	**B**
EOli-2	10.074	50,7	**C**
Ectc-3	914	4,6	**B**
Co-6	2.166	10,9	**B**
Total	**19.868**	**100**	

Se definieron dos lluvias de diseño, la primera lluvia de diseño utilizada para los modelos de la cuenca corresponde a una precipitación de 87 mm en 6 horas, la cual tiene una recurrencia de algo menos de 25 años, con un pico de intensidad en el segundo sextil (Cisneros, 2010), y la segunda lluvia de diseño registrada con un pluviógrafo, es la validada por M. Corral et al, (2009), para la cuenca El Gato, con una precipitación total de 87,5 mm en 14 horas y media.

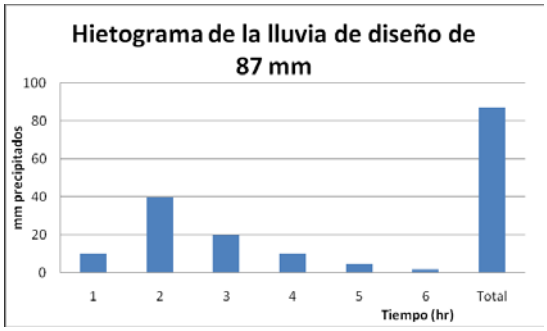


Figura 4.- Hidrograma de la lluvia de 87 mm, en 6 horas.

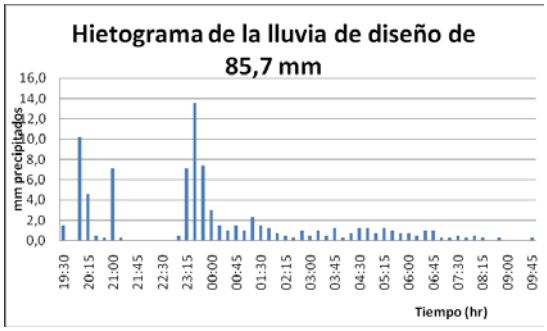


Figura 5.- Hidrograma de la lluvia de 85,7 mm, en 14 horas y media.

Debido a la gran importancia del conocimiento del funcionamiento sobre las redes de drenaje para la modelación y comprensión del funcionamiento de la cuenca, se clasificó a los distintos segmentos de la misma en diferentes órdenes según su disposición, logrando un máximo del 5º orden. La distancia total de redes de drenajes definida en la cuenca es de 218.076 m, variando en las subcuencas entre 6.166 m hasta los 604 m. En la figura 6 se detalla la categorización de la red de drenaje.

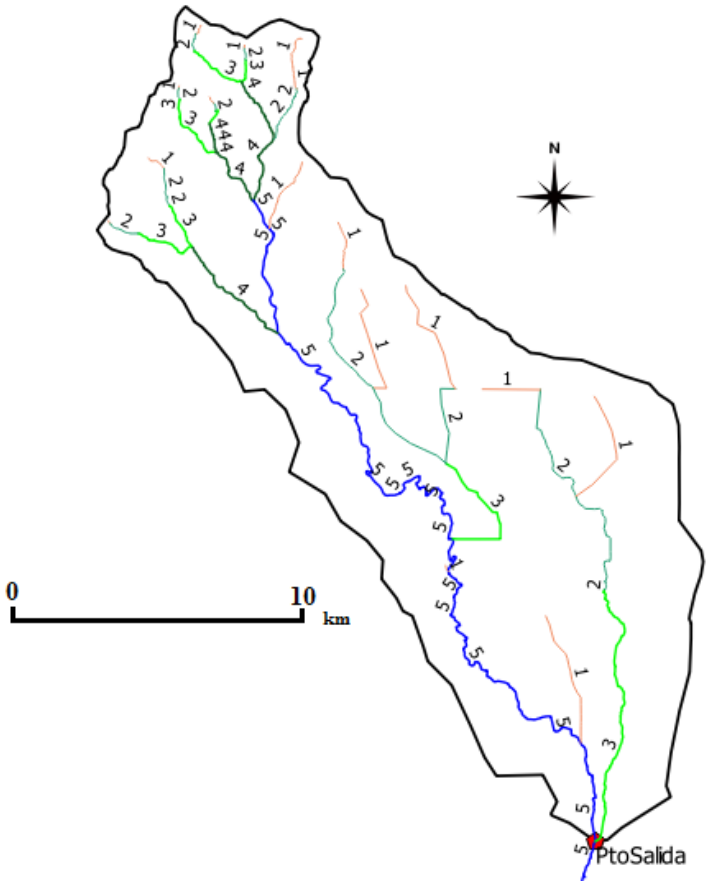


Figura 6.- Red de drenaje de la cuenca categorizada por orden (Rojo primario, Celeste secundario, Verde claro terciario, Verde oscuro cuaternario y en Azul de quinto orden). (Elaboración propia).

Para la realización de las simulaciones se utilizó la metodología de la curva número (USDA 1968), esta posee la característica de poder realizar estimaciones con intensidades diarias de precipitación, pero como restricción, exige no realizar análisis en superficies mayores a las 800 ha. Asumiendo sus restricciones, se definieron 2 modelos hidrológicos para la cuenca, uno de 56 subcuencas, denominado "**56sc**", y otro modelo simplificado de 6 subcuencas, denominado "**6sc**". El modelo **56sc**, respeta la restricción impuesta por la metodología cuya superficie máxima de unidad analizada no supera las 800 ha, mientras que en el modelo **6sc**, esta restricción no se respeta.
Cuando se realizó la simplificación del modelo, todos los parámetros de cada subcuenca fue ponderado en función de su superficie relativa, generando un valor de CN más representativo de la realidad, así como también se recalculó el gradiente de pendiente para cada una de ellas y su tiempo de traslado.

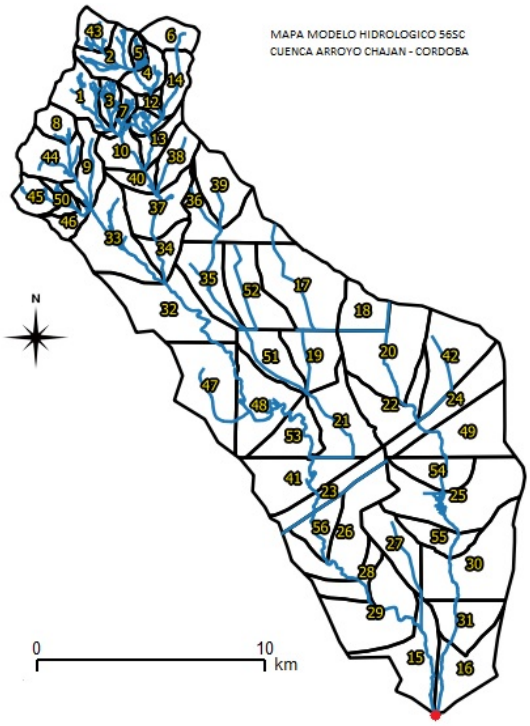


Figura 4.- Sistema de Información Geográfica para modelo hidrológico **56SC**.

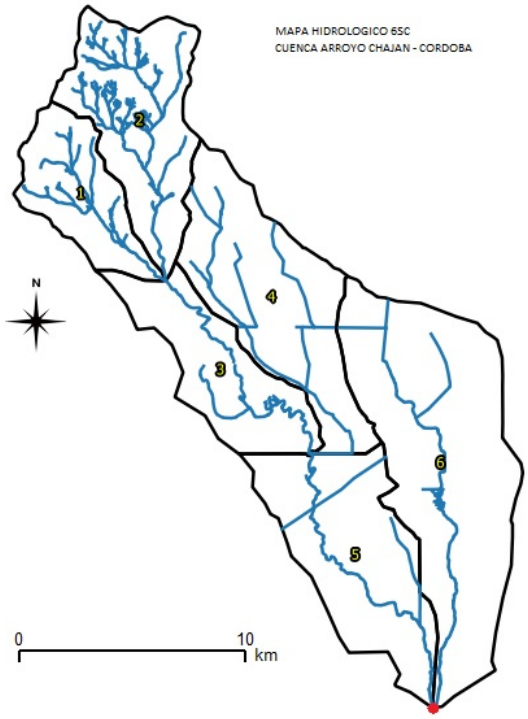
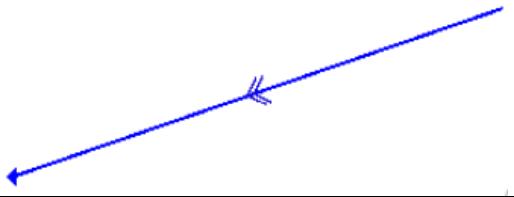


Figura 5.- Sistema de Información Geográfica para modelo hidrológico **6SC**.

Se pueden observar con detalle dinámico los modelos de cuencas hidrológicas definidas con los atributos correspondientes en el siguiente link: https://drive.google.com/open?id=1TWqvBl4_-RrBoEkQU39rAvjAIUM&usp=sharing

Mediante el programa HEC-HMS, se construyeron los modelos hidrológicos sobres los que se realizaron las simulaciones. En la tabla 3 se detallan los identificadores descriptivos que definen la conducción hídrica del modelo, a través de las subcuencas.

Tabla 3.- Íconos gráficos utilizados en el modelo y las funciones que desarrollan en el programa HEC-HMS.

Indica la presencia de una superficie generadora de escorrentía (subcuenca).	Indica el punto de confluencia de una o varias subcuencas, que definen un caudal y lo trasladan hacia un cauce que proviene de cuenca arriba hacia otra subcuenca.
	
Indica el punto final de análisis de la cuenca.	Indica la dirección y el sentido en el que se traslada el caudal proveniente de cuenca arriba, a través de las subcuencas.

En la figura 9 se detalla la gráfica descriptiva del funcionamiento del modelo **56sc**, en la gráfica 10, la gráfica descriptiva es sobre el modelo **6sc**.

Figura 9.- Gráfica descriptiva del funcionamiento del modelo **56sc**.

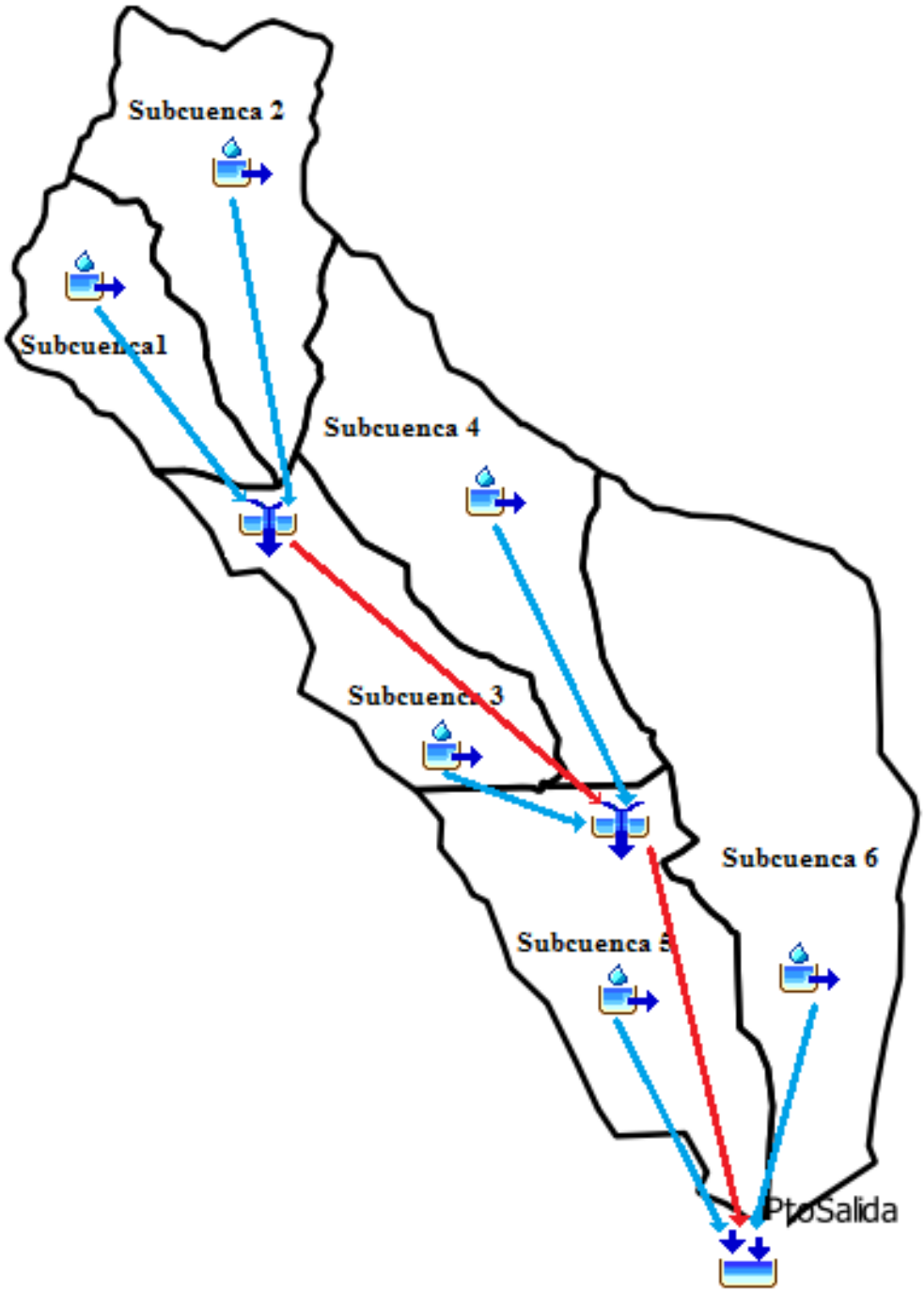


Figura 10.- Gráfica descriptiva del funcionamiento del modelo **6sc**. Las líneas celestes detallan la dirección del escurrimiento generado por cada subcuenca; las líneas rojas muestran hacia donde se dirigen los escurrimientos provenientes de otra subcuenca, cuenca arriba.

En la tabla 4 se detallan los resultados obtenidos de las simulaciones realizadas, las combinaciones integradas entre los 3 escenarios diferentes, las 2 lluvias de diseño y los 2 modelos hidrológicos, generan un total de 12 resultados distintos, permitiendo comparar los resultados entre cada una de las variables simuladas.

Tabla 4.- Resultados obtenidos de las simulaciones realizadas.

Escenario	Lluvia (mm)	Mod. Hid.	Tiempo al pico (h)	Lámina escurrida (mm)	Qp (m^3/s)
Actual CN52	87	**6 SC**	16h	6,54	23
		56 SC	15h 30´	6,48	37
	85,7	**6 SC**	21h 45´	6,08	19,8
		56 SC	19h	6,03	27,3
Degradado CN74	87	**6 SC**	15h 15´	32,15	114,9
		56 SC	13h 45´	30,61	194,5
	85,7	**6 SC**	19h 45´	31,04	95,7
		56 SC	19h	29,52	168,1
Conservación CN 48	87	**6 SC**	17h 30´	4,05	12,8
		56 SC	16h	3,4	22
	85,7	**6 SC**	23h 15´	3,7	11,2
		56 SC	21h 45	3,1	15,6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La combinación de las herramientas SIG con modelos hidrológicos permitió evaluar diferentes escenarios de la cuenca arroyo Chaján.

Esta combinación de herramientas posee un gran potencial para el análisis y gestión en el desarrollo de propuestas de ordenamiento hidrológico para las cuencas hídricas.

Las diferencias encontradas entre los distintos escenarios simulados generan un cambio en los Qp y láminas totales escurridas muy importantes, pero los mismos son esperables, ya que si la condición hidrológica de la cuenca empeora, su capacidad de infiltración global disminuye, aumentando así los volúmenes escurridos, lo mismo ocurre, pero en sentido contrario, si las condiciones hidrológicas de la misma mejoran.

Al realizar un Sistema de Información Geográfica aplicado a cuencas hidrográficas, los datos que lo componen, deben ser lo más certeros posibles, siendo necesario dirigirse a la zona en estudio para poder corroborar los puntos de interés, entre ellos, definir de manera correcta las divisorias de aguas, ya que los Modelos de Elevación del Terreno (MET), pueden inducir a errores involuntarios al no poseer las precisión deseada. Otro aspecto de gran importancia a tener en cuenta al momento de definir las redes de drenaje, es el estado de los caminos, pudiendo definir si los mismos actúan o no como divisores de aguas, y si forman parte de la red de drenaje de la cuenca.

La gran diferencia manifestada en los volúmenes (Qp y lámina total escurrida), entre las diferentes modelos hidrológicos (**56sc** y **6sc**), resalta la importancia de trabajar con escalas de análisis adecuadas según el método que se utilice para la estimación de caudales pico y láminas escurridas. Se encontró una disminución en los valores de Qp del orden del 27,5 al 43,1 % menor en el modelo **"6sc"**, y un aumento de la lámina total escurrida del orden del 0,9 al 19,4 %.

El objetivo de la modelación hidrológica es representar la realidad con la mayor simpleza y fidelidad posible a la realidad, para ello se generan ecuaciones que representan los fenómenos más relevantes que ocurren dentro del sistema a simular. Debido a las limitaciones o exigencias que estos presentan, es necesario adecuar el modelo hidrológico que mejor se ajuste a la metodología empleada, o adecuar la metodología que mejor se adapte al modelo hidrológico definido.

LISTA DE SÍMBOLOS

CN: Curva Número.
Qp: Caudal Pico.
SIG: Sistema de Información Geográfica.
MET: Modelo de Elevación del Terreno.
56sc: Modelo Hidrológico comprendido por 56 subcuencas
6sc: Modelo Hidrológico simplificado, comprendido por 6 subcuencas

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Cisneros, J. (2010). Bases para el ordenamiento territorial del sur de Córdoba (Argentina). El caso de la Cuenca de los Arroyos Menores. Tesis Doctoral.

Cisneros, J.; Cholaky, C.; Cantero, A.; Gonzalez, J.; Reynero, M.; Diez, A.; Bergesio, L.; Cantero, J.; Nuñez, C.; Amuchastegui, A.; Degioanni, A. (2012). Erosión Hídrica. Principios y técnicas de manejo. UNRC.

Comas, D. y Ruiz, E. (1993). Fundamentos en Sistemas de Información Geográfica, Barcelona, Ariel.

Corigliano, J.; Cisneros, J.; Gonzalez, J. (2015). Sistema de Información Geográfica y Modelo de Simulación Hidrológica Aplicado a la Cuenca Arroyo Chaján (Córdoba). UNRC. FAyV.

Corral, M.; Gonzalez, J.; Castelló, E.; Giovine, L. y Vilchez, G. FCEFyN, UNC – FayV, UNRC (2009). Ajuste del Modelo Hidrológico HEC-HMS para la cuenca Achiras – El Gato, Córdoba, Argentina.

De Rosnay (1974). An introduction to database systems. The systems programming series. Addison-Wesley.

Degioanni, A. (1998). Organización territorial de la producción agraria en la región de Río Cuarto (Argentina). Tesis Doctoral. Universidad de Alcalá de Henares. España.

Gil, H.A., de Prada, J.D., Hernandez, J., Pereyra, C. y A.R. Angeli (2008). Análisis de la Percepción del Productor sobre la Problemática Ambiental. En: de Prada J.D. y J. Penna (Eds.) Percepción económica y visión de los productores agropecuarios de los problemas ambientales en el Sur de Córdoba, Argentina. Instituto de Economía y Sociología INTA, 94 pp.

Gonzales, J. (1999). Sistemas de información geográfica (SIG) y modelos hidrológicos: Articulación para el estudio de una cuenca representativa en Córdoba, (Argentina). Tesis de Magister. Maestría en planificación y manejo de cuencas hidrográficas Universidad Nacional del Comahue.

Gonzalez, J.; Rodinson, T.; Cantero, J.; Cholaky, C. y J. Cisneros (2002). Utilización de los SIG en la gestión de recursos naturales en una cuenca serrana del centro de Argentina. Revista UNRC. Vol 22 1-2.

Google earth. http://www.google.com. Imagen tomada año 2013.

Gorgas. Lovera. Agencia Córdoba Ambiente (2006), Área Subordinación Suelos, Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria, EEA Manfredi, Córdoba. "Recursos Naturales de la Provincia de Córdoba, Los Suelos". Escala 1 : 500.000.

Karplus, W. (1983). The spectrum of mathematical model, Perspectives in computing. Vol. 3. N° 2.

Llamas, J. (1993). Hidrología General, Principios y aplicaciones. Servicio Editorial. Unicersidad del País Vasco.

Maidment, D.; Ed. Gooldich, M.; Parks, B. And L. Steyaert. (1993). GIS and hydrologic models. Environmental Modeling with GIS. pp. 147-167.

Maxwell, T.; Birnie, R. Matthews, K. (1995). Enfoques comparados sobre estrategias de uso de las tierras en las agriculturas tradicionales y modernas. En: II Seminario Internacional Desarrollo Agropecuario Sustentable. Estrategias para el uso agropecuario del territorio. (Editado por INTA, INDEC), Buenos Aires.

Meijerink, A.; Brouwer, H.; Mannaerts, C. y C. Valenzuela, (1994). Introduction to the Use of GIS for Practical Hydrology, ITC:Publication Number 23. The Netherlands. Pp 1-11.

NCGIA (1990). National Center for Geographic Information and Analisis. M. Goodchild y K. Kemp (eds). Vol. 1. Universidad de California. EE.UU.

Quantum GIS Development Team (2012). Quamtum GIS Geographic Information System. Open Source Geospatial Fundation Proyect. http://qgis.osgeo.org

USDA-SCS. (1968). A method for estimating volume and rate of runoff in small watershed. Scs. Pp 149.

DIAGNÓSTICO QUALITATIVO DAS CONDIÇÕES HÍDRICA E ESTRUTURAL EM ÁREA DE ENTORNO DE NASCENTES NO MUNICÍPIO DE BELO HORIZONTE (MG) – BRASIL CONAGUA 2017. CÓRDOBA, ARGENTINA, 2017

Natalia da Silva Galvão[1], Aline Lobato Ribeiro[2], Daniel Augusto de Miranda[3]

Centro Universitário Metodista Izabela Hendrix, Belo Horizonte, Brasil1, 2
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Minas Gerais,
Santa Luzia, Brasil3
+55 31 99978-2346, nsgalvao@yahoo.com.br[1]
+55 37 99136-6033, linelobato2@gmail.com[2]
+55 31 99968-6833, d.miranda@ifmg.edu.br

RESUMO

Considerando o crescimento urbano verificado em Belo Horizonte (Minas Gerais, Brasil) desde sua inauguração em 1897 e intensificado após a década de 50, grande parte dos cursos d'água na capital mineira degradou-se significativamente. Na maioria dos casos, o espaço de suas várzeas foi ocupado sobretudo por conta de especulação imobiliária. Com uma extensa rede hidrográfica, o município conta com mais de 700 km de cursos d'água, com 183 nascentes do ribeirão Arrudas cadastradas e com outras 162 do ribeirão do Onça. Nesse contexto, o presente estudo teve como objetivo promover um diagnóstico qualitativo das condições hídricas e estruturais da área de entorno das nascentes localizadas nas divisas entre Aglomerado da Serra, Parque das Mangabeiras e da Baleia, bem como a constatação de possíveis interferências negativas nas estruturas civis ali construídas, aparentemente associadas ao curso d'água. Ademais, propuseram-se medidas preventivas quanto a possíveis impactos nas construções existentes e ações preventivas e corretivas voltadas ao restabelecimento da condição natural do curso d'água. Como principal medida identificada, destaca-se a proposta de implantação de um sistema prático de pré tratamento de agua residual despejada no rio, visando a redução de contaminação do recurso hídrico em prol da comunidade que habita o seu entorno.

ABSTRACT

Considering the urban growth observed in Belo Horizonte (Minas Gerais, Brazil) since its inauguration in 1897 and intensified after the 1950s, most of the watercourses in the capital of Minas Gerais have deteriorated significantly. In most of cases, the area of their floodplains was mainly occupied by real estate speculation. With an extensive hydrographic network, the city counts on more than 700 km of water courses. In this context, the present study had as objective to promote a qualitative diagnosis of the water and structural conditions of the area surrounding the springs located in the borders between Aglomerado da Serra, Mangabeiras and Whale Park, as well as the finding of possible negative interferences in the civil structures There built, apparently associated with the watercourse. In addition, preventive measures were proposed regarding possible impacts on existing constructions and preventive and corrective actions aimed at restoring the natural condition of the watercourse. As the main measure identified, it is worth mentioning the proposal to implement a practical system of pre-treatment of wastewater discharged into the river, aiming at reducing contamination of the water resource in favor of the community that inhabits its surroundings.

INTRODUÇÃO

Um dos critérios preponderantes para escolha do local para construção da então nova capital do estado de Minas Gerais, Belo Horizonte, fundada no ano de 1897, foi baseada em sua riqueza hídrica, composta por uma rede de drenagem com extensão superior a 700 km (BORSAGLI, 2016).

Em decorrência da expansão urbana observada sobretudo a partir da segunda metade do século XX, a condição natural dos cursos d'água deu lugar à progressiva degradação desses ambientes. De acordo com o Comitê da Bacia Hidrográfica do Rio das Velhas (CBH, 2012), a

sub-bacia SF5, na qual se encontra o município de Belo Horizonte, possui população predominantemente urbana (97,5%) e, como consequência, a maior parte dos ribeirões e córregos que correm no solo belo-horizontino foi canalizada. Ainda conforme publicação do CBH, o espaço dos cursos d´água remanescentes acabou sendo ocupado por avenidas 'sanitárias', modelo considerado ultrapassado em vários países e que potencializa a ocorrência de inundações.

As principais bacias hidrográficas que drenam o município são a do ribeirão do Onça (ao norte) e a do ribeirão Arrudas (ao sul). Além destas, outras duas bacias de menor expressão concentram-se na região nordeste do município: a bacia do córrego Calazans e a do córrego Lagoa Grande. Segundo Felippe (2009), toda a rede de drenagem de Belo Horizonte deságua na margem esquerda do rio das Velhas, afluente do rio São Francisco.

Alimentando as bacias citadas, estão cadastradas 183 nascentes do ribeirão Arrudas e 162 do ribeirão Onça na Região Metropolitana de Belo Horizonte (CBH, 2012). De modo geral, a urbanização fez com que áreas de afloramentos de águas fossem cada vez mais degradadas e afetadas pela pressão imobiliária de ocupação desse espaço.Detentoras de grande sensibilidade às alterações do solo decorrentes do processo de urbanização, as nascentes são parte do equilíbrio hidrológico do ambiente ao qual pertencem e, quando ocorrem construções de imóveis ao seu entorno, as consequências são diversas. Medeiros (2008) e Felippe e Magalhães Junior (2009) destacam tais consequências ambientais e abordam os efeitos da urbanização nas dinâmicas das nascentes. Segundo os autores, as intervenções nos processos de infiltração e percolação da água no solo tendem a modificar os padrões dos fluxos subterrâneos e, consequentemente, a exfiltração em zonas de descarga, ocorrendo também consequências para as estruturas construtivas executadas nas proximidades do afloramento. Devido à escassez de estudos remetentes aos impactos estruturais, identificou-se a necessidade de estudo de caso regional analisando tais consequências.

Tendo em vista o contexto ora apresentado, esta pesquisa tomou como referência as nascentes do córrego da Vila Acaba Mundo, localizado na região Centro-Sul de Belo Horizonte.

METODOLOGIA

No que se refere à análise inicial de possíveis impactos estruturais em edificações construídas ao entorno da nascente, foi feita pesquisa bibliográfica e visita técnica ao local.

A fonte dos artigos utilizados para a realização da revisão literária foi o banco de dados Scielo (Scientific Eletronic Library Online), Sciencedirect e Comphrendrix, bem como livros de autores diversos. As referências bibliográficas foram selecionadas através da similaridade com o tema aqui proposto cuja data de publicação tenha sido entre 2008 e 2017.

Para o estudo de caso, foi selecionado o córrego da Vila Acaba Mundo (situado na região Centro-Sul de Belo Horizonte, MG – vide Figura 1) e suas diversas nascentes, tendo em vista que parte de seu curso não está canalizada, bem como pelo fato de existir ampla interação urbana com o córrego, objeto principal desta pesquisa (Figura 2).

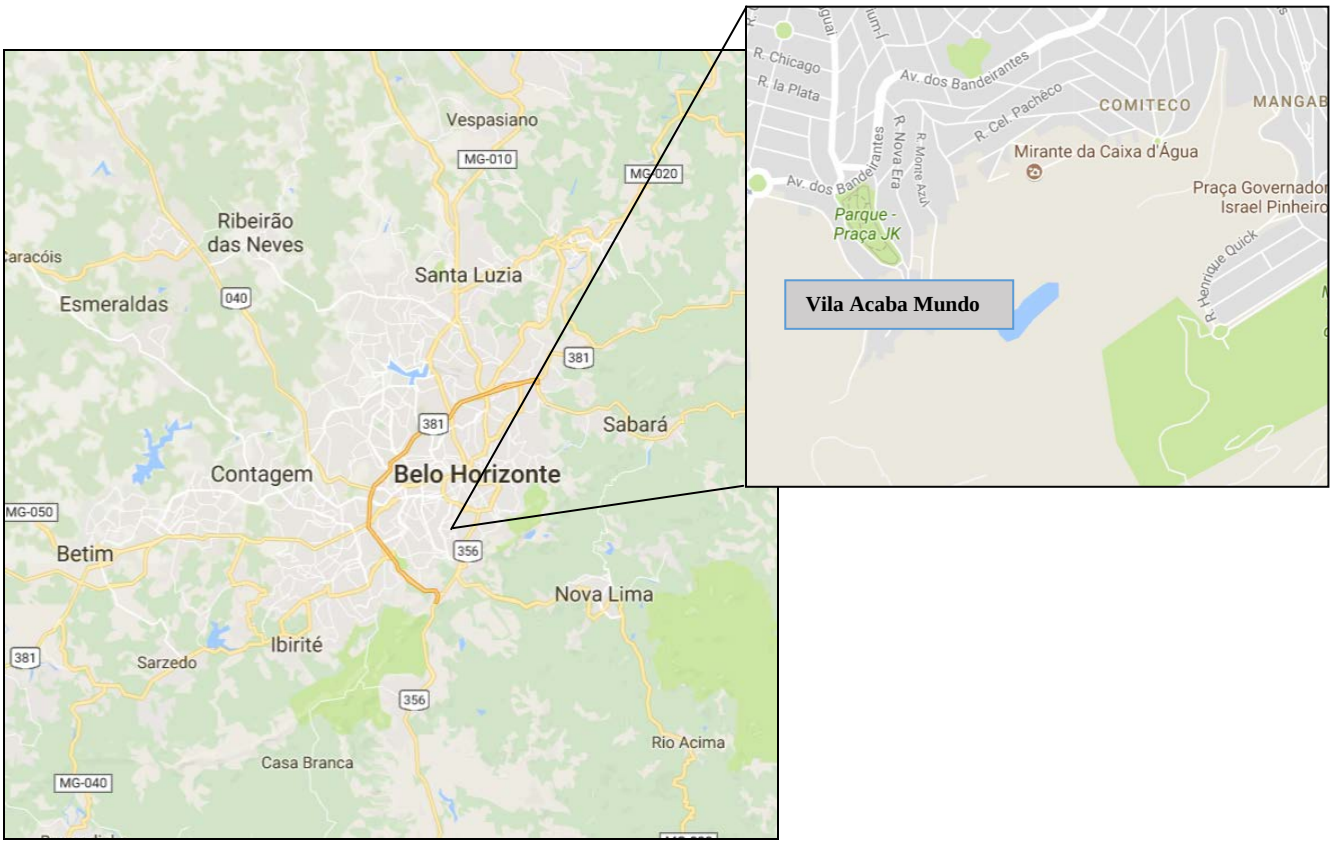


Figura 1 – Localização da Vila Acaba Mundo na Cidade de Belo Horizonte/MG - Brasil

Figura 2 – Edificações construídas às margens do córrego da Vila Acaba Mundo

A visita à Comunidade Acaba Mundo foi realizada em turno vespertino no mês de março de 2017 com acompanhamento de representantes do Fórum de Entidades do Entorno da Área de Influência da Mineração Acaba Mundo (FEMAM), os quais forneceram importantes informações para esta pesquisa. Registros fotográficos foram feitos ao longo do córrego, bem como das nascentes e estruturas das edificações (pilares, lajes e fundações expostas) em seu entorno.

Alguns moradores foram abordados, a fim de se obter informações acerca de possíveis impactos estruturais nas edificações locais eventualmente causados por interferência do curso d'água, bem como sobre a interação da comunidade com as nascentes, mensurando formas de coleta e devolução da água utilizada para o ambiente.

Ao se observar tubulações através das quais eram lançadas águas não tratadas no córrego, provindas de muitas residências locais, alguns dos moradores destas residências foram novamente indagados com o objetivo de se apurar a origem e classificação desta água residual.
Além da visita ao local e de coleta de informações através de diálogos com a comunidade, pesquisas bibliográficas foram feitas visando obter justificativas para a resistência do solo habitado, assim como para a listagem de opções para o tratamento da água cinza despejada no córrego e desenvolvimento de proposta para reintegração das nascentes ao ambiente com otimização da sua utilização pela comunidade local.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Após análise preliminar das edificações existentes no entorno das nascentes, se observou que, apesar de a execução delas ter ocorrido claramente sem supervisão técnica ou padrões construtivos normatizados, suas estruturas aparentam não estar comprometidas pelas nascentes, no que se refere às condições de estabilidade. O solo é visivelmente rochoso e firme, o que justifica as atividades da mineradora que deu origem à ocupação da Vila na década de 40.
Os afloramentos avistados fornecem águas límpidas e cristalinas, conforme Figura 3. Porém, deve-se fazer estudos mais aprofundados acerca da potabilidade das nascentes já que, conforme destacado, a região é base de atividades mineradoras, o que pode comprometer a qualidade da água, tornando-a imprópria para consumo mesmo antes de chegar ao curso d'água.

Figura 3 – Nascente de água cristalina

Muitas edificações existentes na área lançam no córrego água cinza provinda da utilização doméstica, tornando perceptível, até mesmo a olho nu, o nível de poluição e aumento da turbidez ao longo do curso das águas.

Tendo em vista que não há aparentes impactos estruturais consideráveis nas construções ao entorno do córrego e que inexiste interação benéfica da comunidade com as nascentes (contribuindo com o aumento dos impactos ambientais causados pela urbanização da área),

propõe-se implantar um sistema de coleta, filtragem e tratamento de água cinza em todo foco de despejo de água provindo das residências.
O sistema, desenvolvido pelas autoras deste artigo em pesquisa anterior (GALVÃO et.al., 2016), tem por finalidade filtrar e trazer ao meio ambiente uma água menos poluída. Consiste em um pequeno reservatório, conforme Figura 4, estruturado em bambu e vedado com fibra de vidro (ambos materiais de fácil acesso, baixo custo e de pouco impacto ambiental), em cuja superfície a água é coletada e filtrada. A filtragem ocorre primeiramente através de uma tela de malha fina, responsável pela retenção das partículas maiores, sob a qual estão a argila expandida e pedras de cloro, para retenção de partículas menores e tratamento químico, sustentadas por uma tela de granulação maior para facilitar a passagem do fluido. A água, já tratada, será devolvida ao córrego por tubulação acoplada ao reservatório.
Além da filtragem da água de uso doméstico que é despejada no córrego Acaba Mundo, será de igual importância a remoção de resíduos que já se encontram às margens do córrego, bem como a conscientização da população quanto à manutenção do sistema e preservação das águas que lhes podem ser mais úteis enquanto limpas.

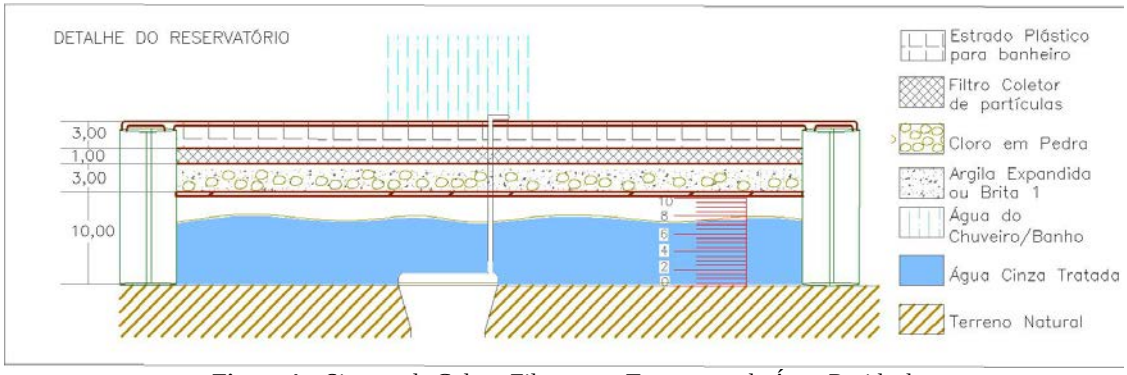


Figura 4 – Sistema de Coleta, Filtragem e Tratamento de Água Residual

CONCLUSÃO

Ao propor a reintegração das nascentes que originam o córrego Acaba Mundo, buscou-se solucionar dois possíveis problemas: o impacto nas estruturas construídas ao entorno do córrego e a redução do impacto ambiental causado pela urbanização da região através da otimização da utilização de tais recursos hídricos.
Durante as análises, se constatou que, devido à formação rochosa da região, não aparenta haver influência negativa causada pelos afloramentos de água diretamente às estruturas das edificações. Porém, verificou-se a necessidade de melhoria na utilização dos recursos hídricos, abundantes na vila.
Propôs-se então, a implantação de sistemas de filtragem nos focos de despejo de água residual, como ação principal de limpeza do córrego. Além disso, se subentende que incluir a população local nas ações de implantação do projeto, seja essencial para que se conscientize quanto à preservação do córrego, bem como adquira conhecimento quanto à manutenção do sistema.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BORSAGLI, A. **Rios invisíveis da metrópole mineira**. Belo Horizonte: Clube de Autores, 2016. 429 p.

COMITÊ DAS BAIAS HIDROGRÁFICAS DO RIO DAS VELHAS. **Projeto de Valorização das Nascentes Urbanas**. 2012. Disponível em: https://pt.slideshare.net/comcbhvelhas/projeto-de-valorizao-das-nascentes-urbanas. Acesso em: 5 abr. 2017.

FELIPPE, M. F. **Caracterização e tipologia de nascentes em unidades de conservação de Belo Horizonte-MG com base em variáveis geomorfológicas, hidrológicas e ambientais.** Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, 2009.

FELIPPE, M. F.; MAGALHAES JR., A. P. **Consequências da ocupação urbana na dinâmica das nascentes em Belo Horizonte-MG**. In: VI Encontro Nacional sobre Migrações, 2009, Belo Horizonte. Anais do.... Belo Horizonte: ABEP, 2009.

GALVÃO, N.S. *et.al.*. **Sistema de Coleta, Filtragem e Tratamento de Água Cinza Provinda do Banho para Reúso em Descarga de Vaso Sanitário: Estudo de Viabilidade de Implantação na cidade de Belo Horizonte.** In: I CONGRESSO INTERDISCIPLINAR DE PESQUISA, INICIAÇÃO CIENTÍFICA E EXTENSÃO CENTRO UNIVERSITÁRIO METODISTA IZABELA HENDRIX, 2016, Belo Horizonte. Anais do Centro Universitario Metodista Izabela Hendrix 2016, Belo Horizonte, MG. Disponível em: https://drive.google.com/file/d/0B-CSCbivG5iWTy1nMVNoei1rb0k/view. Acesso em: 4 abr. 2017. ISSN: 2448-4229

MEDEIROS, I. H. **Programa Drenurbs/ Nascentes e Fundos de Vale.** Potencialidades e desafios da gestão sócio-ambiental do território de Belo Horizonte a partir de suas águas. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais. 2008.

ANÁLISE MULTITEMPORAL DA DISPONIBILIDADE HÍDRICA SUPERFICIAL DE RESERVATÓRIOS NA SUB-BACIA HIDROGRÁFICA DO ARROIO IBIROCAI (1970 – 2016) - BRASIL

Bruna Della Flora

Estudante, Fundação Universidade Federal do Pampa, Brasil
Alegrete-RS, +5555996589749, brudellaflora@gmail.com
Adriana Gindri Salbego
Professor Orientador, Fundação Universidade Federal do Pampa, Brasil
Alegrete-RS, +5555999995244, adrianasalbego@unipampa.edu.br

RESUMO

A escassez de água em determinados períodos vem provocando sérios conflitos sociais, econômicos e ambientais, decorrentes da agricultura irrigada, especialmente da cultura orizícola, que apresenta alta demanda hídrica. O presente estudo tem por objetivo analisar e quantificar a expansão de reservatórios na sub-bacia hidrográfica do Arroio do Ibirocai, localizada na fronteira oeste do estado do Rio Grande do Sul. Para tanto, foi considerado a variabilidade espacial das características físicas da sub-bacia através da utilização das ferramentas de geoprocessamento. Os resultados obtidos permitiram quantificar o volume de reservatórios estimados nas cartas topográficas de 1970 e no ano de 2016. Desta forma, foi possível quantificar a capacidade hídrica dos reservatórios utilizados para irrigação da cultura orizícola e dessedentacão animal.

ABSTRACT

The water shortage in certain periods has been causing serious social, economic and environmental conflicts, resulting from irrigated agriculture, especially from rice cultivation, which presents high hydric demand. The present study aims to analyze and quantify the expansion of estimated water reservoirs in the sub-basin of the Arroio do Ibirocai, located at the border of the Estate of Rio Grande do Sul. For this purpose, a spatial variability of the physical characteristics of the sub basin was considered through the use of geoprocessing tools and the use of satellite images. The obtained results allowed to quantify the volume of reservoirs estimated in the charts of 1970 and the year 2016. As a result, there is a possibility of raising the water capacity of these, to supply the animal water supply and irrigated rice crop.

1. INTRODUÇÃO

O aumento da demanda pelo usa da água evidenciado ao longo do tempo, sobretudo nas ultimas décadas, vem causando serios conflitos entre os usuários em muitas regiões da Terra, fazendo com que a água se torne um fator limitante do desenvolvimento sustentável.

As elevadas demandas do setor agrícola constitutem o principal vetor de conflitos por usos múltiplos da água no país. A água, sendo uma fonte finita acompanha em seu leito uma série de conflitos, quanto à sua utilização, manuseio e descarte. Por questões éticas, a sustentabilidade de um recurso hídrico dentro da gestão agrícola deve ser tratada com zelo, afim de combater desperdícios, disponibilidade ou uso indisciplinado de rios ou de reservatorios.

A produção agrícola representa hoje, segundo dados do IBGE, 66 milhões de hectares no Brasil, tornando o país um dos principais produtores de alimentos do mundo. O cultivo de arroz desempenha um papel de fundamental importância dentro do setor produtivo do país, no qual, segundo dados de 2013, no Mercosul o Brasil apresenta destaque de 1º lugar na produção em área colhida e produção de arroz, com 11,8 milhões de toneladas.

No estado do Rio Grande do Sul, onde é cultivado o arroz irrigado, segundo dados do IBGE 2013, o estado é responsável por cerca de 66,6% da produção nacional e se consolida como maior produtor brasileiro. Os dados do IBGE indicam que no estado destacam-se os municípios de Uruguaiana (5,1%), Itaqui (4,8%), Santa Vitória do Palmar (4,1%), Alegrete (4%) e São Borja (3,2%), os quais respondem por 21,1% da produção nacional.

A alta demanda da produção agrícola, em especial do arroz irrigado as margens de cursos d'agua, justifica-se com a disponibilidade hídrica para desenvolver a produção e o meio de irrigação que é base para a cultura. Juntamente, ao tipo de estrutura e características do solo a ser cultivado. Contudo, esta utilização de novos recursos para reservar água para abastecer a cultura orizícola pode ocasionar grandes reflexos na região cultivada, oriunda do aumento substancial de reservatórios.

A região oeste do Rio Grande do Sul, Brasil, caracteriza-se economicamente pelas atividades de agricultura e pecuária. Na agricultura, recebe destaque a cultura orizícola irrigada, tendo em vista as condições favoráveis de solo e clima. Na pecuária, destaca-se a bovinocultura de corte. Entretanto, sabe-se que ambas as atividades tem como um dos principais insumos a água, bem este que vem sendo cada vez mais afetado em quantidade e qualidade em função das mudanças climáticas, atividades antrópicas, bem como pelo mal uso. O desenvolvimento destas atividades – agricultura e pecuária, requer uma regularidade na disponibilidade hídrica, o que muitas vezes não ocorre, em função da irregularidade de precipitações, em especial, no período do verão, em que a demanda é mais intensa. A região apresenta topografía favorável a construção de reservatórios, com relevo variando de plano a suave ondulado, permitindo a construção de barramentos. Diante deste contexto, o armazenamento de água em reservatórios surge como uma alternativa para ampliar a garantía de atendimento a demanda hídrica das atividades, armazenado a agua precipitada nos períodos chuvosos para uso em período seco.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 ÁREA DE ESTUDO

A sub-bacia do Arroio Ibirocai está inserida na Região Hidrográfica do Uruguai, entre as cidades de Alegrete e Uruguaiana, especificamente na Bacia do Ibicuí (U050), entre as coordenadas UTM 530500 a 585900m E e, 6747200 a 6672250m N, Zona 21, abrangendo uma superfície territorial de 227.807 ha (Figura 1).

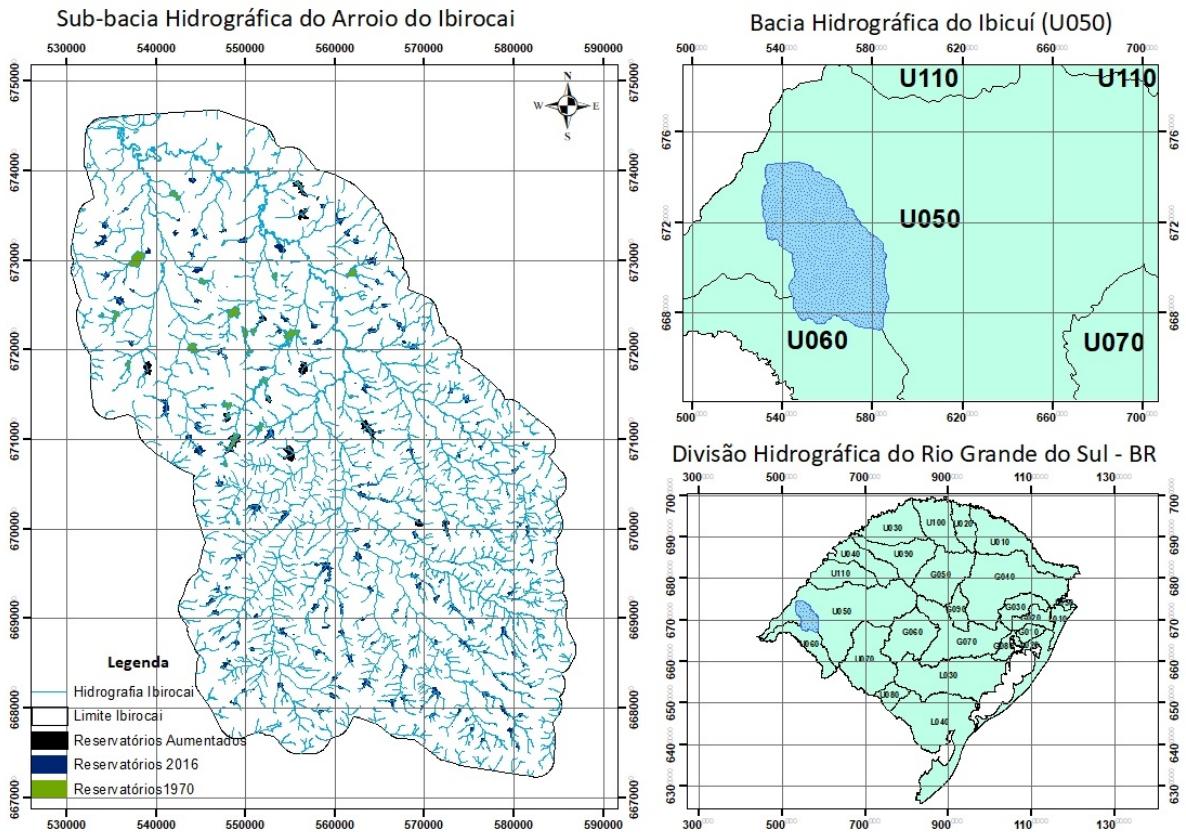


Figura 1 - Localização da sub-bacia hidrográfica do Arroio do Ibirocai no contexto estadual.

2.2 METODOLOGIA

A metodologia utilizada para a determinação do quantitativo superficial na sub-bacia constituiu-se dos seguintes procedimentos.

2.2.1 Estruturação da base cartográfica da área de estudo

A estruturação da base cartográfica da área de estudo, baseou-se nos planos de informação advindos das cartas topográficas vetoriais contínuas do Rio Grande do Sul, datadas de 1970, projeção UTM, Datum Horizontal SIRGAS2000, zona 21, em escala 1:50.000, foram extraídos os planos de informação referentes ao limite da sub-bacia e hidrografia polígonos. Para a determinação do uso e ocupação da terra da sub-bacia do Arroio Ibirocai foram selecionadas as bandas 4, 3 e 2 do satélite SENTINEL, órbitas-ponto 21JWH e 21JWG, com resolução espacial de 10 metros, tiradas em 15/12/2016, disponibilizadas através do endereço eletrônico https://earthexplorer.usgs.gov.

Posteriormente foi efetuada uma composição colorida RGB (4, 3 e 2), uma vez que proporciona uma boa caracterização e diferenciação dos usos e coberturas da terra, facilitando a análise visual sobre a imagem para extração de informações. Com base nestas informações, foram definidas as áreas dos reservatórios que existiam datados nas cartas topográficas

datadas de 1970 e posteriormente, definidos os reservatórios que vieram a ser criados. Também foi analisado os reservatórios que foram ampliados dentre dos 41 anos.

2.2.2 Estimativa da disponibilidade hídrica

2.2.2.1 Capacidade de irrigação dos reservatórios

Primeiramente, buscou-se fazer uma análise multitemporal da oferta de água em reservatórios na sub-bacia, através da análise comparativa entre os planos de informação derivados das cartas topográficas – escala 1:50.000, com informações que datam de fotografias aéreas de 1970 e, com base em imagem de satélite de média resolução espacial (10m), datado de 15 de dezembro de 2016.

A estimativa da disponibilidade hídrica de reservatórios foi obtida através da fórmula de Schoklisch, representado pela seguinte expressão:

$$V = \eta \cdot A_{sa} \cdot H_{\max} \quad (1)$$

Onde:
V: volume de água armazenado (m^3);
η: parâmetro de *Schoklisch;*
A_{sa}: área da superfície de alague (m^2);
H_{max}: altura máxima da lâmina d'água (m).

O parâmetro Schoklisch η está relacionado com o fator de forma dos reservatórios. De acordo com Robaina et al. (2009), o IRGA (Instituto Rio Gandense do Arroz) adota o parâmetro η = 4/9, ficando a expressão conhecida no Rio Grande do Sul como fórmula do IRGA.

A altura máxima utilizada para cálculo do volume de água armazenado, pode ser observada na tabela 1. Os dados foram obtidos através do Plano da Bacia Hidrográfica do Rio Ibicuí, quanto ao aspectos de quantidade de recursos hídricos disponíveis na bacia, no ano de 2010.

Tabela 1 – Área de alague e relação de altura máxima de reservatório.

ÁREA DE ALAGUE(Ha)	Hmáx (m)
1	1,80
5	2,70
10	3,38
50	4,50
100	6,30
500	8,10

A área da superfície de alague dos reservatórios foi determinada através do plano de informação reservatórios, extraído de imagem de satélite de alta resolução (10m), utilizando o aplicativo ArcGIS.

Em seguida, foi realizado o agrupamento da área da superfície de alague dos reservatórios, através de amostragem estratificada, em intervalos de classes, de modo a se ter uma melhor compreensão do padrão de variabilidade da variável em questão. A definição do número de classes (NC) baseou-se na expressão proposta por Kottegoda e Rosso (1977), sugerindo que NC pode ser aproximado pelo inteiro mais próximo de $\sqrt{N}$, onde N representa o tamanho da amostra.

Após a definição do NC, foi determinado a amplitude de cada agrupamento. A partir da definição dos intervalos de cada classe, buscou-se informações referente a altura máxima da lâmina d'água dos reservatórios, a qual foi fornecida pelo Comitê do Ibicuí, através do plano de planejamento da bacia.

A capacidade de irrigação dos reservatórios foi determinada através da relação entre o volume de água armazenado e a necessidade hídrica da cultura representado pela expressão:

$$C_{irrig} = \frac{V}{NH_{cultura}} \qquad (2)$$

Onde:
C_{irrig}: capacidade de irrigação (ha);
V: volume de água armazenado (m^3);
$NH_{cultura}$: necessidade hídrica da cultura (m^3/ha).

O volume de água requerido pelo arroz irrigado por inundação do solo é o somatório da água necessária para saturar o solo, formar uma lâmina, compensar a evapotranspiração e repor as perdas por percolação e fluxo lateral. No cálculo da necessidade de água de uma lavoura, devem-se incluir ainda as perdas nos canais de irrigação. Assim, a quantidade depende, principalmente, das condições climáticas, do manejo da cultura, das características físicas do solo, das dimensões e revestimento dos canais, do ciclo da cultivar, da localização da fonte e da profundidade do lençol freático.

Para suprir a necessidade de água do arroz, estima-se que venha sendo utilizado, atualmente, um volume de água médio de 10 mil m3/ha (vazão de 1,4 L/s/ha). Da mesma forma, a demanda hídrica é maior em anos com temperaturas elevadas e umidade relativa do ar baixa ou com baixa precipitação. (SOCIEDADE SUL-BRASILEIRA,2014)

A determinado da capacidade de irrigação dos reservatórios, ocorreu através da extratificação dos dados da sub-bacia, utilizando-se operações de cruzamento entre os planos de informação para determinar a superfície de alague e respectiva área individualizada.

3. RESULTADOS

De acordo com a base cartográfica do Rio Grande do Sul, em 1970 havia 142 reservatórios na sub-bacia do Ibirocai, equivalente a 1.720,17 hectares. Para a atualidade (2016), as imagens de satélite utilizadas evidenciam a expansão de áreas de alague e consequente armazenamento de água, indicando a existência de 555 reservatórios, com características indicadas na Tabela 1.

Usando de tais metologias já anteriormente citadas, foi possível calcular o volume (m³) dos reservatorios que se encontram dentro de uma determinada área de alague e também a capacidade de irrigação.

Tabela 2 – Área de de alague dos reservatórios em intervalo de classes, frequência, volume e capacidade de irrigação (2016)

Área de Alague (Ha)		Hmáx (m)	Frequência	%	Área Total de Alague (Ha)	Volume (m³)	Capacidade de Irrigação (ha)
0,00	1,00	1,80	196,00	35,32	88,00	703.980,93	70,40
1,01	5,00	2,70	140,00	25,23	308,79	3.705.481,92	370,55
5,01	10,00	3,38	22,00	3,96	149,72	2.249.180,44	224,92
10,01	50,00	4,50	140,00	25,23	3.636,67	72.733.430,17	7.273,34
50,01	100,00	6,30	49,00	8,83	3.340,94	93.546.234,05	9.354,62
100,01	500,00	8,10	8,00	1,44	1.128,38	40.621.683,77	4.062,17
			555,00		**8.652,50**	**213.559.991,28**	**21.356,00**

Com base na Tabela 2, observa-se que predomina na sub-bacia os reservatórios com área de alague até 1,00 ha (35,32%), seguido por 1,01 – 5,00 ha e 10,01 – 50,00 ha,com 25,23% cada. Os reservatórios que possuem uma área de alague entre 10,01 a 50 ha, são os que apresentam maior área de lâmina de água. Quanto a capacidade volumétrica, os que compõem este quesito com 93.546.234 m³, estão entre as áreas de alague de 50,01 a 100 ha. Estes, são capazes de suprir a necessidade de 9.354,62 ha de irrigação e dessedentação animal.

Considerando a necessidade hídrica da cultura orizícola indicada na literatura (SOCIEDADE SUL-BRASILEIRA DE ARROZ IRRIGADO) para as condições de solo e clima da região, que é de 10.000 m³/ha.ano, verifica-se a disponibilidade para irrigar 21.356,00 hectares de arroz, através da utilização da água armazenada nos reservatórios.

As Figuras 2 (a, b) mostram a espacialização dos reservatórios na sub-bacia, nos anos de 1970 e 2016, respectivamente, podendo ser observado que a implantação ocorreu nas áreas em que é desenvolvido a orizicultura, comprovando a ampliação da oferta de água em reservatórios frente à expansão de atividades irrigadas.

Verifica-se na figura 2 que a ampliação da reserva hídrica ocorreu através da construção de 399 novos reservatórios cobrindo uma área de 6158,40 ha de lâmina d'água e a ampliação de 14 unidades existentes que tiveram um aumento de 773,93 ha de lâmina de água, evidenciando a ampliação de reservas hídricas na região, no período 1970 – 2016.

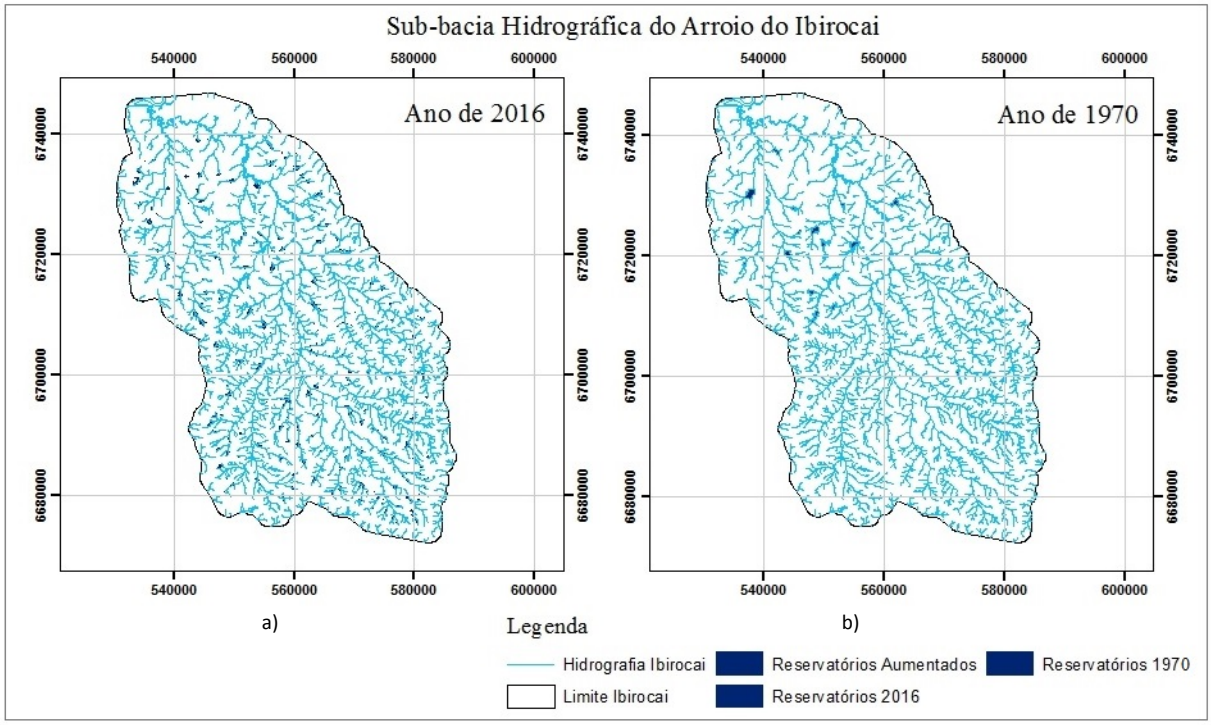


Figura 2 - Reservatórios na sub-bacia hidrográfica do Ibirocai
(a) imagem de satélite – 2016 (b) cartas topográficas – 1970.

4. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

A metodologia adotada neste estudo atendeu aos objetivos propostos. Os resultados obtidos permitiram quantificar o volume de reservatórios que vieram a ser construídos desde o ano de 1970. Resultantes de um evento de necessidade hídrica vinculada ao aumento de produção orizícola, mediante o crescimento populacional mundial e a carência de mais alimentos.
As geotecnologias utilizadas, em especial o sensoriamento remoto, foram ferramentas fundamentais para a caracterização da área de estudo. Dentre outras vantagens, destaca-se a redução significativa no tempo do levantamento dos dados espaciais, bem como a possibilidade de integração de dados provenientes de diversas fontes.

5. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Comite do Ibicuí, " Processo de Planejamento da Bacia Hidrográfica do Rio Ibicuí : Aspectos de quantidade dos recursos hídricos", Dezembro, (2010).

Narghettini, Mauro., Pinto, Éber J.A. – "Hidrologia Estatística". Capítulo 2, Agosto, (2007).

Sociedade Sul –Brasileira de Arroz, "Arroz irrigado: recomendações técnicas da pesquisa para o Sul do Brasil" / XXX Reunião Técnica da Cultura do Arroz Irrigado, 06 a 08 de agosto de 2014, Bento Gonçalves, RS, Brasil. – Santa Maria

Robaina et al. "Modelagem do volume de reservatórios de irrigação para fins de outorga e planejamento agrícola." Ciência Rural, Santa Maria, v.39, n.9, p.2482-2487, dezembro (2009)

DINÁMICA DE CAUDALES DE SUPERFICIE EN LA REGIÓN HIDROGRÁFICA DEL RÍO GALLEGOS (SANTA CRUZ, ARGENTINA)

DIAZ Boris G. [1,2], María Cecilia MONSERRAT [1], Pedro E. TIBERI [2,3]

[1] Área Manejo de Recursos Hídricos, INTA EEA Santa Cruz. Mahatma Gandhi 1322 (CP9400) Río Gallegos, Santa Cruz, Argentina. Tel: +54 2966 442305/306/014 int.123. Correo–e: diaz.boris@inta.gob.ar; [2] Grupo de Investigación en Climatología e Hidrogeología, UNPA–UARG; [3] Secretaria de Estado de Minería de Santa Cruz, Correo–e: sma_pet@yahoo.com.ar

Introducción

Los recursos hídricos en la región hidrográfica (RH) binacional del río Gallegos han sido escasa y esporádicamente estudiados en poco más de un siglo de ocupación de sus tierras, desconociéndose en la actualidad la dinámica natural de sus aguas, cómo se las aprovecha, cuál es el impacto en éstas asociado a las prácticas de aprovechamiento y cuáles podrían ser las tendencias en los próximos años. Este desconocimiento sobre la hidrología de superficie de la cuenca determina una importante incertidumbre sobre su dinámica actual, potencialidad de uso e impacto, y particularmente, el futuro probable de la producción de aguas en un escenario de cambio climático global.

La RH es de vertiente atlántica y posee una extensión total de 19.306 km^2, 63,9% del cual pertenece al territorio argentino, concentrando poco más del 40% de la población provincial, una región pequeña en términos de extensión superficial aunque de la mayor importancia por el tipo e intensidad de su economía, sometida a una creciente presión de uso e impacto del suelo, muchas de cuyas actividades presentan importantes incompatibilidades espaciales y temporales entre sí y de gran impacto.

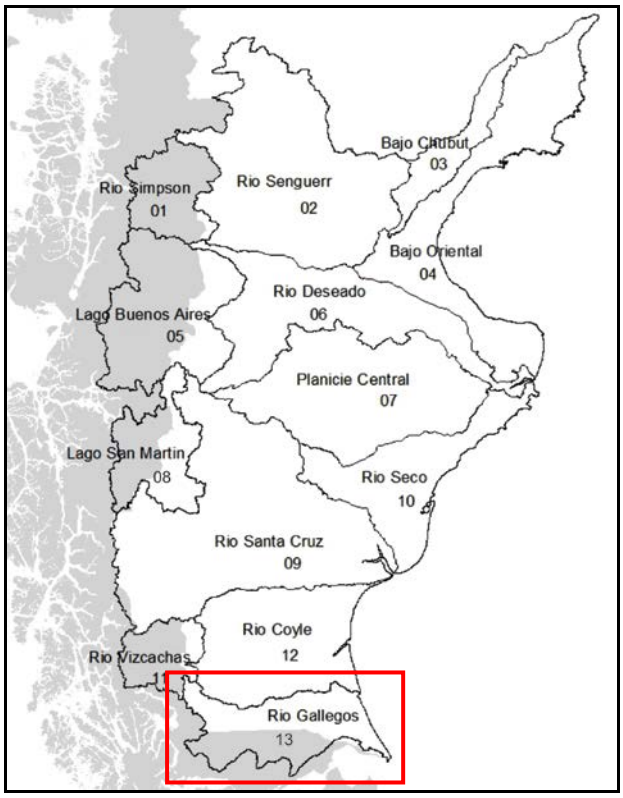


Figura 1.- Ubicación de la Región Hidrográfica del río Gallegos en el sur de Santa Cruz. Extraído de Diaz y Giménez (2015).

Objetivos

En el presente trabajo se analiza y discute la información disponible sobre la hidrología de superficie en la región, como contribución a su conocimiento para apoyar procesos de toma de decisión, tanto en gestión como en investigación.

Materiales y métodos

Se realizó una compilación de antecedentes hidrométricos procedentes de mediciones puntuales en secciones de aforo propias (INTA/Universidad Nacional de la Patagonia Austral), establecidas entre 2012 y 2015, y otras procedentes de una diversidad de estudios, informes técnicos, publicaciones científicas y bases de datos disponibles tanto nacionales como de la República de Chile (Base de Datos Hidrometeorológica Integrada de la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación y Dirección General de Aguas de Chile en Magallanes). Con éstos se analizó y caracterizó la producción mensual, estacional y anual de aguas de superficie en el río Gallegos y sus tributarios más importantes. En términos generales la información accesible, procedente de unas pocas estaciones de monitoreo en un territorio extenso, resulta escasa, dispersa y discontinua, y usualmente con escasa documentación metodológica disponible.

TABLA 1.- Secciones de aforo y estaciones limnigráficas establecidas en ríos de la región.

CURSO	LATITUD	LONGITUD	FUENTE
Penitente	-51º55'17,6"	-71º29'41,1"	EVARSA
	-52º03'04,0"	-71º25'29,0"	DGA
Gallegos	-51º41'18,4"	-69º39'19,6"	EVARSA
	-51º53'41,3"	-71º35'51,1"	EVARSA
	-51º43'13,9"	-70º08'22,2"	UNLP
Rubens	-52º01'48,0"	-71º56'29,0"	DGA
Primavera	-51º31'30,3"	-72º16'04,5"	INTA
El Zurdo	-51°59'33,8"	-71º13'51,8"	INTA
Gallegos Chico	-51º51'45,7"	-70º33'56,7"	INTA
Turbio	-51º39'06,5"	-72º11'29,7"	INTA
Ci Aike - Chico	-52°02’35,0”	-70°03’29,0”	DGA

Para las series históricas disponibles se aplicaron las siguientes herramientas: (a) análisis exploratorio en búsqueda de patrones y tendencias (Castro y Escobar, 2010), (b) análisis de tendencias mediante la prueba de Mann-Kendall (Salmi et al., 2002; López et al., 2007), (c) análisis de normalidad mediante simetría, curtosis y prueba de Kolmogorov-Smirnov (Aguilera Navarro, 2007), y (d) aplicación de estadísticos descriptivos básicos (media, mediana, desvíos, máximos, mínimos, rangos, cv%). Se analizó el régimen fluvial a través del coeficiente medio de caudales (Haines et al., 1988; Musy y Higy, 2011) así como la regularidad en la producción estacional de caudales a partir del índice propuesto por Muruzábal et al. (2007). Para el análisis de distribución de probabilidad y cálculo de tiempos de retorno se utilizó la función de Gumbel (Aguilera Navarro,

2007).

Resultados

El río Gallegos tiene en su naciente un módulo de 32,2 m^3/s representando un rendimiento medio a escala de cuenca de 11,8 lps/km^2. Su principal fuente de alimentación es a través de precipitaciones y fusión de nieves estacionales determinando un régimen pluvio-nival, fuertemente concentrado entre septiembre y octubre (finales de invierno y comienzo de primavera) y una prolongada etapa de estiaje entre noviembre y mayo. La mayor contribución de caudales medios mensual, anual y estacional, en poco más del 80% de las aguas escurridas, se concentra en los dos ríos tributarios que definen su nacimiento: Rubens y Penitente, cuyas respectivas cuencas en conjunto representan un área de recarga de 2.732,7 km^2, aproximadamente un 15% de la superficie total de la RH. Ambos ríos presentan módulos similares, del orden de 17,6 m^3/s, con un rendimiento promedio de la cuenca de 16,5 lps/km^2 en el primer caso, y 14,6 m^3/s (8,43 lps/km^2), para el segundo caso, en sus tramos inferiores (Tabla 2). Esta región se encuentra desarrollada mayormente en territorio chileno y sometida a una diversidad de aprovechamientos económicos como el agropecuario, la explotación de hidrocarburos y minerales, así como la forestal.

Los ríos Turbio y El Zurdo, con cuencas hidrográficas de 1.291,1 y 932,4 km^2 respectivamente, completan junto a las anteriores, la región alta de la RH. Sus respectivas contribuciones medias al caudal anual y estacional río Gallegos son escasas (Tabla 1) si bien es preciso destacar que se carece de suficientes registros temporales en éstos para establecer apropiadamente su dinámica pasada y presente.

Todos los cursos analizados presentan regímenes irregulares, con alimentaciones que evidencian una alta dependencia de las precipitaciones de otoño-invierno y fusión de nieve estacional, preponderantemente pluvial a pluvio–nival y con una importante variabilidad interanual tanto en sus módulos como en los caudales medios mensuales, en especial en los momentos de creciente. En el caso del tramo superior del río Gallegos esta variabilidad evidencia registros extremos excepcionales, con relativa frecuencia, de entre 5,0 – 6,0 m^3/s para verano y hasta 186,0 – 380 m^3/s para invierno.

TABLA 2.- Módulos y caudales extremos de los ríos más importantes en la RH y serie temporal de registros disponibles.

CURSO	SECCION	QMA (m^3/s)	QMA EXTREMOS	SERIE
Penitente	Superior	14,2	9,0 – 20,5	1982 – 2014
	Inferior	14,6	9,4 – 21,0	1993 – 2014
Gallegos	Superior	32,2	22,4 – 47,5	1993 – 2014
	Medio	40,1	26,2 – 56,1	1947 – 1960
	Inferior	39,1	15,1 – 70,4	2014 – 2015
Rubens	Superior	11,5	7,0 – 19,0	1982 – 2014
	Inferior	17,6	9,1 – 27,6	1993 – 2014
El Zurdo	Inferior	sd	0,2 – 0,8	2012 – 2015
Gallegos Chico	Inferior	sd	0,7 – 2,0	1993 – 1998 2012 – 2015
Turbio	Inferior	sd	0,8 – 4,5	1947 – 2015 *
Ci Aike - Chico	Medio	0,3	1,5 – 6,8	2005 – 2014

* Diversos estudios discontínuos

Los cursos tributarios menores ubicados en la región central y oriental de la RH aportan escasos caudales estacionales y anuales, si bien en algunos casos como Ci-Aike con valores excepcionales recurrentes elevados (Tabla 2). El régimen de alimentación es preponderantemente pluvial en estos casos, en especial en los últimos años en que las nevadas invernales se encuentran en progresiva desaparición.

Conclusiones

La hidrología es una herramienta clave para la toma de decisiones en la planificación hidrológica, en el contexto de la gestión integrada de recursos hídricos y los ecosistemas asociados (Caissie y Robichaud, 2009), tomando a la cuenca como unidad fundamental de gestión del territorio. Se presentan aún importantes vacíos de conocimiento para describir la dinámica hidrológica de la región si bien los análisis realizados sobre antecedentes disponibles permitieron establecer bases para su comprensión y contribución a la toma de decisiones para la gestión del recurso hídrico.

La mayor recarga de agua superficial en la RH procede de una pequeña región en la porción alta, mayormente ubicada en territorio chileno y sometida a una diversidad de usos del suelo. A lo largo de un extenso territorio, la mayoría de los cursos tributarios, con la excepción de Rubens y Penitente, no representa un aporte de caudal significativo al río Gallegos.

El conocimiento disponible sobre la hidrología de superficie resulta escaso y disperso aún en la RH y se requiere de mayores estudios para la comprensión en detalle de su dinámica en especial ante la incertidumbre que genera la oferta futura de caudales en un contexto de cambio climático que comienza a generar importantes evidencias en los recursos naturales y actividades socioeconómicas de la región.

Referencias Bibliográficas

Aguilera Navarro, M.A. (2007). "Estimación de funciones de distribución de probabilidad, para caudales máximos, en la región del Maule." Tesis de Grado, Univ. de Talca, Chile. 154p.

Caissie, D. and Robichaud, S. (2009). "Towards a better understanding of the natural flow regimes and streamflow chacracteristics of rivers of the Maritime Provinces." Canadian Technical Report of Fisheries and Aquatic Sciences 2843. 63p.

Castro, L.M. y Escobar, Y.C. (2010). "Análisis de tendencia y homogeneidad de series climáticas." Ingeniería de Recursos Naturales y del Ambiente (9): 13p.

Diaz, B.G. y Giménez M. (2015). "Zonificación y codificación hidrográfica en Santa Cruz (Patagonia Austral, Argentina)." Actas Congreso Nacional del Agua, 15 al 19 de Junio. Paraná, Entre Ríos. 12p.

Haines, A.T.; Finlayson B.L. and McMahon T.A. (1988). "A global classification of river regimes." Applied Geography 8: 255-272.

López, P.M.; Seoane, R.S.; Fornero, L.A.; Rodriguez, J.L. y Núñez M.S. (2007). "Análisis de tendencia en series autocorrelacionadas." XXI Congreso Nacional del Agua CONAGUA2007, Tucumán. CD Actas. 8p.

Muruzábal, J.C.; Pérez Martín, C. y Azcárate L.S. (2007). "Foro del agua de Navarra." Comisión del Agua de la Administración del Gobierno de Navarra y Confederación Hidrográfica del Ebro. 96p.

Musy, A. and Higy C. (2011). "Hydrology: A science of nature". Ch.10: Hydrological regimes, p263-274. CRC Press Taylor & Francis Gr. 326p.

Salmi, T.; Määttä, A.; Anttila, P.; Tuija-Ruoho, A. and Amnell T. (2002). "Detecting trends of annual values of atmospheric pollutants by the Mann-Kendall test and Sen´s slope estimates". Publications on air quality (31), Finnish Meteorological Institute. 35p.

EVALUACIÓN DE SEQUÍAS HIDROLÓGICAS EN ESTACIONES HIDROMÉTRICAS DE LA REGIÓN CENTRAL DE ARGENTINA

CONAGUA 2017. CÓRDOBA, ARGENTINA, 2017

Giuliana Elcano[1,2], Leticia Vicario[1,2] y Carlos M. García[2,3]

[1]Instituto Nacional del Agua. Centro de la Región Semiárida.
Av. Ambrosio Olmos N° 1142. 1er. Piso. Ciudad de Córdoba. Provincia de Córdoba. Argentina. (X5000JGT)
[2]Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Universidad Nacional de Córdoba
[3]Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET). Argentina
E-mail: giulianaelcano@hotmail.com.ar

RESUMEN

Las sequías hidrológicas son consideradas como un periodo de duración variable en el que ocurre una disminución, respecto de un valor de referencia, de los parámetros hídricos representativos de los cuerpos de agua. Esta disminución afecta la disponibilidad de agua para satisfacer las demandas del entorno natural y social. La cuantificación de estos fenómenos refleja cierto grado de complejidad. Sin embargo es factible identificarlos y caracterizarlos a través de los índices de sequías hidrológicas que requieren de series de datos con longitud y calidad aceptables. Por otro lado, la región central de Argentina constituye un sector de gran interés por su papel fundamental en el desarrollo socioeconómico del país. En este trabajo se caracterizan las sequías hidrológicas mediante la aplicación de un índice representativo, para distintos intervalos de tiempo, en cinco estaciones hidrométricas de la mencionada región. Los resultados obtenidos permitieron evaluar la variabilidad temporal y espacial de los años secos y luego compararlos con otros estudios en la región.

ABSTRACT

Hydrological droughts are considered as periods with variable duration in which, hydric parameters of water volumes decrease in comparison to the reference values. As a consequence, the availability of water to satisfy demands of the natural and social environment is limited. The quantification of this phenomenon presents some degree of complexity. However, identification and characterization of drought is possible using indexes calculated with sufficiently long series. The central region of Argentina is a very important area due to its fundamental role in the social and economic country development. In this work, hydrological droughts are characterized through a representative index for different time intervals, in five hydrometric stations of the central region of Argentina. With the observed results it was possible to evaluate the temporal and spatial variability of the dry years and then they were compared with other researches in the region.

INTRODUCCIÓN

Los déficits y excesos hídricos ocurren como una respuesta a los ciclos secos y húmedos que se desarrollan naturalmente en varias zonas del mundo. Estos extremos hídricos adversos suceden en casi todas las regiones de Argentina, generando perjuicios sociales y ambientales, dependiendo de su intensidad y duración.

La sequía es un fenómeno que no produce un impacto inmediato y que presenta cierto grado de complejidad en su cuantificación. Las sequías hidrológicas son consideradas como un periodo de duración variable en el que ocurre una disminución, respecto de un valor de referencia, de los parámetros hídricos representativos de los cuerpos de agua, ya sean superficiales o subterráneos. Esta disminución afecta la disponibilidad de agua para satisfacer las demandas del entorno natural y social.

La identificación y caracterización de las sequías se realiza mediante índices o análisis de series de tiempo. El índice SDI (por sus siglas en inglés: *Streamflow Drought Index*),

propuesto por Nalbantis (2008) es usado para caracterizar las sequías hidrológicas en cuatro intervalos de tiempo dentro del año hidrológico. Vicario *et al.* (2014) utilizó este índice en la cuenca del río Carcarañá dentro de la Región Centro de Argentina. En este trabajo se analizan las sequías hidrológicas a partir de la aplicación del índice SDI en estaciones seleccionadas de la región central de Argentina, sector que posee un papel fundamental en el desarrollo socioeconómico del país. Cabe destacar que la región presenta de manera recurrente eventos y procesos relacionados a la variabilidad de fenómenos extremos (Vicario y García, 2016). Por lo que se considera fundamental el estudio del fenómeno de las sequías para tomar medidas ante la variación de las condiciones hidrometeorológicas que afectan la región.

Los resultados obtenidos permitieron identificar distintos niveles de sequías hidrológicas en el periodo de análisis. Asimismo, se compararon los resultados del índice SDI estimados en las estaciones utilizadas con la finalidad de analizar la distribución espacial de los periodos secos. Se distinguieron de este modo la ocurrencia de sequías hidrológicas locales y regionales. Complementariamente fueron comparados con los resultados obtenidos por la metodología de análisis de sucesiones aplicada por Díaz *et al.* (2016) en la región de estudio.

MATERIALES Y MÉTODOS

Sobre el área de estudio

Dentro de la región central se seleccionaron aquellas cuencas que presentan estaciones con series de caudales medios mensuales con longitud mínima de 30 años con la finalidad de observar ciclos y variaciones en una escala de tiempo decadal. En la Tabla 1 se detallan las estaciones y en la Figura 1 se muestran sus ubicaciones. Las estaciones San Roque, Santa Ana y Ume Pay se encuentran en las cuencas altas de los ríos Primero, Segundo y Carcarañá, respectivamente. Se ubican en las sierras de la provincia de Córdoba. Mientras que las estaciones Pueblo Andino y Ruta Provincial Nº070 se emplazan en la llanura pampeana, en las cuencas bajas de los ríos Carcarañá y Salado.

Los datos de las estaciones elegidas fueron obtenidos de los registros de la Red Hidrológica Nacional. Los mismos se encuentran disponibles en la Base de Datos Hidrológica Integrada (BDHI) perteneciente a la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación.

Tabla 1.- Estaciones hidrométricas seleccionadas.

Estación	Río	Cuenca	Provincia	Período de medición	Posición	
					Latitud	Longitud
San Roque	Primero	San Roque	Córdoba	1926-1980	31° 22' 00,00"	64° 27' 00,00"
Santa Ana	Anizacate	Anizacate	Córdoba	1954-1981	31° 41' 29,78"	64° 32' 08,92"
Ume Pay	Grande	Carcarañá	Córdoba	1936-2015	32° 13' 00,00"	64° 43' 60,00"
Pueblo Andino	Carcarañá	Carcarañá	Santa Fe	1980-2015	32° 40' 24,00"	60° 51' 57,40"
Ruta Prov. Nº070	Salado	Salado	Santa Fe	1954-2015	31° 29' 28,40"	60° 46' 50,00"

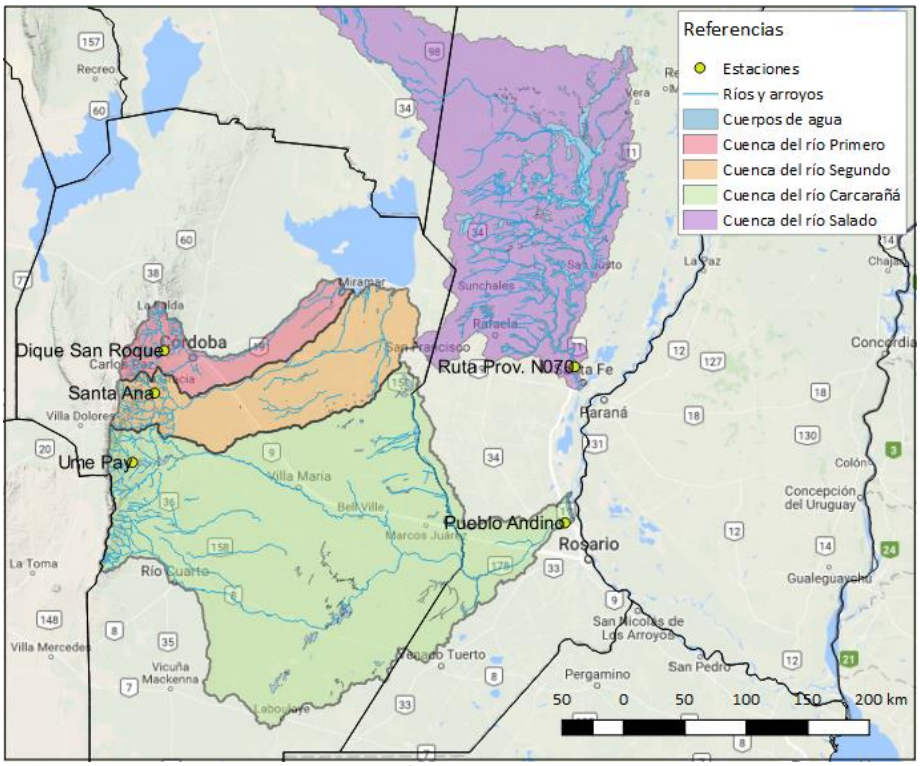


Figura 1.- Ubicación de las estaciones utilizadas.

Sobre el índice SDI

Para determinar y evaluar las sequías hidrológicas se calculó el índice SDI. La aplicación de este índice es una herramienta que permite realizar de forma sencilla la determinación y clasificación de las sequías que pueden ocurrir en una cuenca. Sin embargo, su cálculo requiere datos de caudal de alta calidad y de longitud suficiente para estimar con precisión la frecuencia de los eventos de sequía (Wagner Gómez *et al.*, 2012).

El índice SDI se basa en los valores de caudales acumulados durante períodos de 3, 6, 9 y 12 meses de cada año hidrológico (Nalbantis, 2008). Estos intervalos de tiempo comienzan el primer mes del año hidrológico considerado y se denominan k_1 (hasta tercer mes), k_2 (hasta sexto mes), k_3 (hasta noveno mes) y k_4 (año hidrológico completo).

Para estimar este índice se calcula:

$$V_{i,k} = \sum_{j=1}^{3k} Q_{i,j} \qquad (1)$$

para $i = 1,2,\ldots,n$; $j = 1,2,\ldots,12$; $k = 1,2,3,4$.

Donde $V_{i,k}$ es el volumen de caudales acumulados para el año hidrológico i en j meses, correspondientes a los respectivos intervalos k.

Siendo:

$$SDI_{i,k} = \frac{V_{i,k} - V_k}{s_k} \qquad (2)$$

donde $SDI_{i,k}$ es el índice de sequía de caudales para el año hidrológico *i* y el intervalo considerado *k*. V_k y s_k son, respectivamente, el valor promedio y desvío estándar de todos los valores de *V*, para el intervalo *k* considerado, a lo largo de la serie de datos.

El criterio para calificar el tipo de sequía hidrológica en base a los valores del índice SDI se muestra en la Tabla 2.

Tabla 2.- Clasificación de sequías hidrológicas según SDI (Nalbantis, 2008).

Descripción	Criterio
Sin Sequía	SDI > 0
Sequía Suave	-1.0 ≤ SDI < 0
Sequía Moderada	-1.5 ≤ SDI < -1.0
Sequía Severa	-2.0 ≤ SDI < -1.5
Sequía Extrema	SDI < -2.0

RESULTADOS

Previo a la cuantificación de la sequía hidrológica, se definió para cada estación el año hidrológico. Para el caso de estudios de sequías, en los que interesan los valores mínimos, se establece el año hidrológico de manera que los mínimos se sitúen aproximadamente en el centro del periodo de 12 meses calendario. En todas las estaciones, el año hidrológico se desarrolla de febrero a enero, a excepción de la estación Ruta Provincial Nº070 en la que el año hidrológico se enmarca de abril a marzo.

Siguiendo la metodología del índice SDI se calcularon los valores para los intervalos de tiempo: k_1, k_2, k_3 y k_4. En las Figuras 2 a 6 se muestran los índices SDI de las estaciones analizadas, donde las discontinuidades de las líneas indican la falta de registros para dicho periodo. Los intervalos permiten analizar la evolución de los eventos secos dentro de cada año hidrológico. Se destaca que Vicario y García (2015) recomiendan la utilización del intervalo de análisis k_4 debido a que éste no presentaría gran influencia de las fluctuaciones debidas a procesos desarrollados en periodos menores al año, tal como la estacionalidad y la aleatoriedad, para la caracterización de las sequías hidrológicas.

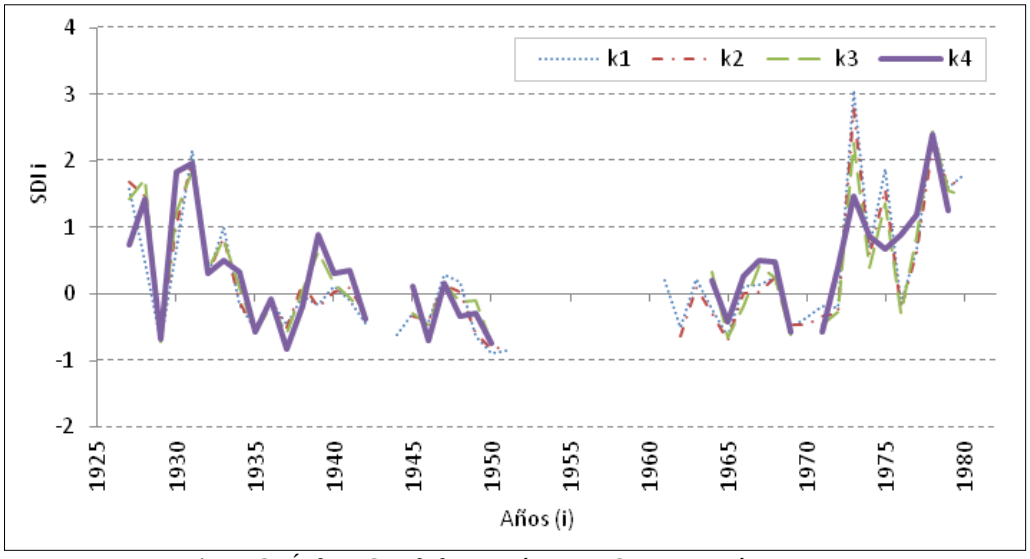


Figura 2.- Índices SDI de la estación Dique San Roque, río Primero.

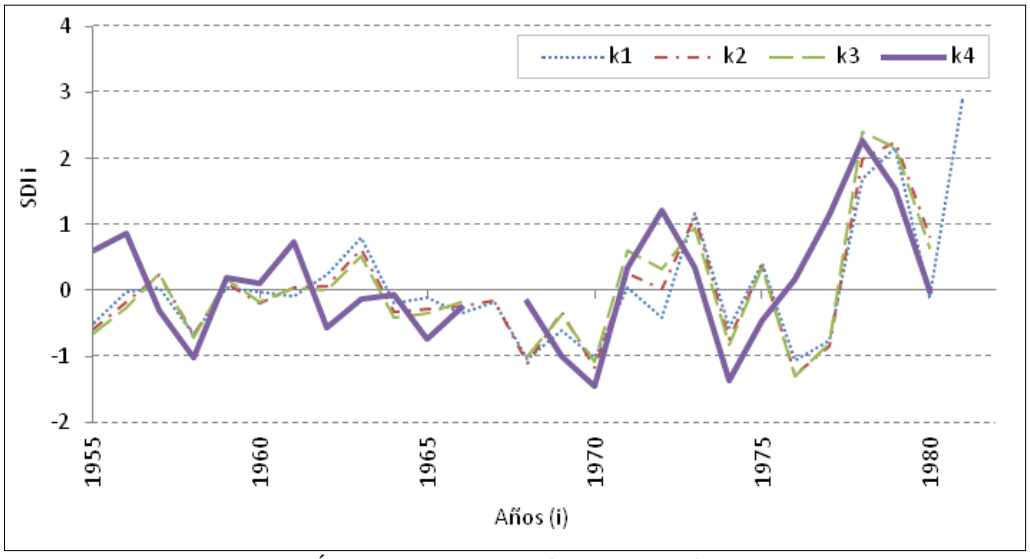


Figura 3.- Índices SDI de la estación Santa Ana, río Anizacate.

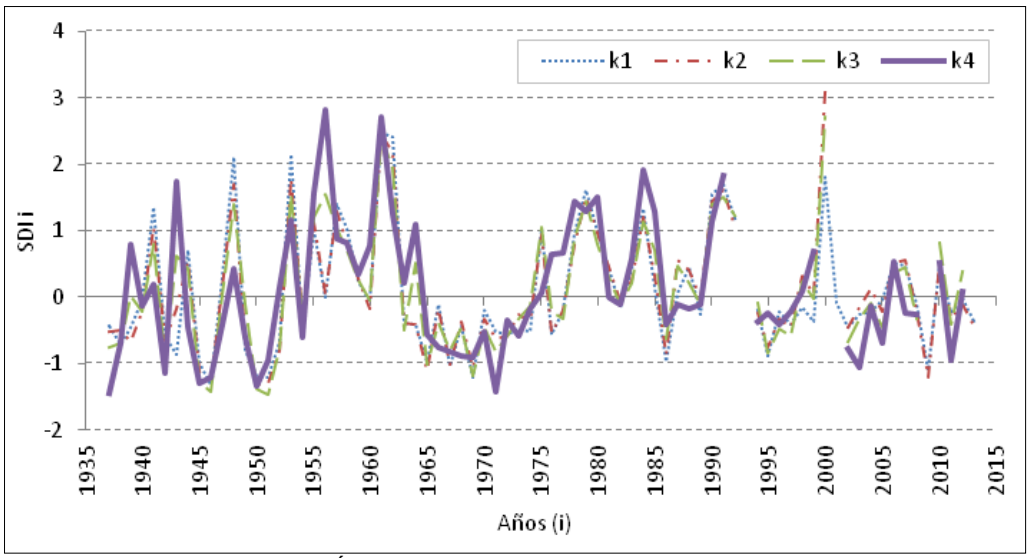


Figura 4.- Índices SDI de la estación Ume Pay, río Grande.

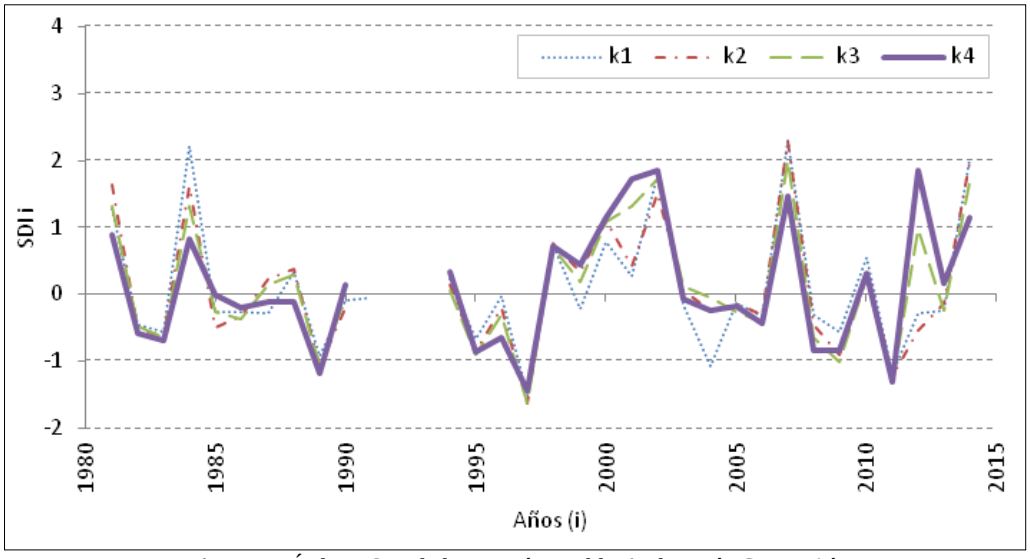


Figura 5.- Índices SDI de la estación Pueblo Andino, río Carcarañá.

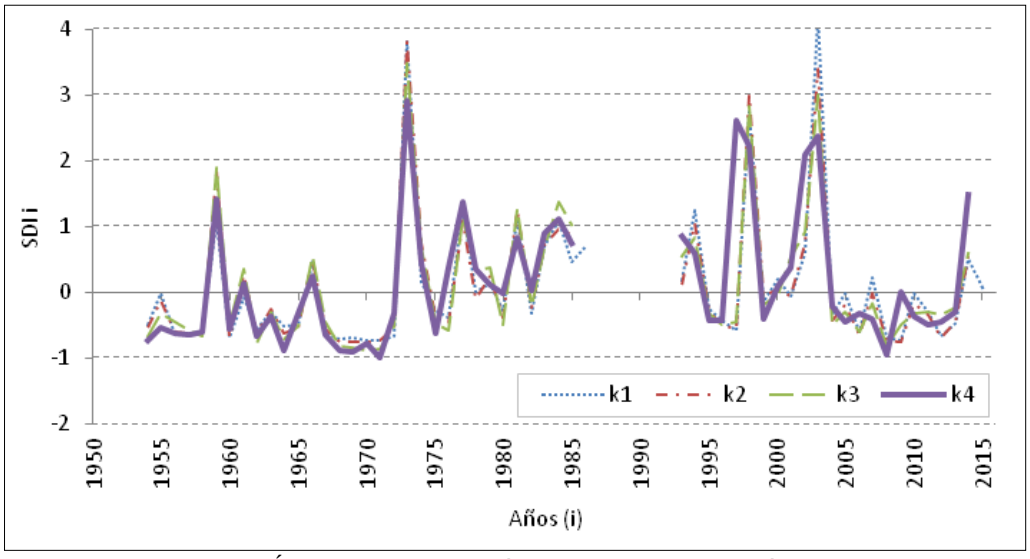


Figura 6.- Índices SDI de la estación Ruta Provincial Nº070, río Salado.

El análisis de frecuencia de los índices SDI para el intervalo k_4 (Figura 7) de las estaciones analizadas para sus respectivos periodos de tiempo, permite observar que no se identificaron sequías severas ni extremas y que ocurrieron escasos periodos de sequías moderadas (incluso nulos en algunas estaciones). En todos los casos se observan que la mayor frecuencia de sequías es del tipo suave.

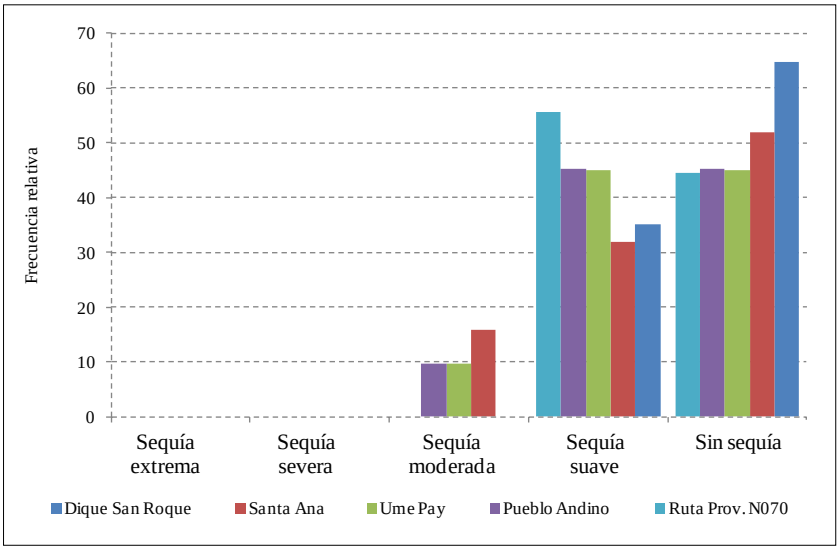


Figura 7.- Análisis de frecuencia del índice SDI k4.

Con fines comparativos, en la Figura 8 se representa la distribución temporal y espacial de las sequías hidrológicas en el área de estudio de la manera utilizada por Díaz *et al.* (2016) en el estudio de sequías hidrológicas por medio del análisis de sucesiones (Yevjevich, 1967) en el que la autora analizó distintas cuencas de Argentina, tres de las cuales coinciden con las utilizadas en el presente estudio. Cada celda de la matriz expresa el valor del SDI k_4 a través de una escala de colores. Luego en la Figura 9 se muestra la comparación de los resultados de ambos métodos (sucesiones y SDI) para cada una de las estaciones coincidentes.

El análisis matricial de los resultados permite la identificación de sequías locales y regionales. Así por ejemplo, la estación Ruta Provincial Nº070 en el río Salado evidencia un periodo de sequía suave de aproximadamente 20 años. En el año 2001 se observa el inicio de una sequía suave en las estaciones de la zona serrana que se visualiza con un desfasaje de 1 o 2 años respecto de las estaciones emplazadas en la zona de llanura.

En relación a la comparación de los resultados aplicando las dos metodologías mencionadas previamente, cabe destacar que el análisis de sucesiones define un periodo de sequía como una sucesión de intervalos con déficit en los cuales la variable oferta menos demanda se mantiene negativa, es decir que la oferta no alcanza a satisfacer la demanda. Las estaciones contrastadas son: Dique San Roque ubicada en el río Primero o Suquía, Santa Ana en río Anizacate, y estación Ruta Provincial Nº070 sobre el río Salado. A partir de la figura comparativa de resultados (Figura 9) se observa una caracterización similar de los periodos analizados para las tres estaciones en común, variando en algunos casos la intensidad del fenómeno.

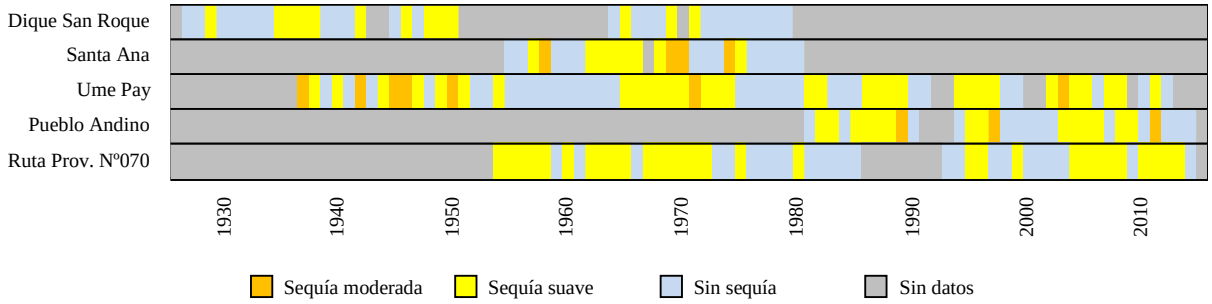


Figura 8.- Matriz de caracterización de sequías hidrológicas a través del índice SDI k4 en la Región Centro de Argentina.

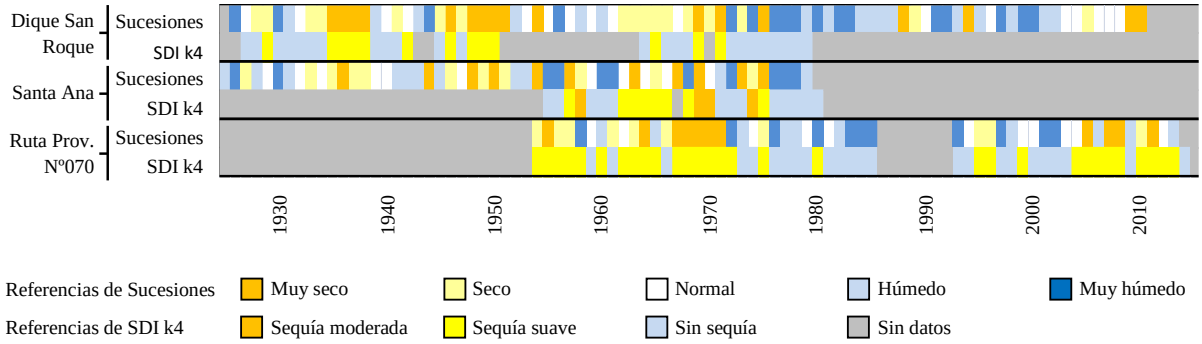


Figura 9.- Matriz de comparación de resultados (sucesiones y SDI k4) en tres estaciones de la región central de Argentina.

CONCLUSIONES

La aplicación de la metodología SDI permitió identificar y caracterizar las sequías hidrológicas en distintos intervalos de tiempo dentro de cada año hidrológico, a partir de las series históricas de caudales de estaciones seleccionadas en la región central de Argentina. En las cinco estaciones estudiadas, el análisis de frecuencia de los índices SDI indica que no se han registrado sequías hidrológicas severas ni extremas en el periodo analizado para cada una de las estaciones, siendo las sequías suaves las más frecuentes dentro de la clasificación de este fenómeno. Por otro lado, los resultados fueron similares a los obtenidos por un estudio antecedente en la región.

En base a esto se recomienda a futuro, y en caso de existir datos que lo permitan, un estudio específico respecto de la influencia que tendría el caudal base sobre la ocurrencia o no de sequías hidrológicas intensas a nivel superficial en la región estudiada.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Díaz, E., Rodríguez, A., Dölling, O., Bertoni, J. C., & Smrekar, M. (2016). Identificación y caracterización de sequías hidrológicas en Argentina. *Tecnología y Ciencias del Agua*, *7*(1), 125-133.

Nalbantis, I. (2008). Evaluation of a Hydrological Drought Index. *European Water* 23/24: 67-77.

Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación. Base de Datos Hidrológica Integrada.

Sitio web: http://bdhi.hidricosargentina.gov.ar/. (Fecha de consulta: Febrero 2017).

Vicario, L., García, C.M., Bertoni, J.C. (2014). Evaluación de un índice para cuantificar sequías hidrológicas utilizando series sintéticas que incluyen variaciones temporales generadas por distintos procesos. *II Congreso Internacional de Hidrología de Llanuras*. Santa Fe, Argentina.

Vicario, L., García, C. M. (2015). Evaluación de un índice de sequías hidrológicas, utilizando series sintéticas representativas de un río de llanura y de un río de montaña. *XXV Congreso Nacional del Agua.* Paraná, Argentina.

Vicario, L., García, C. M. (2016). Difusión de estudios y avances en la temática del fenómeno extremo de la sequía, en la región central de la República Argentina. *3º Encuentro de Investigadores en Formación en Recursos Hídricos.* Ezeiza, Argentina.

Wagner Gómez, A. I., Ortiz Gómez, R., Barragán Barrios, M. del C. (2012). Evaluación de la sequía hidrológica en la cuenca Lerma Chapala. *XXII Congreso Nacional de Hidráulica.* Acapulco, Guerrero, México.

Yevjevich, V. (1967). An objective approach to definition and investigation of continental drought. *Hydrology Paper 23*. Fort Collins, USA: Colorado State University.

CONAGUA 2017. CÓRDOBA, ARGENTINA, 2017

Gerardo A. Espinosa, y Manuel E. Espinosa

Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Cuyo
Julio Lemos 129, Godoy Cruz, Mendoza. - 261 4244017
gespinosa.sanchez@ gmail.com

RESUMEN

La existencia de los llamados ríos secos en el pedemonte cuyano, permite la evacuación de las escorrentías producidas por las tormentas convectivas estivales acaecidas en dicha zona. Los caudales transportados por estos ríos intempestivamente, obligan realizar obras hidráulicas para la protección de las vías de comunicación, cañerías, gasoductos, etc. que deben atravesarlos.
Este trabajo plantea una alternativa de solución para la protección del gasoducto Gasoducto Paralelo MENDOZA NORTE – SAN JUAN (I ETAPA) : Lavalle, Mendoza – Retamito San Juan, en dos cauces, uno que se encuentra en la provincia de Mendoza y el otro en la Provincia de San Juan de los varios interceptados.
Del análisis hidrológico de las cuencas que desaguan en los cauces y las características geomorfológicas y geotécnicas de los mismos se establecen los parámetros básicos de diseño de las obras a construir.

ABSTRACT

The existence of the so-called dry rivers in Cuyo's pedemonte, allows the evacuation of runoff produced by the convective summer storms in that area. The flow rates untimely transported by these rivers, force to perform hydraulic in other to protect the routes of communication, pipes, pipelines, etc. that must pass through them.
This work proposes an alternative solution for the protection of the pipeline "Gasoducto Paralelo MENDOZA NORTE – SAN JUAN (I ETAPA) Lavalle, Mendoza – Retamito San Juan", on two runways: one located in Mendoza province and the other in San Juan province of various intercepted. Based on the Hydrological analysis of the watersheds that drain into the channels and the geomorphological and geotechnical characteristics of them, the basic design parameters of the works to build are established.

INTRODUCCIÓN

El ciclo hidrológico tiene un tramo con el que se inició el tallado de la superficie terrestre formadora de la red de cauces constituyente del sistema circulatorio que recorrerá parte del agua caída desde las nubes sobre la litósfera para tratar de llegar de vuelta al mar. Este fenómeno se ha producido durante millones de años, de modo que ya en el comienzo del antropoceno estaba formado el sistema de avenamiento natural regional del territorio y asegurado así la existencia de la especie humana, a la vez que creadas vías para las migraciones venideras a que estarían obligadas por el aumento de población.

La ocupación humana del pedemonte cuyano que se extiende hacia el este de la Precordillera de San Juan y Mendoza, es un proceso que se inició hace más de 500 años. Los primeros habitantes de la región se establecieron en lugares donde fuera viable primeramente el aprovisionamiento de agua para bebida, de medios y recursos para hacer posible el desarrollo de la vida. Indudablemente se quedaron por haber encontrado vida animal, vida vegetal y vida mineral, donde las interacciones del aire, el agua y el terreno durante millones de años habían creado un ambiente favorable para su existencia. El agua ha continuado fluyendo a lo largo del tiempo, permanentemente en vertientes naturales y esporádicamente en los wadis o ríos secos después de las lluvias, donde el agua que no se infiltre en el terreno escurra superficialmente y pueda seguir su eterno camino de vuelta al mar. Con este escurrimiento superficial sobre el terreno, el agua ha tallado tal camino de regreso, verdadero sistema circulatorio general continuo. El hombre también ha construido después sus propios caminos.

Los conquistadores del siglo XVI se encontraron con caminos que vinculaban los valles ocupados por los indígenas, lo cual facilitó su cometido militar. La introducción del caballo y las necesidades del transporte de cargas llevó al uso de carretas y la aparición de las postas, con la provisión de servicios a pasajeros, cambio de animales para las diligencias. A principios del siglo XIX (1814), ya hubieron rutas para trasportes con carretas que llegaron hasta el litoral argentino, y que trajeron desde Buenos Aires a Mendoza pertrechos, armas y materiales que constituyeron la base del Ejército de los Andes.

En la segunda mitad del siglo XIX, junto con la organización constitucional del país, se desarrolló la red ferroviaria argentina, la cual incluyó la línea BAP que unió Mendoza con San Juan. Fue entonces el ferrocarril el que con obras de terraplenamiento para sus vías obligó al sistema hidrográfico natural a concentrar el libre escurrimiento superficial de las aguas de lluvia en ríos secos existentes y disponer en el encuentro con ellos alcantarillas y puentes que ya tienen más de un siglo de vida útil.

La barrera constituida por el terraplén ferroviario, ha dado seguridad general al desarrollo vial y a los transportes de energía, tanto eléctrica como gasífera, cuyos entes específicos tienen que ocupar se dividió el pedemonte en dos zonas de resolver problemas locales que la naturaleza del terreno presenta, tales como las socavaciones en los wadis 23 y 25, donde aparecen amenazas a la estabilidad de obras ferroviarias de cruce.

La construcción del terraplén para la vía férrea dividió el pedemonte en dos zonas, la superior (entre la montaña y el terraplén), la inferior (entre el terraplén y el río San Juan). El trazado del terraplén debe haber sido influido por la existencia de algún camino para carretas que, cuando se construyó la ruta nacional n° 40 quedó como camino de servicio con sus badenes de tierra. Seguramente la evacuación natural del agua de la zona superior se habrá producido por menor número de cauces y obligado a aumentar la capacidad de conducción de algunos. En la zona inferior hay una tendencia a la profundización del “talweg” de sus cauces con avance hacia aguas arriba, proceso que es dable observar en badenes de tierra donde se distinguen sucesivas relictos de terrazas en algunas secciones transversales de los cauces atravesados. La Figura 1 muestra el frente de la socavación producida en el cauce 25. A pocos metros aguas arriba del mismo están emplazados el Gasoducto Paralelo San Juan - Mendoza y el puente ferroviario. Esta situación crítica es la que se tiene que resolver. Fue así propuesta el tipo de obra que corresponde a una corrección parcial de torrentes

DESCRIPCIÓN GENERAL DELA SITUACIÓN CAUCES 23 Y 25

La formación del pedemonte que se extiende hacia el este de la Precordillera de San Juan y Mendoza, es un proceso que se inició antes del pleistoceno. Los barrancos verticales que se exponen en algunos tramos de las márgenes de los wadis existentes actualmente, muestran los resultados de las interacciones habidas entre los componentes de la litósfera terrestre con las aguas y vientos que han actuado sobre lo seco, dejando una formación de roca sedimentaria reciente. Las aguas han continuado fluyendo a lo largo del tiempo, permanentemente en ríos y vertientes naturales y esporádicamente en wadis después de las lluvias, donde las aguas, que no se infiltren en el terreno y escurran superficialmente, puedan seguir su eterno camino de vuelta al mar. Con este escurrimiento superficial sobre el terreno, las aguas van tallando su camino de regreso, a la vez dejando terrazas sucesivas como testigos del proceso de profundización del cauce

El cauce 23 se encuentra en el territorio de la Provincia de San Juan y en la imagen satelital siguiente puede apreciarse su ubicación y también la traza del ferrocarril

Figura 1 – Imagen satelital del cauce N°23

.

COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DEL RÍO SECO 23

Con fotografías tomadas durante la realización de levantamientos topográficos para el presente estudio, fue posible identificar la existencia de un proceso de profundización del "talweg" de este cauce con relictos de terrazas, con avance hacia aguas arriba. En el caso particular del wadi 23, este proceso ha dejado parcialmente expuesto al aire el conducto del viejo gasoducto, por lo cual se puede deducir que el fenómeno se inició aguas abajo del emplazamiento del primer gasoducto.

Figura 2- Frente de la socavación producida en el wadi 23, progresiva 144,03 del cauce

Figura 3 Vista de la Socavación y el gasoducto viejo descubierto

Figura 4.- Wadi 23. Determinación de la profundidad relativa del pozo de erosión producido por la circulación del agua, progresiva 149,38

Figura 5 Wadi 23. Al fondo de esta imagen se ve la estructura del cruce del ferrocarril circulado el agua cargada con material de color marrón, indudablemente de naturaleza arcillosa como lo muestra el fondo del cauce trapecial nítidamente con el curso de agua. Las vigas de alma llena de la alcantarilla testimonian hasta que altura a ha circulado el agua cargada con material de color marrón, indudablemente de naturaleza arcillosa como lo muestra el fondo del cauce trapecial nítidamente.

El cauce 25 se encuentra en el territorio de la Provincia de Mendoza y en la imagen satelital siguiente puede apreciarse su ubicación y también la traza del ferrocarril

Figura 6 – Imagen satelital del cauce N°25

COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DEL RÍO SECO 25

Las fotografías tomadas durante la realización del levantamiento topográfico para el presente estudio, fue posible identificar la existencia de un proceso de profundización del "talweg" hacia aguas arriba que inicialmente se manifiesta por pequeñas cárcavas y progresivamente se transforma en un salto de mayor altura que obliga a una natural disipación de energía

Figura 7 Las pilas del puente ferroviario dividen la sección de paso de las aguas, donde parte de las aguas queda momentáneamente lo suficientemente tranquilas como para permitir el desarrollo de actividades vegetales. Al final del paso de una creciente quedan aguas turbias estancadas, cuya carga de materiales finos transportados en suspensión forma las típicas plaquetas secas de color marrón, etapa última del fenómeno de transporte sólido.

Figura 8..-Vista del borde superior del salto Se aprecia la forma irregular del anfiteatro y la posición firme del arbusto (¿chañar?), testigo de la tranquilidad con que la circulación de parte del agua ha sido lo suficiente menor como para retardar los efectos de las erosiones al pie de la margen izquierda. Se distingue la mayor erosión concentrada al pie de la margen derecha del cauce y la incipiente formación de una terraza.

Figura 9. Espigón en forma de palizada en margen derecha. La circulación del agua es de derecha a izquierda. Se puede identificar un inicio de formación de un frente de profundización del lecho y la acumulación de sedimentos tras la palizada

METODOLOGÍA DE TRABAJO

La metodología aplicada para la determinación de la alternativa de solución ante la retroerosión verificada en el cauce, es la que sigue:

- ✓ Topografía del tramo interesado desde aguas arriba de la traza del ferrocarril hasta una sección aguas abajo del salto lo suficientemente alejada del mismo
- ✓ Análisis hidráulico de las secciones del cauce con el caudal de diseño obtenido del documento realizado para el estudio de cuencas
- ✓ Cálculo del vertedero
- ✓ Cálculo del salto hidráulico para el diseño de la obra de fábrica
- ✓ Diseño de la obra de fábrica con enrocado y gaviones
- ✓ Verificación de las condiciones del enrocado para la obra diseñada

El traabajo se desarrolla sólo para la solución planteada en el cauce 25, por una cuestión de extensión el artículo, considerando que lo planteado en el cauce 23 es similar.

TOPOGRAFÍA

El día 24 de diciembre de 2016 se realizó el relevamiento de los cauces 23 y 25 en los tramos interesados, con equipo GPS marca TRIMBLE con estación base y receptor móvil, haciendo base en la margen derecha del cauce 25 al oeste de la traza del ferrocarril. Se verificó además, la topografía llevada a cabo cuando se relevaron todos los cauces para el estudio de socavación. En este caso se tomaron más secciones transversales que las que se habían relevado inicialmente.

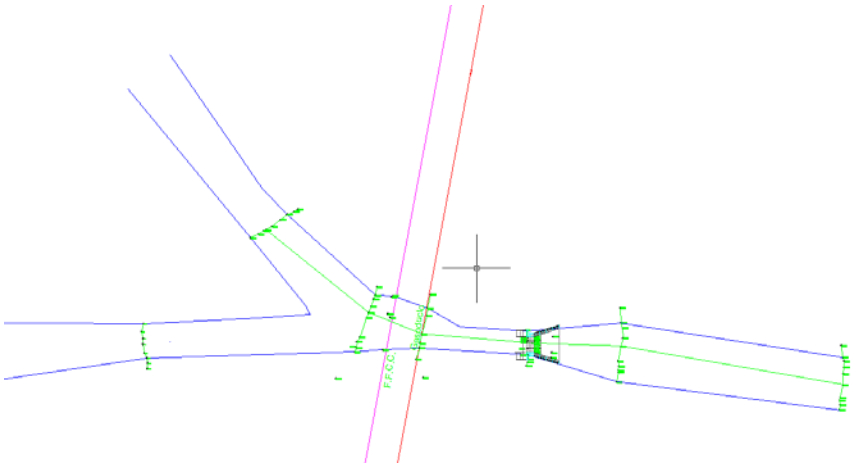


Figura 10 – Imagen del relevamiento topográfico

ANÁLISIS HIDRÁULICO DE LAS SECCIONES DEL CAUCE

Se analizaron las secciones del cauce aguas arriba y aguas abajo del salto, y las características hidráulicas para el caudal de 38 m3/s, correspondiente al TR = 100 años y obtenido del documento del estudio de socavación, se muestran a continuación

Tabla 1 - Secciones del cauce

Cauce		Q_{100}	Sección	Ancho superior	H	Manning	i	Área	Pm	v	Ea	Fr
		[m^3/s]		[m]	[m]	n	[m/m]	[m^2]	[m]	[m/s]	[m]	
Cauce 25	Aguas arriba	38	Irregular en tierra	11,86	1,81	0,030	0,0076	12,80	12,48	2,96	2,25	0,91
	Aguas abajo	38	Irregular en tierra	22,88	1,30	0,030	0,0029	22,00	23,38	1,73	1,45	0,56

CÁLCULO DEL VERTEDERO

A continuación la tabla muestra las características del vertedero previo al salto, para un ancho de 7 metros

Tabla 2 – Características geométricas y cálculo del vertedero

m	b	cota s/vertedero	cota umbral	H	Qs	$Q_{hidrología}$	Verifica
	m	m	m	m	m^3/s	m^3/s	
0,4	7,00	621,47	619,29	2,18	39,92	37	si

CÁLCULO DEL SALTO HIDRÁULICO

Tabla 3 Cálculo Salto Hidráulico

SALTO EN CAUCE 23			
AGUAS ARRIBA		AGUAS ABAJO	
Q =	37,00	Q =	37,00
b =	11,00	b =	11,00
z =	2,00	z =	0,00
i1 =	0,0053	i2 =	0,0057
n =	0,0300	n =	0,030
h1 =	1,46	h2 =	1,48
U1 =	2,38	U2 =	2,60
E1 =	1,75	E2 =	1,83
hc =	1,25	hc =	1,05
Uc=	2,78	Uc=	3,21
Ec =	1,64	Ec =	1,57
Fr =	0,74	Fr =	0,76

DATOS		
bc =	11,00	m
Cu =	629,17	m
Cb =	626,80	m

CALCULOS

S	2,37	m

Cálculo de p (profundidad de cuenco)		
d1 =	0,374	m
Va =	8,986	m/s
d2 =	2,302	m
V2 =	1,461	m/s
E2 =	2,411	m
p =	0,697	m
Fr1 =	4,689	

Hydraulik im Wasserbau - Robert Rössert - pág. 154

L =	14,83	m

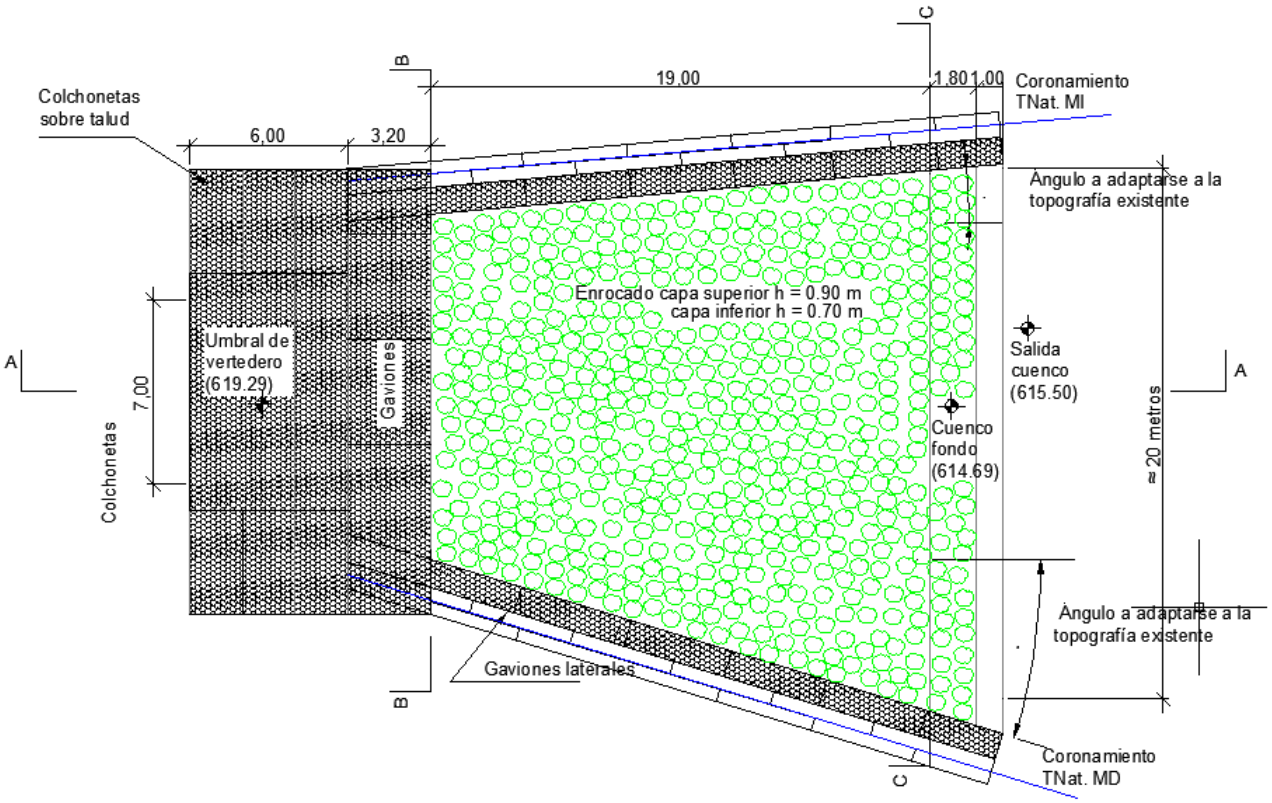
TIPO DE OBRA

Se propone construir en este cauce una barrera de gaviones y enrocado partiendo de las secciones transversales relevadas aguas arriba y aguas debajo de cada salto, completadas con una salida que distribuya el escurrimiento regular de aguas tranquilas hacia aguas abajo. La estabilidad del conjunto queda verificada como si se tratara del talud de aguas abajo de una presa de materiales sueltos sumergida.

GEOMETRÍA DE LA OBRA PROPUESTA

La geometría de la obra del cauce 25 se adaptó a las condiciones topográficas del terreno tratando de modificar lo mínimo posible la situación natural encontrada. Por lo tanto, se mantuvieron los taludes existentes protegiéndolos con colchonetas aguas arriba del salto y con gaviones aguas abajo del mismo. En la zona del salto se diseñó una rampa de pendiente 5H:1V, protegida con un enrocado, de modo que en conjunto se pueda disipar el exceso de energía que tiene el agua durante su recorrido

Figura 11 Vista en planta de la obra proyectada



GAVIONES

La obra de fábrica se realizará en una parte con gaviones, donde la característica del material de relleno de los gaviones a considerar es la siguiente.

Tabla N°4 – Material de relleno de los gaviones

Ys =	2.60	t/m^3	peso de sólidos
Yaparente =	1.85	t/m^3	peso específico aparente
γ =	1.01	t/m^3	peso específico agua con sedimentos
Ø =	0.6	coeficiente de fricción gavión	

Del libro Corrección de cauces y estabilización de torrentes – FAO de F. López Cadenas de Llano, para la piedra del lugar que puede ser caliza o granito con Ys = 2600 kg/m^3, en ekl gráfico que sigue se obtiene el peso aparente del relleno del gavión, considerando así mismo el tamaño de las mismas entre 10 y 20 cm

Figura 12 Gráfico para determinar el peso específico aparente del gavión

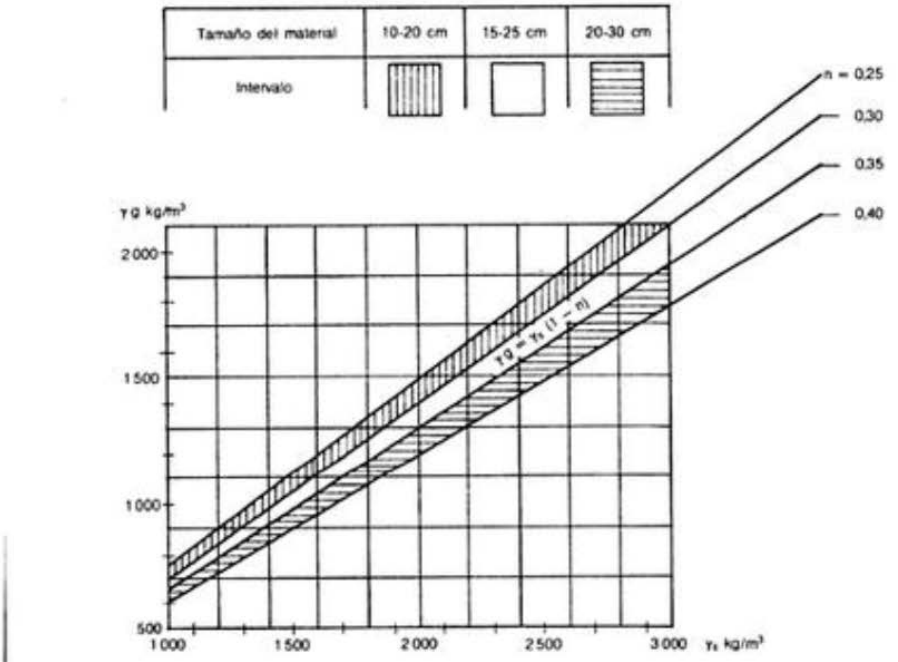


Figura 30. Diafragma para la determinación del peso específico aparente del gavión γ_g, conocidos γ_s del material de relleno y la porosidad del gavión n.

ENROCADO

Atendiendo a las pautas generales indicadas por personal profesional del Departamento de Hidráulica de la provincia de San Juan en la Nota de contestación al proyecto original, y referidas al diseño de la obra, se modificó el proyecto inicialmente presentado, pasando a una obra de enrocado con una rampa de pendiente 5H: 1V.

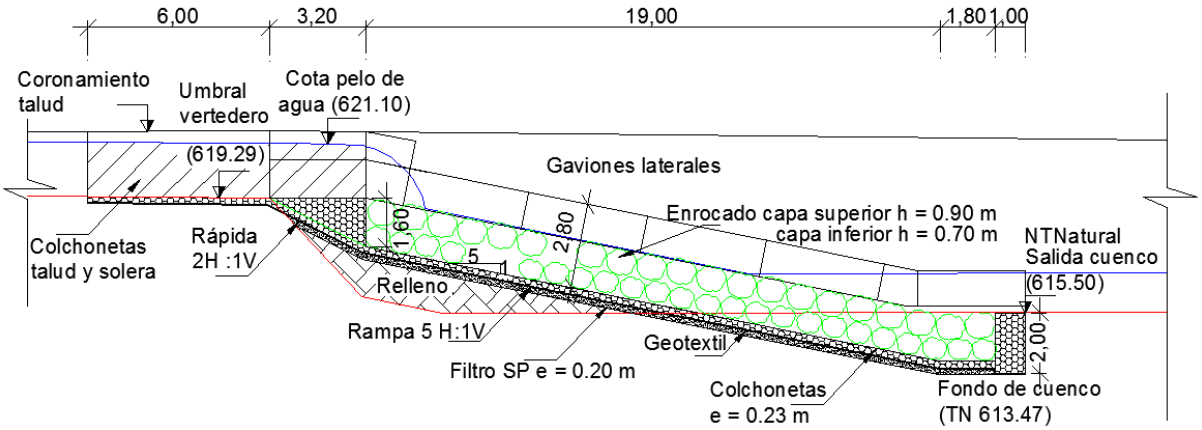
Así mismo de consideró un tratamiento del suelo de apoyo del enrocado, materializándose un filtro para el suelo natural (arena de clasificación SUCS: SP) y la colocación de una manta geotextil de 150 gr/m^2. Por encima del geotextil se colocan las colchonetas de e =0.23 m que cubren el total de la superficie de la obra, formando parte del paquete estructural.

De acuerdo a la bibliografía existente y antecedentes, se dispuso el enrocado en dos capas, la superior con un diámetro equivalente de roca de 0.90m, y la inferior con un diámetro de 0.70 m. La superior calculada para una tormenta de TR = 100 años y la inferior para un TR = 50 años de acuerdo a los estudios hidrológicos realizados oportunamente.

La rampa termina en un cuenco amortiguador donde se disipa el resto de energía para la circulación con tirante normal aguas abajo.

Cabe aclarar que la obra debe abarcar todo el ancho efectivo de la sección aguas abajo, por lo que las medidas finales deben ser adaptadas en obra, tendiendo a un ancho mayor a 20 metros, pero sin romper ni excavar más allá de las condiciones de equilibrio actuales, con el objeto de no debilitar las márgenes del río seco. Por lo tanto, tratar de evitar la propagación de la retroerosión por las márgenes y de mantener las condiciones actuales.
En la imagen siguiente se muestra el perfil longitudinal de la obra planteada.

Figura 13 Sección transversal de la obra de fábrica



Con la geometría y los datos de materiales, se calcularon los tamaños de roca necesarios para evitar la retroerosión y realizar la corrección del cauce.

Para el cálculo se utilizó la teoría dada por HARTUNG F. y SCHEUERLEIN H. en un artículo publicado en el ICOLD de 1970 y titulado Design of overflow rockfill dams, a continuación se muestran los cálculos:

- Para TR = 100 años, Caudal Q = 38 m3/s, caudal unitario considerando un ancho de 7.07 m, q = 5.30 m3/m/s

Tabla N°5 – Planilla de cálculo de resultados para la verificación de la obra para el caudal estimadp

Pendiente	5 H : 1V		
α =	11,3099325	Grados	Ángulo de la pendiente
α =	0,19739556		
cos α =	0,98058068		
sen α =	0,19611614		
ϒs =	2,60	t/m3	Peso de la roca
ϒw =	1,01	t/m3	Peso del agua
ds =	0,90	m	Diámetro equivalente de la roca
σ =	0,98		Factor de aireación
y_m =	0,88	m	Altura media del agua
θ_m =	0,30	m	altura de rugosidad media
Vc =	6,33	m/s	Velocidad crítica donde las piedras empiezan a moverse
$q_{cálculo}$=	5,44		caudal unitario calculado
v =	6,33	m/s	velocidad media de la mezcla aire agua (1 metro de ancho)
c =	3,41		coeficiente
₡ =	1,12		factor de relleno
e =	0,90	m	alto elemento rugoso
a =	0,80	m	distancia entre dos elementos rugosos
1 /√λ =	1,71		factor de resistencia

- **Verificación**

$$q_{dato} = 5.37\ m^3/m/s \leq q_{cálculo} = 5.44\ m^3/m/s$$

MATERIAL DE CAUCE

El material de asiento de la obra que de acuerdo a las investigaciones practicadas se trata de ML (limo de baja plasticidad) deberá ser compactado como mínimo en un espesor de 0.20 m para colocar el geotextil y las colchonetas

Figura 14 Análisis Granulométrico material del cauce

Cauces 24 a 27

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

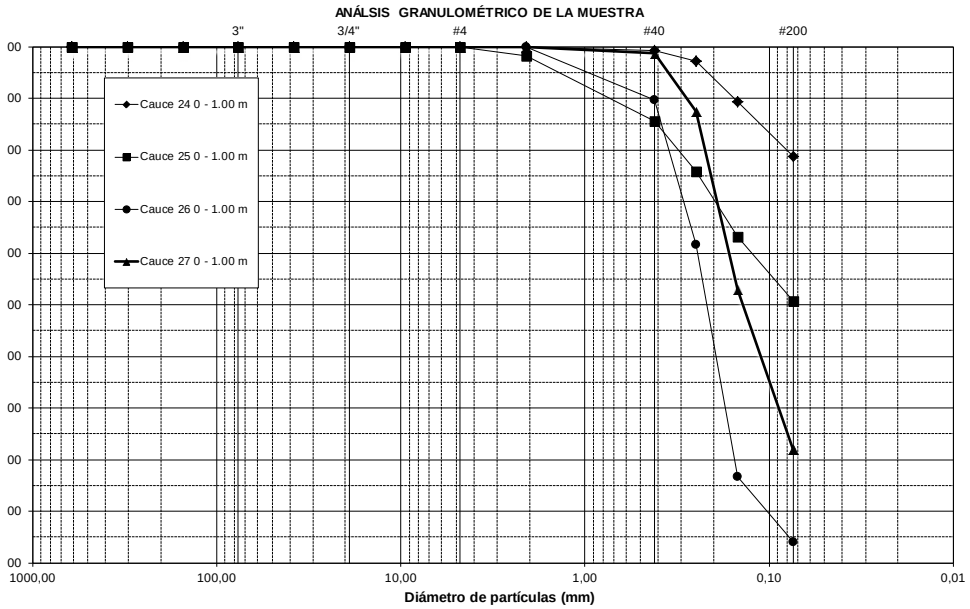
TAMIZ	ABERTURA (mm)	% PASA			
		Cauce 24 0 - 1.00 m	Cauce 25 0 - 1.00 m	Cauce 26 0 - 1.00 m	Cauce 27 0 - 1.00 m
Tam. Max.	610	100,00	100,00	100,00	100,00
24"	610	100,00	100,00	100,00	100,00
12"	305	100,00	100,00	100,00	100,00
6"	152	100,00	100,00	100,00	100,00
3"	76,2	100,00	100,00	100,00	100,00
1 1/2"	38,1	100,00	100,00	100,00	100,00
3/4"	19,1	100,00	100,00	100,00	100,00
3/8"	9,52	100,00	100,00	100,00	100,00
#4	4,76	100,00	100,00	100,00	100,00
#10	2,08	100,00	98,15	100,00	99,95
#40	0,42	99,26	85,60	89,70	98,65
#60	0,25	97,25	75,75	61,70	87,40
#100	0,149	89,34	63,15	16,70	52,90
#200	0,074	78,68	50,60	4,05	21,90

DIÁMETROS Y COEFICIENTES CARACTERÍSTICOS DE LA FRACCIÓN SUELO

D10	-	-	0,10	-
D30	-	-	0,17	-
D60	-	-	0,25	-
Cu	-	-	2,38	-
Cc	-	-	1,20	-

CLASIFICACIÓN DE LA FRACCIÓN SUELO - S.U.C.S.

Suelo	Fino	Fino	Grueso	Grueso
Pasa#200	78,68	50,60	4,05	21,90
L.L.				
L.P.				
I.P.				
Clasificación	**ML**	**ML**	**SP**	**SM**
Descripción	Limo inorg., ligera' plásticos.	Limo inorg., ligera' plásticos.	Arena mal graduada	Arena limosa



CLASIFICACIÓN DE LA FRACCIÓN DE SUELO FINO - S.U.C.S.

L.L.	0,00	0,00	0,00	0,00
L.P.	0,00	0,00	0,00	0,00
I.P.	0,00	0,00	0,00	0,00
Clasificación	**ML**	**ML**	**-**	**ML**

CONSIDERACIONES

La convivencia de las construcciones del hombre con las acciones del agua sobre la corteza terrestre suele crear situaciones críticas como la que se ha tratado en este trabajo. La tendencia general en el pedemonte es la formación progresiva de surcos hacia aguas arriba en los lechos menores de los cauces, por lo cual es de esperar que se repita el fenómeno ocurrido en el mismo cauce 25, El carácter de la obra propuesta es de ser el primer paso hacia lograr un dominio tal del terreno que asegure, en este caso, el funcionamiento del gasoducto paralelo. Conservación y mantenimiento serán actividades constantes a cumplir por parte de los operadores de las instalaciones amenazadas

LISTA DE SÍMBOLOS

Q: Caudal en m^3/s
b: Ancho del cauce
n: Coeficiente de rugosidad de Manning
i: Pendiente del cauce
γs: Peso específico de sólidos
h: Tirante normal de agua
U: Velocidad del agua en m7s

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Guisasola L.E. e Infante P. S (2016): "Erosión en Ríos Secos Pedemontanos en Mendoza. Estudio de caso: Río Chañares" *Primer Encuentro de Investigadores en Formación en Recursos Hídricos.* IFRH 2016, 6 y 7 octubre, Ezeiza, Buenos Aires.

Hartung F. y Scheuerlein H. (1970) "Design of overflow rockfill dams" Q36 R35, *Décimo Congreso de Grandes Presas, Montreal, 1970,*

F. López Cadenas de Llano. (1988) "Corrección de torrentes y estabilización de cauces", Organización de las Naciones Unidas para la Agricultura y la Alimentación (FAO), Roma

ACTUALIZACIÓN EN EL CÁLCULO DE LA CURVA VOLUMEN-DURACION-RECURRENCIA (V-D-T) EN EL DIQUE SAN ROQUE, CÓRDOBA

Darío F. Ferreira[1], Javier Alvarez[1,2], Nicolás Guillén[1,2], César García[2] y C. Marcelo García[1,2]

[1]Centro de Estudios y Tecnología del Agua (CETA), Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales (FCEFyN), Universidad Nacional de Córdoba (UNC). Av Filloy s/n, Ciudad Universitaria, CP 5000, Córdoba, Argentina.
[2]Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT CONICET/UNC). FCEFyN, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.

RESUMEN

El dique San Roque, es uno de los reservorios artificiales de mayor envergadura de la Provincia de Córdoba (Argentina) debido a los múltiples usos. Por lo tanto, optimizar la gestión y administrar el recurso hídrico en este dique reviste especial interés para los decisores, para así evitar costos y pérdidas innecesarias. El objetivo del presente trabajo consiste en la actualización de las curvas Volumen-duración-Recurrencia (V-d-T) del Dique San Roque, la cual permite el manejo adecuado del embalse y la selección de cotas de espera de la potencial ocurrencia de eventos extremos futuros. La metodología consiste en, aplicando conceptos homólogos a las curvas de relación i-d-T, crear curvas de relación volumen, duración y tiempo de recurrencia (V-d-T), mediante el análisis de series de volúmenes ingresados al lago. Para esto se hizo un balance de masa con datos diarios desde el año 1947 al 2014, teniendo en cuenta las variaciones en los niveles del dique, los volúmenes evacuados por vertedero y los volúmenes erogados por turbinas, registrados por el EPEC y el Área Explotación del Recurso-MAAySP de la Provincia de Córdoba. Las curvas V-d-T se construyeron con los máximos volúmenes ingresados para diferentes duraciones diarias y luego, mediante el software FACETA, se verificó la serie en el cumplimiento de las pruebas de independencia, datos atípicos, estacionalidad y de homogeneidad. Posteriormente, se realizó un análisis estadístico inferencial en el que se determinó que la FDP de LogNormal estimada por Máxima Verosimilitud representaba el mejor ajuste. En conclusión, teniendo en cuenta la vulnerabilidad de los habitantes en las márgenes del lago, estas curvas V-d-T pueden utilizarse para gestionar el riesgo ante amenazas hídricas, al asociar una cota de espera del dique con una probabilidad de ocurrencia de eventos hídricos extremos.

ABSTRACT

The San Roque is one of the largest artificial reservoirs in the province of Córdoba (Argentina) due to its many uses. Therefore, optimizing the water management of this dam takes particular interest to decision-makers, in order to avoid unnecessary costs and losses. The objective of this work is to update the Storage-duration-Recurrence (S-d-T) curves of the San Roque Dam, which allows the proper management of the reservoir and the selection of an adequate water level for potential occurrence of future extreme events. The methodology consists in applying the same concepts of the i-d-T relation curves, to create curves that relates storage, duration and recurrence (S-d-T), through the analysis of input storage series into the lake. For this, a mass balance was made with daily data from the years 1947 to 2014, taking into account the variations in the water levels, the discharge volumes by spillway and the discharge by turbines, registered by the EPEC and the Área Explotación del Recurso-MAAySP of the province of Córdoba. The V-d-T curves were built with the maximum input storage for different daily durations and then, using FACETA software, the series were verified in the fulfilment of the tests of independence, atypical data, trend, and homogeneity. Subsequently, an inferential statistical analysis was carried out in which it was determined that the FDP of LogNormal estimated by maximum likelihood represented the best fit. In conclusion, regarding the vulnerability of inhabitants on the shores of the lake, these V-d-T curves can be used to manage the risk of water hazards by associating a San Roque's water level with a occurrence probability of extreme water events.

INTRODUCCIÓN

El dique San Roque, es uno de los reservorios artificiales de mayor relevancia económica en la Provincia de Córdoba, con un espejo de agua que, a lo largo de sus costas, ha presenciado el repentino desarrollo de centros urbanos.

Este dique fue concebido, para proteger a la Ciudad de Córdoba ante extremos hídricos. Es decir, es útil tanto para el almacenamiento de agua de lluvias en épocas estivas (proveyendo de agua potable a la ciudad de Córdoba todo el año), como atenuador de crecientes de la cuenca alta del río Suquía. A su vez, con el tiempo se han ido estableciendo otros usos como Generación de Energía Hidroeléctrica, Pesca, Vertidos de Efluentes Sanitarios, Recreación y Turismo, Urbanización en las márgenes, entre otros. Debido a los múltiples usos es fundamental optimizar la gestión y administrar el recurso hídrico, evitando así costos y pérdidas innecesarias.

OBJETIVO

En este trabajo se actualizó la curva Volumen-duración-Recurrencia (V-d-T) del Dique San Roque, la cual permite el manejo adecuado del embalse y la selección de cotas de espera de la potencial ocurrencia de eventos extremos futuros.

ÁREA DE ESTUDIO

El dique San Roque se encuentra ubicado en la región Centro de la República Argentina en la provincia de Córdoba, en la cuenca del Río Suquía, en las coordenadas 31º 22' 23” Sur y 64º 25' 66” Oeste. La presa de hormigón permite almacenar 190,52 Hm3, el caudal medio anual ingresante es de 10,90 m3/s (datos desde 1947 a 2014), habiéndose observado crecidas de hasta 6423,00 m3/s. A continuación, se muestra una imagen satelital con el dique y su ubicación respecto a Córdoba Capital.

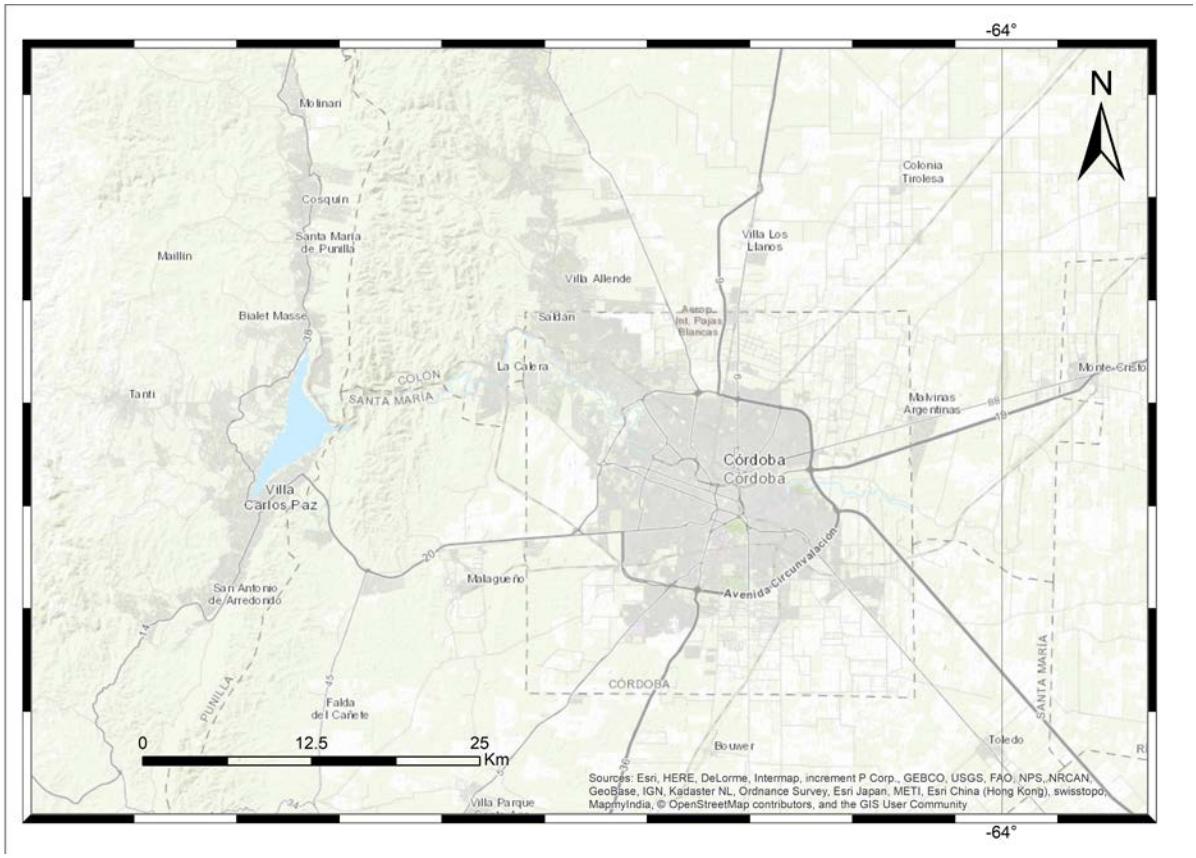


Figura 1.- Ubicación del dique San Roque.

METODOLOGÍA

Para determinar los volúmenes de ingreso diarios que tiene el lago, se hizo un balance de masa con los datos diarios de niveles desde el año 1947 al 2014, teniendo en cuenta las variaciones de volumen del dique (ΔVol), en relación a los cambios en los niveles diarios del espejo de agua, los volúmenes evacuados por vertedero y los volúmenes erogados por turbinas, registrados por el EPEC y el Área Explotación del Recurso-MAAySP de la Provincia de Córdoba. El volumen ingresado al embalse se obtiene según la siguiente ecuación:

$$Vol_{ingresado} = Vol_{vertedero} + Vol_{turbinado} + \Delta Vol \quad (1)$$

Aplicando el mismo concepto de la función i-d-T para lluvia de diseño, se pueden crear curvas que relacionen volumen, duración y tiempo de recurrencia (V-d-T) en un embalse. Solo basta con referir las variables dependientes y usar otras unidades de trabajo, de modo, que la ecuación se plantea para valores totales de volumen ingresado “V”.

Analizando los volúmenes de ingreso se obtienen los máximos anuales para diferentes duraciones diarias (1, 2, 3, 4, 5, 7, 14 y 28 días). Estas series deberán verificar el cumplimiento de las pruebas de independencia de Anderson, datos atípicos de Chow, estacionalidad de Mann-Kendall y de homogeneidad de Wilcoxon. Para esto se utilizará la herramienta computacional FACETA v1.1 (desarrollada por parte de los autores) y la aceptación de estas pruebas estará dada en función de un nivel de significancia del 5%.

De manera análoga a las i-d-T, reemplazando intensidad “i” por Volumen “V” y sin alterar los conceptos de duración y recurrencia, los estimadores de máximos anuales (FDP Log-Normal, GEV, Gumbel y Log-Pearson) proveerían funciones V-d-T para crecientes de diseño en lagos y embalses.

Luego de haber realizado los análisis de frecuencia con el software FACETA para todas las duraciones, se realiza el ajuste para poder relacionar las tres variables en una superficie tridimensional: Volumen – duración – recurrencia. Para esto, se propusieron 3 ecuaciones empíricas de ajuste: Bernard (ec. 2), Sherman (ec. 3) y DIT (ec. 4).

$$Vol = \frac{K.T^m}{d^n} \tag{2}$$

$$Vol = \frac{K.T^m}{(d+c)^n} \tag{3}$$

$$V_{d,T} = e^{(A\cdot\emptyset_y - B\cdot\delta_y + C)} \times e^{\delta_y{}^{3/5}} \tag{4}$$

Para la aplicación de esta última ecuación previamente deben definirse los conceptos de factor de frecuencia (ϕy) y factor de duración (δy):

$$\emptyset_y = 2{,}584458 \cdot (ln\,T)^{3/8} - 2{,}252573 \tag{5}$$

$$\delta_y = (ln\,d)^{5/3} \tag{6}$$

RESULTADOS

Para el presente trabajo, se llevó a cabo el análisis de frecuencias utilizando FACETA, obteniendo valores satisfactorios con un nivel de significancia menor al 5% en cada una de las pruebas estadísticas de series hidrológicas.

De manera análoga a las i-d-T, para determinar las funciones V-d-T para crecientes de diseño en lagos y embalses, se realizó con FACETA un análisis de frecuencia de valores extremos, suponiendo diferentes funciones de distribuciones de probabilidad (FDP). Es así que se adoptó la FDP Log Normal, cuyos parámetros fueron estimados por el método de máxima verosimilitud, dado que tiene el mejor ajuste según los parámetros obtenidos por el test de bondad de ajuste por Chi-Cuadrado y Error estándar de Ajuste.

A continuación, en la Figura 2, se muestra la representación gráfica de las curvas Volumen-duración-Tiempo de retorno (V-d-T) para el Dique San Roque utilizando la FDP Log-Normal.

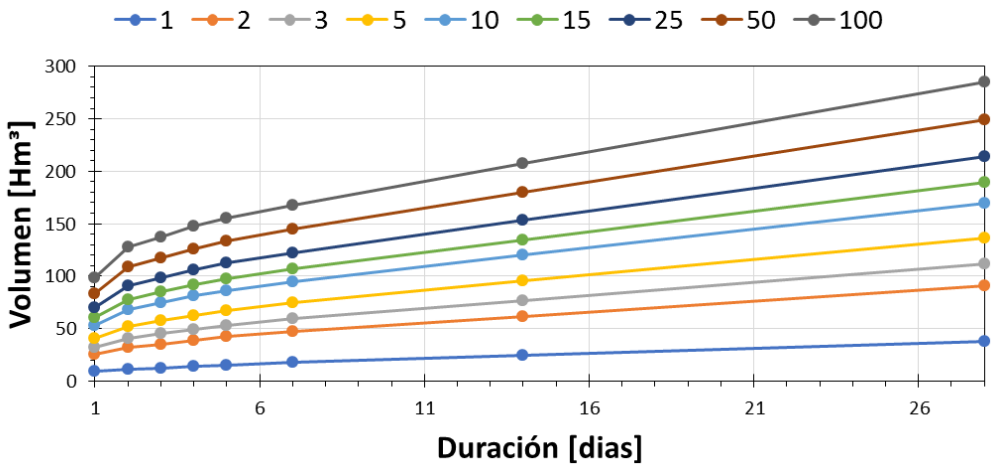


Figura 2.- Curvas V-d-T dique San Roque –Log-Normal MV.

Basándose en los resultados del análisis de frecuencia mostrado en la figura anterior, se realizó un ajuste con tres modelos para relacionar V, d y T (Bernard, Sherman y DIT). A continuación, se muestran los resultados arrojados por las pruebas de bondad de ajuste en cada uno de los casos:

Tabla 1.- Resultados de las pruebas de bondad de ajuste.

Modelo	R^2	RMSE
Bernard	0.9783	7.887
Sherman	0.9803	7.523
DIT	0.908	16.24

De la tabla 1, se observa que al aplicar Bernard y Sherman se obtienen resultados similares; mientras que el ajuste con DIT no es tan bueno (menor R^2 y mayor RMSE). Teniendo en cuenta que Bernard posee un parámetro menos que Sherman y ambos ajustes son muy buenos es que a priori Bernard es el mejor ajuste encontrado.

Para complementar el trabajo realizado, se comparan en la figura 3, las curvas para T-25 años resultantes del análisis de frecuencia (con sus intervalos de confianza), los 3 ajustes empíricos y aquella obtenida del análisis de frecuencia con el antecedente de Catalini realizado en el año 2004 (basado en los datos entre los años 1947 y 2004).

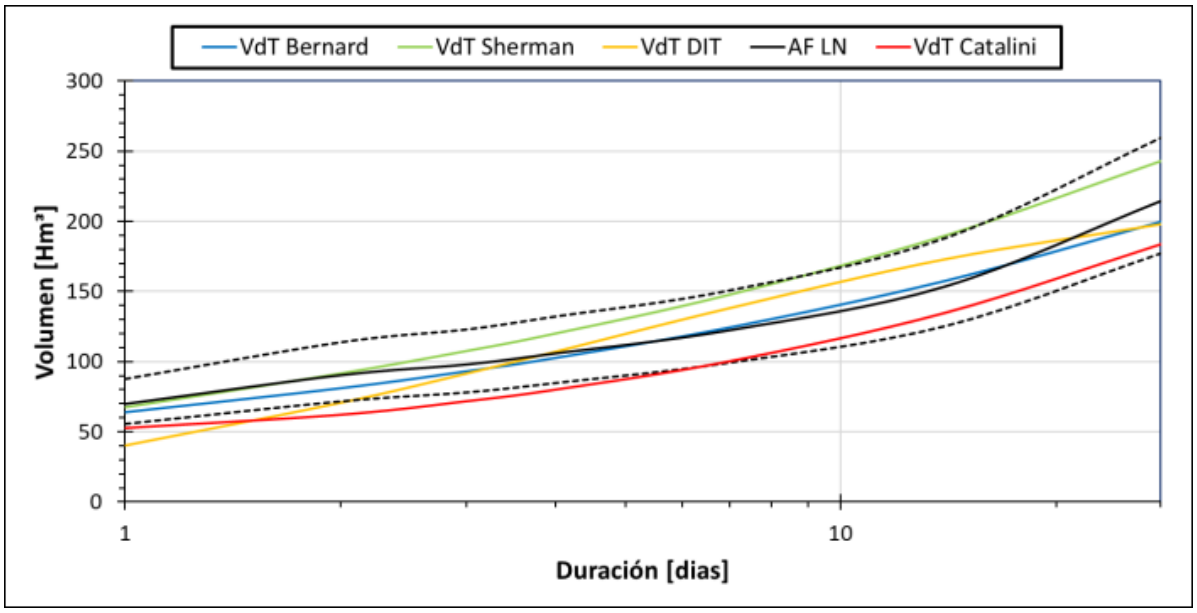


Figura 3.- Comparación de las diferentes Curvas V-d-T.

En la figura 3 se observa en primer lugar que tal como se preveía el mejor ajuste entre los 3 propuestos es el alcanzado con Bernard (se encuentra muy cercano a los resultados alcanzados del análisis de frecuencia). Al comparar la curva actualizada con las obtenidas por Catalini, se observan resultados similares. La ventaja de la que aquí se presenta respecto a la antecedente, es que cuenta con 10 años más de datos y los mismos se encuentran más actualizados.

En la figura 4 se muestra la relación V-d-T finalmente adoptada (en forma de superficie) siguiendo el ajuste de Bernard; y en la misma se superpusieron con puntos negros los resultados arrojados por los análisis de frecuencia.

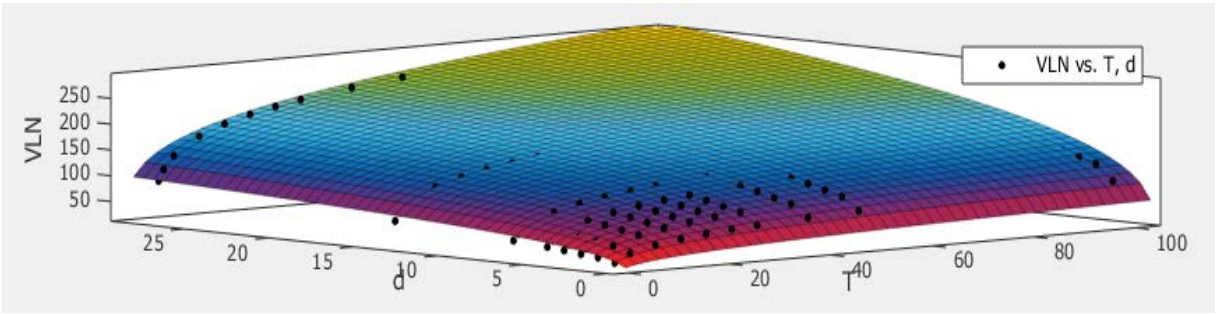


Figura 4.- Relación V-d-T ajustado con ecuación Bernard (en puntos negros se muestran valores de Log-Normal MV).

La ecuación finalmente ajustada es la siguiente:

$$Vol = \frac{26.11 * T^{0.2796}}{d^{-0.3403}} \qquad (6)$$

Donde Vol es el volumen ingresado al embalse en Hm^3, T es el tiempo de retorno en años y d la duración en días.

CONCLUSIONES

En el presente trabajo se actualizaron las curvas V-d-T en el dique San Roque.
Además, estas curvas brindan resultados similares a los obtenidos por Catalini (2004). Si se tiene en cuenta que en dicho trabajo se había analizado hasta 2004, el resultado señala que agregar 10 años de datos no modifica sensiblemente las curvas obtenidas.

A partir de la aplicación de las curvas V-d-T realizadas, se podrá gestionar el embalse de una manera más adecuada y se podrá mitigar el riesgo de que ingresen eventos extremos al dique San Roque.

LISTA DE SÍMBOLOS

$Vol_{ingresado}$:	volumen ingresado
$Vol_{vertedero}$:	volumen erogado por vertedero
$Vol_{turbinado}$:	volumen erogado por turbinas
ΔVol :	variación del volumen
T:	tiempo de recurrencia
d:	duración del evento
Vol:	volumen
k, m, n:	parámetros de ajuste empírico de la ecuación de Bernard
k, m, n, c:	parámetros de ajuste empírico de la ecuación de Sherman
$V_{d,T}$:	volumen para una duración “d” y recurrencia “T” del modelo DIT
ϕy:	factor de frecuencia del modelo DIT
δy:	factor de duración del modelo DIT
A, B, C:	parámetros de ajuste empírico del modelo DIT

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Subsecretaría de Recursos Hídricos - Secretaría de Obras Públicas - Ministerio del Interior, Obras Públicas y Vivienda. (2011). “Inventario de Presas y Centrales Hidroeléctricas de la República Argentina”.

Catalini, C.G y Caamaño Nelli, G.E. (2004); “Predicción de crecientes en Embalses de Córdoba” XX Congreso Nacional del Agua. Mendoza. Articulo Completo en CD. Resumen: pp 282. Comité Permanente de los Congresos del Agua. Mendoza. República Argentina.

ASCENSO DE NAPAS EN LA LLANURA BONAERENSE. INFLUENCIAS DEL USO DEL SUELO Y DE LAS PRECIPITACIONES

Pablo E. García[1,2] Nicolás D. Badano[1,2] y Ángel N. Menéndez[1,2]

1 Laboratorio de Hidráulica, Instituto Nacional del Agua, Ezeiza, Argentina.
2 Faculta de Ingeniería, Universidad de Buenos Aires, CABA, Argentina.
pabloegarcia@gmail.com

RESUMEN

En la región pampeana de la República Argentina se produjeron dos procesos en la última mitad del siglo XX que impactaron fuertemente en el nivel de las napas y el consecuente aumento en la frecuencia de inundaciones en la zona. El primer proceso, de origen natural, está relacionado con la variabilidad climática observada en esta región. El segundo, de origen antrópico, está asociado a un fuerte proceso de agriculturización en desmedro de la actividad ganadera, lo que trajo asociado un cambio del uso del suelo en la zona, habiendo cada vez más área con cultivos y menos con pasturas y pastizales naturales. Este último proceso de cambios en el uso del suelo suele ser indicado en muchos ámbitos como el responsable del aumento del nivel de las napas en la zona y del aumento en la frecuencia de inundaciones en la zona.
Existen trabajos precedentes que, a partir del análisis de observaciones históricas y modelación hidrológica, establecen que la combinación de los aumentos de precipitación y los cambios en el uso de la tierra desde la década de 1970 han inducido un aumento progresivo en el nivel de napa e incrementaron los riesgos de inundación sin embargo los mismos no analizan el efecto diferencial de dichos procesos. Este trabajo tiene como objetivo intentar cuantificar la influencia del cambio del uso del suelo y las tendencias de precipitaciones registradas en la evolución de las napas en una región de la llanura pampeana en las últimas décadas del siglo XX.
.

ABSTRACT

In the Pampas of the Argentine Republic, two processes occurred in the last half of the twentieth century that had a strong impact on the water table depth. The first process, of natural origin, is related to the climatic variability observed in this region. The second one, of anthropic origin, is associated with a strong agriculturalisation process at the expense of the livestock activity, which brought with it a change of the land use in the area, with more and more area with crops and less with pastures and grasslands. This last process of changes in the land use is usually indicated in many areas as the responsible of the increase water table level in the zone and of the increase in the frequency of floods in the zone and the consequent increase in the frequency of flooding in the area.
There are previous studies that, based on the analysis of historical observations and hydrological modeling, establish that the combination of precipitation increases and changes in land use since the 1970s have led to a progressive increase in the water table level and increased the risks of flooding, however, they do not analyze the differential effect of these processes. The objective of this work is to try to quantify the influence of land use change and precipitation trends recorded in the evolution of the water table in a region of the Pampas in the last decades of the 20th century.

INTRODUCCIÓN

En la región pampeana de la República Argentina se produjeron dos procesos en la última mitad del siglo XX que impactaron fuertemente en el nivel de las napas y el consecuente aumento en la frecuencia de inundaciones en la zona. El primer proceso, de origen natural, está relacionado con la variabilidad climática observada en esta región (Seager et al., 2010). El segundo, de origen antrópico, está asociado a un fuerte proceso de agriculturización en desmedro de la actividad ganadera, lo que trajo asociado un cambio de uso del suelo en la

zona, habiendo cada vez más área con cultivos y menos con pasturas y pastizales naturales (Viglizzo et al., 2009). Este último proceso de cambios en el uso del suelo suele ser indicado en muchos ámbitos como el responsable del aumento del nivel de las napas y del aumento en la frecuencia de inundaciones en la zona.

LA CUENCA DEL RÍO SALADO

La zona de estudio en el presente trabajo corresponde a la parte norte de la cuenca del Río Salado del Sur, aguas arriba de la ciudad de Junín, donde se encuentran las nacientes del río Salado. Esta zona fue denominada en los últimos años como subregión A1 (de acá en adelante "SA1"). En la Figura 1 se presenta un esquema de la cuenca, con sus regiones y cursos de agua, y de la subcuenca en cuestión. La SA1 tiene un área aproximada de 14.500 km2. La zona oeste de la subcuenca presenta dunas, que obstruyen fuertemente la evacuación de aguas superficiales (Viglizzo et al., 2009). Como resultado de sus condicionantes topográficos y de la variabilidad climática, inundaciones y sequías fueron reportadas en la cuenca del Salado desde las épocas coloniales. Los eventos de inundaciones fueron muy frecuentes durante la última parte del siglo XIX y comienzos del siglo XX. Por el contrario durante el período 1930 – 1950 ocurrieron severas sequías (Seager et al., 2010). A partir de 1970 se volvieron a observar importantes inundaciones en 1980, 1991-1993 y 2000-2001 (Herzer, 2003).

La Figura 2 muestra las precipitaciones anuales registradas en la SA1 (valor que sale de realizar el promedio de todas las estaciones pluviométricas disponibles ponderándolas con la superficie de los polígonos de Thiessen asociados a cada una de ellas). Se puede observar una tendencia positiva en el período 1960-2004 (línea negra), siendo la misma de 7.73 mm/año. La precipitación anual promedio en la SA1 para el período 1911-2004 es de 930 mm y se presenta en línea gris punteada en la misma figura. Si se analizan las lluvias anuales en el período 1960-2004 y se lo compara con el promedio histórico se observa que: i) En el período 1960-1980 se registraron 15 años donde llovió menos que el promedio, ii) que para el período 1980-2004 en solo 7 años no se superó el promedio y iii) los años 1993, 2001 y 2002 son los de mayores precipitaciones anuales registradas (años en que la zona sufrió fuertes inundaciones).

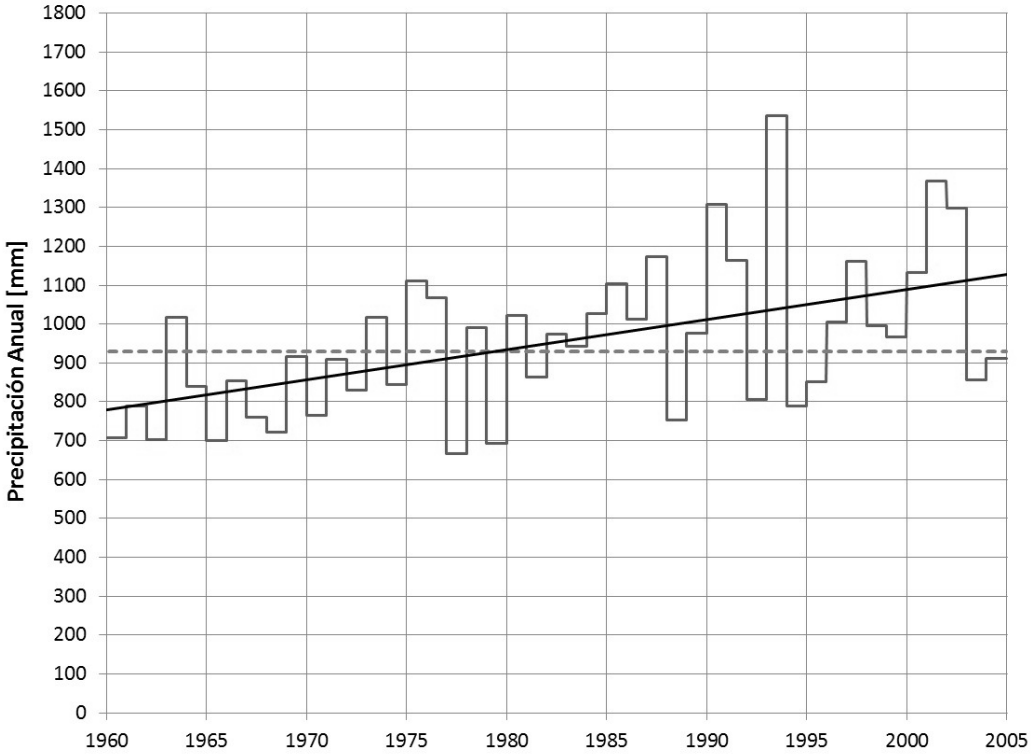


Figura 2.- Precipitaciones anuales en SA1

Desde 1980, y especialmente desde los 2000 la soja se convirtió en el cultivo más importante de la SA1 (Bert et al., 2011; Delvenne et al., 2013); alrededor de la mitad del área agrícola en las Pampas Argentinas está cultivada actualmente con soja (Calviño and Monzón, 2009). Este cambio en el uso del suelo tiene una correlación con la evolución de las napas y los eventos de inundación tal como lo muestran los registros históricos de napas en la zona y estudios precedentes (Contreras et al., 2011; Viglizzo et al., 2009). Si se analizan los datos provistos por la Base de Datos Abiertos del Ministerio de Agroindustria de la República Argentina (datos.magyp.gob.ar) en el año 1970 el porcentaje cultivado en el la subcuenca A1 era del 28%. En la campaña 2004 el área cultivada llegó al 40%. En la actualidad es del orden del 60%

EL MODELO HIDROLÓGICO

En el presente trabajo se utilizó el software comercial MIKE SHE (DHI, 2012) para el desarrollo del modelo hidrológico distribuido. Este software fue aplicado inicialmente a la cuenca del Salado en el contexto del Plan de Desarrollo Integral del Río Salado: Estudio de Impacto Ambiental, Social y Territorial o PDIRS (UTN-FRA, 2007). La metodología junto con la calibración y validación del modelo pueden verse en la tesis de grado de uno de los presentes autores (Badano, 2010).

ENSAYOS Y RESULTADOS

Para analizar el efecto del uso del suelo y de las tendencias en las precipitaciones se definieron tres escenarios: i) Escenario base (Escenario A): Uso del suelo histórico + precipitaciones registradas; ii) Escenario Uso del Suelo de 1960 (Escenario B): Uso del suelo del año 1960 fijo + precipitaciones registradas y iii) Escenario con precipitaciones sin tendencia (Escenario C) Uso del suelo histórico + precipitaciones registradas sin tendencia. El Escenario B permite analizar el efecto del cambio en las tendencias de las precipitaciones y el Escenario C muestra los efectos en el cambio del uso del suelo registrado en la SA1.

La Figura 3 muestra la evolución de la napa promedio de toda la SA1 para el período 1960-2004 para los tres escenarios planteados. Si se analiza la evolución de la napa para el Escenario A (escenario base – línea negra) se puede notar claramente dos tendencias en el período considerado: entre 1960-1980 se observa una tendencia a la profundización de la napa del orden de los 2 metros y en el período 1980-2004 se puede ver una fuerte tendencia al aumento del nivel de napa, elevándose la misma alrededor de 4 metros.

El Escenario B (línea gris continua) muestra un comportamiento similar al Escenario A hasta 1980 aproximadamente, pues si bien hubo un aumento en el área cultivada de la SA1 hasta esa fecha, la napa estaba tan baja que el efecto de los cultivos en el balance vertical no es significativo. A partir de 1980 este Escenario muestra una disminución del nivel de la napa respecto al Escenario A, llegando a 1990 con una diferencia promedio de 1 metro. Desde 1990 hasta el final del período simulado esas diferencias van disminuyendo, llegando a los últimos años con la misma profundidad de napa. Este cambio en la dinámica de las napas obedece a la introducción del doble cultivo, lo que genera un mayor consumo del agua por parte de los cultivos.

Si se analiza la evolución de la napa promedio para el Escenario C (línea gris punteada), se puede ver que la misma es menos profunda respecto a los Escenarios A y B hasta el final de la década del 80. Esto se debe a que la serie de precipitación sin tendencia que fuerza el modelo está “colgada” del promedio anual de precipitaciones (línea gris punteada en la Figura 2). Desde el final de los 80’s hasta el 2004 el Escenario C muestra un marcado descenso del nivel de la napa, ubicándose la misma casi 3 metros por debajo de la napa media de los Escenarios A y B.

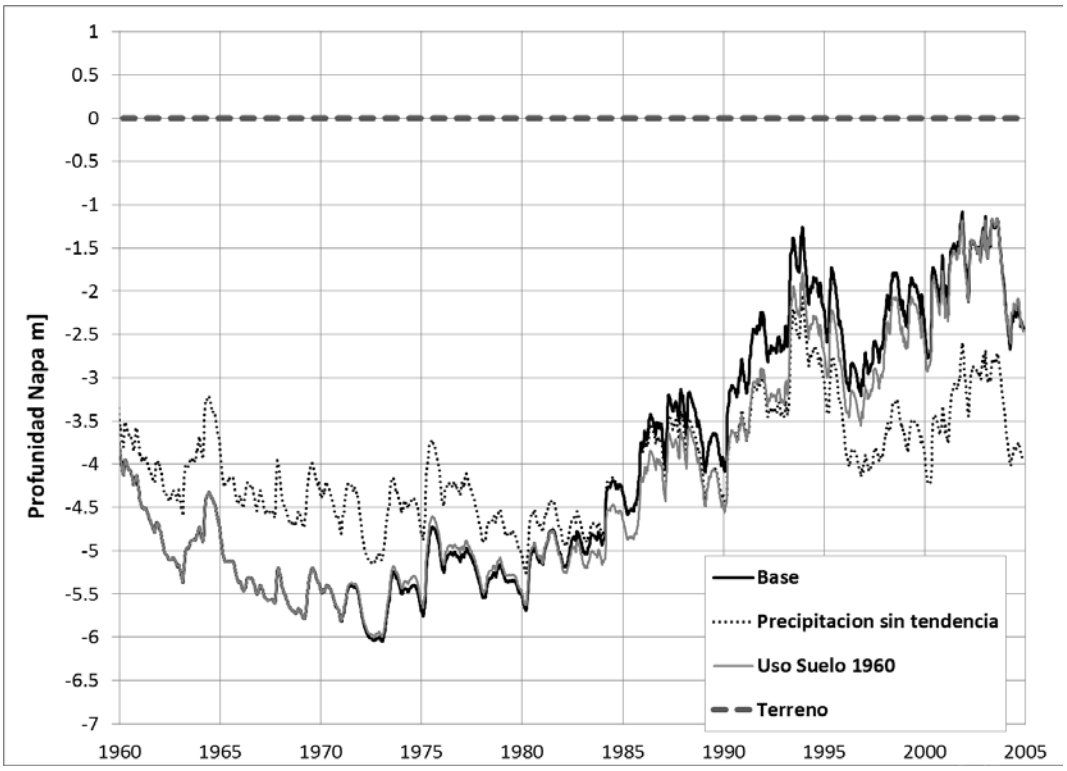


Figura 3.- Evolución de la napa media en la SA1 para los tres escenarios analizados.

CONCLUSIONES

La Cuenca del Río Salado, en particular la región denominada "A1" presentó un fuerte proceso de agriculturización desde la década del 80 en adelante.

Las lluvias en la región de estudio presentan una marcada tendencia positiva, con una tasa de aumento promedio de casi 8 mm/año para el período 1960-2004.

Las simulaciones realizadas muestran que: i) el incremento en las precipitaciones es el principal responsable del aumento del nivel de las napas registrado en la región y ii) el cambio del uso del suelo, si bien juega un papel en las variaciones de los niveles de la napa, no puede explicar el aumento observado.

Agradecimiento. *Esta investigación fue apoyada por la National Science Foundation (NSF) de los Estados Unidos, las con las subvenciones 0709681 y 1211613 (Dynamics of Coupled Natural and Human Systems) y 1049109 (Decadal Regional Climate Prediction using Earth System Models) y por el Inter-American Institute for Global Change Research (IAI) subvención 2031*

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Badano, N. (2010). Modelación integrada de grandes cuencas de llanura con énfasis en la evaluación de inundaciones, Facultad de Ingeniería. Universidad de Buenos Aires: Buenos Aires, Argentina, p. 158.

Bert, F.E., Podestá, G.P., Rovere, S., Menéndez, A.N., North, M., Tatara, E., Laciana, C.E., Weber, E.U., Ruiz Toranzo, F. (2011). An agent based model to simulate structural and land use changes in agricultural systems of the argentine pampas. Ecological Modeling 222 3486– 3499.

Calviño, P.A., Monzón, J.P. (2009). Farming systems of Argentina: Yield constraints and risk management, In: Calderini, D. (Ed.), Crop physiology: Applications for genetic improvement and agronomy. Elsevier Academic Press: San Diego, California.

Contreras, S., Jobbágy, E.G., Villagra, P.E., Nosetto, M.D., Puigdefábregas, J. (2011). Remote sensing estimates of supplementary water consumption by arid ecosystems of central Argentina. Journal of Hydrology 397(1-2) 10-22.

Delvenne, P., Vasen, F., Vara, A.M. (2013). The "soy-ization" of Argentina: The dynamics of the "globalized" privatization regime in a peripheral context. Technology in Society 35(2) 153-162.

DHI, (2012). Volume 2, In: Environment, D.W. (Ed.), MIKE SHE User Manual: Horsholm, Denmark.

Herzer, H. (2003). Flooding in the Pampean Region of Argentina: The Salado Basin, In: Kreimer, A., Arnold, M., Carlin, A. (Eds.), Building Safer Cities: The Future of Disaster

Nosetto, M.D., Jobbágy, E.G., Brizuela, A.B., Jackson, R.B. (2012). The hydrologic consequences of land cover change in central Argentina. Agriculture, Ecosystems & Environment 154(0) 2-11.

Seager, R., Naik, N., Baethgen, W.E., Robertson, A.W., Kushnir, Y., Nakamura, J. (2010). Tropical oceanic causes of interannual to multidecadal precipitation variability in southeast South America over the past century. Journal of Climate 23 5517-5539.

UTN-FRA, (2007). Plan de Desarrollo Integral del Río Salado: Estudio de Impacto Ambiental, Social y Territorial. DiPSOH: Buenos Aires, Argentina.

Viglizzo, E.F., Jobbágy, E.G., Frank, F.C., Aragón, R., De Oro, L., Salvador, V. (2009). The dynamics of cultivation and floods in arable lands of Central Argentina. Hydrology and Earth System Sciences 13 491-502.

RELEVAMIENTO DE LA RED FREATIMÉTRICA E HIDROMETEOROLÓGICA EN CUENCAS HIDROGRÁFICAS

Ana Giorgis[1], Carlos Brieva[2*], Francisco Damiano[1]

[1] Instituto de Clima y Agua, CIRN, INTA-Castelar, Buenos Aires, Argentina.
[2] EEA INTA Rama Caída, PNAGUA, San Rafael, Mendoza, Argentina.
[*] El Vivero s/n, (0260) 444 1100/66/8, brieva.carlos@inta.gob.ar

RESUMEN

La necesidad de estudiar los agro-ecosistemas en forma integral es bien conocida, sin embargo con frecuencia se omite el estudio de la calidad del agua subterránea y su efecto sobre la relación suelo-planta. El ascenso de la napa de las últimas dos décadas, principalmente en la Región Pampeana, está relacionado con el aumento de las precipitaciones, uso de la tierra y sistemas de producción. Para poner en valor la red freatimétrica e hidrometeorológica operada por INTA y otros Organismos, se realizó un análisis de datos con las redes públicas: MATE, IyDA, RSIIH, Google, SIGA2 y BDHI, cuya localización fue acotada al Atlas de Cuencas de la Argentina. Disponer simultáneamente de la información climática e hidrológica en tiempo y forma es clave para la producción agropecuaria y hacer frente a eventos extremos con medidas de prevención y adaptación adecuadas. Asimismo, el análisis de datos hidrogeológicos y geoquímicos permitiría predecir ciertos comportamientos del flujo subterráneo. El objetivo del trabajo fue poner en valor la red freatimétrica e hidrometeorológica operada por INTA y otros Organismos, con el propósito de conocer su distribución geográfica y complementarla con información disponible a nivel de cuenca y realizar un análisis de perfil hidrogeoquímico de un caso particular en la provincia de Santa Fe.

ABSTRACT

It is well known that agro-ecosystems must be studied in an integrated form. However, the groundwater quality, and its effects on plant-soil relationship is frequently omitted within these studies. Water table rising in the last two decades, mainly in Pampas region, is related to increasing precipitation, and changes in land use and production systems. In order to enhance the hydrometeorologial and piezometric networks operated by INTA and other institutions, data from public networks: MATE, IyDA, RSIIH, Google, SIGA2 and BDHI were analyzed at basin level according to the Argentinean Basins Atlas. To have simultaneously climate and hydrological information in time is essential for agriculture to face extreme events with appropriated measures of prevention and adaptation. At the same time, hydrogeological and geochemical data analysis would allow to predict some groundwater flow behaviors. The objective of this paper was to enhance the hydrometeorologial and piezometric networks operated by INTA and other institutions in order to know their geographical distribution and to complement them with available at basin level as well as analyse a hydrogeochemical profile in a particular case in the province of Santa Fe.

INTRODUCCIÓN

La necesidad de estudiar los agro-ecosistemas en forma integral es bien conocida, sin embargo con frecuencia se omite el estudio de la calidad del agua subterránea y su efecto sobre la relación suelo-planta, principalmente en Unidades Geomorfológicas de la Región Pampeana donde la superficie freática fluctúa periódicamente en la zona radical. El ascenso de la napa de las últimas dos décadas está relacionado con el aumento de las precipitaciones, cambios en el uso de la tierra y sistemas de producción (Bertram y Chiacchiera, 2015).

Asimismo, la variabilidad y el cambio climático afectan el ciclo hidrológico aumentando la vulnerabilidad de las comunidades y su exposición cada vez más frecuente a eventos extremos de inundaciones, sequías y otros desastres naturales (UNESCO, 2010). Por ello, el poder

disponer de la información climática e hidrológica en tiempo y forma es una necesidad cada vez mayor para la planificación de la producción como así también para poder tomar las medidas de prevención y adaptación adecuadas.

El estudio y análisis de la dinámica de las aguas subterráneas está estrechamente relacionado con la hidrología de superficie y requiere de un abordaje integral a nivel de cuenca hidrográfica (GWP, 2000). En este sentido, la disponibilidad y acceso a información hidrológica, agrometeorológica y de calidad de agua resulta fundamental para entender y modelar los diferentes procesos involucrados en la dinámica del agua en agro-ecosistemas.

La importancia de la realización de un estudio completo para la caracterización del agua subterránea y obtención de datos hidrogeológicos y geoquímicos radica en que se podrían predecir ciertos comportamientos del flujo subterráneo.

Los tipos de flujos pueden ser locales, intermedios o regionales. García Maurizzio (2013) describe la secuencia descripta por el esquema trazado por Dómenico (1972, en Freeze y Cherry, 1979) donde en las grandes cuencas sedimentarias, se distinguen tres zonas en profundidad. Una superior, con flujo activo con recorridos cortos y tiempo de permanencia de años o decenas de años, conteniendo aguas poco salinas y bicarbonatadas. Una zona intermedia, con flujo menos activo, recorridos más largos y tiempo de permanencia de cientos a miles de años, con aguas más salinas y el sulfato como anión predominante. Por último, una zona inferior, con flujo lento, cuando no estancado, largos recorridos y tiempo de miles a millones de años con salinidad elevada y agua clorurada. Esta división explicaría que en una misma región se puede realizar un pozo somero que capta agua con flujo local y, otro pozo, más profundo de igual litología pero que capta agua del flujo regional (Tóth, 2000)

Los distintos tipos de flujo descriptos anteriormente pueden presentar zonas de recarga, de tránsito y de descarga. Las zonas de recarga se caracterizan por ser poco salinas y bicarbonatadas. A medida que el flujo va circulando por diferentes formaciones va aumentando su salinidad y su contenido iónico. Generalmente, las áreas de descarga se distinguen por aguas cloruradas con alta salinidad (Fagundo Castillo y González Hernández, 2005).

Desde el punto de vista geoquímico existen varias clasificaciones de las aguas, por ejemplo la de Piper, la de Kurlov, una variante de la de Kurlov modificada por Fagundo y Rodríguez, entre otras. La de Piper se basa en los iones mayoritarios, el tipo de agua queda definido por el anión dominante y el calificativo surge del catión predominante (por ejemplo aguas bicarbonatadas cálcicas, cloruradas sódicas, etc.). El método de clasificación de Kurlov toma en cuenta los iones que se encuentran en un porcentaje mayor a 20%, del total de miliequivalentes de aniones o cationes. La variante de esta clasificación propuesta por Fagundo y Rodríguez (1992) se basa en las relaciones estequiométricas Na++K+:Ca+2: Mg+2: Cl-:HCO3-:SO4=.

En cuanto a la representación gráfica de las características geoquímicas de las aguas existen varias alternativas para mostrar los resultados. En el Diagrama de Stiff sólo se representa una muestra y a partir de la forma de la figura resultante permite a simple vista determinar las proporciones en las concentraciones de los iones mayoritarios representados. En el Diagrama Triangular de Piper se pueden representar varias muestras a la vez, quedando agrupadas las de

similitud geoquímica

Además de la clasificación geoquímica, el agua puede ser clasificada por la cantidad de sales disueltas (agua dulce, salobre, salada o salmuera) y por su dureza total, expresada en miligramos por litro de CaCO3 (agua blanda, algo dura, dura o muy dura).

El objetivo del presente trabajo es poner en valor la red freatimétrica e hidrometeorológica operada por INTA y otros Organismos, con el propósito de conocer su distribución geográfica, la calidad de agua freática y su caracterización hidroquímica y complementarla con la disponibilidad de fuentes de información hidrológica y agroclimática a nivel de cuenca.

MATERIALES Y MÉTODOS

El relevamiento de freatímetros y pozos de agua se realizó mediante un cuestionario tipo encuesta (tabla 1) a los participantes del Programa nacional Agua – PNAGUA del INTA, complementado con la recopilación de fuentes de datos de redes disponibles en Internet: Red de monitoreo de las Aguas y del Territorio (Red MATE), Red de Napas en la página de Innovación y Desarrollo para el Agro (IyDA), Google-Mapa de freatímetros y la Red Solidaria de Intercambio de Información Hídrica (RSIIH).

Tabla 1. Planilla de relevamiento de agua superficial y subterránea.

Concepto	Dato / Valor
Nombre	
e-mail	
Freatímetro (F) - Piezómetro (P) / (Cantidad)	
Pozo (Pz) - Laguna (L) - Arroyo (A)	
Lugar Geográfico (INTA o Extra INTA)	
Latitud	
Longitud	
Cota IGN	
Establecimiento	
Ciudad/Partido/Dpto.	
Provincia	
Años de medición	
Medición Continua (C) o Dscontinua (D)	
Medición de pH	
Medición de Conductividad Eléctrica (CE)	
Análisis de cationes (Ca+2, Mg+2, Na+, K+)	
Análisis de aniones (Cl-, SO4=, HCO3-)	
Otros (As, F, NO3-,B)	
Integra Red	
Página web	
Estación meteorlógica - Precipitación	
Suelo Asociado	
Comentarios o sugerencias	

La base de datos de aguas subterráneas contiene los siguientes campos: tipo de perforación (freatímetros, piezómetros, pozos de riego o pozos de abastecimiento); cantidad de perforaciones; georreferenciación de las perforaciones; medición del nivel freático (intervalo de tiempo que abarcó esta medición); tipo de medición (continua o discontinua); realización de análisis de calidad de agua (pH, conductividad eléctrica y análisis químicos de aniones y cationes); datos de precipitaciones y descripción del suelo asociado.

Se realizaron muestreos y análisis físico-químico de agua subterránea en la provincia de

Córdoba, Buenos Aires y Santa Fe. Se determinó pH y Conductividad Eléctrica en campo, y luego en laboratorio se determinaron los cationes y aniones (carbonato, bicarbonato, sulfato, cloruro, nitrato, calcio, magnesio, sodio y potasio) siguiendo los protocolos correspondientes elaborados por el Laboratorio de Suelos y Agua del Instituto de Suelos del INTA. Para el análisis, elaboración de gráficos y clasificación de agua se usó el programa INAQUAS v1.9, 2009 (Interpretación de Análisis Químico de Aguas Subterráneas) que es una aplicación en formato Excel cuyos autores son L. Moreno Merino y A. de la Losa Román.

Se realizaron muestreos en una zona particular de la provincia de Santa Fe para análisis hidrogeoquímico. La calidad de los datos fue comprobada mediante un balance estequiométrico de aniones y cationes, descartando las muestras que poseían un error mayor al 10%. Se utilizó el programa HIDROGEOQUIM para la determinación de los patrones hidrogeoquímicos y la elaboración del diagrama de Stiff y el programa EasyQuim para el diagrama de Piper-Hill.

Las fuentes de información agrometeorológica e hidrológica consideradas correspondieron a las estaciones meteorológicas del Sistema de Información y Gestión Agrometeorológica – SIGA2 del INTA (http://siga2.inta.gov.ar/) y a las estaciones que conforman la Base de Datos Hidrológica Integrada – BDHI de la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación (http://www.hidricosargentina.gov.ar/acceso_bd.php)

La ubicación geográfica de los pozos censados y estaciones agrometeorológicas e hidrológicas fue acotada al Atlas de Cuencas de la Argentina (SSRH - INA, 2001). Para el análisis espacial de las fuentes de información hidrológica y los pozos relevados se utilizó el *Analyst Tool* del software ESRI ArcGIS 10.2.1 *for Deskstop*.

RESULTADOS

La base de agua subterránea se compone de 834 pozos con mediciones freáticas promedio de 4 años. De estos pozos, solamente el 36% posee mediciones continuas y el restante 64% presenta mediciones discontinuas. La figura 1 muestra la distribución territorial por cuenca de los 590 pozos relevados los cuales poseen coordenadas geográficas para su georreferenciación.

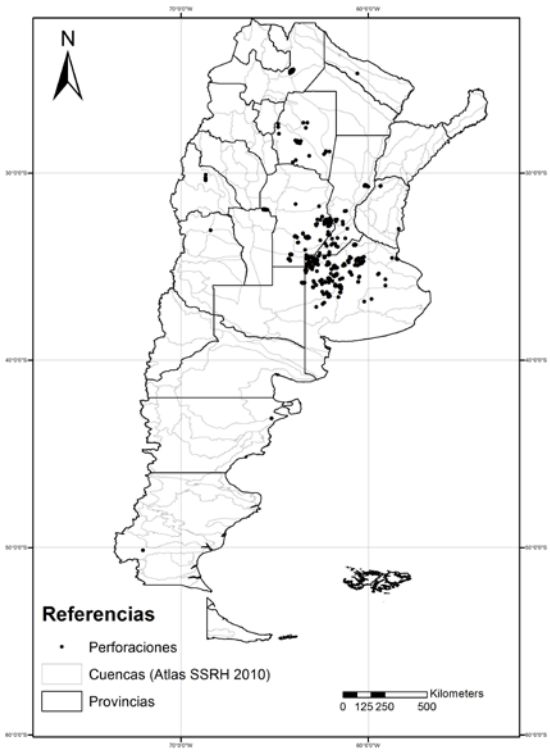


Figura 1.- Localización de los pozos por cuenca

La tabla 2 presenta la cantidad de pozos/perforaciones por sistema y por cuenca hidrográfica.

Tabla 2. Cantidad de pozos/perforaciones por sistema y por cuenca hidrográfica**.**

Sistema / Cuenca	Cantidad de Pozos	%
SISTEMA MAR CHIQUITA	**23**	**4%**
Cuenca de los Rios Primero y Segundo	2	
Cuenca del Rio Salí-Dulce	21	
SISTEMA PAMPEANO	**151**	**26%**
Cuenca del Rio Quinto y Arroyos Menores de San Luis	7	
Región Lagunera del SO De Buenos Aires	9	
Región sin Drenaje Superficial de San Luis, Córdoba, La Pampa y Buenos Aires	135	
SISTEMA RIO COLORADO	**7**	**1%**
Cuenca del Rio Jachal	6	
Cuenca del Rio Tunuyán	1	
SISTEMA RIO DE LA PLATA Y PROVINCIA DE BUENOS AIRES HASTA EL RIO COLORADO	**144**	**24%**
Cuenca de Desague al Rio de La Plata al S del Rio Samborombon	1	
Cuenca del Rio Salado de Buenos Aires	140	
Cuencas de Arroyos del NE de Buenos Aires	1	
Zona de Canales al S del Rio Salado de Buenos Aires	2	
SISTEMA RIO PARAGUAY	**46**	**8%**
Cuenca del Rio Bermejo Medio e Inferior	45	
Zona de Rios y Arroyos en Salta y Formosa Afluentes del Rio	1	

Paraguay		
SISTEMA RIO PARANA	**178**	**30%**
Cuenca de Arroyos del SE de Santa Fe y N de Buenos Aires	4	
Cuenca del Arroyo Colastine, Corralito y Otros	7	
Cuenca del Arroyo Saladillo y Afluentes Menores del Rio San Javier	21	
Cuenca del Rio Arrecifes	17	
Cuenca del Río Carcarañá	116	
Cuenca del Rio Feliciano	4	
Cuenca del Rio Pasaje o Salado	7	
Cuenca Propia de los Bajos Submeridionales	2	
SISTEMA RIO URUGUAY	**1**	**0%**
Cuenca del Rio Gualeguaychu	1	
SISTEMA RIOS PATAGONICOS	**2**	**0%**
Cuenca del Rio Santa Cruz	1	
Rios y Arroyos Menores con Vertiente Atlántica entre el SO de Buenos Aires y el Rio Chubut	1	
SISTEMA SERRANO	**38**	**6%**
Cuencas del Rio Conlara y De Arroyos Menores del N de San Luis y O de Córdoba	38	
Total	**590**	**100%**

Las cuencas hidrográficas con mayor cantidad de perforaciones fueron: i) Río Salado (Buenos Aires); ii) Sin drenaje superficial (Córdoba, La Pampa y Buenos Aires); y iii) Río Carcarañá (Córdoba).

Del total de pozos, el 21,5% contienen datos de pH y/o Conductividad eléctrica, otro 21,5% además mide iones y el 57% no tiene análisis químico de agua. En el noroeste bonaerense predominan las aguas cloruradas sódicas. En la cuenca Sali-Dulce sulfatadas cálcicas y sódicas. En Saladillo Dulce Amargo (Santa Fe) el patrón hidroquímico varía desde bicarbonatada cálcica a clorurada sódica.

Los resultados del análisis particular de calidad de agua de los freatímetros Pilaga, en el arroyo Saladillo y río San Javier se muestran en la tabla 3.

Tabla 3.- Calidad de agua de los freatímetros Pilaga, en el arroyo Saladillo y río San Javier

Ambiente	F	#	Clasificación hidroquímica	pH	CE (us/cm)
Vía de drenaje	F12	5	Cl>HCO3-(Na+K)	7,4	1040
			SO4>Cl-(Na+K)	7,8	900
			HCO3>Cl-(Na+K)	8,5	1900
			HCO3-(Na+K)>Ca	7,2	642
			HCO3-(Na+K)>Ca	7,5	743
Vía de drenaje	F15	5	HCO3>Cl-(Na+K)	7,3	4030
			HCO3>Cl-(Na+K)	8,1	3900
			Cl>HCO3>SO4-(Na+K)	8,4	2400
			HCO3-(Na+K)	7,5	3880
			HCO3-(Na+k)	7,4	3500
Vía de drenaje	F16	1	HCO3>SO4-(Na+K)	7,5	2200
Lomada arenosa	F17	4	HCO3-Ca>(Na+K)	7,7	770

			HCO3-Ca>(Na+K)	7,2	1000
			HCO3-Ca>(Na+K)>Mg	7,1	800
			HCO3- Ca>(Na+K)>Mg	7,1	534
Plano alto	F18	2	HCO3>Cl-(Na+K)>Ca	7,5	550
			HCO3>Cl-(Na+K)>Ca	7,2	1000
Albardón	F19	5	HCO3-(Na+K)>Ca	7,0	740
			HCO3-(Na+K)>Ca	7,0	1100
			HCO3>SO4>Cl-(Na+K)>Ca	8,2	860
			HCO3-(Na+K)>Ca	7,1	952
			HCO3-(Na+K)>Ca	7,1	781
Albardón	F20	2	HCO3-Ca	7,3	700
			HCO3-Ca	6,8	444
Arroyo Saladillo		1	Cl-Na>Ca	8,3	2440
Arroyo San Javier		1	HCO3>SO4-Na>Ca	7,8	202

F: Freatímetro; # cantidad de muestras

La Figura 2 presenta el diagrama de Stiff para los freatímetros seleccionados (F19, F15, F2, F14 y F17) y para el arroyo Saladillo y Río San Javier.

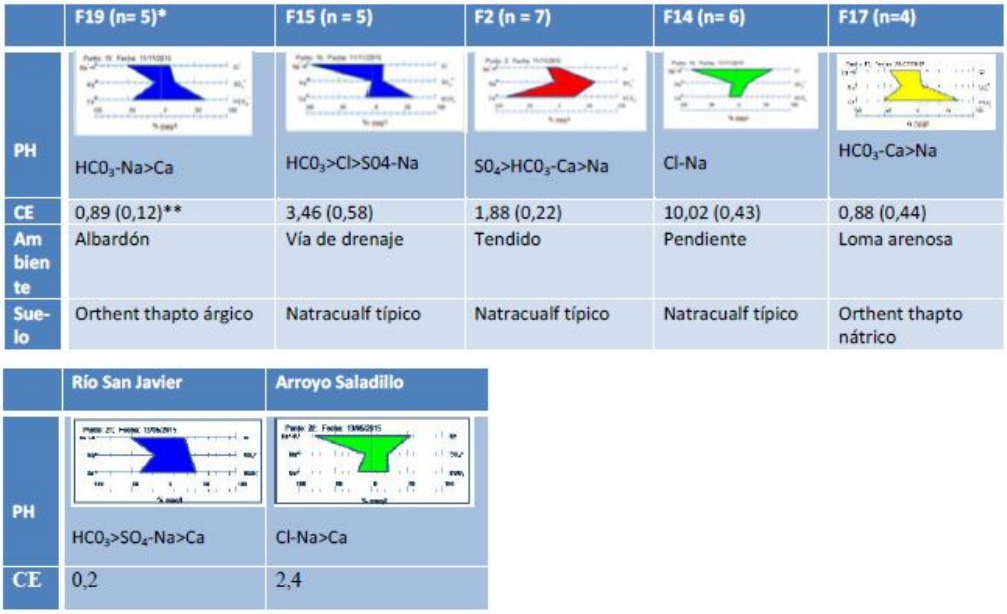


Figura 2.- Diagramas de Stiff, patrones hidrogeoquímicos (PH) y conductividad eléctrica (CE, dS/m) promedio de cinco freatímetros. *Cantidad de muestras **desvío estándar

La Figura 3 presenta el diagrama de Piper –Hill con los valores promedios de los iones mayoritarios de los freatímetros que no sufrieron cambios en su composición a lo largo del tiempo de estudio.

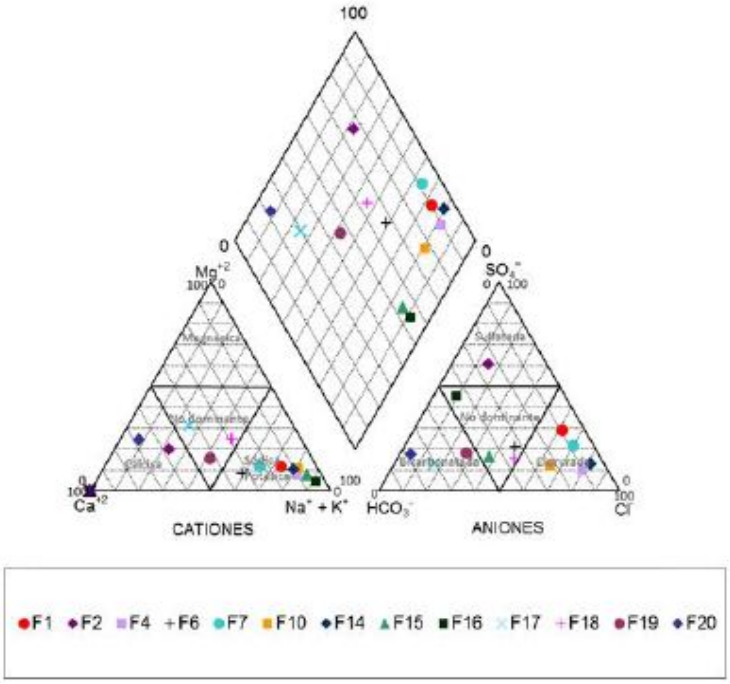


Figura 3.- Diagrama de Piper - Hill

De acuerdo a la clasificación geoquímica de Piper Hill, el agua resultó ser predominantemente clorurada. Hay un dominio del ión sodio sobre el calcio y el magnesio. Los sectores con CE bajas fueron los relacionados a isletas y albardón. Las aguas saladas fueron en los freatímetros cercanos al arroyo Saladillo.

La red de agrometeorológica del INTA se compone del conjunto de estaciones distribuidas en las diferentes unidades del INTA (más de 270) y son operadas por los profesionales de la institución e integradas al Sistema de Información y Gestión Agrometeorológica. Esta red está conformada por estaciones convencionales de instrumental completo y remotas tipo Nimbus THP, Davis, Imetos y Omixom (tabla4).

Tabla 4.- Tipo y cantidad de estaciones del INTA SIGA2

Tipo de estación	Cantidad
Convencional Instr. Completo	40
Davis	56
Imetos	27
Nimbus THP	148
Omixom	1
Total	272

La Red Hidrológica Nacional (RHN), perteneciente a la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación, actualmente es operada a través de terceros y cuenta con 369 puntos de medición, en muchos de los cuales se observan tanto parámetros hidrológicos como

meteorológicos.

La Base de Datos Hidrológica Integrada (BDHI) se encuentra alojada en el sitio oficial de la SSRH de la Nación y contiene los registros provenientes de estaciones propias así como de otros organismos que han adherido a esta Base.

La BDHI tiene registros de un total de 747 estaciones, de las cuales se encuentran activas 539. De acuerdo al operador de cada Red integrante varían los parámetros medidos y registrados, destacándose las mediciones de aforos, alturas hidrométricas, Caudal medio diario, máximo y mínimo, Precipitaciones, T° máxima, T° mínima y parámetros de calidad de agua.

La distribución espacial de las 1180 estaciones hidrométricas y agrometeorológicas relevadas evidencia una asimetría territorial. A nivel de cuenca existe un grupo con una cantidad relativamente considerable de estaciones, y posiblemente de disponibilidad de datos (Figura 4), mientras que otro conjunto de cuencas presentas muy bajo número de estaciones (Figura 5) o directamente ausencia de ellas (Figura 6).

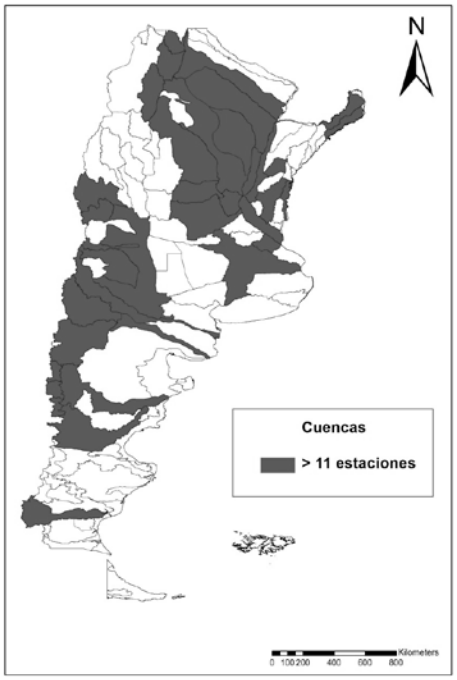


Figura 4.- Cuencas con una cantidad > a 11 estaciones de medición

En el primero de los casos las cuencas pertenecen en gran medida a aquellas con infraestructura de regulación de caudales y aprovechamientos múltiples (energía hidroeléctrica e irrigación).Por el contrario, para los dos restantes casos, las cuencas con nula o muy baja presencia de estaciones se relacionan principalmente con aquellas cuencas endorreicas, de tamaño relativo pequeño o en áreas con muy baja densidad de población (Patagonia).

Figura 5.- Cuencas con una cantidad de 1 a 3 estaciones de medición

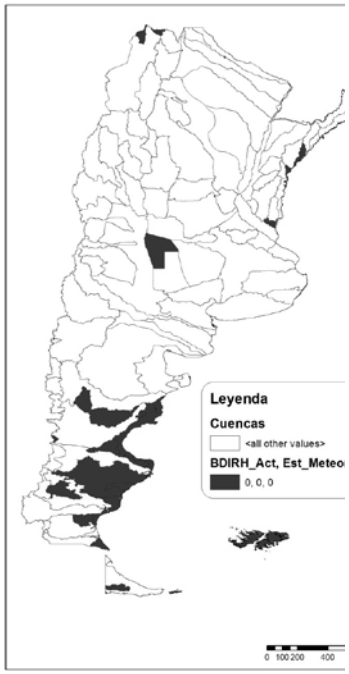


Figura 6.- Cuencas con ninguna estación de medición

CONCLUSIONES

La información hidrológica, agrometeorlógica y de aguas subterráneas se encuentra dispersa, fragmentada y en diferentes soportes y con series discontinuas.

Existen propuestas e iniciativas institucionales para atender este problema y para ello se orientan recursos para la conformación de bases de datos interrelacionadas, integradas y la conformación de redes (INTA SIGA 2, BDHI –SSRRH, Red MATE, etc.).

En términos de calidad, interpretar la hidrodinámica y calidad del agua subterránea mediante la teoría de los sistemas de flujo de Tòth (zonas de recarga, tránsito y descarga), resultaría de gran utilidad en la gestión integral de los recursos ambientales de una cuenca.

Disponer simultáneamente de la información climática e hidrológica en tiempo y forma es clave para la producción agropecuaria y para hacer frente a eventos extremos con medidas de prevención y adaptación adecuadas. En este sentido, cualquier esfuerzo en recopilar, sistematizar y poner a disposición la información es un aporte a la trasparencia y colaboración en la gestión del recurso hídrico.

Agradecimiento. El presente trabajo ha sido financiado por el Programa Nacional Agua – PNAGUA del INTA

.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aragón, R. y Jobbagy, E. Freatímetros públicos, texto obtenido de http://napas.iyda.net/

Damiano, F. y otros (2014). Caracterización suelo-ambiente para determinar riesgo de excesos hídricos en humedales antropizados. II Congreso Internacional de Hidrología de Llanuras

INTA SIGA2 – Sistema de Información y Gestión Agrometeorológica. http://siga2.inta.gov.ar/

SSRH – INA (2001). "Atlas Digital de los Recursos Hidricos Superficiales de la República Argentina". CD SSRH – Instituto Nacional del Agua, Buenos Aires, Argentina.

Bertram, N. y Chiacchiera, S. (2015). Ascenso de napas en la Región Pampeana: ¿Incremento de las precipitaciones o cambios en el uso de la tierra? XXV Congreso Nacional del Agua.

GWP (2000). Manejo Integrado de Recursos Hídricos. TAC Background Papers N 4. Global Water Partnership SE-105 25 Estocolmo, Suecia.

SSRH – INA (2001). Atlas Digital de los Recursos Hidricos Superficiales de la Republica Argentina. CD Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación – Instituto Nacional del Agua, Buenos Aires, Argentina.

UNESCO (2010). 3er Informe de las Naciones Unidas sobre el desarrollo de los recursos hídricos en el mundo: El agua en un mundo en constante cambio. World Water Assessment Program – WWAP.

Tóth, J., (2000). Las aguas subterráneas como agente geológico: causas procesos y manifestaciones. Boletín Geológico y Minero, Instituto Tecnológico GeoMinero de España, 8:49-26.

García Maurizzio, R.F. (2013) Geología de los Recursos Hídricos. Aaociación Internacional de Hidrogeológos. AIH. Grupo Argentino. Universidad Nacional de Salta.
Fagundo Castillo, J.R y González Hernández, P. (2005). Hidrogeoquímica. Centro Nacional de Medicina Natural y Tradicional (CENAMENT). Ministerio de Salud Pública. La Habana, Cuba.

APLICACIÓN DE LSPIV EN ESTUDIOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS

Nicolás F. Guillén[1, 2], Antoine Patalano[1, 2], Carlos M. García[1, 2]

[1]Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT CONICET/UNC) y CETA – FCEFyN, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.

[2]Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET), Argentina.

E-mail: nfguillen@hotmail.com

Introducción

El manejo sustentable del recurso hídrico requiere tener una cuantificación precisa de la disponibilidad de ese recurso. Sin esta información, los planes de gestión y manejo de ese recurso no serán eficientes. En la actualidad, la disponibilidad espacial y temporal de cuantificaciones del recurso hídrico no es habitual en Argentina, en especial en áreas áridas y semiáridas del país donde el recurso hídrico es escaso, presentando falencias importantes como ser la falta de sistematización en la toma del dato e imposibilidad de medición en épocas de crecidas y/o estiaje, haciendo sumamente dificultosa la tarea de calibración de modelos hidrológicos usados en el desarrollo de proyectos de manejo del recurso. Esta situación mencionada es aún más relevante si se considera que una extensa porción de la República Argentina presenta características áridas y semiáridas. Además de la dificultad de cuantificar el recurso hídrico durante épocas de crecidas y estiaje; no solo en nuestro país sino en el mundo, existen casos en los cuales las condiciones extremas de flujo dificultan el uso de tecnologías de medición intrusivas tales como molinetes, ADV y ADCP debido al alto riesgo en la integridad de los instrumentos y de los operadores. Esta técnica consiste en implementar a gran escala la técnica de velocimetría de imágenes de partículas (LSPIV).

Objetivos

El objetivo general del trabajo es la aplicación de la técnica experimental LSPIV para la medición de velocidades de flujo en calles durante inundaciones urbanas, en aludes, en rápidas de vertederos y estructuras de descarga de presas. Además, el uso de esta técnica permite la estimación de caudales durante eventos de crecida y estiaje; la calibración de curvas H-Q en diferentes ambientes fluviales y la calibración de modelos hidrológicos.

Materiales y Métodos

Se presenta el análisis para caracterizar las velocidades superficiales de diferentes tipos de flujos de agua aplicando LSPIV.

Durante los eventos a caracterizar se registra un video. A partir del mismo es posible calcular aplicando LSPIV, los campos de velocidad media superficial del flujo, la distribución transversal de velocidades, el caudal, etc. Para ello se procesa el video de la siguiente forma: luego de extraer las imágenes, se procesan con la herramienta PIVLab (Thielicke y Stamhuis, 2014) que calcula el campo de velocidad entre pares de imágenes en [pixel/par de imagen]. Para transformar estos datos en velocidades [m/s] es necesario rectificar los resultados (ya que el video tiene dirección oblicua al flujo) y para ello se relevan in situ distancias entre puntos que se observan en las imágenes.

Resultados

a) Uso de LSPIV para estimación de vulnerabilidad de personas Y vehículos durante inundaciones urbanas repentinas

Se buscó determinar velocidades del flujo en calles durante un evento de inundación urbana con LSPIV. Los datos de velocidades registradas de flujo permitirán estimar los impactos potenciales sobre personas y vehículos de las velocidades de flujo escurriendo en las calles.

Se presenta el análisis en la calle Amancio González a pocos metros de la intersección con la calle Pirizal durante un evento de inundación urbana repentina que provocó grandes daños ocurrido el 29/11/2012 en Asunción, Paraguay. Se calculó el campo de velocidad media superficial y se extrajeron 3 perfiles de velocidad:

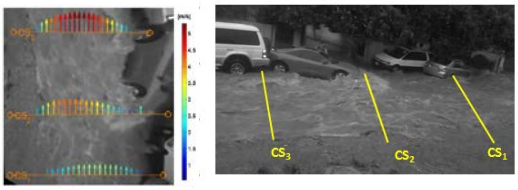


Figura 1.- Perfiles de velocidad media superficial con su correspondiente ubicación.

Partiendo del trabajo de Milanesi et al. (2015), la **Figura 2** muestra los umbrales al deslizamiento (C), derrumbe (B) y ahogamiento (A) en el plano velocidad – tirante, para el caso de agua clara y terreno horizontal (pendiente nula), para niños (línea gruesa) y adultos (línea fina).

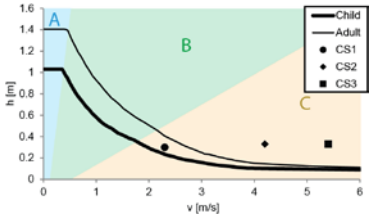


Figura 2.- Umbrales de estabilidad para los adultos (línea delgada) y niños (línea gruesa) para el caso de agua clara y terreno horizontal - Milanesi et al. (2015).

Utilizando los umbrales se definen regiones: de baja (debajo de línea gruesa), media y alta vulnerabilidad (encima de línea fina). Si se grafican los valores de las velocidades medidas en los 3 perfiles de este trabajo, se muestra que CS1 queda en la zona de vulnerabilidad media y rango C (zona donde el mecanismo de inestabilidad asociado es deslizamiento). Sin embargo, CS2 y CS3 corresponden a zona de vulnerabilidad alta y en el rango C. Con esto queda muy clara la gravedad de la inundación urbana que aquí se caracteriza.

De manera similar, se han establecido umbrales de estabilidad para vehículos por Xia et al. (2011).

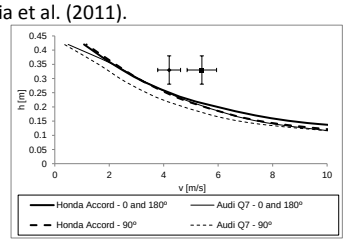


Figura 3.- Umbrales de estabilidad definidos por Xia et al. (2011) para vehículos. Las condiciones en CS2 y CS3 se presentan con ♦ y ■, respectivamente.

Los valores en CS2 y CS3 indican que los umbrales de estabilidad de los vehículos se ve excedida. Durante el evento y debido a las grandes velocidades del flujo, grandes movimientos de vehículos se observaron.

b) Medición de velocidad de frente de alud y cálculo de concentración del flujo denso en una crecida en el Río Chuscha, Cafayate, Salta

Se presenta el análisis realizado para caracterizar las condiciones de flujo denso presentes en la intersección del río Chuscha con la ruta nacional Nº40 en la zona norte de la ciudad de Cafayate, Salta durante un evento de inundación repentina ocurrido el 6/1/2015. En la **Figura 4** se muestran los vectores de desplazamiento estimados durante la llegada del alud a la zona donde se grabó el video.

Figura 4.- Campo de vectores desplazamiento medio al aplicar LSPIV

La velocidad media superficial estimada con LSPIV del frente del alud fue de 3 m/s.

Para estimar la concentración del sedimento del alud se utilizaron modelos existentes en la bibliografía (Takahashi, 1981), los cuales calculan la velocidad del frente del flujo denso; por lo que se realizó el camino inverso: es decir se buscó cuál era la concentración volumétrica del sedimento que hacía que la velocidad del frente fuera igual a la estimada con LSPIV. Al asumir una concentración volumétrica del sedimento del 10%, se obtuvieron las siguientes velocidades de frente

de alud al aplicar los modelos:

Tabla 1.- Velocidades de frente de alud al aplicar diferentes modelos utilizando concentración volumétrica del sedimento 10%.

Modelo	V [m/s]
Bagnold (1954)	3.00
Yano y Daido (1965); Johnson (1970)	2.86
Tsubaki (1972)	0.20
Syanozhetsky et al (1973)	3.60
Gol'din & Lyubashevsky (1966)	0.66

Al comparar la velocidad experimental obtenida en este trabajo al aplicar LSPIV con los valores calculados por las formulas propuestas por los diferentes modelos se observa que: por un lado, la fórmula de Syanozhetsky predice un valor superior, mientras que las fórmulas de Tsubaki y la de Gol'din & Lyubashevsky predicen valores significativamente inferiores. Esto mismo encontró Takahashi al escribir su trabajo sobre flujos densos; y ocurre debido a que al ser fórmulas simplificadas que buscan caracterizar los aludes, no son capaces de estimar correctamente las velocidades medias del frente del flujo denso. Por el contrario, los modelos más complejos (tanto el de fluido dilatante de Bagnold como el reológico visco – plástico de Yano y Daido, y de Johnson), estiman velocidades de frente de alud muy cercanas a la medida experimentalmente con LSPIV al asumir una concentración volumétrica del sedimento del 10%.

c) Cuantificación y caracterización hidrodinámica del flujo escurrido en estructuras de descarga de presas

Se implementó LSPIV en la presa Arroyo Corto, que se encuentra en la provincia de Córdoba, a la salida de la cuenca del Río Grande. El día 10/3/2014 a las 18:30 hs se realizó una filmación del vertedero de durante la evacuación de caudales excedentes. En ese momento el personal de la presa informo una erogación de 108 m^3/s.

Se procedió a rectificar los resultados obtenidos con LSPIV, lo cual dio como resultado el campo de velocidades mostrado en la Figura 5.

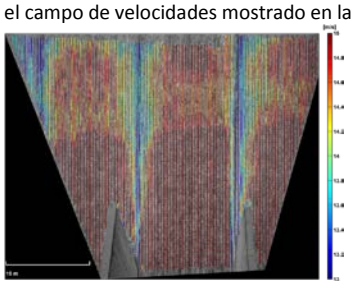


Figura 5.- Campo de velocidad media superficial rectificado

Se observa que las velocidades superficiales varían entre 13 y 15 m/s. Las menores velocidades se dan aguas abajo de los muros separadores de las compuertas (separación del flujo) y las máximas velocidades entre las compuertas. A medida que nos alejamos de la zona de las compuertas el flujo se hace más uniforme, lo cual indica un correcto funcionamiento del vertedero.

d) Validación de la técnica LSPIV a gran escala para la estimación de caudales en ríos de montaña

Se la implementó en una sección estable en un tramo del Rio San Antonio bajo diferentes condiciones de flujo. De la implementación de LSPIV se determinaron los campos de velocidades superficiales y a partir de ellos (utilizando batimetría) se determinó la curva cota superficie libre – caudal escurrido (H-Q). Los resultados de la implementación se compararon con la curva H-Q generada por el CIRSA-INA para la misma sección utilizando técnicas convencionales.

Los resultados alcanzados se muestran en la Figura 6:

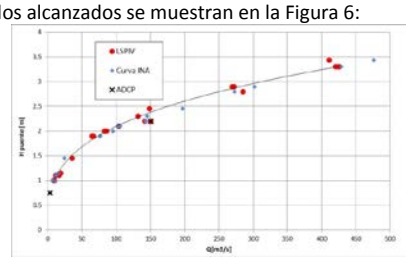


Figura 6.- Contraste de curvas H-Q obtenidas con LSPIV y INA CIRSA.

e) Calibración de modelos hidrológicos de cuencas de montaña a partir de mediciones experimentales de caudal aplicando LSPIV

Se calibró el modelo hidrológico de la cuenca del río San Antonio. El punto de cierre de la cuenca se hizo coincidir con la misma sección presentada en el apartado anterior. En la siguiente figura se muestran los caudales simulados y los observados durante un evento. Se observa una buena correspondencia entre los datos.

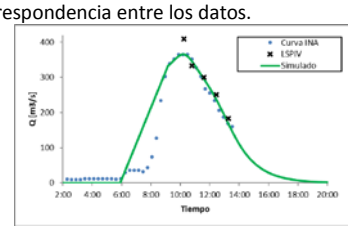


Figura 7.- Caudales observados y simulados - Evento del 10/2/15.

Una vez obtenidos los parámetros del modelo de transformación lluvia caudal; se determinaron los caudales de diseño a partir de la utilización del modelo calibrado. A modo de comparación, se estimaron también los caudales de diseño mediante transposición de caudales desde una cuenca cercana aforada y homogénea hidrológicamente (cuenca de Río Grande - estación Ume Pay) hasta la cuenca analizada en este trabajo. Los resultados se muestran en la **Figura 8**, y se observa que se alcanzan resultados del mismo orden de magnitud.

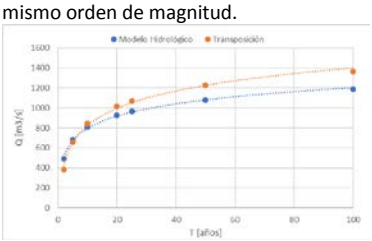


Figura 8.- Caudales de diseño asociados a diferentes recurrencias estimados a partir de la simulación hidrológica y a partir de transposición de caudales desde una cuenca aforada.

Conclusiones

En base a la correcta interpretación de videos se puede obtener información fundamental para la cuantificación experimental precisa de caudales de aguas superficiales disponibles en sistemas fluviales en zonas áridas y semiáridas de la República Argentina con el fin de proveer información fundamental para la planificación y protección de los recursos hídricos en esa región.

La aplicación de la técnica experimental avanzada LSPIV para la medición de velocidades superficiales de flujo es fundamental para el manejo sustentable de los recursos hídricos en Argentina. Lo que aquí se presenta viene a cubrir un área de vacancia; y de aquí en adelante, mediante la aplicación de LSPIV podrá ser posible no solamente la medición de las velocidades sino también la caracterización mucho más detallada de los flujos en nuestro país.

Referencias Bibliográficas

Álvarez; Baraquet; Guillén; García (2017). "Calibración de modelos hidrológicos de cuencas de montaña a partir de mediciones experimentales de caudal aplicando LSPIV", V Simposio Sobre Métodos Experimentales en Hidráulica.

Guillén; Patalano; García (2015). "Validación de la técnica PIV a gran escala para la estimación de caudales en ríos de montaña", IV Simposio Sobre Métodos Experimentales en Hidráulica.

Guillén; Patalano; García (2015). "Cuantificación y caracterización hidrodinámica del flujo escurrido en estructuras de descarga de presas", IV Simposio Sobre Métodos Experimentales en Hidráulica.

Guillén; Patalano; García; Bertoni (2017). "Use of LSPIV in assessing urban flood vulnerability", Journal of the International Society for the Prevention and Mitigation of Natural Hazards, Febrero 2017, 1-12.

Milanesi; Pilotti; Ranzi (2015). "A conceptual model of people's vulnerability to floods", Water Resources. Res.,51, 182–197, doi:10.1002/2014WR016172.

Patalano; Brevis; Guillén; Alvarez; García; Bleninger; Rodríguez (2013). "Rectificación digital para mediciones de velocidad de flujo a gran escala utilizando velocimetría por imágenes de partículas".

Takahashi (1981). "Debris flow". Annual review of fluid mechanics, 13(1), 57-77.

Thielicke y Stamhuis. (2014). "PIVlab – Towards User-friendly, Affordable and Accurate Digital Particle Image Velocimetry in MATLAB." Journal of Open Research Software, 2.

Xia; Teo; Lin; Falconer (2011). "Formula of incipient velocity for flooded vehicles". Natural Hazards, 58(1), 1-14.

ESTIMACIÓN DE LÁMINAS DE LLUVIAS MÁXIMAS DIARIAS Y SUS PARÁMETROS ESTADÍSTICOS EN ARGENTINA

Nicolás F. Guillén[1, 2], Carlos M. García[1, 2], Carlos G. Catalini[3], M. Cecilia Botelli[4]

[1]Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT CONICET/UNC) y CETA – FCEFyN, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.

[2]Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET), Argentina.

[3]Universidad Católica de Córdoba - Grupo de Investigación de Estudios Hidrológicos en Cuencas Pobremente Aforadas (UCC -EHCPA), Camino a Alta Gracia Km 7 ½, Córdoba Argentina.

[4]Universidad Católica de Salta - Grupo de Investigación de Gabinete de Hidráulica e Instalaciones Sanitarias, Campo Castañares, Salta, Argentina.

E-mail: nfguillen@hotmail.com

Introducción

El diseño hidrológico se define como la evaluación del impacto de los procesos hidrológicos y la estimación de valores de las variables relevantes para modificarlo. El diseño hidrológico se puede utilizar para mitigar amenazas hidrológicas proyectando medidas "estructurales", tal es el caso de una represa para el control de crecientes, sistemas de control de excedentes pluviales en obras viales, entre otras, o bien, desarrollando medidas "no estructurales" como ser la determinación de áreas de riesgo, entre otros.

La escala de diseño hidrológico es el rango en magnitud de la variable de diseño dentro del cual se debe seleccionar un valor para determinar el flujo de entrada al sistema. Los factores determinantes en la selección de este valor para una obra civil, son el costo y la seguridad asociada. Sobredimensionar las obras es antieconómico, mientras que sub-dimensionar las mismas pueden ocasionar fallas catastróficas. La magnitud óptima para el diseño es aquella que equilibra criterios de costo y seguridad.

Generalmente al diseño hidrológico se lo utiliza para la estimación de la Creciente de Proyecto. Sin embargo la estimación de los caudales escurridos en la creciente de proyecto está afectada por la insuficiencia estadística de los registros históricos de caudales, lo cual lleva a evaluar indirectamente estos caudales mediante el uso modelos de transformación lluvia – caudal (P-Q), los cuales son alimentados por eventos hipotéticos críticos (lluvias de diseño). Si bien tienen otros componentes, estas lluvias de diseño parten de un vínculo esencial entre los rasgos característicos de la precipitación: la función intensidad-duración-Recurrencia (i-d-T). Las relaciones i-d-T y el patrón de distribución temporal de las lluvias, requeridos para estimar Crecientes de Proyecto, solo se pueden extraer de extensos registros de alta frecuencia, normalmente fajas pluviográficas. Aun remplazando caudal por intensidad de lluvia se continúa teniendo un problema, ya que las series pluviográficas largas también son escasas, aunque menos que las hidrométricas. En cambio, es habitual otro dato de lluvia provisto por pluviómetros: la lámina de lluvia diaria. De esta manera, los técnicos y proyectistas pueden proceder a la estimación mediante un análisis de estadística inferencial de las láminas de lluvias máximas diarias asociadas a diferentes periodos de retorno, a partir de las series de datos pluviométricos registrados en diversos puntos de la cuenca.

Objetivos

El objetivo general del presente trabajo es la elaboración de mapas digitales de lluvias máximas diarias asociados a recurrencias de 2, 5, 10, 20, 25, 50 y 100 años en Argentina.

Materiales y Métodos

A continuación se detalla de manera resumida la metodología empleada con la finalidad de cumplimentar el objetivo citado. El proceso se puede resumir de la siguiente manera:

Recopilación y pre-procesamiento de series pluviométricas de las distintas estaciones existentes.

1. Ubicación espacial de las distintas estaciones pluviométricas preseleccionadas.
2. Determinación del año hidrológico.
3. Generación de la serie hidrológica de máximas lluvias diarias.
4. Verificación de hipótesis estadísticas de las series históricas de máximas lluvias diarias seleccionadas tales como independencia, estacionalidad y homogeneidad, además de la detección de datos atípicos en las series de precipitación.
5. Determinación de los parámetros provenientes del análisis de estadística descriptiva (media y desvío estándar).
6. Análisis de estadística inferencial mediante el ajuste de distribución de probabilidad.
7. Interpolación de la información puntual, generación de grillas de análisis mediante el uso de un Sistema de Información Geográfica (Idrisi Selva 17.00).
8. Generación de mapas digitales de máximas láminas de lluvia diaria de distintos periodos de retorno.

Resultados

Se recopiló información de la lámina de lluvia diaria precipitada, la misma se obtuvo de las estaciones pluviométricas instaladas en las diferentes provincias de la región de estudio. Para la obtención de datos se recurrió a diferentes fuentes como:

- Páginas web, en su mayoría pertenecientes a entidades gubernamentales
- Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA).
- Secretarias de Recursos Hídricos de las diferentes provincias.

Para el análisis y procesamiento estadístico de las lluvias es recomendable dividir las series históricas en "años hidrológicos". Este concepto, se define como el período anual que no fracciona el ciclo estacional de lluvia, pudiendo ser distinto al año calendario. Se observó, para los registros encontrados, que las máximas lluvias se daban entre los meses de Octubre a Abril, por ende, para el análisis se optó por determinar cómo año hidrológico al periodo desarrollado de Julio a Junio del año (calendario) siguiente. Luego de fijar el año hidrológico se elaboraron las series hidrológicas de máximos anuales de lámina de lluvias diarias. Se pudo

determinar que los máximos de lluvia máxima diaria ocurrieron generalmente entre los meses de Octubre y Abril, inclusive. Por ello cuando no se contaba con datos en algunos de esos meses, se prescinde de ese año hidrológico, dado que en esos meses es probable que se dé la precipitación máxima anual, lo que podría ocasionar subestimaciones en los análisis estadísticos que se realizarán sobre ellas.

A continuación se realizaron sobre las series de lluvia máxima anual las diferentes pruebas estadísticas (detección de presencia de datos atípicos, independencia, homogeneidad y estacionalidad); en la Figura 1 se puede observar la distribución espacial de las estaciones que pasaron las mismas.

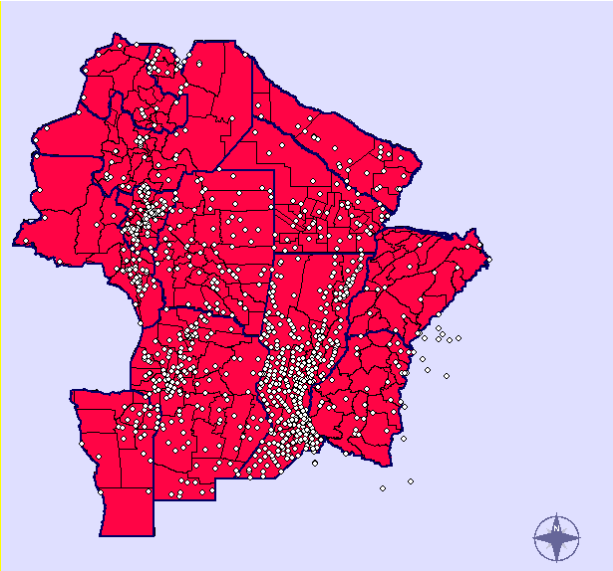


Figura 1.- Estaciones finalmente seleccionadas.

De cada una de las estaciones finalmente seleccionadas, se calcularon los datos estadísticos más importantes de las series anuales de máximos de lluvia diaria: Valor máximo observado en la serie, promedio aritmético y desvío estándar para las series.

Se determinaron las probabilidades empíricas de cada dato de lluvia diaria máxima anual observado, utilizando la Ecuación de Weibull en cada estación pluviométrica.

Luego, dichos datos se ajustaron a las 6 funciones de distribución de probabilidad teóricas siguientes:

a) GEV (Método de Máxima Verosimilitud).
b) Gumbel (Método de Máxima Verosimilitud).
c) LogNormal (Método de Máxima Verosimilitud).
d) GEV (Método de Momentos).
e) Gumbel (Método de Momentos).
f) Log Pearson tipo III (Método de Momentos).

Debido a que este trabajo busca extender un análisis de regionalización de lluvias máximas diarias realizado en otras regiones de Argentina (Belli et al., 2012; Caamaño Nelli y Dasso, 2003; Catalini et al., 2010; Catalini et al., 2012), es que se adopta la misma función de distribución adoptada en esos estudios: Log Normal con parámetros ajustados por el método de Máxima Verosimilitud para representar las muestras de valores de lluvias diarias máximas anuales. Esta hipótesis se verificó para todos las estaciones pluviométricas analizadas.

Con los valores de lámina de lluvia estimados para los distintos periodos de retorno en cada una de las estaciones pluviométricas se utilizaron técnicas de análisis espacial para poder interpolar la información puntual con el objeto de generar grillas de información pluviométrica. La Figura 2 muestra el Raster interpolado por el método Kriging para la precipitación diaria media máxima anual estimada para un período de retorno de cien años [en mm]. Para las demás recurrencias se hicieron mapas análogos.

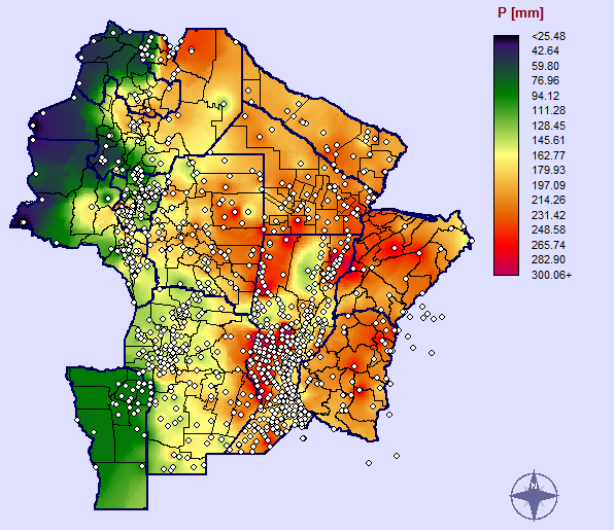


Figura 2.- Raster interpolado por el método Kriging para la Precipitación media máxima estimada para un período de retorno de cien años [en mm].

Conclusiones

- De las 6 alternativas de función de distribución de probabilidad y de método de ajuste ensayado se adoptó la función LOGNORMAL con parámetros estimados por el método de máxima verosimilitud como representativo y se verifico que la incertidumbre debido al tamaño de las muestras utilizadas es más significativo que la incertidumbre debido al modelo probabilístico utilizado.
- Se crearon mapas de láminas de lluvias máximas diarias asociadas a diferentes períodos de retorno.

Referencias Bibliográficas

Belli, Virginia; Cueto, César; Lovera, Daniela; Miguez, Martín; Pinasco, Germán (2012). "Regionalización de lluvias máximas – Aplicación a las provincias de Córdoba y Santa Fe" - *Trabajo final de la carrera Ingeniería Civil – Facultad de Ingeniería – Universidad Católica de Córdoba – Córdoba, Argentina.*

Caamaño, Gabriel; Dasso, Clarita (2003). "Lluvias de Diseño – Conceptos, Técnicas y Experiencias".

Catalini, Carlos; Maidah, Andrea; García, Carlos M.; Caamaño, Gabriel (2010). "Mapas digitales de isohietas de lluvias máximas diarias para la provincia de Córdoba".

Catalini, Carlos; Caamaño Nelli, Gabriel ; García Carlos M., Belli, Virginia; Bianchiotti, Bernabé; Cueto, César; Lérida, Gastón; Lovera, Daniela; Miguez, Martín; Pinasco, Germán; Sánchez, Ezequiel (2012). "Regionalización Paramétrica De Funciones I-D-T. Aplicación A Las Provincias De Córdoba Y Santa Fe"

Guillén, Nicolás Federico (2014). "Estudios Avanzados para el Diseño Hidrológico e Hidráulico de Infraestructura Hídrica" – *Tesis de Maestría – Maestría en Ciencias de la Ingeniería Mención Recursos Hídricos – FCEFyN – UNC – Córdoba, Argentina.*

ENSAYOS PRELIMINARES PARA VERIFICAR LA EFICACIA HIDROLÓGICA DE CUBIERTAS VERDES EN EL ÁREA METROPOLITANA DEL GRAN RESISTENCIA

Néstor Iván Holsbach[(1)], Dr. Ing. Jorge V. Pilar[(2)], Mg. Arq. Claudia A. Pilar[(3)]

Dto de Hidráulica – Fac. de Ingeniería – UNNE – Chaco, Argentina
C.P. 3500 – Tel.: (+54) 362 – 44-25064 – 44-20076
[(1)]nestorivanholsbach@gmail.com, [(2)]jvpilar@gmail.com, [(3)]capilar@yahoo.com

RESUMEN

En este trabajo se presentan los resultados preliminares de una experimentación sobre modelo físico, de la eficacia y eficiencia hidrológicas de cubiertas verdes.
Las cubiertas verdes de tipo extensivas son sistemas para construir techos y están compuestas por varias capas elaboradas con diferentes elementos, con características y propiedades distintas. En particular, la capa superior, está constituida por un sustrato orgánico, de poco espesor, que permite el crecimiento de vegetación de bajo porte y por el que recibe el nombre de cubiertas verdes. Este tipo de superficies presentan ventajas que benefician al entorno urbano y a la obra arquitectónica.
El aumento de la impermeabilización asociada a la creciente urbanización, la baja pendiente natural del terreno y su localización en una zona de riesgo hídrico hacen propicia la implementación de este sistema en las ciudades que conforman el Área Metropolitana del Gran Resistencia (AMGR), como una medida estructural / no estructural, que permitiría minimizar los efectos de precipitaciones de elevada intensidad, reduciendo y retardando el agua de escurrimiento directo, mitigando los anegamientos por lluvia.
Se buscó evaluar cualitativa y cuantitativamente el efecto de este tipo de cubiertas. Para ello, se construyó un modelo físico de la cubierta extensiva.
Los resultados preliminares obtenidos mostraron un interesante efecto retardador del escurrimiento de este tipo de cubiertas.

ABSTRACT

Preliminary results of experiments on physical model, effectiveness and hydrology efficiency on green roofs are presented in this paper.
Extensive Green roofs are systems are systems in order to build roofs; being covered by some layers made of different elements, having different features and properties. Particularly, the upper layer, which is made up of organic substratum, of light thickness and permits growing of underweight vegetation, the so called Green roofs. This kind of surfaces present advantages that benefit urban surrounding and architectural work.
Increase of waterproofing associated with increasing urbanization, natural sloping of terrain and its locating in an hydric risk zone made propitious implementation of this system in cities conforming metropolitan area in Great Resistencia (AMGR), as a structural or non-structural action which would allow rain effects of high intensity, reducing and retarding direct wáter flow, and temper flooding caused by rain.
Quantitative and qualitative evaluation effect of this kind of roof was searched to evaluate so that it was constructed a physical model of extensive roof as covering.
Obtained preliminary results showed a significant lag effect of run off of this kind of roof.

INTRODUCCIÓN

La construcción de techos verdes permitiría mitigar la impermeabilización creciente de las ciudades de la región NEA, retardando el flujo del agua por absorción radicular y por el escurrimiento gradual de la misma. Consecuentemente, constituyen una estrategia constructiva que redundará en beneficios ambientales, de durabilidad de las construcciones, paisajísticos y técnicos.

La norma IRAM N° 11.649 define al techo como: “el sistema de uno o más elementos que

cierra o que cubre la parte superior de un edificio, contribuyendo a crear una determinada situación de uso y manteniéndolo frente a una determinada situación ambiental". Por lo tanto, es una de las partes del edificio, al igual que las paredes, que suministran protección contra los agentes externos (Chandías et al. 2009). Este sistema está compuesto principalmente por dos elementos fundamentales: la cubierta, constituida por materiales resistentes a las variaciones térmicas e hidráulicas, y la estructura, que le brinda estabilidad ante los esfuerzos externos.

Las cubiertas verdes tipo extensivas (o ecológicas) son sistemas para construir techos, compuestas por varias capas elaboradas con diferentes elementos, con características y propiedades distintas. Según Britto Correa (2001) la configuración básica de las capas es la siguiente:

- Vegetación: deben ser especies que se adapten a las condicionantes impuestas por el clima, de baja profundidad radicular, tapizantes, autorregenerativas; las recomendadas son las del género Sedum (suculentas) y Gramíneas.
- Sustrato vegetal o inorgánico: capaz de brindar nutrientes a la vegetación a implantar y retener agua en sus poros. El espesor de la capa varía entre 8 a 10cm, aproximadamente.
- Filtro geotextil: membrana que impide el paso de los granos finos del sustrato y permite el drenaje del agua.
- Capa de drenaje: manto que extrae el exceso de agua del sustrato.
- Aislamiento térmico: aplicado para atender las necesidades térmicas del edificio.
- Protección contra raíces: evita el ingreso de las raíces al sistema estructural del techo.
- Lámina de impermeabilización: protege al edificio del ingreso de agua a través del techo.
- Estructura resistente: sostén de la cubierta dimensionada para soportar el peso de las capas superiores y eventuales sobrecargas.

En la Figura 1 se puede observar una sección típica de una cubierta ajardinada, en donde se representa cada componente de la misma.

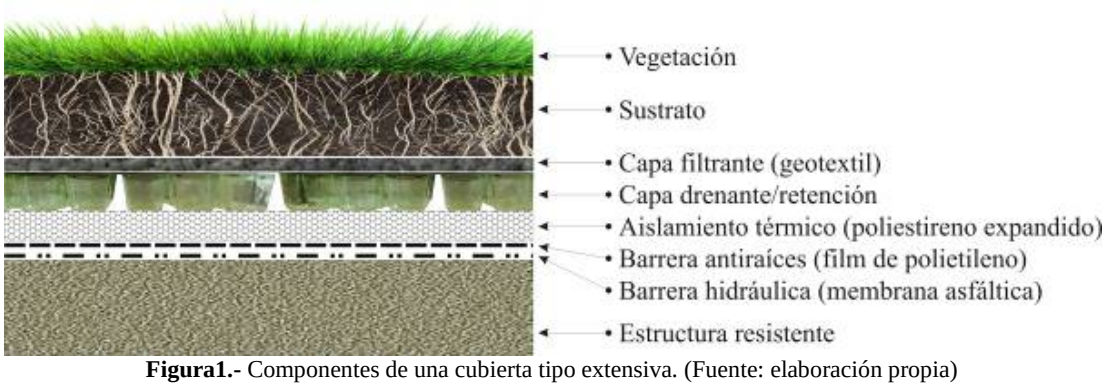


Figura1.- Componentes de una cubierta tipo extensiva. (Fuente: elaboración propia)

Este tipo de superficies presenta ventajas que benefician al entorno urbano y a la obra arquitectónica (Pilar et al. 2009). Algunos de los beneficios más relevantes según Machado et al (1999) son:

- Retención de polvo y sustancias contaminantes en las ciudades.
- Aumento del espacio verde en ciudades.

- Protección de la radiación solar en edificios.
- Aumento de la eficacia térmica de la cubierta disminuyendo las pérdidas de calor.
- Absorción del ruido.
- Reducción del efecto de la isla de calor.
- Reducción de la carga de agua en las canalizaciones, los costos de depuración de aguas residuales y minimiza los riesgos de inundación y torrentes en las ciudades.

El aumento de la impermeabilización asociada a la creciente urbanización genera reducción de la infiltración, percolación, escurrimiento subsuperficial y subterraneo, incrementando el volumen de escurrimiento superficial. Todo esto, sumado a la baja pendiente natural del terreno (inferior a 10cm/km) y su localización en una zona de riesgo hídrico hacen propicia la implementación de este sistema de cubiertas.

Este sistema permitiría minimizar los efectos de precipitaciones de elevada intensidad, reduciendo y retardando el agua de escurrimiento directo, mitigando los anegamientos por lluvias de calles, veredas y lotes (Depettris et al. 2001).

Los objetivos del presente trabajo fueron analizar los efectos de la incorporación de vegetación en techos para disminuir el impacto ambiental de las superficies construidas en los entornos urbanos, minimizando las consecuencias hidrológicas de la impermeabilización creciente en las ciudades. Para ello, se buscó evaluar cualitativa y cuantitativamente los efectos de este tipo de cubiertas en caso de ser empleadas en el AMGR.

Se recurrió a un modelo físico de la cubierta extensiva, construido con materiales alternativos, pero con características similares a los ofrecidos en el mercado, dado que aún no se encuentran disponibles en la región materiales específicos, por la no utilización de este tipo de cubiertas. Los resultados preliminares obtenidos mostraron un interesante efecto retardador de escurrimiento de este tipo de cubiertas.

MATERIALES Y MÉTODOS

Se utilizó un modelo físico que representa una porción de la cubierta extensiva, de 30 cm de ancho por 40 cm de largo y 15,5 cm de espesor. El recipiente de contención fue es de PVC transparente, de 42 litros de capacidad, en el cual se realizaron perforaciones en un extremo para permitir el drenaje. Se le dio una pendiente de 2 cm/m, semejante a las pendientes utilizadas en las cubiertas planas tradicionales (losas), y se utilizó una de estas cubiertas planas como contraste.
El modelo se ejecutó con los siguientes materiales: goma espuma en lámina, de 5 mm de espesor, que cumple con la función de filtrar el agua evitando la erosión del sustrato; celdas de cultivo de polietileno reciclado, de 45 mm de alto, cuya finalidad fue retener una parte del agua infiltrada y drenar el resto; sustrato orgánico de la región (tierra negra), de 100 mm de espesor. Para la vegetación se optó por el uso de césped (Figura 2).

Los dos primeros elementos constituyentes son de características similares a los ofrecidos en el mercado, dado que aún no se encuentran disponibles en la región materiales específicos, por la baja (casi nula) utilización de este tipo de cubiertas.

Para la construcción del modelo físico se siguieron los siguientes pasos:

- Se perforó del recipiente contenedor en su cara menor (la de 30cm de longitud).
- Se colocó la lámina de espuma de poliuretano (goma espuma) sobre el fondo del recipiente.
- Se ubicó el sistema de drenaje-retención sobre la capa anterior.
- Nuevamente se colocó otra capa de goma espuma.
- Se distribuyó el sustrato de forma suelta, esparciéndola manualmente en capas de 2cm aproximadamente hasta lograr el espesor de 8cm.
- Se sembró 6 gramos de semillas de césped (50 gramos/m^2).
- Finalmente, se agregaron otros 2cm de suelo vegetal, para completar los 10 cm de capa del sustrato.

En la Figura 2 se muestra el modelo físico utilizado.

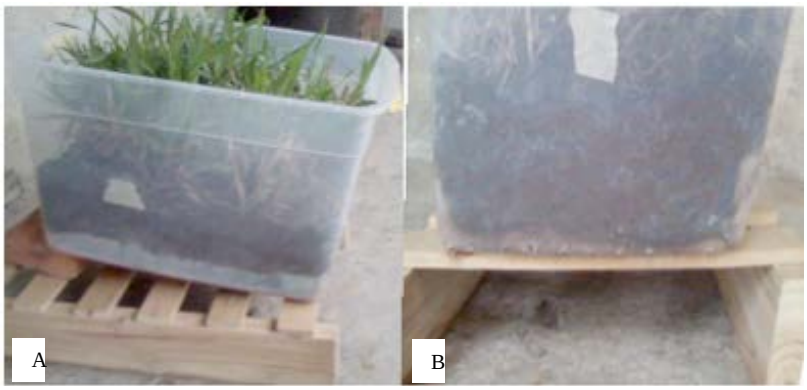


Figura 2.- Modelo físico: A) vista lateral; B) perforaciones destinadas al drenaje.

Se realizaron 5 ensayos consecutivos, de 2 minutos de duración cada uno. En todos ellos se simuló una precipitación de 4 litros, sobre la superficie de 0,123 m^2 y se midieron los caudales drenados. En un recipiente se captó el agua filtrada en cada experiencia (ver Figura 3).

Figura 3.- Ensayo del modelo. Dispositivo simulador de lluvia (superior). Canaleta y recipiente receptor (inferior).

La misma operación se realizó sobre una cubierta plana impermeable (losa), para la cual se registró el hidrograma de escurrimiento directo. Posteriormente, se compararon ambos hidrogramas y se analizaron sus parámetros característicos: tiempo de base, caudal pico y el tiempo en el que éste se produce.

RESULTADOS OBTENIDOS

Los resultados obtenidos de la simulación en modelo físico se pueden apreciar en la Figura 4.

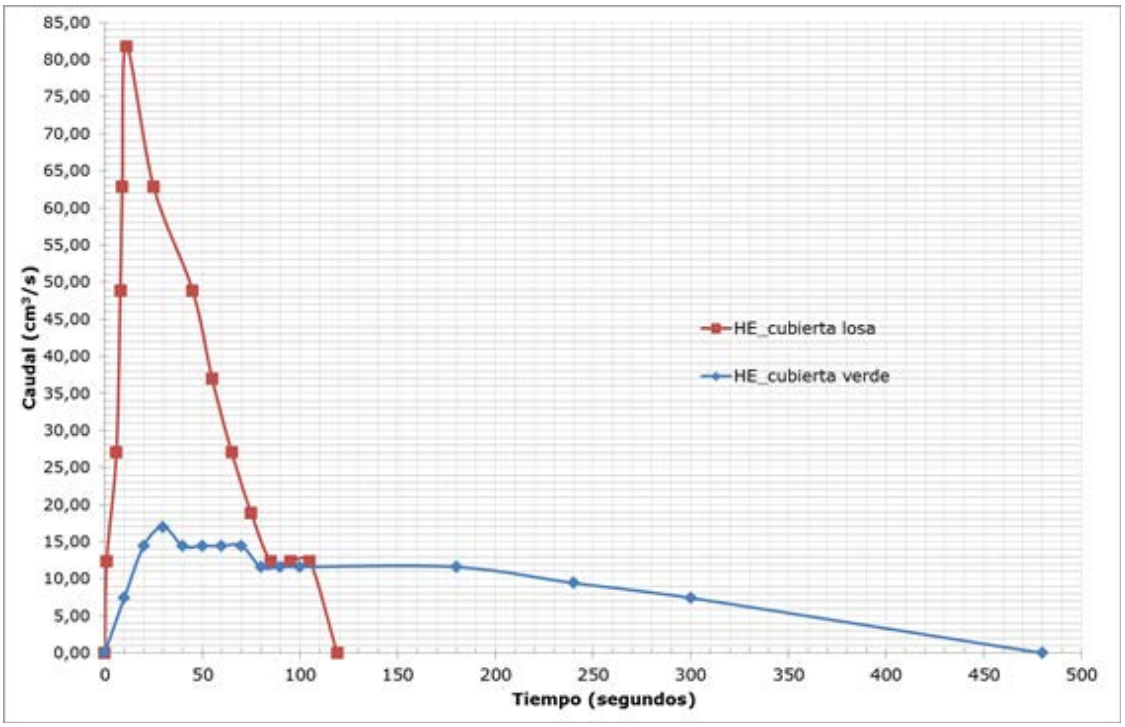


Figura 4.- Comparación de hidrogramas de escurrimiento directo de los dos tipos de cubierta.

Se puede notar una diferencia marcada en los hidrogramas de escurrimiento.

- cubierta verde: tiempo base 480 segundos; tiempo al pico 30 segundos; caudal pico 17 cm^3/s.
- cubierta de losa común: tiempo base 119 segundos; tiempo al pico 11 segundos; con respecto al caudal pico; caudal pico 81,8 cm^3/segundos.

Se observó en el primer ensayo realizado sobre la cubierta ecológica una diferencia entre el volumen drenado y el precipitado de 1,1 litros, equivalente a una capacidad de retención de 8,94 litros por metro cuadrado. Esta diferencia podría explicarse por efectos físico-químocos de retención y/o evapotranspitración de la cubierta vegetal.

En los ensayos subsiguientes no se registraron diferencias, debido a que los sustratos del modelo se encontraban en condición de saturación.

CONCLUSIONES

De acuerdo con los ensayos realizados hasta el momento, se podría afirmar que las cubiertas

verdes son eficaces para retardar el escurrimiento de las aguas de lluvia y, por lo tanto, su aplicación sería beneficiosa para morigerar los problemas relacionados con la creciente impermeabilización de ciudades las que integran el AMGR. Sin embargo, se considera que los resultados se podrían refinar cuantitativamente, debido a que no se tuvo en cuenta la reducción de la porosidad del sustrato a causa de la precipitación y las condiciones de borde del modelo, el cual no representa fielmente la realidad.

Se encuentra en marcha una continuidad de este trabajo, que incluye la construcción de un simulador de lluvia, la utilización de otros tipos de variedades vegetales y diferentes pendientes de cubierta.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Britto Correa, C. (2001). "Análisis de la viabilidad y comportamiento energético de la cubierta plana ecológica". Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, España.

Chandías, M. E.; Ramos, J. M. (2009). "Introducción a la construcción de edificios". Editorial Alsina. Buenos Aires, República Argentina. 320 pág.

Depettris, C.A.; Pilar, J.V. (2001). "Uso de Medidas No Estructurales para controlar el Aumento de las Áreas Impermeables en la Ciudad de Resistencia". In *I Seminario de Drenagem Urbano Do MERCOSUR - V Seminario Nacional de Drenaje Urbano: Soluções para a Drenagem Urbana em países da América Latina*. Porto Alegre – RS – Brasil.

Laar, M.; Grimme, F.W. (2006). "Thermal comfort and reduced flood risk through green roofs in the Tropics" – Geneva, Suiza.

Machado, M.; Brito C.; Neila, J. (2000). "La cubierta ecológica como material de construcción", Informes de la Construcción. Vol. 52, nº 467 (2000), pp. 15-29.

Norma IRAM N° 11.649. "Techos. Definiciones y clasificación".

Pilar, C.A.; Cáceres, M.; Boscarino, L. (2009). "Estudio de las condicionantes tecnológicas, económicas y culturales para el diseño de techos verdes". In: *Comunicaciones Científicas y Tecnológicas Anuales 2009. FAU UNNE*. Página 47 a 50. Corrientes. ISSN 1666-4035.

INTEGRACIÓN DE REDES DE MONITOREO HIDROMETEOROLÓGICO EN LA PROVINCIA DE CÓRDOBA

Ingaramo, R.[1], Petroli, G.[1], Rodríguez, A., Montamat, I., Martina, A.[1], Díaz, E.[2], Lighezzolo, A.[3], Pagot, M.[1]

[1]Laboratorio de Hidráulica - Universidad Nacional de Córdoba
[2]Secretaría de Recursos Hídricos - Ministerio de Agua, Ambiente y Servicio Públicos - Provincia de Córdoba
[3]Comisión Nacional de Actividades Espaciales - Córdoba
Bv. Dr Juan Filloy s/n, Córdoba Tel. *+54 351-4334446*
E-mail: ringaramo@unc.edu.ar - Web: http://www.inv.lab_hidraulica.efn.uncor.edu/

RESUMEN

La Provincia de Córdoba cuenta con una extensa red de estaciones meteorológicas distribuidas en su territorio. A esto se suma un número importante de estaciones limnimétricas en los principales cursos de agua. Recientemente se ha incorporado un radar meteorológico instalado en la ciudad de Córdoba, que fue adquirido junto con 5 estaciones meteorológicas automáticas y próximamente van a entrar en operación tres disdrómetros. Esta información se complementa con imágenes satelitales disponibles a través de la CONAE. Se cuenta además con estaciones de medición de descargas eléctricas, y últimamente se realizan relevamientos mediante el uso de drones. En un futuro próximo se va a disponer de estaciones de monitoreo de calidad de agua en diferentes lagos de la Provincia y sensores para la detección temprana de incendios. Por último, en el Laboratorio de Hidráulica de la UNC se está trabajando en la elaboración de pronósticos meteorológicos locales con el modelo WRF. Estas iniciativas confluyen en el Observatorio de Monitoreo Hidrometeorológico, cuyo objetivo es integrar las redes de sensores existentes en la Provincia con la finalidad de contribuir a la generación de un sistema de pronóstico y alerta hidro-meteorológico-ambiental para la Provincia de Córdoba, que sea extensivo en un futuro a la Región Centro del país.

ABSTRACT

The Province of Córdoba has an extensive network of meteorological stations distributed in its territory. There is also a significant number of limnimetric stations in the main watercourses. Recently has been added a meteorological radar, installed in Córdoba City, which was acquired along with five automatic meteorological stations and three dysdrometers that will be soon in operation. This information is complemented by satellite images available through CONAE. There are also electric shock metering stations, and lately surveys are made using drones. In the near future, there will be available water quality monitoring stations in different lakes in the province and sensors for the early detection of fire. Finally, the UNC Hydraulic Laboratory is working on the development of regional weather forecasts with the WRF model. These initiatives come together in the Observatory of Hydrometeorological Monitoring, whose objective is to integrate the existing sensor networks in the Province with the purpose of contributing to the generation of a system of forecasting and hydro-meteorological-environmental alert for the Province of Cordoba, which is extensive in the future to the Central Region of the country.

INTRODUCCIÓN

La Provincia de Córdoba cuenta con una extensa red de estaciones meteorológicas distribuidas en su territorio, operadas por distintos organismos públicos y privados, tanto provinciales como nacionales y municipales. A esto se suma un número importante de estaciones limnimétricas ubicadas en los principales cursos de agua de la provincia. Recientemente se ha incorporado un radar meteorológico instalado en un predio universitario dentro de la ciudad de Córdoba. Este radar fue adquirido junto con 5 modernas estaciones meteorológicas automáticas y próximamente van a entrar en operación tres disdrómetros instalados dentro de su área de cobertura. Esta información se complementa con imágenes satelitales de alta resolución disponibles a través de la Comisión Nacional de Actividades Espaciales (CONAE) que permiten cubrir diferentes zonas y fechas de interés. Se cuenta además con estaciones de medición de descargas eléctricas. Por otro lado resulta cada vez más común el relevamiento de datos mediante el uso de drones, y el Centro de Estudios y Tecnología del Agua (CETA) de la Universidad Nacional de Córdoba (UNC) cuenta con esta herramienta. En un futuro próximo se va a disponer de estaciones de monitoreo de calidad de agua en diferentes lagos de la Provincia y de sensores para la detección temprana de incendios. Por último, en el Laboratorio de Hidráulica (LH) de la UNC se está trabajando en la elaboración de pronósticos meteorológicos regionales con el modelo Weather Research and Forecasting (WRF). Estas iniciativas confluyen en el Observatorio de Monitoreo Hidrometeorológico, recientemente creado en marzo del corriente año, iniciativa tendiente a integrar las redes de sensores existentes en la Provincia con la finalidad de contribuir a la generación de un sistema de pronóstico y alerta hidro-meteorológico-ambiental para la Provincia de Córdoba, que sea extensivo en un futuro a la Región Centro del país.

OBJETIVOS

Este trabajo tiene como objetivo describir el proceso de integración de la información proveniente de las diferentes redes de monitoreo que operan en la Provincia de Córdoba, con la finalidad de apoyar la toma de decisiones en cuestiones relevantes como el alerta hidro-meteorológico y ambiental en cuencas rurales y urbanas, el análisis y la prevención de eventos hidrológicos extremos y la optimización interinstitucional del monitoreo.

MATERIAL Y MÉTODOS

De acuerdo al relevamiento que se presenta en el Informe Final del Convenio entre la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales (FCEFyN) de la UNC y el Ministerio de Agua, Ambiente y Servicios Públicos (MAAySP) de la Provincia de Córdoba (2017), hasta el momento se han identificados 281 estaciones hidrometeorológicas en la provincia, administradas por diferentes organismos provinciales y nacionales, públicos y privados:

- Secretaría de Recursos Hídricos (SRH) de la Provincia de Córdoba.
- Ministerio de Agricultura y Ganadería (MAG) de la Provincia de Córdoba.
- Empresa Provincial de Energía de Córdoba (EPEC).
- Instituto Nacional del Agua (INA).
- Servicio Meteorológico Nacional (SMN).
- Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria (INTA).

- Sistema Nacional de Radares Meteorológicos (SiNaRaMe).
- Secretaría de Recursos Hídricos de la Nación (SRH-Nación).
- Bolsa de Cereales de Córdoba (BCC).
- Otros: Municipalidades, Universidad Nacional de Rosario (UNR), Empresa Omixon.

La Tabla 1 muestra la distribución de las estaciones por organismo. Muchas de estas estaciones son telemétricas y transmiten datos a tiempo real, información que resulta de extrema utilidad para la generación de pronósticos y alertas en caso de ocurrencia de eventos extremos. En la Tabla 2 se ve la distribución por tipo de estación.

Tabla 1.- Distribución de las estaciones de monitoreo por organismo

INSTITUCIÓN	ESTACIONES
SRH Cba	51
INA CIRSA	21
Municipalidades	7
EPEC	3
Omixom	2
MAG	30
SRH Cba-UNR	1
BCC	104
INTA	10
SMN	9
SRH-Nación	43
TOTAL	**281**

Tabla 2.- Cantidad de estaciones por tipología

Tipo de Estación	Cantidad
Meteorológica	234
Limnimétrica	4
Pluviométrica	14
Hidrometeorológica	28
s/d	1
TOTAL	**281**

En la Figura 1 se muestra se muestra la distribución geográfica de las estaciones tanto meteorológicas como hidrometeorológicas y pluviométricas que se encuentran emplazadas en la Provincia de Córdoba.

El Radar Meteorológico Argentino RMA1 fue construido por la empresa INVAP e instalado a principios de 2015 en un predio de la UNC (Figura 2). Está equipado con tecnología Doppler, en Banda C, con doble polarización simultánea, y tiene un alcance de 480 km en modo vigilancia, 120 Km en Doppler y 240 Km en modo convencional. Las mediciones efectuadas por el radar se envían a un Centro de Operaciones (COP) ubicado en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires, aunque los datos se replican en una consola local ubicado en un edificio de la

UNC colindante con el RMA1, y próximamente en un Centro Regional de Procesamiento para la región.

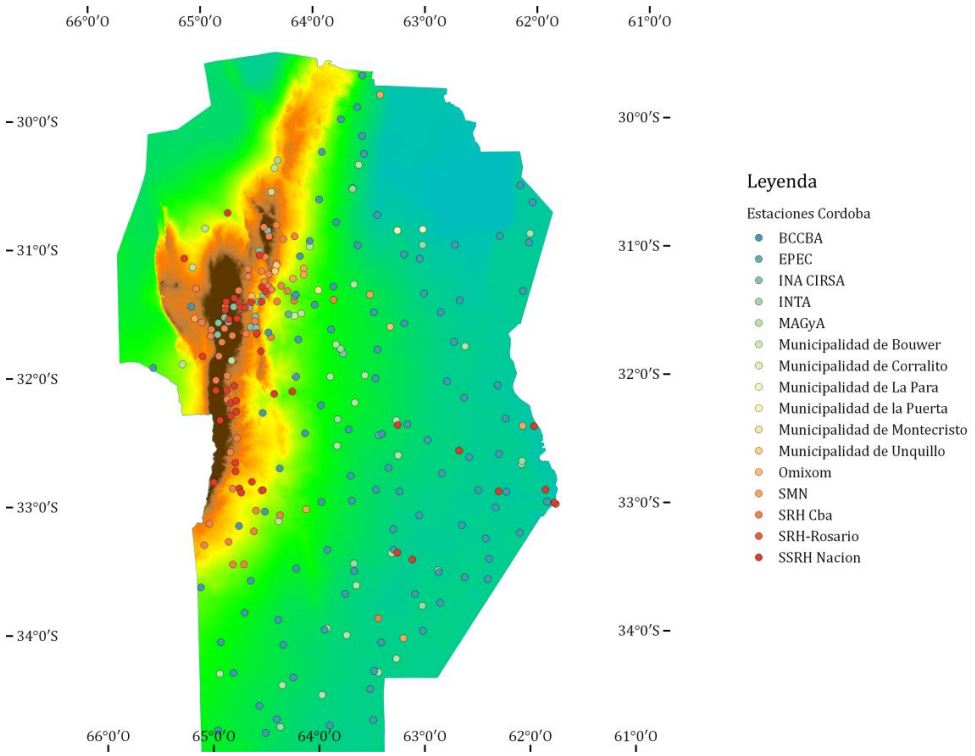


Figura 1.- Distribución de las estaciones en la Provincia de Córdoba

Este tipo de radares generan información a corto y muy corto plazo para la previsión de eventos hidro-meteorológicos extremos como viento, lluvia y granizo, el monitoreo de contingencias ambientales como nubes de polvo, humo de incendio o cenizas volcánicas, el apoyo a la aeronavegación y la generación de datos para estudios científicos (Bertoni et al., 2015).

Figura 2.- Sitio de emplazamiento del RMA1 en Córdoba

Para visualizar los eventos de interés con apoyo de imágenes satelitales se utilizan las MODIS (MODerate resolution Imaging Spectroradiometer), las cuales cuentan con 36 bandas espectrales corregistradas entre 0,4 y 14,4 mm, y presentan una resolución espacial moderada de 250 m de tamaño de pixel en dos bandas, 500 m en cinco bandas y 1 km en 29 bandas. Se utilizan para aplicaciones diversas como visualización de coberturas terrestres, temperaturas superficiales de la tierra y océanos, nubes, vapor de agua y perfiles de temperaturas e incendios. Tiene un ancho de barrido de 2330 km. Se realiza el seguimiento multitemporal de la formación de las tormentas en base a imágenes satelitales MODIS principalmente. Las imágenes son proyectadas en UTM con datum WGS84 y se emplean técnicas de mejoramiento visual por filtrado lineal. En la Figura 3 se muestra una imagen de una típica tormenta de sal en los alrededores de la Laguna de Mar Chiquita en la provincia de Córdoba, detectada por el Observatorio Terrestre de la NASA.

Figura 3.- Imagen satelital de un tormenta de sal en Mar Chiquita (Córdoba). Fuente: https://earthobservatory.nasa.gov/

Por otra parte, está en desarrollo un Sistema de Monitoreo para la detección de descargas eléctricas, mediante el uso de sensores de campo que tienen la capacidad de detectar altas probabilidades de ocurrencia del fenómeno (Comes y Caranti, 2006).

En la Figura 4 se muestra uno de los sensores y paralelamente la triangulación que se arma con tres instrumentos para la detección de descargas. La red permite además anticipar las condiciones para su ocurrencia, información que es útil para la aeronavegación, la operación de redes de distribución eléctrica, la prevención de incendios y la defensa civil en áreas urbanas, entre otros.

Figura 4.- Sensor de descargas eléctricas y red de sensores en la Provincia de Córdoba

El uso de drones para la adquisición de datos está focalizado en estos momentos en el relevamiento de crecidas en ríos y arroyos serranos para determinar campos de velocidades que permitan estimar caudales (Patalano et al., 2015), pero se espera ampliar su uso para la descripción de cuencas, la generación de información topográfica, la detección de incendios, etc. En la Figura 5 se muestra el dron perteneciente al LH-CETA (UNC) utilizado en diferentes campañas de mediciones.

Figura 5.- Dron del LH-CETA

Los datos de calidad de agua provienen fundamentalmente de campañas de muestreo realizadas periódicamente en distintos cursos de agua, donde se miden variables físicas, químicas y biológicas de interés. Entre esas magnitudes se encuentran: Temperatura ambiente, caudal, temperatura del agua, oxígeno, Ph, conductividad, turbiedad, Demanda Biológica de Oxígeno, sólidos suspendidos totales, sólidos disueltos, etc. Las mediciones se realizan en el Río Ctalamochita (Tercero) y en el lago Los Molinos, aproximadamente cada 3 meses, por parte de distintas instituciones: LH-CETA, Área Preservación del Recurso de la Secretaría de Recursos Hídricos de la Provincia de Córdoba y el Departamento de Química Industrial y Aplicada de la carrera de Ingeniería Química (FCEFyN-UNC).

Asimismo se encuentra en construcción una estación de medición automática de parámetros de calidad del agua (similar a la de la Figura 6), fabricada por el Centro de Investigaciones Aplicadas (CIA-Fuerza Aérea Argentina), que será operada por personal del Área de Limnología Aplicada y Calidad de Aguas del INA-CIRSA, para el monitoreo del embalse San Roque. La estación medirá parámetros meteorológicos en la superficie del lago (viento, presión, temperatura, humedad, radiación solar) y parámetros de calidad del agua (temperatura, oxígeno disuelto, conductividad, pH). Estos datos se transmiten por tecnología celular a un servidor que se ubicará en el LH y van a poder ser visualizados y descargados desde una página web. Todo el equipo funciona de manera autónoma con paneles solares y baterías.

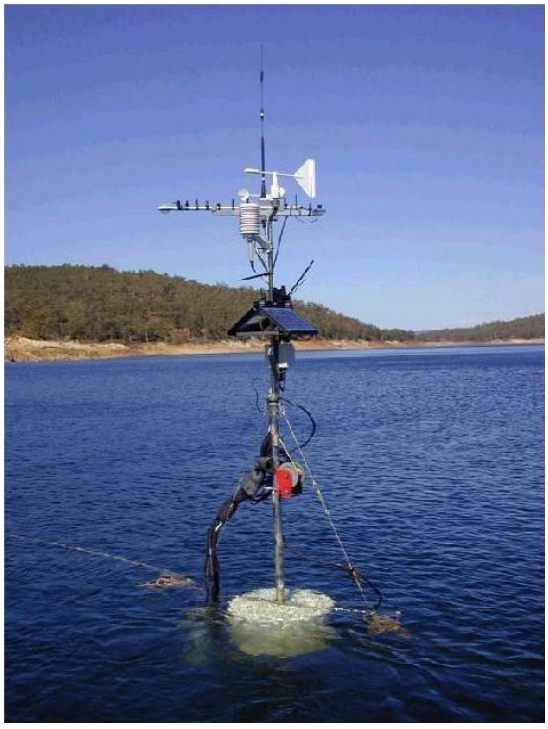


Figura 6.- Estación automática de monitoreo hidro-meteo-limnológica LDS para embalse

Por su parte, un grupo de trabajo del LH-CETA está trabajando en la implementación operativa del modelo numérico de predicción del tiempo en alta resolución WRF a escala regional, inicialmente para la Provincia de Córdoba y en una segunda etapa para la Región Centro del país (Lighezzolo et al., 2016). Se utiliza la Versión 3.8, con un dominio de 270

x270 puntos con 4 km de resolución horizontal y 40 niveles verticales, una resolución de convección explicita, con condiciones iniciales y de contorno de GFSx0.25 grados y 36 hs de pronóstico. La Figura 7 muestra algunos de los resultados gráficos del modelo.

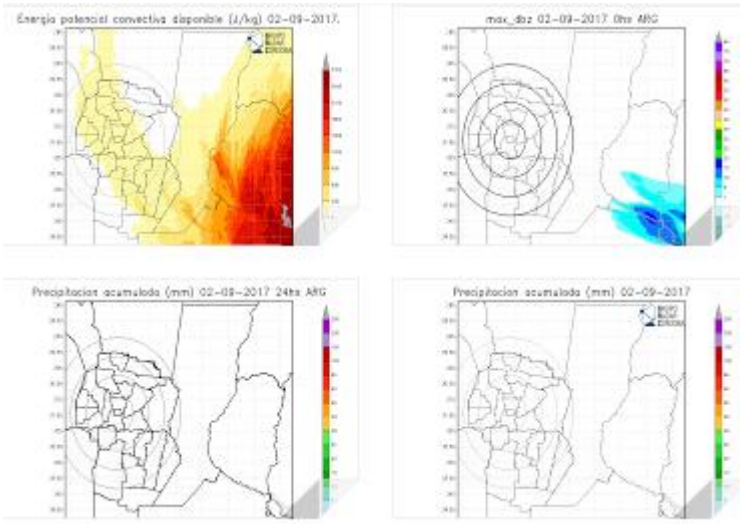


Figura 7.- Resultados gráficos del modelo de pronóstico WRF

En marzo del corriente año se ha firmado un Acta Compromiso entre diversas instituciones públicas y privadas con actuación en el ámbito de la provincia en relación al monitoreo hidro-meteorológico y ambiental, para conformar un Observatorio que tiene como objetivo precisamente brindar un marco formal para la integración de las diferentes redes de medición en la región (Rodríguez et al., 2017).

RESULTADOS

La red de estaciones meteorológicas de superficie proporciona datos de suma utilidad para la elaboración de alertas por parte de la Secretaría de Gestión de Riesgos Climáticos y Catástrofes (SGRCC) de la Provincia de Córdoba, la calibración hidrológica del radar meteorológico RMA1, el desarrollo de estudios hidrológicos, entre otras aplicaciones. En la Figura 8 se muestra como ejemplo la lluvia acumulada para un evento y en forma superpuesta los radios de cobertura del radar RMA1.

En el año 2006 se instaló en el predio del Laboratorio de Hidráulica, dentro de Ciudad Universitaria, una estación meteorológica modelo TECMES para monitoreo y control de diversas variables medioambientales (Figura 9), que fue reacondicionada en el año 2016 con tecnología Omixon. La estación pertenece a la red de la Secretaría de Recursos Hídricos de la Provincia de Córdoba.

Esta estación se ha tomado como modelo y se ha elaborado un documento que constituye la memoria descriptiva de la misma. El material se elaboró siguiendo las especificaciones de la Organización Mundial de Meteorología (OMM) que se encuentran en el informe “Guidelines on Climate Metadata and Homogenization” (WMO, 2003) de la serie de publicaciones del Programa Mundial de Datos y Vigilancia del Clima, donde se examinan detalladamente los metadatos referidos a una estación y se realiza una descripción general de la materia.

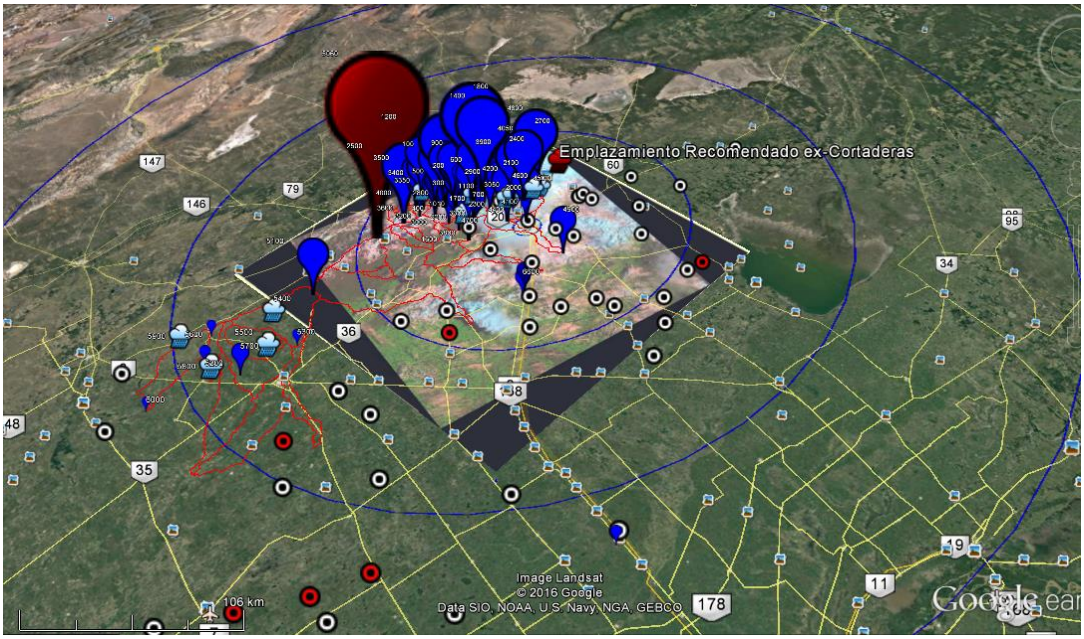


Figura 8.- Precipitación acumulada durante un evento medida en superficie

Esta memoria será reproducida en las cinco estaciones meteorológicas automáticas (EMA) pertenecientes al Sistema Nacional de Radares Meteorológicos (SiNaRaMe), ubicadas en el Observatorio de Bosque Alegre, Aeropuerto de Villa María, Observatorio Geofísico del Pilar, Reserva Mar Chiquita y Falda del Cañete en CONAE. Asimismo, este documento será puesto a disposición de la SRH de Córdoba para que lo utilice como modelo para replicar en toda su red de estaciones meteorológicas que opera en la Provincia.

Figura 9.- Estación meteorológica del LH-CETA (UNC) perteneciente a la SRH de Córdoba

La EMA instalada en la CONAE cuenta con un disdrómetro (Figura 10), el cual permitirá próximamente medir la distribución de las gotas de agua provenientes de un evento pluviométrico, información que es fundamental para la calibración del radar meteorológico RMA1 y demás estudios sobre el desarrollo de meteoros en la región.

Figura 10.- Disdrómetro instalado en la estación automática de Falda del Cañete (CONAE)

Por su parte el radar meteorológico RMA1 genera información de utilidad sobre diferentes eventos meteorológicos y de otros tipos que ocurren dentro de su área de cobertura. Cuando se detecta la proximidad de algún evento meteorológico extremo, inmediatamente se lo comunica al personal de control de la SGRCC, como la tormenta de la Figura 11 en que se dio aviso de granizo y lluvia intensa en la zona sur-oeste de la Provincia.

A su vez se están haciendo los primeros análisis de integración de datos de lluvia registrada por la red de estaciones de superficie con mediciones del radar RMA1 (Furbatto et al., 2017) que van a permitir ajustar los algoritmos empleados para la estimación de precipitación a partir de los datos del radar. Esta tarea es fundamental para hacer operativo el radar en lo que hace al seguimiento de hidrometeoros (lluvia y granizo). Por otra parte las estimaciones de lluvia a partir de datos del radar van a ser el input de modelos hidrológicos distribuidos que se están explorando para la región y que van a posibilitar el cálculo de crecidas en cuencas urbanas y rurales con un excelente detalle tanto espacial como temporal, fundamental para la gestión del riesgo y el manejo de emergencias hidro-meteorológicas en la región.

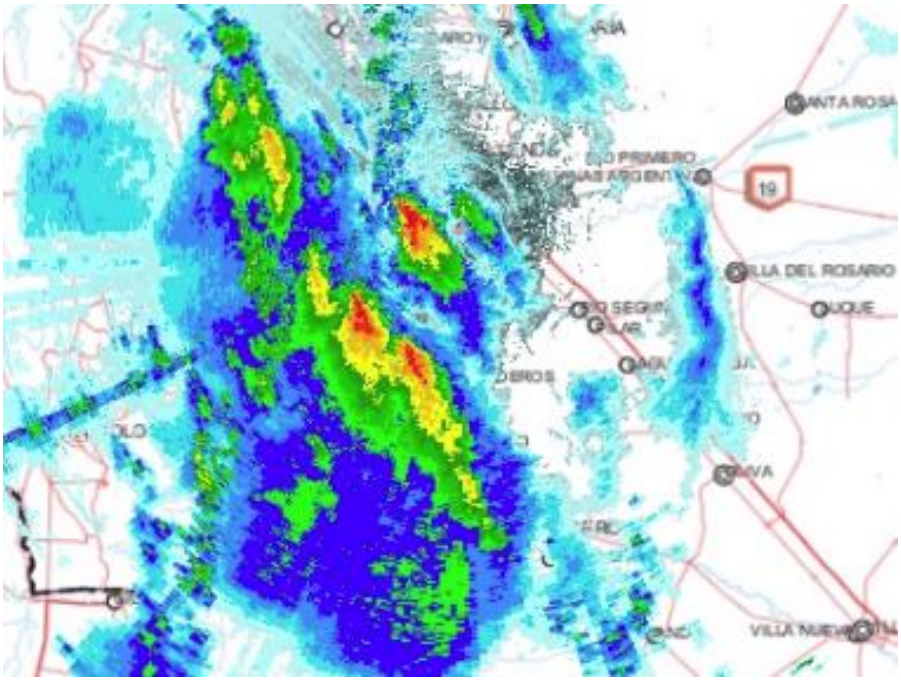


Figura 11.- Tormenta del 18/05/2017 monitoreada por el RMA1

Asimismo el RMA1 permite la detección de otros eventos meteorológicos significativos como vientos intensos (Figura 12), así como de eventos no meteorológicos como humo de incendios (detectado en combinación con otras variables polarimétricas, Figura 13), o el paso de plagas por la región (langostas, mariposas), entre otras aplicaciones.

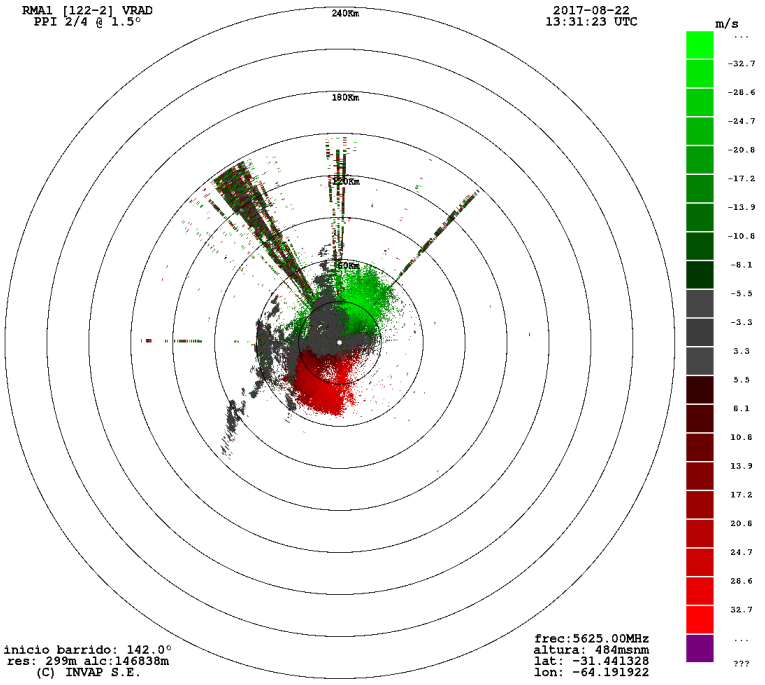


Figura 12.- Registro de Vientos Intensos: 40km/h en superficie y más de 100km/h a 2km altura

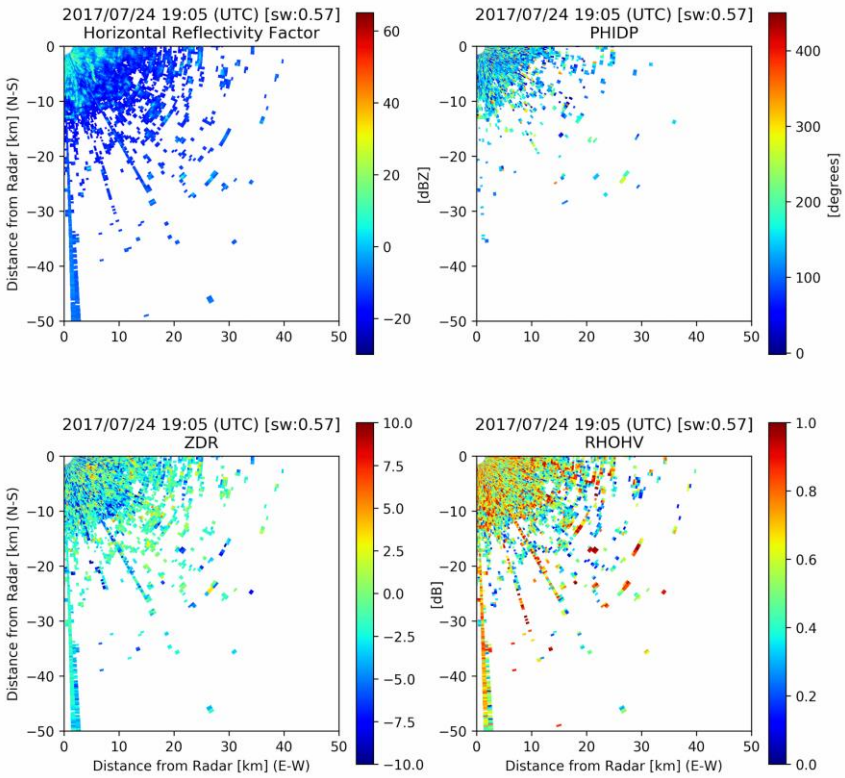


Figura 13.-Humo proveniente de incendios forestales dectado por el RMA1

La información del radar se complementa con el análisis de imágenes satelitales, como la de la Figura 14, para una mejor definición del alcance y características del evento analizado.

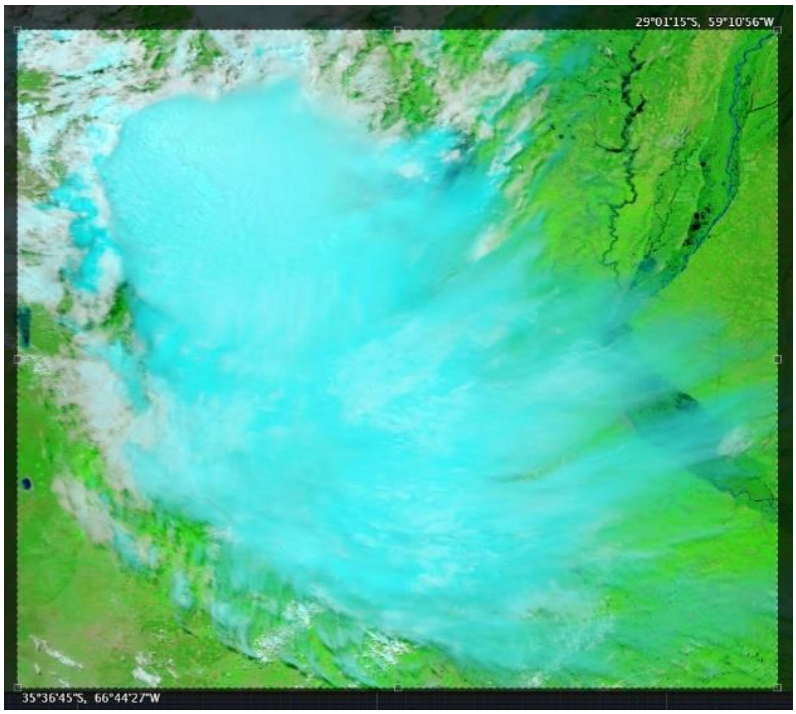


Figura 14.- Imagen MODIS del 15/02/2015 sobre la Prov. de Córdoba

Si bien en la actualidad se ha avanzado principalmente en la integración de datos del radar RMA1 con mediciones de estaciones meteorológicas de superficie, se sigue trabajando en la integración del resto de las redes de monitoreo disponibles en la región. Como ejemplo, una de las tareas en ejecución en la actualidad es la asimilación de datos del radar RMA1 para su incorporación al modelado que realiza el WRF con el objetivo de lograr un pronóstico localmente más preciso.

En un futuro próximo se sumarán otras fuentes de monitoreo, como por ejemplo redes de cámaras de vigilancia para la detección temprana de incendios y otras contingencias ambientales en zonas rurales.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los estudios ambientales e hidrometeorológicos, éstos últimos orientados particularmente al análisis de eventos extremos, a la evaluación de la influencia de la variabilidad y cambio climático, y muy especialmente a apoyar la gestión de emergencias, requieren la disponibilidad de datos a tiempo real así como de pronósticos precisos, y que la información generada tenga una cobertura espacial y temporal muy detallada. Existen muchos tipos de sensores, herramientas y criterios de monitoreo con distintas finalidades, pero sin duda la integración de la información proporcionada por las diferentes redes de medición constituye la estrategia más apropiada para hacer frente a los desafíos que existen en ésta área del conocimiento. Diferentes organizaciones públicas y privadas de Córdoba, involucradas en el manejo del tema, avanzan en esa dirección a través de la creación del Observatorio Hidro-Meteorológico de la Provincia de Córdoba.

Es absolutamente recomendable que este esfuerzo se extienda a toda la Región Centro del país (Córdoba, Santa Fe y Entre Ríos) a la mayor brevedad posible, iniciativa que se viene canalizando desde el año 2016 a través de los Talleres de Radarización y Sistemas de Alerta Temprana donde han participado referentes del tema de las tres provincias con miras a una integración cada vez mayor de la información a nivel regional.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bertoni, J.C. et al. (2015) "Puesta en marcha del primer radar meteorológico argentino RMA1 en la Universidad Nacional de Córdoba". Conagua 2015, Paraná.

Comes, R. y Caranti, G. (2006) "Análisis del problema de localizar un punto emisor de ondas por medio de tres receptores". Anales AFA, Merlo (San Luis).

Aguilar, E., Auer, I., Brunet, M., Peterson, T.C. and Wieringa, J. (2003) *Guidelines on Climate Metadata and Homogenization*. World Meteorological Organization

Furbatto, C. et al. (2017) "Estimación de Precipitación a partir de datos del Radar Meteorológico RMA1-Córdoba, Argentina". Conagua 2017, Córdoba.

Laboratorio de Hidráulica-UNC (2017) "Informe Final Convenio FCEFyN-MAAySP de Córdoba". Córdoba.

Ligezzolo, A. et al. (2016) "Sistemas de Alerta Temprana a Emergencias Ambientales Basados en Modelos Numéricos de Predicción Meteorológica". Biennial Congress of Argentina (ARGENCON), IEEE**. Buenos Aires.**

Patalano, A. et al. (2015) "Implementación de la técnica de ISPIV para la cuantificación de caudales en ríos durante crecidas utilizando un vehículo aéreo no tripulado". IV Simposio sobre Métodos Experimentales en Hidráulica, La Plata.

Rodrígez, A. et al. (2017) "OMHM Cba para integración de sensores hidrometeorológicos para monitoreo y alerta en la Región Centro de Argentina". Conagua 2017, Córdoba.

ANÁLISIS DE FRECUENCIA REGIONAL PARA CAUDAL MÁXIMO EN CUENCAS DE LA REGIÓN DE CUYO, ARGENTINA

Carolina Lauro[1], Alberto I.J. Vich[1,2] y Stella Maris Moreiras[1,3]
[1] CONICET-CCT-Mendoza, Mendoza, Argentina
[2] UNCUYO-Facultad de filosofía y Letras, Mendoza, Argentina
[3] UNCUYO-Facultad de Ciencias Agrarias, Mendoza, Argentina
clauro@mendoza-conicet.gob.ar, Tel: 261-5244219, Av. Ruiz Leal s/n Parque Gral. San Martin, Mendoza. CP:5500

Introducción

En los oasis del centro oeste argentino entre los 28°-37°S, se han reportado problemas producto de crecidas en los períodos 1982-83, 1988-89, 1996-97, entre otros. Las obras hidráulicas existentes, en ocasiones, han sido útiles para amortiguar eventos hidrológicos extremos y reducir los impactos económicos y sociales, que estos eventos ocasionan.

Conocer la probabilidad de ocurrencia con la que estos eventos se presentan, es un factor importante en la planificación de los recursos hídricos, para ello es necesario contar con modelos probabilísticos. Los modelos de análisis local requieren series hidrométricas lo más extensas posibles para la estimación robusta de eventos de baja frecuencia. En las cuencas de la región de Cuyo la longitud promedio de los registros de caudal medio diario de 25 sitios de aforos es de 49 años (al año 2010), el río Chico presenta la serie más corta con 20 años de registros, mientras que la serie más larga tiene 80 años y pertenece al río Atuel. Ante esta particularidad, la extrapolación de caudales mediante el análisis de frecuencia local es compleja, por ello, surge la necesidad optimizar la información hidrológica existente. Los modelos probabilísticos regionales, consisten en utilizar la información hidrológica disponible en un espacio geográfico más amplio del que corresponde a una cuenca en particular. De manera tal de paliar el déficit temporal con la abundancia espacial de información, aumentando la longitud de los registros disponibles mediante la transferencia de información de los diferentes sitios pertenecientes a una región homogénea.

El objetivo del presente trabajo es estimar cuantiles de baja frecuencia de caudales máximos en la región de Cuyo. Para ello, se aplicó el método de análisis de frecuencia regional en base a momentos-L.

Materiales y Métodos

El análisis de frecuencia regional utilizando el algoritmo momentos-L consiste en sustituir los momentos muestrales con los correspondientes momentos-L de la distribución (Hosking y Wallis, 1997).

El principio subyacente del método es que la distribución de frecuencia de los eventos máximos en una región homogénea es la misma excepto por un factor de escala, que particulariza las características de dichos eventos en cada sitio. Conocidos los cuantiles a escala regional y los valores medios locales, se pueden extrapolar extremos locales con cierta fiabilidad.

Supongamos una región con **N** sitios, cada sitio **i** con un tamaño muestral **ni.** Los datos observados en cada sitio **i** son **Qij** donde **j=1,…, ni**. El principio en el que se basa el método establece que la función cuantil de la distribución de frecuencia del sitio **i**, es decir, la función inversa de dicha distribución, **Qi(F) 0<F<1,** se define como:

$$Q_i = \mu_i q(F) \qquad \mathrm{i} = 1, \dots, \mathrm{N} \qquad (1)$$

Donde, **μi**, es el factor de escala, que toma el valor de la media de la distribución de frecuencia en el sitio **i** considerado, y cuyo estimador $\hat{\boldsymbol{\mu}}_{\mathbf{i}}$ es la media de las observaciones de dicho sitio; y **q(F)** es la curva regional de frecuencia, una función cuantil adimensional común a todas las estaciones de la región.

Esta curva regional, **q(F)**, es función de un conjunto **p**, de parámetros a establecer, $\widehat{\boldsymbol{\theta}_{\mathbf{k}}}$ con **k=1,…,p**, a los que se les puede asignar los momentos de grado superior de la función, como el coeficiente de variación, el de sesgo, o incluso determinados cocientes de momentos-L. Por lo tanto, la curva regional también se pude expresar como **q(F**; $\widehat{\boldsymbol{\theta}_{\mathbf{1}}}$, …,$\widehat{\boldsymbol{\theta}_{\mathbf{p}}}$). La base para estimar la curva regional de frecuencia la constituyen las observaciones adimensionalizadas $\mathbf{q_{ij}} = \mathbf{Q_{ij}}/\hat{\boldsymbol{\mu}}_{\mathbf{i}}$, siendo **j=1,…, ni** e **i=1,…, N**. Una vez estimados dichos parámetros en cada sitio por separado, se combinan para dar una estimación regional de cada parámetro, $\widehat{\boldsymbol{\theta}}_{\mathbf{i}}^{\mathbf{R}}$, a modo de media ponderada, de manera que cada sitio **i**, tiene un peso proporcional al tamaño de su muestra, **ni**, es decir:

$$\hat{\theta}_k^R = \frac{\sum_{i=1}^{N} n_i \hat{\theta}_k^{(i)}}{\sum_{i=1}^{N} n_i} \qquad (2)$$

Sustituyendo los **p** parámetros regionales por los estimados, se obtiene la estimación de la curva regional de frecuencia $\hat{\mathbf{q}}(\mathbf{F}; \widehat{\boldsymbol{\theta}}_{\mathbf{1}}^{\mathbf{R}}, \dots, \widehat{\boldsymbol{\theta}}_{\mathbf{p}}^{\mathbf{R}})$.

Obtenidos el estimador $\hat{\boldsymbol{\mu}}_{\boldsymbol{i}}$ del índice de avenida y el estimador $\hat{\boldsymbol{q}}(\boldsymbol{F})$ de la curva regional de frecuencia, la estimación de los cuantiles de interés en una estación **i** se reduce a la aplicación de la ecuación de partida:

$$\hat{Q}_i = \hat{\mu}_i \hat{q}(F) \qquad (3)$$

Se utilizaron datos de caudales medios diarios de 75 sitios de aforo localizados desde la cuenca del río Bermejo hasta la cuenca del río Gallegos, figura 1A.

Las etapas del AFR consisten en: (1) estimación de los momentos-L, (2) análisis exploratorio de datos: verificación de supuestos básicos, tendencias y saltos (3) identificación de las regiones homogéneas para cada una de las variables, (4) ajuste de la función de distribución, (5) estimación de cuantiles y (6) cálculo de la incertidumbre. Se empleó el procedimiento desarrollado por Hosking y Wallis (1997), para más detalles consultar dicha referencia.

Resultados

Los supuestos básicos de normalidad, independencia y aleatoriedad son aceptados en el 20 % de los casos. Se detectaron tendencias crecientes en el noroeste y centro-oeste argentino y decrecientes en los Andes patagónicos.

Mediante un análisis por conglomerados utilizando los momentos-L y variables geográficas, los 75 sitios de aforo fueron agrupados en 10 regiones de las cuales 6 resultaron homogéneas, las restantes heterogéneas. Para la región de

Cuyo se encontró una única región homogénea integrada por 13 sitios de aforos pertenecientes a los ríos Mendoza (MEG), Tunuyán (TVU), Diamante (DLJ), Atuel con 3 sitios de aforo (APS, ALN, ALA), Salado (SCA), Chico (CLL), Potimalal (POG), Grande (GLE, GLG), Barrancas (BAR), Colorado (CBR), figura 1B.

Los 13 sitios suman un total de 640 años de registros. De acuerdo con el criterio de no extrapolar a más de 5 veces la longitud de la serie, para cualquier sitio dentro de la región mencionada se pueden obtener estimaciones robustas de caudales máximos para un tiempo de retorno (TR) de 3200 años.

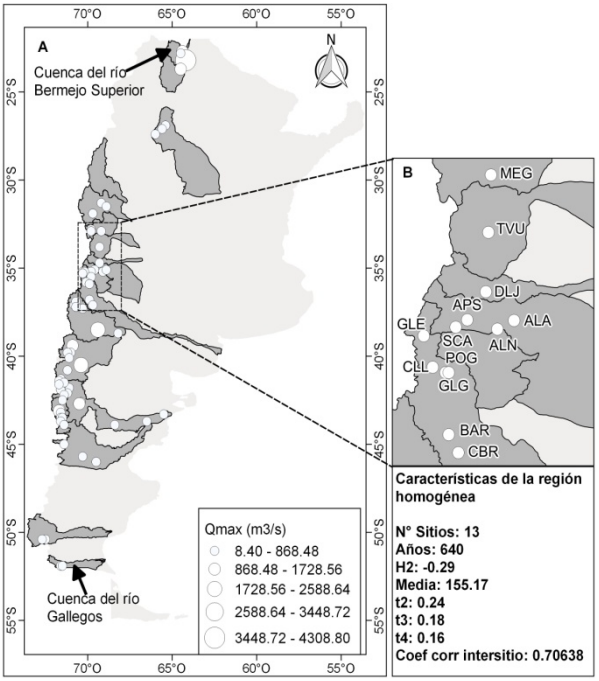


Figura 1.- A. Distribución espacial de los 75 sitios de aforo empleados, el tamaño del círculo indica el rango del caudal máximo (m^3/s) en el sitio. B. Sitios pertenecientes a la región homogénea encontrada y características estadísticas de la región. H2 coeficiente de Heterogeneidad. t2 L-CV, t3 L-Cs, t4 L-Ck.

La función de distribución de mejor ajuste resultó ser la General de Valores Extremos (GVE). Se estimaron los cuantiles regionales para 12 frecuencias predeterminadas o TR (2, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 500, 1000, 2000, 5000, 10000 años). El error cuadrático medio regional fue de 11 % y el sesgo relativo medio 2,4 %, las medidas de incertidumbre se determinaron en base a procesos de simulación del tipo de Monte Carlo. En la figura 2 se muestra la curva de crecimiento adimensional y el intervalo de confianza o límites del error.

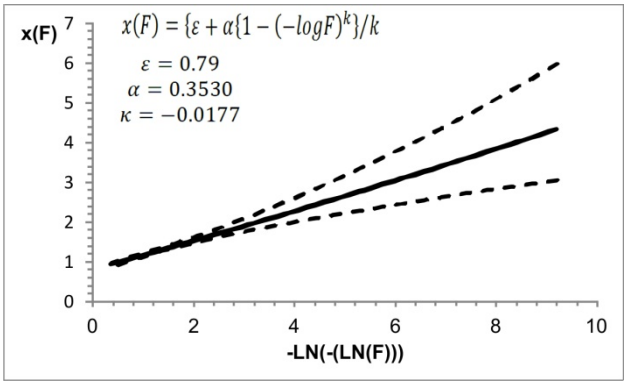


Figura 2.- Curva de crecimiento adimensional regional (línea completa) y límites del error (línea discontinua). Función ajustada GVE

Las estimaciones del caudal con el método regional resultan del producto del índice de avenida de la curva de crecimiento regional x(F) con un factor de escala, en este caso, equivalente al promedio de la serie del sitio. En la figura 3 se muestra el caudal estimado para el río Mendoza (MEG), además, se calculó el error y el intervalo de confianza de la estimación. Se observa que los valores de la variable se ajustan bien a la curva obtenida por el método regional tanto para eventos de alta recurrencia, como los de baja recurrencia.

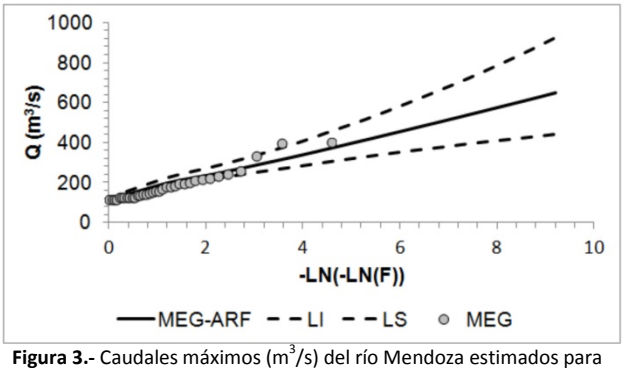


Figura 3.- Caudales máximos (m^3/s) del río Mendoza estimados para diferentes períodos de retorno mediante el método regional (curva continua) y los valores de la variable para diferentes TR (puntos).

Conclusiones

La predicción de fenómenos hidrológicos de baja frecuencia, requiere de series extensas y homogéneas, hecho que no se cumple en la mayoría de los casos en la región de Cuyo, introduciendo un alto nivel de incertidumbre en las estimaciones. El análisis de frecuencia regional, permite aumentar la longitud de los registros disponibles mediante la transferencia de información de las diferentes estaciones que componen una supuesta región homogénea y permite la posibilidad de realizar estudios de frecuencia más certeros.

A partir de la región homogénea encontrada los caudales en cada sitio particular, pueden estimarse con una mayor certidumbre para eventos de 3200 años de recurrencia.

Referencias

Hosking, J. y Wallis, J. (1997) Regional Frequency Analysis. An approach based on L-Moments. Cambridge University. U K.

IMPLEMENTACIÓN OPERATIVA DE UN PRONÓSTICO NUMÉRICO DE ALTA RESOLUCIÓN DEL LABORATORIO DE HIDRÁULICA

Andrés Lighezzolo[2], Estefanía Nievas Lio[1], Gonzalo Zigarán[1], Iván Asinari[1], Ignacio Montamat[1], Agustín Martina[1], Jorge Saffe[1], Andrés Pérez Hortal[3], Marcelo Scavuzzo[2], Andrés Rodriguez[1]

Información de Contacto: 1 - UNC, Córdoba, Argentina
Información de Contacto: 2 - CONAE, Córdoba, Argentina
Información de Contacto: 3 - McGill University, Montreal, Canadá
andreslighezzolo@gmail.com

RESUMEN

El presente trabajo documenta la implementación del sistema de pronóstico de alta resolución en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Nacional de Córdoba. Dicha implementación se lleva a cabo dentro del marco de la puesta en marcha del Centro de Operaciones y Emergencias Hidrometeorológicas (COEH) para la región centro del País.

ABSTRACT

This work documents the implementation of the high resolution forecast system in the Hydraulic Laboratory of the National University of Córdoba. This implementation is carried out within the framework of thee star up of the Hydrometeorological Operations and Emergencies Center (HOEC) for the central region of the country.

INTRODUCCIÓN

La Región centro en la República Argentina es una asociación política conformada por las provincias de Córdoba, Entre Ríos y Santa Fe, que posee el tamaño y la escala adecuados para funcionar como una verdadera unidad operativa en la economía internacional. Cuenta con alrededor de 8 millones de habitantes y 380.000 km² de superficie aproximadamente. Participa en un gran porcentaje de las exportaciones nacionales donde la agro-exportación es dominante. Los impactos de los fenómenos hidrometeorológicos extremos que se producen en nuestro Planeta provocan múltiples víctimas e importantes daños materiales en los bienes y la infraestructura, que implican consecuencias económicas adversas para las comunidades y que pueden persistir durante muchos años (OMM, 2015). Particularmente en 2015, Argentina tuvo una primavera más fría que la normal y el mes de octubre más frío jamás registrado. Sin embargo, en todo el país, 2015 fue el segundo año más cálido de que se tenga constancia. En febrero y marzo, las lluvias intensas, que provocaron inundaciones, azotaron varios lugares de América del Sur. En Argentina diversas estaciones de larga data registraron nuevos récords de precipitación en febrero. El Observatorio de Córdoba registró 385 mm de lluvia en ese mes, batiendo el récord de larga data de 266 mm establecido en 1889 (WMO, 2015).
(Houze et .al, 2015) estudiaron, en base a la misión Satelital Tropical Rainfall Measuring Mission (TRMM) - NASA, la naturaleza de la convección en las regiones tropicales y sub-tropicales áreas. De este estudio se desprende que uno de los lugares de mayor desarrollo de celdas convectivas intensas y sistemas convectivos de mesoescala es la región centro de nuestro País.
El proyecto RELAMPAGO (Remote sensing of Electrification, Lightning, And Meso-scale/micro-scale Processes with Adaptive Ground Observations) (Relampago,2016) tiene como objetivo el estudio de la iniciación, predicción e impactos de sistemas convectivos en

nuestro País y en particular en la región centro. Este proyecto es una iniciativa internacional en conjunto con múltiples instituciones.
Todo lo dicho anteriormente evidencia que los fenómenos de origen meteorológico en sus diversas escalas espacio temporales son amenazas recurrentes en nuestra región, más allá del contexto de cambio climático, y que una herramienta estratégica para minimizar los impactos de estos fenómenos son los sistemas de alerta temprana.
Sin sistemas de alerta temprana, la sociedad y los sectores productivos están en constante estado de vulnerabilidad.
Los recientes modelos numéricos de predicción del tiempo permiten obtener un conjunto de variables meteorológicas pronosticadas con anticipación de varios días y actualizado diariamente. Por esta razón estos modelos numéricos son el primer eslabón de un sistema de alerta temprana (WMO, 2010).
En este contexto se presenta a continuación una implementación del modelo Weather Research and Forecasting (WRF) (Skamarock et al., 2005) llevada a cabo en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Nacional de Córdoba.

CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS MODELOS E IMPLEMENTACIONES

Desde hace ya varios años existen diversas instituciones en todo el mundo que, si bien no están a cargo de la provisión de pronósticos operativos, corren modelos numéricos con diferentes finalidades. El Centro de Investigaciones del Mar y la Atmósfera (CIMA) fue el primero en Argentina en tener un pronóstico operativo experimental a partir del año 1997. En el año 2009 la misma institución presentaba un sistema de pronóstico experimental basado en el modelo WRF (Saulo et. Al., 2008). Un segundo ejemplo es la implementación lograda en la Unidad de Consultoría de Aplicaciones Espaciales de Alerta y Respuesta Temprana a Emergencias (CAEARTE) de la Comisión Nacional de Actividades Espaciales (CONAE), también basada en el modelo WRF (Lighezzolo et. al., 2016).
En la mayoría de los centros operativos se utiliza una combinación de modelos globales y regionales. Los modelos globales son generalmente usados en pronósticos de rango medio (2 días o más) y debido a que ellos tienen un dominio horizontal global, que incluye toda la tierra, estos modelos no son corridos con una alta resolución debido al costo computacional demandado. Para un pronóstico más detallado es necesario aumentar la resolución, es aquí donde se utilizan los Modelos de Área Limitada (LAMs) en la región de interés. Gracias a su alta resolución los LAMs tienen la ventaja de ser más precisos en la reproducción de fenómenos a pequeña escala tales como pasajes de frentes fríos o celdas convectivas y un mejor forzado orográfico que los modelos globales. Por otro lado, los LAMs tienen la desventaja de que, a diferencia de los modelos globales, éstos no son autocontenidos ya que requieren de condiciones de contorno tan precisas como sea posible, de no ser así la solución interior de los LAMs se deteriora rápidamente. Por lo tanto es habitual anidar los LAMs dentro de otro modelo de menor resolución, cuyo pronóstico le provee las condiciones de contorno. Esta es la razón por la cual los LAMs son usados sólo para pronósticos de corto plazo (Kalnay, 2003). El Global Forecast System (GFS) (NOAA/NCEP, 2017) es un modelo global que actualiza cuatro veces al día y pronostica hasta 16 días. El Weather Research and Forecasting (WRF) (Skamarock et al., 2005) en un LAMs diseñado para utilizarse en la investigación tanto como para la realización de pronósticos operacionales.
WRF cuenta con dos módulos principales, el de asimilación de datos y el de paralelización de procesos. El modelo WRF permite a los investigadores producir simulaciones considerando datos reales o en condiciones de atmósfera idealizada, mientras que a la vez provee un

pronóstico operacional flexible en una plataforma robusta basada en la contribución de los últimos avances en física, modelado numérico y técnicas de asimilación de datos. Ambos modelos pueden funcionar en conjunto, anidando WRF en GFS, para producir un pronóstico de mayor calidad. Existen varios estudios realizados mediante el modelo WRF que demuestran el buen desempeño en la representación de tormentas severas y frentes convectivos cuanto menor es la longitud de la grilla (Weisman et. al., 1997), (Romero et. al., 2001), (Speer et. al.,2002) y (Done et. al., 2004). Estos hechos lo convierten en una herramienta de mejora en los pronósticos realizados por los pronosticadores en servicio (Weisman et. al., 2008) y (Kain et. al., 2006).

Estos fenómenos estudiados sólo son posibles utilizando pronósticos de alta resolución espacial. Muchos de los centros operacionales de pronóstico meteorológico están direccionando sus esfuerzos hacia la implementación de modelos de alta resolución para pronósticos a corto plazo. Resoluciones horizontales en rangos de entre 2-4 km ya han sido implementados y probablemente resoluciones de 1 km serán comunes en los próximos años (Lean et. al., 2008).

La implementación presentada tiene como características principales la combinación de un pronóstico global y uno regional. El modelo global utilizado es el Global Forecast System (GFS) y el modelo regional es el Weather Research and Forecasting (WRF) como se dijo anteriormente. La versión del WRF instalada es la 3.8 utilizando como condiciones iniciales y de contorno el modelo GFS con 0.25º de resolución horizontal. El dominio de trabajo considerado engloba a la región centro (Figura 1). Este dominio (270x270 puntos) es calculado con una resolución de grilla horizontal de 4 km, 35 niveles verticales. Se realizan pronósticos diarios de 36 hs con los datos de inicio de las 18:00 UTC.

La componente física dentro del modelo WRF está representada por las parametrizaciones (Saulo et. al., 2008). Las parametrizaciones resuelven los procesos de menor escala a la representada por el modelo. En esta etapa del trabajo se utilizó el siguiente conjunto de parametrizaciones. Para la representación de la microfísica se consideró el esquema de Thompson (Thompson, G. et. al., 2008). Para la Capa límite se consideró el esquema de Mellor–Yamada–Janjic (Janjić, Z. I. 1994). Respecto a las parametrizaciones de radiación de onda larga y onda corta se utilizaron RRTM (Mlawer, E. J. et. al., 1997) y Goddard (Chou, M. D. et. al., 1999) respectivamente. El modelo de suelo utilizado fue el de Unified Noah Land Surface (Tewari, M. et. al., 2004) y para los procesos de superficie el esquema Eta Similarity (Janjić, Z. I. 2002). La convección es explícitamente resuelta.

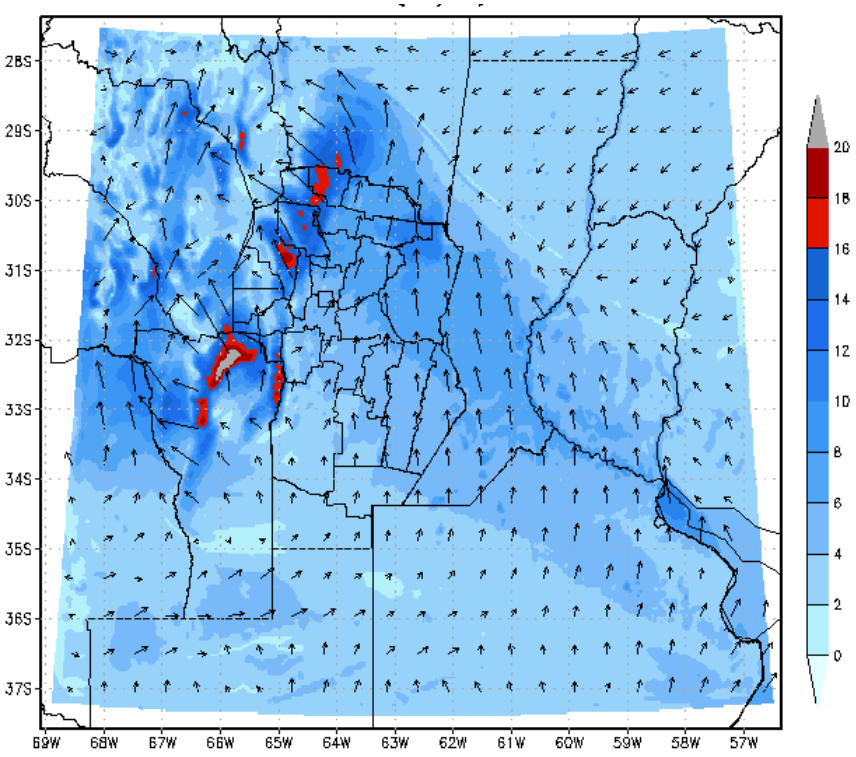


Figura1.- Dominio de cálculo utilizado. 270x270 puntos con resolución horizontal de 4 km. Se muestra como ejemplo la variable viento a 10 metros (Dirección e intensidad).

INFORMACIÓN GENERADA

El modelo genera una diversidad de variables meteorológicas, desde las variables de superficie hasta las de altura para cada uno de los niveles verticales con la que fue configurado. Se muestra a continuación algunos ejemplos de salidas gráficas producidas en la etapa de post-procesamiento. La figura 2 (Izquierda) muestra la precipitación acumulada durante un periodo de 24 hs, mientras que la figura 2 (derecha) muestra el índice CAPE (Convective Available Potential Energy - Energía Potencial Convectiva Disponible). Los datos de la figura 2 (izquierda y derecha) no corresponden a la misma fecha.

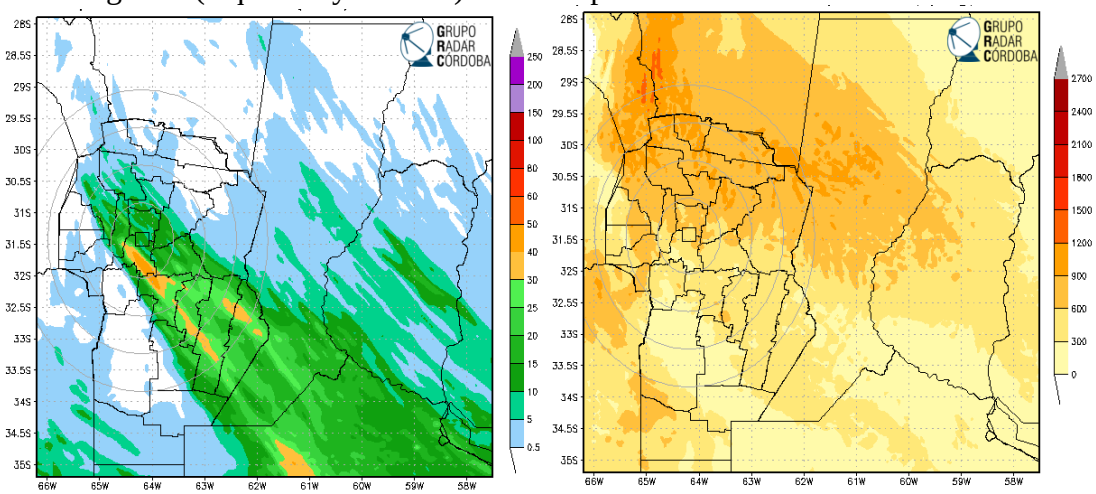


Figura2.- Ejemplos de productos generados. Izquierda Mapa de precipitación acumulada, derecha índice CAPE.

Es posible además contar con la información de las distintas variables para un punto de grilla en particular. La evolución temporal de la variable en las horas pronosticadas se conoce como meteograma. De este modo se cuenta con esta información para las distintas localidades en asociación con su punto de grilla correspondiente.
Si bien este trabajo tiene como objetivo principal la descripción de la implementación lograda, se expondrán a continuación un análisis de las temperaturas máximas y mínimas y un evento de precipitación como parte de una futura y exhaustiva validación de la misma.

VERIFICACIÓN DE VARIABLES

Sigue a continuación una verificación básica de las temperaturas (máximas y mínimas) y un evento de precipitación, significativo para la Ciudad de Córdoba.
Para realizar una comparación cuantitativa se trabajó con los datos de un número de estaciones automáticas pertenecientes a la Red de Estaciones de Recursos Hídricos de la provincia de Córdoba. Si bien la densidad de estaciones es baja y no se trata de estaciones homologadas, es de esperar que representen la realidad lo mejor posible. La figura 3 muestra la red con la cual se realizaron todas las comparaciones de este trabajo.

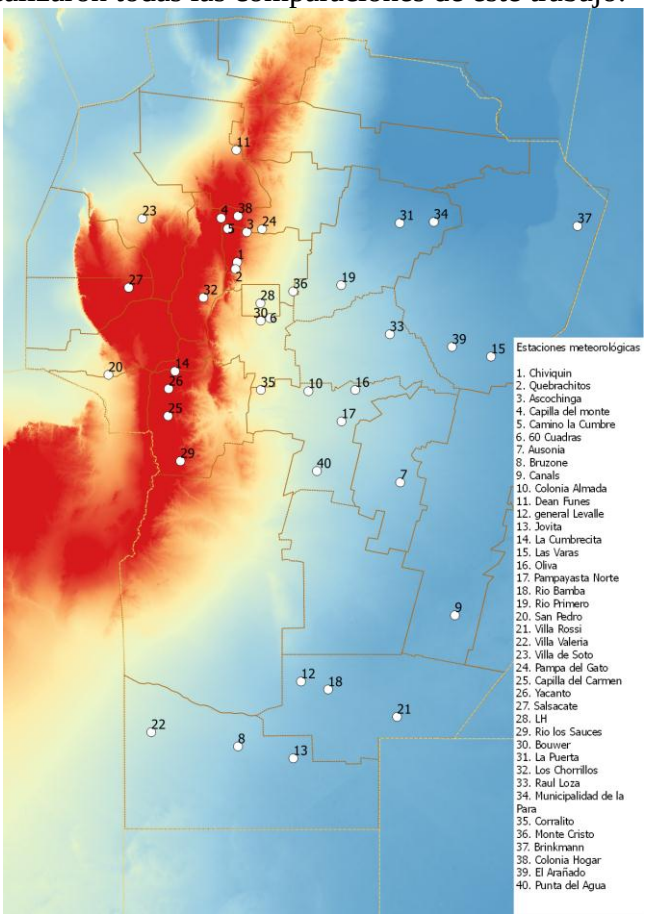


Figura3.- Localización de las estaciones meteorológicas de la Red de Estaciones de Recursos Hídricos de la provincia de Córdoba. La imagen de fondo corresponde a un mapa de elevación digital.

ANÁLISIS DE TEMPERATURAS MÁXIMAS Y MÍNIMAS

Se eligió trabajar con la temperatura como variable de superficie, considerando las máximas y las mínimas. El periodo analizado en este trabajo cuenta 46 días (máximo) consecutivos de Otoño, comenzando el 07 de Mayo de 2017 y terminando el 30 de Junio del mismo año. Para

el mismo se utilizaron 27 de las 40 estaciones de la red (Figura 3) cuyos datos estaban disponibles y completos en el periodo analizado. A manera de ejemplo la figura 4 muestra la evolución de las temperaturas máximas y mínimas para las estaciones: Nº 25 (Capilla del Carmen), la Nº 28 (LH) y la Nº 31 (La Puerta).

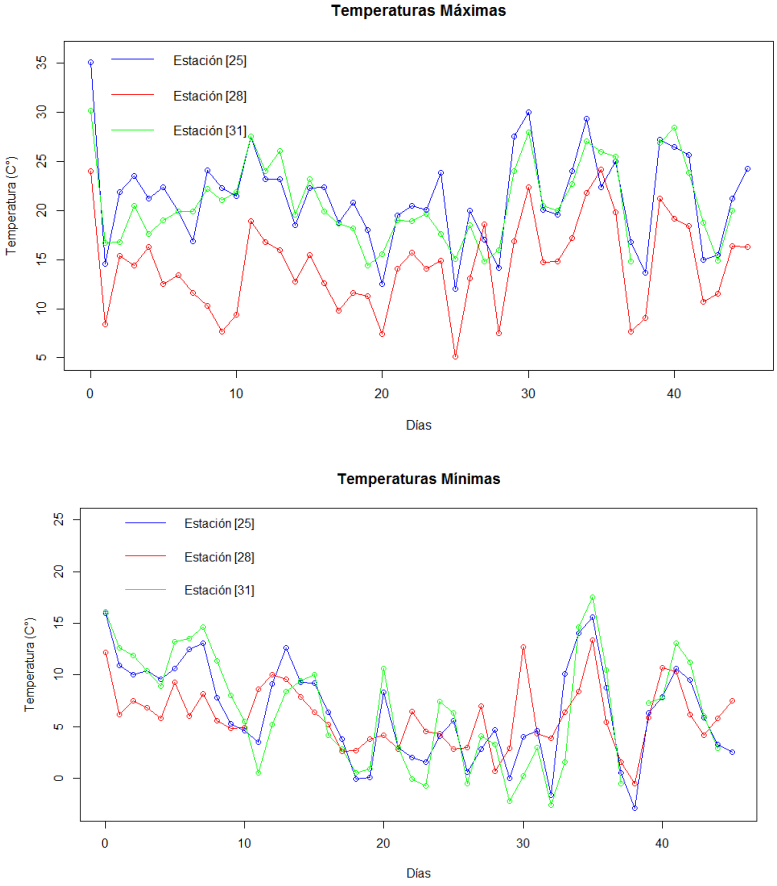


Figura4.- Evolución de las temperaturas mínimas y máximas en el periodo analizado.

El comportamiento de las mínimas, en el periodo analizado, parece tener una tendencia decreciente a través de los días y al final (después del día 30 aproximadamente) muestran fluctuaciones importantes. Para el caso de las máximas, la tendencia decreciente no es distinguible, pero muestra importante fluctuaciones al final del periodo tal como con la mínima.

El gráfico siguiente (figura 5) muestra la distribución espacial de las mínimas y máximas absolutas registradas en las estaciones en el periodo analizado.

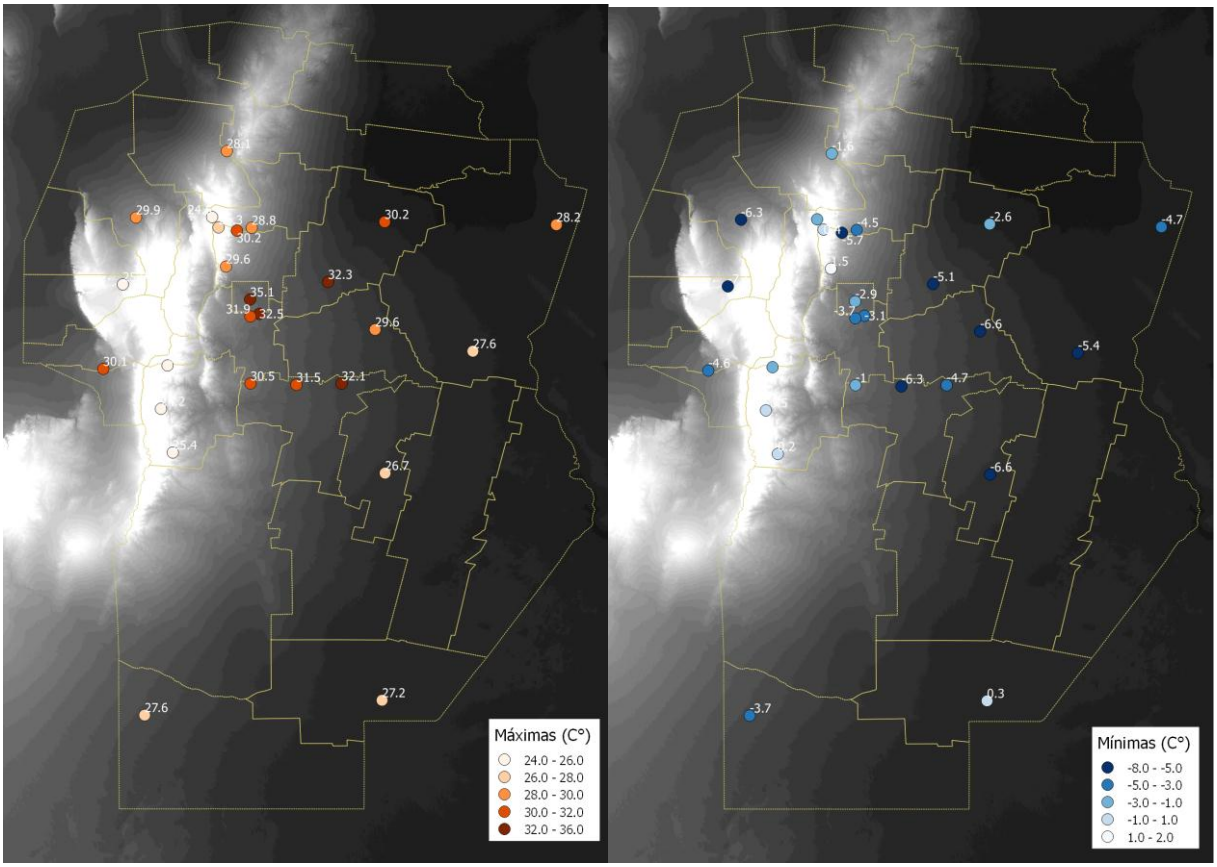


Figura5.- Distribución espacial de las temperaturas mínimas y máximas absolutas para el periodo analizado.

Como se ve en la figura 5 las temperaturas mínimas estuvieron mayormente bajo cero. Los valores más bajos parecen concentrarse a ambos lados de las sierras en la zona central de la provincia siendo el mínimo registro en la estación Nº 27 (Salsacate) con -7.1 ºC. Un patrón similar se da para las temperaturas máximas siendo la zona central a ambos lados de las sierras con los mayores registros. Para las máximas el mayor registro fue en la estación Nº 28 (LH) con 35.1 ºC.

Considerando todo el periodo se calculó el error (diferencia entre lo simulado y lo registrado) para cada día y cada estación, obteniéndose un mapa de registros de sobrestimaciones y subestimaciones para las temperaturas mínimas y máximas. Figura 6.

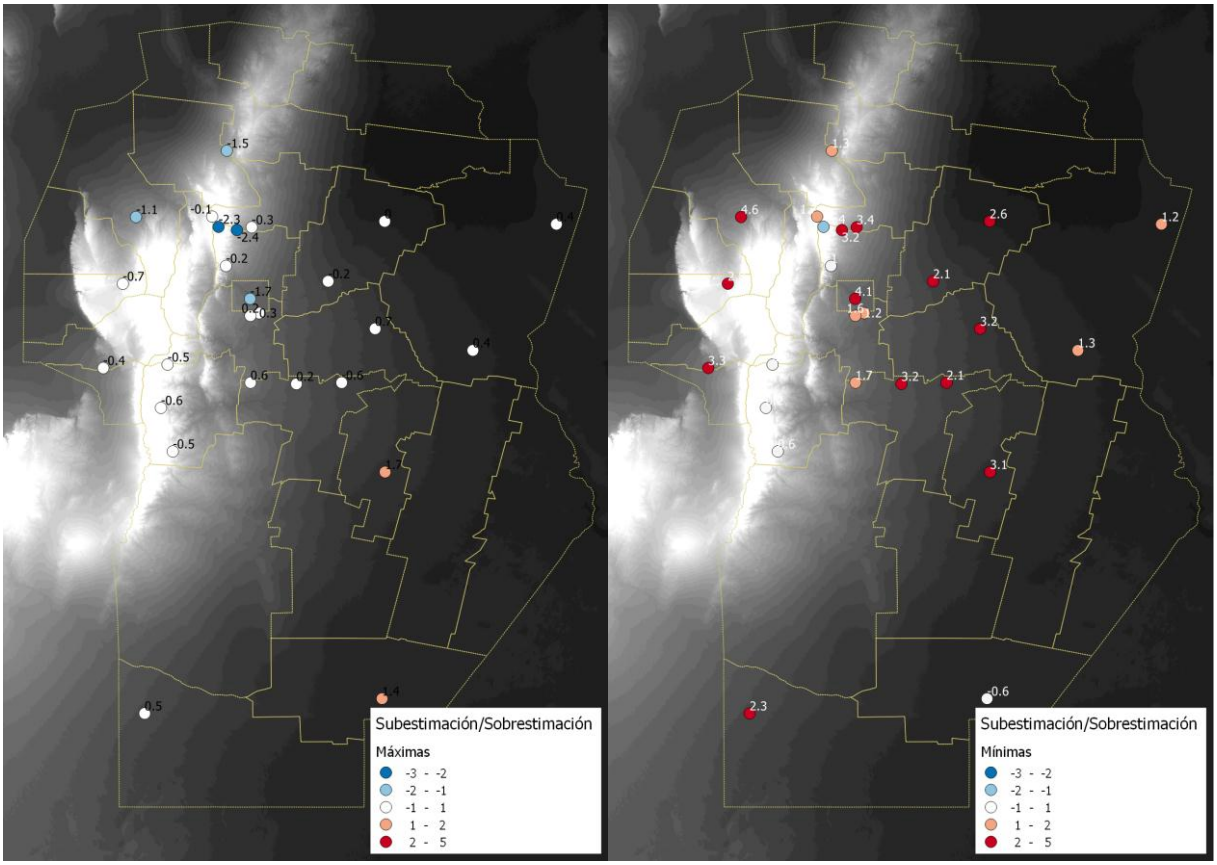


Figura6.- Diferencias entre las simulaciones y los registros de las temperaturas máximas y mínimas.

La figura 6 muestra una clara tendencia del modelo a subestimar las temperaturas mínimas registradas en prácticamente todas las estaciones exceptuando algunas estaciones sobre las sierras. La mayoría de los valores del error está entre 2 y 5 ºC por encima de la mínima registrada. En cambio para las temperaturas máximas la mayoría de los valores rondan alrededor del cero. Con respecto a las temperaturas mínimas, observando la figura 5 y 6, parece mostrar una correlación entre mayor error cuanto más baja es la temperatura. Con la idea de corroborar una posible relación entre los errores en las máximas y las mínimas se realizó el siguiente gráfico. Figura 7.

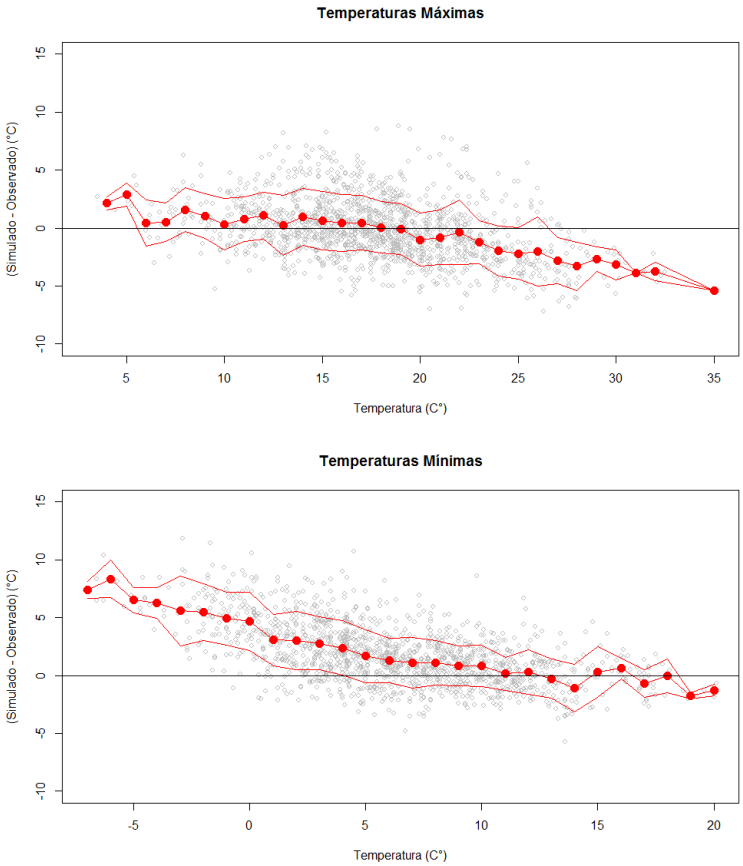


Figura7.- Diferencias entre las temperaturas máximas y mínimas simuladas y observadas (Eje y) versus las temperaturas máximas y mínimas registradas en estación. Los puntos rojos y líneas rojas representan el valor medio y la desviación estándar de la diferencia para las temperaturas medidas.

La figura 7 deja ver como para temperaturas más extremas, es decir mayores máximas y menores mínimas, los valores del error tienden a crecer. Esta afirmación es más clara en el pronóstico de las temperaturas mínimas, donde a partir de los 5 ºC hacia valores menores el error comienza a aumentar de manera más pronunciada. Si se consideran los valores absolutos de los errores la tendencia al crecimiento de los mismos se hace más evidente, como puede observarse en la figura 8.

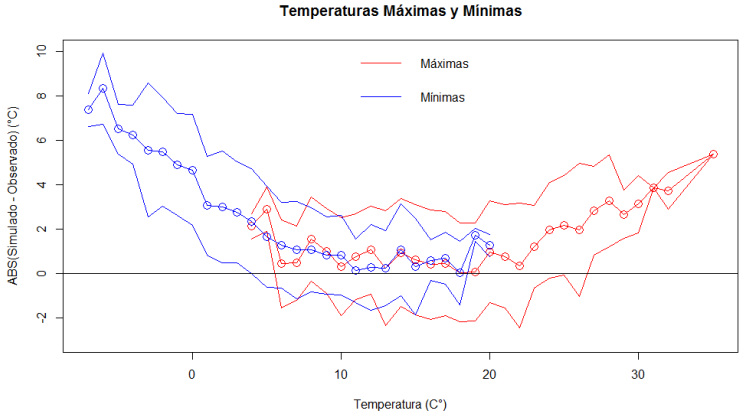


Figura8.- Error absoluto medio y su desviación en función de las temperaturas registradas. Mínimas (Azul) y Máximas (Rojo).

Se desprenden de este primer análisis para las temperaturas máximas y mínimas conclusiones

sobre cómo en modelo se desempeña a la hora de pronosticar dichas variables en el periodo considerado. El aporte de esta información permite pensar en un post-procesamiento adicional para corregir las desviaciones a los registros de las estaciones meteorológicas.

PRIMER CASO DE ESTUDIO EN EVENTOS DE PRECIPITACIÓN

Uno de los principales desafíos que se pretende resolver con la implementación del modelo es la de predecir eventos convectivos que afectan social y estructuralmente a una población.
Como un primer caso de estudio se consideró la ocurrencia de un evento convectivo que arribó a la ciudad de Córdoba el día 4 de Octubre de 2016.
Pasadas las 10:30 hora local (UTC-3) un frente frío avanzó desde el Sur-Oeste de la provincia de Córdoba, al mismo tiempo una celda individual se formaba sobre las sierras grandes pasando de Oeste hacia el Este. La Figura 9 muestra imágenes de temperatura de tope de nube del satélite GOES 13 donde puede verse dicho avance. Entre las 14 y 15 horas frente alcanzó la ciudad de Córdoba donde la estación meteorológica del Laboratorio de Hidráulica, ubicada en la Ciudad Universitaria de la misma, registró una acumulación de precipitación de aproximadamente 36 mm en esta hora. Acumulando un total de 45 mm pasadas las 18 hs donde dejó de precipitar en el lugar mientras continuaba el desplazamiento del frente hacia el Nor-Este.

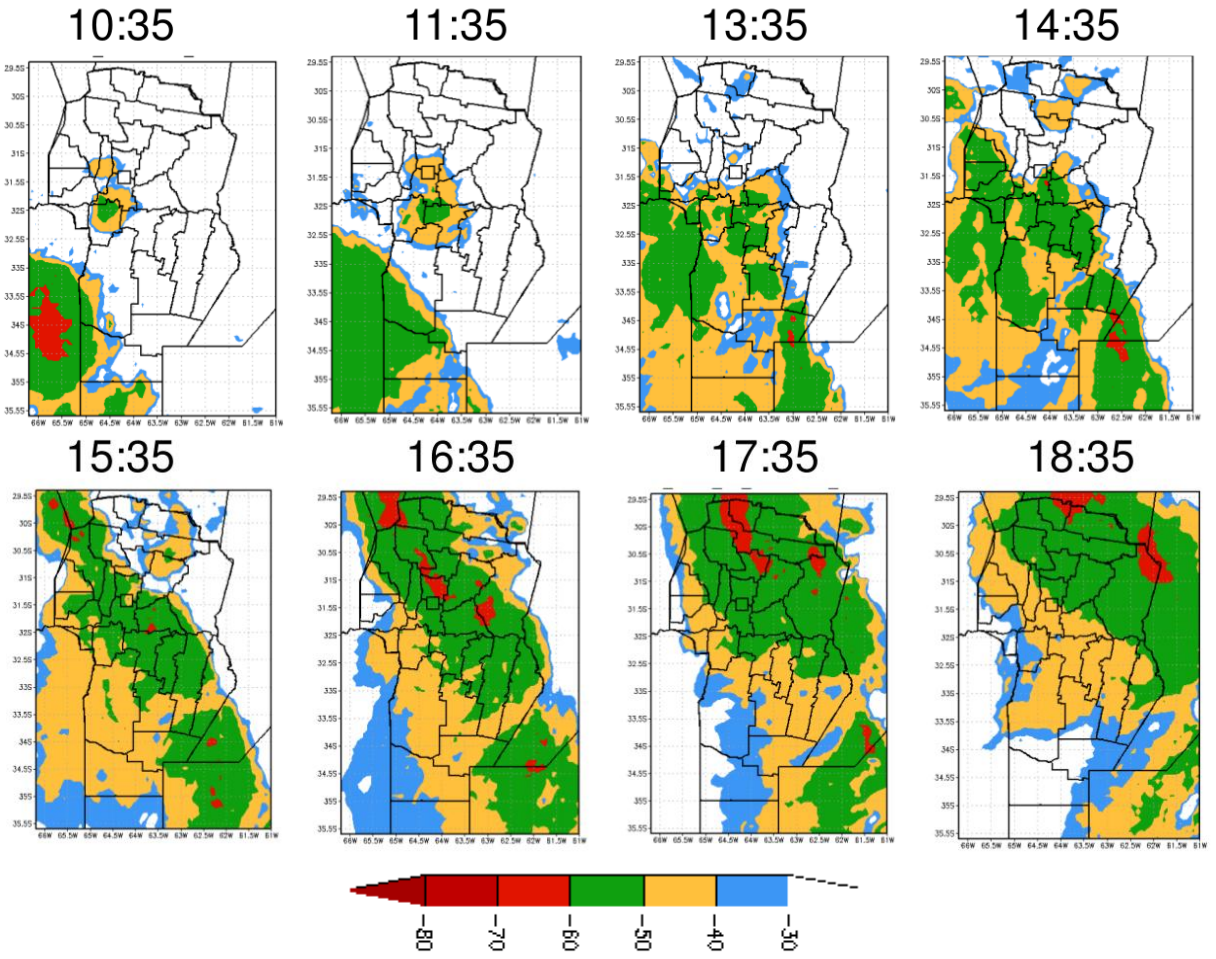


Figura9.- Avance del frente frío por la provincia de Córdoba. Imagenes de temperatura de tope de nube. Satélite GOES 13.

La simulación para este día (figura 10) muestra la evolución del sistema mediante la visualización de la variable reflectividad máxima en altura en unidades dbz.
El frente comienza al Sur-Oeste desplazándose en dirección Norte-Eeste, es decir el patrón del desplazamiento se ve bien representado comparado con la figura 9. Entre las 11:00 y 13:00 hs (local), una celda local se distingue en el Centro-Sur de la provincia, que es comparable a la observada entre las 10:30 y 11:30 en la imagen de temperatura de tope de nube.
Si bien el patrón de desplazamiento de las figuras 9 y 10 visualmente está en buen acuerdo, parece haber un desfasaje temporal entre ellos.

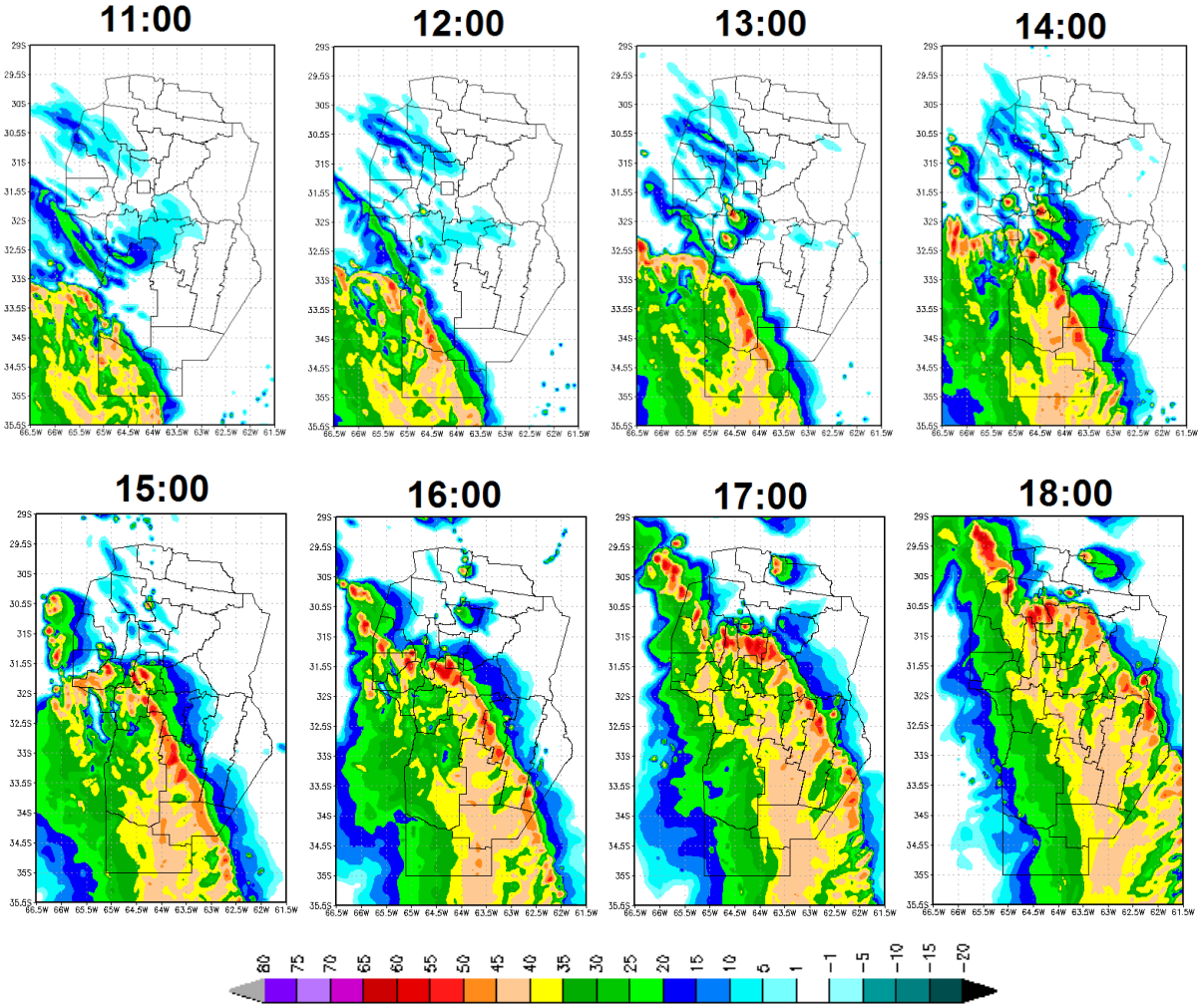


Figura10.- Avance del frente frío por la provincia de Córdoba. Imágenes de reflectividad máxima en altura. Resultado de la simulación con WRF.

Si se comparan los datos de precipitación registrados en las estaciones con la precipitación resultante de la simulación se hace explícito el desfasaje temporal. La figura 11 muestra la evolución temporal de la precipitación para tres estaciones distintas (en color negro), la estación Nº 25 (Capilla del Carmen), la Nº 28 (LH) y la Nº 31 (La Puerta). La estación Nº 25 está situada sobre la sierras (Sur-Oeste) , la Nº 28 en Córdoba Capital (Centro) y la Nº 31 en departamento Río Primero (Nor-Este) de la provincia. Estas tres estaciones se seleccionaron ya que el avance de la tormenta como se dijo fue desde el Sur-Oeste al Nor-Este pasando por el centro de la provincia. Entre la primer estación y la última hay unos 200 km de distancia en línea recta.

Según lo registrado por las estaciones, las precipitaciones comenzaron alrededor de las 12 hs para la primer estación, a las 14 hs para la segunda y a las 16 hs en la tercera. Es decir, tardó unas 4 hs en recorrer los 200 km dando una velocidad media para este frente convectivo de unos 50 km/h.

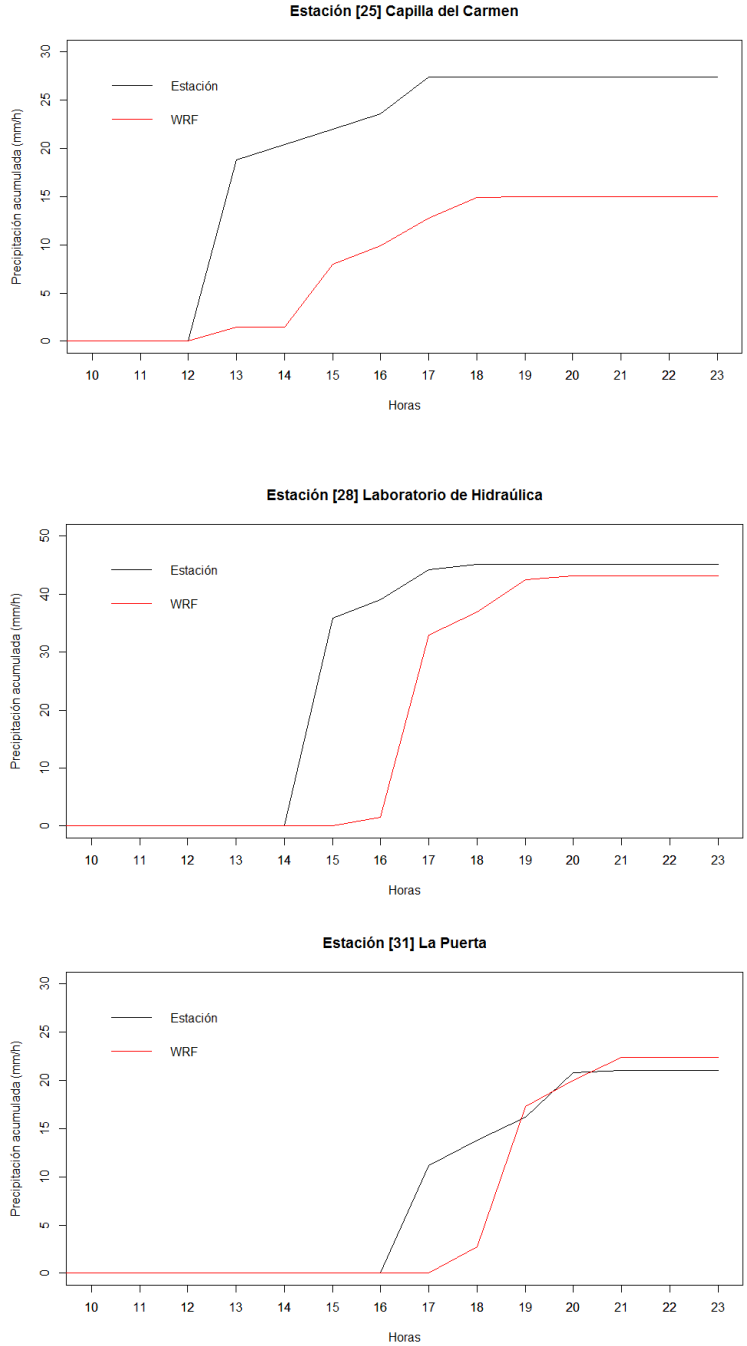


Figura11.- Evolución temporal para la precipitación acumulada en tres estaciones. En negro lo registrado por la estación, en rojo el resultado de la simulación

Las líneas en color rojo de la figura 11 se corresponden con el resultado de la simulación. Una primera observación es que en los tres casos la precipitación acumulada tiene su inicio posterior a lo registrado en las estaciones. En la primera y segunda estación la tasa horaria registrada al comienzo es alta 20 a 40 mm/h, en el tercer caso es alrededor de 10. Mientras que en la simulación, el comienzo es con una tasa baja para luego dar un salto en la misma. En el

caso de la primer y segunda estación el modelo subestimó el total de precipitación acumulado, sin embargo para la segunda la subestimación fue mucho menor. Por otro lado para la tercera el modelo sobreestimó levemente el valor registrado.
Para el resto de las estaciones, los valores registrados de precipitación acumulada en el evento se observan en la figura 12. Allí puede verse que la precipitación tuvo valores superiores a los 30 mm en cuatro distintos puntos medidos con la máxima de 45 mm alcanzada en la ciudad de Córdoba (Estación 28 - figura 11). El resto de los valores está alrededor de los 20 mm. También hay cuatro valores mínimos de entre 0 y 0.2 mm. De la figura, es posible ver además que la distribución de la precipitación no es homogénea. Esta situación es notoria en el grupo cercano de estaciones al Noroeste del centro de Córdoba dentro de un radio aproximado de 20 km. En la figura 3 las mismas están enumeradas con (3-4-5-24-38) y los valores registrados de (0.2-15.4-34.6-12.6-11.2) respectivamente.

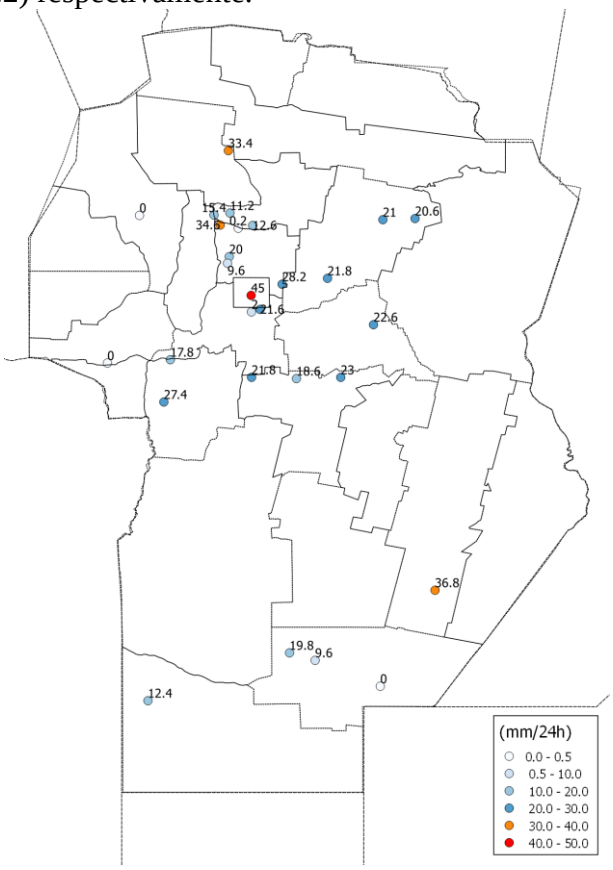


Figura12.- Precipitación acumulada medida en las estaciones durante el evento del 10 de Octubre de 2016.

Los resultados de la simulación para este evento se muestran en la figura 13 donde se superponen además los valores de las estaciones de la figura 12.
Una primera observación de este resultado es que el modelo pronosticó precipitación para todo el territorio provincial. La simulación muestra además, una concentración en la zona Centro-sur con valores por encima de 30 mm. Lamentablemente en esa región hay pocas estaciones e inactivas en este evento. Para el Sur, la estación Nº 9 (Canals), con un valor registrado de 36.8, fue subestimada mientras que las cuatro restantes fueron sobrestimadas.
Una concentración de celdas puede verse también en el centro, en buen acuerdo con la estación Nº 28 (LH) pero sobrestimado los alrededores.

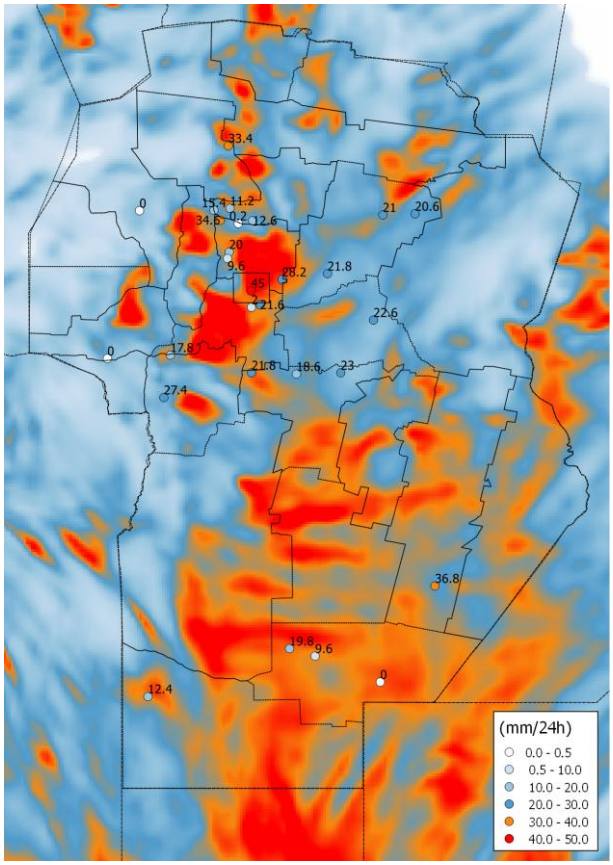


Figura13.- Resultado de la simulación para la precipitación acumulada del evento del 10 de Octubre de 2016.

Para tener un panorama de las sobre y subestimaciones del modelo con respecto a la precipitación acumulada en el evento, se realizó la diferencia punto a punto entre las coordenadas pertenecientes a las estaciones y lo simulado. El resultado de esta operación es graficado en la figura 14.

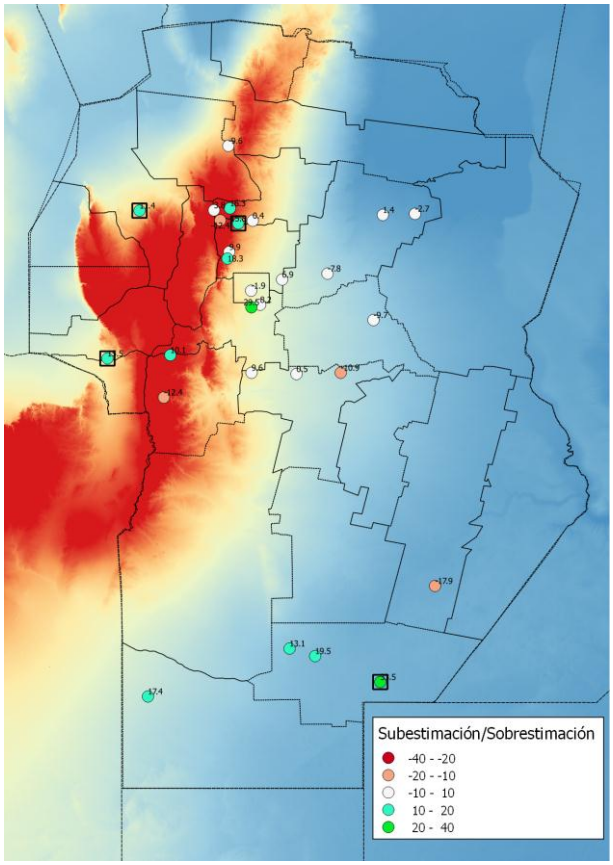


Figura14.- Diferencia entre la precipitación simulada y lo registrado por las estaciones. Los colores rojizos indican subestimación, los verdes sobrestimación.

El mapa de las diferencias muestra que el modelo, para este caso en particular, parece presentar una leve tendencia a la sobreestimación en el sur de la provincia así como en las sierras y zonas cercanas. Sin embargo los datos no son contundentes en cuanto a esa afirmación. Cabe destacar que hubo cuatro estaciones que registraron valores menores a 0.2 mm de precipitación distinguidas con un cuadrado encerrando un círculo en la figura 10. En todas estas el modelo pronosticó valores superiores, considerando estos casos como falsos positivos. No se obtuvieron falsos negativos.

SENSIBILIDAD A CAMBIOS EN PARAMETRIZACIONES

Experimentos anexos se llevaron a cabo con la idea de probar cuán sensible es el modelo, con respecto a cambios en las parametrizaciones, en la predicción de la precipitación. Para este experimento se realizaron cuatro nuevas simulaciones manteniendo las mismas parametrizaciones exceptuando los siguientes cambios (Tabla 1). En la tabla 1, las diferentes combinaciones están identificadas con letras, donde a la A es la correspondiente a la versión operacional descrita anteriormente.

Tabla 1.- Diferentes combinaciones de parametrizaciones utilizadas.

ID	Microfísica	PBL	Capas superficiales
A	Thompson	Mellor–Yamada –Janjic	Eta Similarity

B	Morrison 2–moment	Mellor–Yamada –Janjic	Eta Similarity
C	WRF Double Moment	Quasi–normal Scale Elimination	QNSE
D	WRF Single–moment	Mellor–Yamada –Janjic	Eta Similarity
E	WRF Double Moment	Mellor–Yamada Nakanishi Niino	MYNN

La figura 15 muestra los resultados de todas las simulaciones, desde combinación A hasta E. Todas las configuraciones predicen precipitación para la provincia de Córdoba, es decir están en buen acuerdo con lo ocurrido ese día. En general todas muestran una concentración de la precipitación en las zonas Centro-Sur. Sin embargo, puntualmente las diferencias se hacen más notorias.

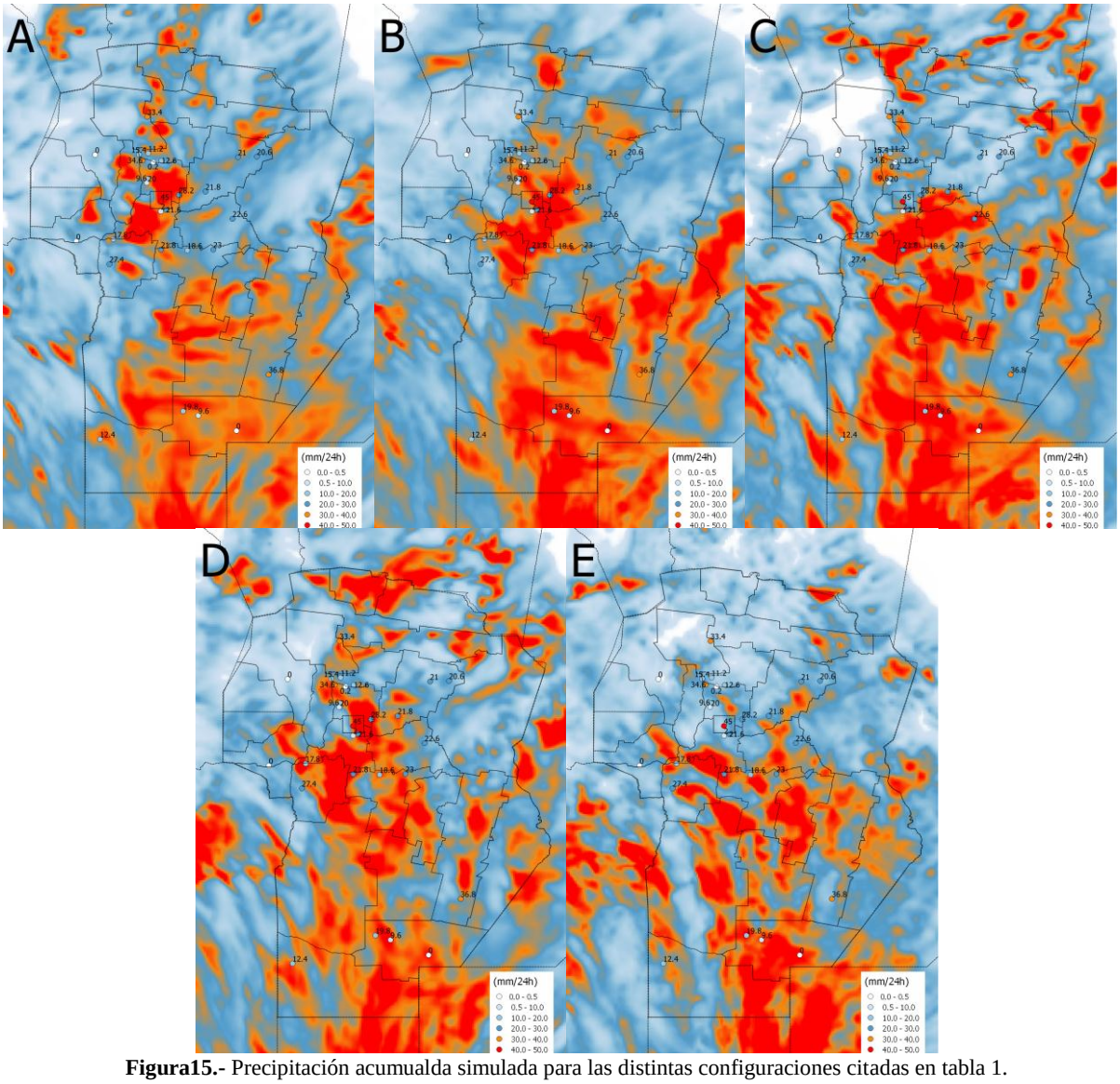


Figura15.- Precipitación acumualda simulada para las distintas configuraciones citadas en tabla 1.

Si se retoma la comparación de lo simulado con lo registrado como se lo hizo en la figura 11 se obtienen gráficos con curvas de las evoluciones de la precipitación para cada una de las configuraciones. Figura 16.

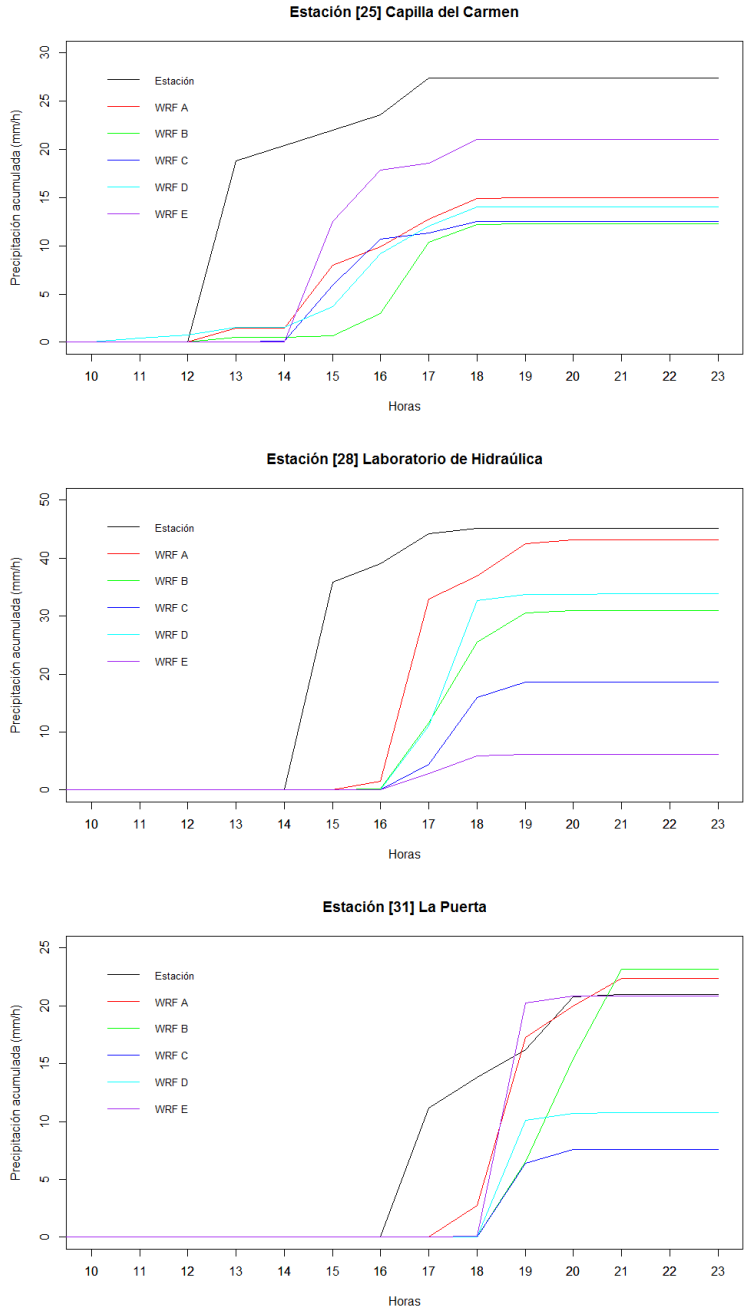


Figura16.- Evolución temporal de la precipitación acumulada en tres estaciones. En negro lo registrado por la estación, en colores las simulaciones.

En las primeras dos estaciones es posible ver como todas las configuraciones estuvieron por debajo del valor de precipitación registrado, mientras que para el caso de la tercera estación algunas configuraciones estuvieron por encima y por debajo del valor registrado. Para el caso de la estación [25] de la combinación E fue la que más se acercó al valor registrado, pero en la estación [28] la misma combinación fue la que más se alejó del registro. Las combinaciones C y D para estas estaciones estuvieron siempre por debajo de los valores registrados. Sin embargo esto no es un patrón ya que como se observa en la figura 14, hay varias estaciones

donde sobrestimaron la precipitación acumulada. Todas las configuraciones dieron inicio a la precipitación más tarde que lo ocurrido en la realidad. Si se tienen en cuenta los errores absolutos entre lo simulado y lo registrado para todas las estaciones y todas las configuraciones se obtiene la figura 17.

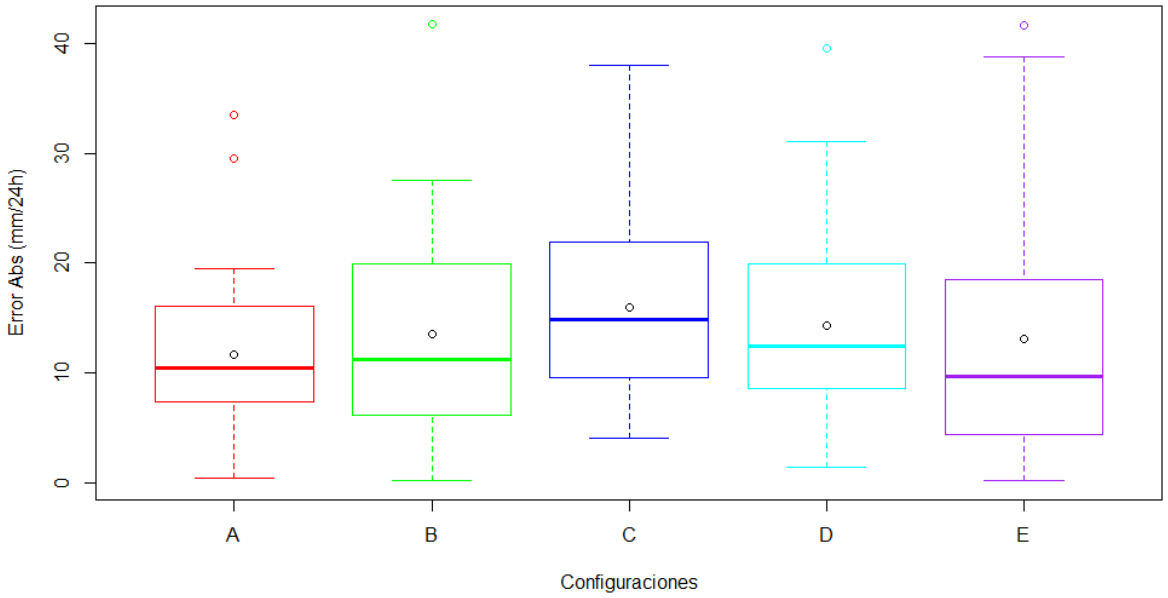


Figura17.- Errores absolutos para cada configuración considerando todas las estaciones.

La figura 17 muestra un diagrama del tipo boxplot donde es posible ver que los valores medios (círculos negros) y las medianas (Líneas horizontales gruesas) no difieren mucho entre las distintas configuraciones. Sin embargo la dispersión de los datos si es diferente, siendo la configuración E con mayor dispersión y la A con la menor dispersión. Es decir, la configuración A parece ser más "estable" que las demás.

Este mínimo análisis deja ver que no existe un pronóstico mejor que otro, y que si es posible contar con varias simulaciones, la información que se puede brindar tiende a ser más completa en el sentido de que se puede tener una representación media y una incertidumbre en el pronóstico. Este valor agregado en la información, impacta directamente sobre los productos o guías que intervienen en el proceso de toma de decisión de los diferentes usuarios del pronóstico (Ruiz J 2008).

Es claro que este análisis no es contundente en cuanto a poder evaluar el modelo completamente, sin embargo la información obtenida es valiosa ya que da un panorama de la realidad del pronóstico de precipitación.

CONCLUSIÓN Y LÍNEAS FUTURAS

En el marco de la puesta en marcha del Centro de Operaciones y Emergencias Hidrometeorológicas (COEH) para la región centro del País se logró poner operativo el modelo WRF. Esta herramienta se suma a la red de información generada desde, las estaciones hidrometeorológicas de la Provincia de Córdoba, el radar meteorológico RMA1 operativo en Universidad Nacional de Córdoba (UNC) desde 2015, el sistema de monitoreo para la detección de descargas eléctricas y a la información satelital. Como se dijo anteriormente el modelo WRF cuenta un sistema de asimilación de datos, con lo cual se

planea a futuro integrar la información del RMA1 al mismo y lograr un pronóstico localmente más preciso. Las simulaciones analizadas para las variables temperatura y precipitación dieron resultados aceptables, y gracias a estos es posible pensar en hacer un post-procesamiento para ajustar los resultados de las simulaciones a la realidad. El análisis de sensibilidad hecho para la precipitación permite ver la importancia de trabajar con varias simulaciones simultáneas. En el momento de la escritura de este trabajo, el Laboratorio de Hidráulica adquirió equipamiento (nodos de cálculo de alto desempeño) que permitirá realizar varias corridas en paralelo. Comenzando así el camino del estudio y la operatividad en pronósticos por ensambles. Por último, se estima sumar una nueva corrida como complemento con inicio a las 06:00 UTC permitiendo tener la información de pronóstico actualizada.

Agradecimientos. *Este trabajo se puedo lograr gracias al aporte de información de distintas instituciones como el Ministerio de Agua, Ambiente y Servicios Públicos de la Provincia de Córdoba, Laboratorio de Hidráulica – Centro de Estudios y Tecnología del Agua UNC. Unidad CAEARTE – CONAE.*

BIBLIOGRAFÍA

Chou, M. D., & Suarez, M. J. (1999) A Solar Radiation Parameterization (CLIRAD-SW) for Atmospheric Studies.

Done, J., Davis, C. A., & Weisman, M. (2004). The next generation of NWP: Explicit forecasts of convection using the Weather Research and Forecasting (WRF) model. Atmospheric Science Letters, 5(6), 110-117.

Houze, R. A., Rasmussen, K. L., Zuluaga, M. D., & Brodzik, S. R. (2015). The variable nature of convection in the tropics and subtropics: A legacy of 16 years of the Tropical Rainfall Measuring Mission satellite. Reviews of Geophysics,53(3), 994-1021.

Janjić, Z. I. (1994). The step-mountain eta coordinate model: Further developments of the convection, viscous sublayer, and turbulence closure schemes. Monthly Weather Review, 122(5), 927-945.

Janjić, Z. I. (2002). Nonsingular implementation of the Mellor–Yamada level 2.5 scheme in the NCEP Meso model. NCEP office note, 437, 61.

Kalnay, E. (2003). Atmospheric modeling, data assimilation and predictability. Cambridge university press.

Kain, J. S., Weiss, S. J., Levit, J. J., Baldwin, M. E., & Bright, D. R. (2006). Examination of convection-allowing configurations of the WRF model for the prediction of severe convective weather: The SPC/NSSL Spring Program 2004.Weather and forecasting, 21(2), 167-181.

Lean, H. W., Clark, P. A., Dixon, M., Roberts, N. M., Fitch, A., Forbes, R., & Halliwell, C. (2008). Characteristics of high-resolution versions of the Met Office Unified Model for forecasting convection over the United Kingdom. Monthly Weather Review, 136(9), 3408-3424.

Lighezzolo, A., Lanfri, M., García, F., Clemoveki, K., Bridera, D., & Scavuzzo, M. (2016, June). Sistemas de alerta temprana a emergencias ambientales basados en modelos numéricos de predicción meteorológica. In Biennial Congress of Argentina (ARGENCON), 2016 IEEE (pp. 1-6). IEEE.

Mlawer, E. J., Taubman, S. J., Brown, P. D., Iacono, M. J., & Clough, S. A. (1997). Radiative transfer for inhomogeneous atmospheres: RRTM, a validated correlated-k model for the longwave. Journal of Geophysical Research: Atmospheres, 102(D14), 16663-16682.

NOAA/NCEP. (2017).
OMW (2010). Directrices sobre sistemas de alerta temprana y aplicación de predicción inmediata y operaciones de aviso.
OMM (2015). Directrices de la OMM sobre servicios de predicción y aviso multirriesgos que tienen en cuenta los impactos.(2015).
Relampago (2016). https://publish.illinois.edu/relampago/
Romero, R., Doswell III, C. A., & Riosalido, R. (2001). Observations and fine-grid simulations of a convective outbreak in northeastern Spain: Importance of diurnal forcing and convective cold pools. Monthly weather review, 129(9), 2157-2182.
Ruiz, J. J. (2008). Aplicación de los pronósticos por ensambles a la predicción del tiempo a corto plazo sobre Sudamérica (Doctoral dissertation, Facultad de Ciencias Exactas y Naturales. Universidad de Buenos Aires).
Saulo, C., Cardazzo, S., Ruiz, J., Campetella, C., & Rolla, A. (2008). El sistema de pronóstico experimental del Centro de Investigaciones del Mar y la Atmósfera. Meteorologica, 33(1-2), 83-97.
Skamarock, W. C., Klemp, J. B., Dudhia, J., Gill, D. O., Barker, D. M., Wang, W., & Powers, J. G. (2005). A description of the advanced research WRF version 2 (No. NCAR/TN-468+ STR). National Center For Atmospheric Research Boulder Co Mesoscale and Microscale Meteorology Div.
Speer, M. S., & Leslie, L. M. (2002). The prediction of two cases of severe convection: implications for forecast guidance. Meteorology and Atmospheric Physics, 80(1), 165-175.
Tewari, M., Chen, F., Wang, W., Dudhia, J., LeMone, M. A., Mitchell, K., ... & Cuenca, R. H. (2004, January). Implementation and verification of the unified NOAH land surface model in the WRF model. In 20th conference on weather analysis and forecasting/16th conference on numerical weather prediction (Vol. 1115).
Thompson, G., Field, P. R., Rasmussen, R. M., & Hall, W. D. (2008). Explicit forecasts of winter precipitation using an improved bulk microphysics scheme. Part II: Implementation of a new snow parameterization. Monthly Weather Review, 136(12), 5095-5115.
Weisman, M. L., Skamarock, W. C., & Klemp, J. B. (1997). The resolution dependence of explicitly modeled convective systems. Monthly Weather Review, 125(4), 527-548.
Weisman, M. L., Davis, C., Wang, W., Manning, K. W., & Klemp, J. B. (2008). Experiences with 0–36-h explicit convective forecasts with the WRF-ARW model. Weather and Forecasting, 23(3), 407-437.
WMO (2015). Declaración de la OMM sobre el estado del clima mundial en 2015.

CARACTERIZACIÓN DE LA OFERTA SUPERFICIAL DEL SISTEMA RÍO DIAMANTE

Mgter. Ing. Civil Federico Pablo Liseno

Departamento General Irrigación SRD, Universidad Tecnológica Nacional FRSR, Argentina.
Benardino Izuel 886 San Rafael Mendoza, (260) 4537136, fliseno@agua.gob.ar.

Introducción

El presente documento muestra los trabajos efectuados en el armado y análisis de la serie de aportes del Río Diamante, en base a información disponible de operación de embalses, los cuales fueron llevados a cabos en el marco del Estudio de Balance Hídrico de dicho Río.

El Río Diamante se ubica en la parte central de la Provincia de Mendoza, tiene su origen en la Cordillera de Los Andes, y sus escurrimientos son principalmente el resultado de la fusión de las nieves, aunque en la zona media de la cuenca en los meses de verano se producen aportes hídricos debido a las cortas pero intensas precipitaciones pluviales de origen convectivo.

Objetivo

Cuantificar a nivel mensual la oferta superficial total no regulada recibida a la altura de la presa Los Reyunos (oferta natural del Río), como así también la oferta regulada concordante con la infraestructura existente en el sistema, a partir de datos de aporte estimados por balance y operación de embalse.

Material

Datos de operaciones diarias del sistema del Río Diamante, tanto en lo referente a las erogaciones, como a los aportes estimados que se producen a nivel de embalse. El Departamento General de Irrigación (DGI), viene efectuando desde octubre de 1981 una estimación de los aportes recibido en el sistema de embalses, por medio de un análisis de balance, en el cual se tiene en consideración los volúmenes que son erogados por la presa el Tigre y la variación de las reservas en el sistema de presa (1981-2015).

Figura 1.- Ubicación de las estaciones de Aforo.

Complementariamente se utilizaron los datos de la vieja y extinta estación de aforo Los Reyunos (1917-1977) ubicada en la actual localización de la Presa El Tigre, y los datos de la nueva estación La Jaula (1971-2015) que reemplazo a la anterior y que se localiza 80km aguas arriba de esta, quedando por tal motivo aguas arriba de dos afluentes permanentes, como así también de lo los aportes temporales de origen pluvial que se producen principalmente entre los embalses de Agua del Toro y Los Reyunos.

También se trabajó con datos de precipitación de la cuenca media, correspondiente a las estaciones Las Aucas (1984-2014), Juncalito (1983-2014), Arroyo Hondo (1983-2014), La Jaula (1975-2014), Puesto Canales (1983-2014), Puesto Morales (1982-2014), Los Reyunos (1981-2014) de la Subsecretaría de Recurso Hídricos de la Nación.

Métodos

En el caso de oferta no regulada, se contrastaron para el periodo 1982-2014 los aportes medidos en La Jaula con los obtenidos por balance, tanto a nivel mensual como a nivel anual. También se contrastaron las diferencias observadas en forma anual entre dichos aportes, con el derrame en La jaula y la precipitación de la cuenca media. Se efectuaron correlaciones lineales múltiples a nivel mensual, entre los derrames obtenidos por balance, los medidos en la Jaula y las precipitaciones de la cuenca media.

Para la situación de la oferta regulada, se analizó la relación entre las aportaciones anuales del río y volumen aprovechado para igual periodo, correspondiendo este último a la suma entre el volumen utilizado dentro el oasis y el volumen embalsado en las represas.

Evaluación de los Resultados

En el caso de la situación de la oferta no regulada y a nivel anual y como se puede apreciar en la figura 2, existe una buena correlación entre el caudal medio de La Jaula y los datos de derrame obtenido por balance, en tanto que a nivel mensual durante los meses de invierno, y como se observa en la figura 3, dicha relación desmejora notablemente, en tanto que durante los meses de noviembre, diciembre y enero mejorar a los mismos niveles que el anual.

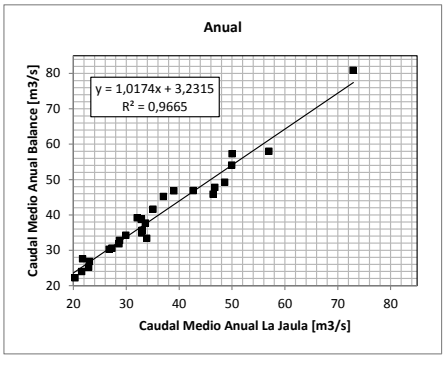


Figura 2.- Correlación anual entre aportes.

Esto es como consecuencia del mayor peso que tiene el derretimiento de la nieve durante los meses estivales, por lo cual la cuenca alta es quien prácticamente establece el caudal de aporte.

También se aprecia que la diferencia anual porcentual entre el derrame obtenido por Balance y el medido en la Jaula, disminuye en la medida que el derrame en la Jaula aumenta,

en tanto que en la medida que la precipitación aumenta la diferencia entre los derrames aumenta, lo cual evidencia que aquellos años que presentan un gran derrame producto del deshielo la diferencia disminuye como consecuencia de que la participación de la precipitación disminuye, y viceversa, aquellos años con mayor precipitación o que presentan escasos aportes por deshielo la diferencia aumenta como consecuencia de la mayor participación que posee la precipitación en el aporte.

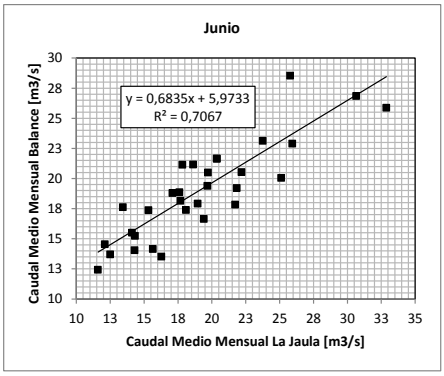


Figura 3.- Correlación del mes Junio entre aportes.

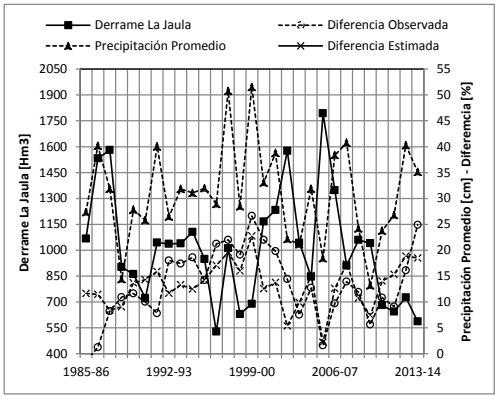


Figura 4.- Cronología de la diferencia entre los aportes.

Para la situación de la oferta regulada, en la figura 5 podemos apreciar que cuando el caudal promedio del año es inferior a los 38m^3/s (1.200Hm^3) el aprovechamiento es del 100%, es decir que todo el caudal aportado es aprovechado, ya sea para irrigar el oasis o para ser almacenado en los embalses, en tanto que cuando el caudal aportado es superior a los 38m^3/s el nivel de aprovechamiento comienza a declinar con el aumento del mismo. Si bien no se puede visualizar con claridad, es lógico pensar que el oasis tiene una capacidad limitada en cuanto a la cantidad máxima de agua que puede aprovechar, dado que en los años hidrológicos muy ricos, una vez satisfecha la demanda y alcanzada la capacidad de almacenamiento, no hay más lugar donde poder retener el agua y evidentemente debe ser erogada sin ser aprovechada, dicho valor se estima en aproximadamente unos 48m^3/s (1.530Hm^3 año).

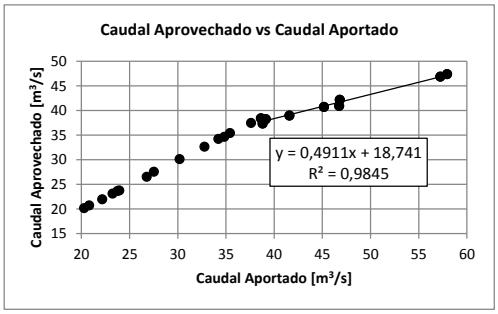


Figura 5.- Relación entre los caudales aportados y lo aprovechado.

Conclusiones

En forma de resumen, podemos decir que los derrames medidos en la Jaula en promedio representan prácticamente el 90% de los aportes que ingresan al sistema de embalses en forma anual y que las diferencias volumétricas existentes entre los derrames de La Jaula y los obtenidos por Balance, no son fortuitos o aleatorios, si no que guardan una relación con las precipitaciones ocurridas en la cuenca media, y a partir de ella se puede dar una estimación del derrame a la altura de la presa El Tigre con un error menor al 8%, permitiendo por lo tanto prolongar la serie histórica de la estación Los Reyunos hasta la actualidad (1917-2015), arrojando un módulo de 36,5m^3/s (1.151Hm^3).

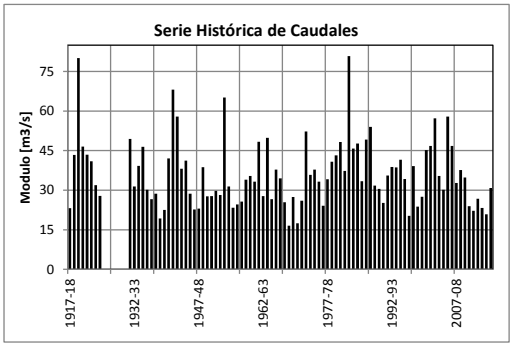


Figura 6.- Cronología de los aportes en estación Los Reyunos.

Adoptando como válida la relación entre caudal aprovechado y caudal aportado expuesta con anterioridad, es que se ha extendido el análisis a la totalidad de la serie de aportaciones del río Diamante, pudiendo de este modo caracterizar a la oferta regulada con un módulo de 33,8m^3/s (1.066Hm^3).

Esta diferencia entre los módulos de la oferta no regulada y regulada, es como consecuencia principalmente de dos factores, uno que guarda relación con la oferta y es que los años hidrológicos extremadamente ricos presentan valores muy superiores a la mediana, lo cual empuja el módulo hacia arriba (los aportes no presentan una distribución normal) y el otro que es estructural y que se relaciona con la capacidad de almacenamiento, que si bien es de aproximadamente el 50% del derrame (530Hm^3), no es lo suficientemente grande como para generar una regulación interanual.

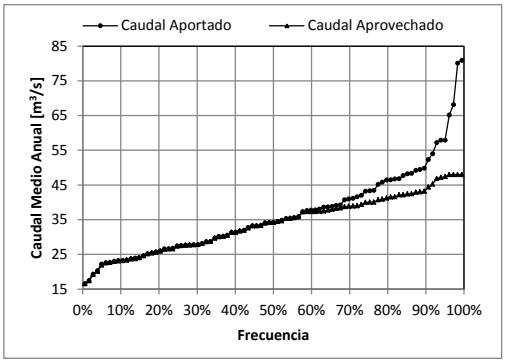


Figura 7.- Curva de caudales clasificados de los aportes no regulados y regulados.

Reflexión

El presente trabajo no pretende presentar una idea revolucionario en cuanto al tratamiento de la información hidrológica, si no todo lo contrario, y como atravéz de un simple balances y un análisis objetivo de la situación, se puede caracterizar un recurso.

REDES NEURONALES ARTIFICIALES ANNS: RÍOS NEUQUÉN, LIMAY Y COLLÓN CURA

Ing. Ana Guadalupe López, Dr. Ing. Oscar Raúl Dölling

PGICH - Facultad de Ingeniería UNSJ, San Juan, Argentina
Email: anaguadalupelopez@gmail.com; cel: 264-4708742
Email: odolling@gmail.com; cel: 2646716378

RESUMEN

El pronóstico de caudales en cuencas de régimen de precipitación pluvio-nival es esencial para resolver un amplio número de problemas (planificación, diseño y operación de los sistemas), lo cual tienen un alto impacto socio económico. Las redes neuronales artificiales, cuya estructura base está formada por una combinación de modelos no lineales elementales, son una técnica adecuada para el desarrollo de modelos que relacionan precipitaciones (líquidas y nieves) en caudales de escurrimiento. La aplicación de ANN a la predicción de escurrimientos necesita la definición de cuatro aspectos fundamentales: determinación de las variables explicativas que posean la mayor influencia sobre los escurrimientos, selección y diseño de la arquitectura óptima de la red, selección del mejor método de aprendizaje (ajuste de pesos), estrategia para validar la respuesta del modelo de predicción. El procedimiento de validación de las redes neuronales artificiales se basó en un conjunto de análisis sobre los residuos, valores calculados como la diferencia entre los valores de escurrimiento observados y los calculados por la red. En este trabajo se presenta una aplicación de modelos ANNs destinada a realizar el pronóstico de volúmenes de escurrimiento mensual en las cuencas del Rio Neuquén, Rio Limay y Rio Collón Cura Provincia de Neuquén, Argentina.

ABSTRACT

Flow forecasting in basins of pluvial-snowfall precipitation regime is essential to solve a large number of problems (planning, design and operation of systems), which have a high socio-economic impact. Artificial neural networks, whose basic structure is formed by a combination of elementary nonlinear models, are a suitable technique for the development of a model that relates precipitations (liquid and snow) in runoff flows. The application of ANN to the runoff prediction requires the definition of four fundamental aspects: determining the explanatory variables that have the greatest influence on runoff, selecting and designing the optimum network architecture, selecting the best learning method Of weights), strategy to validate the response of the prediction model. The validation procedure of the artificial neural networks was based on a set of analysis on the residues, values calculated as the difference between the values of runoff observed and those calculated by the network. This paper presents an ANN models application to forecast the monthly runoff volumes in the Neuquén, Rio Limay and Rio Collón Cura basins in the Province of Neuquén, Argentina.

INTRODUCCIÓN

Las cuencas de los ríos Limay y Neuquén conforman las dos cuencas nacionales de mayor riqueza hídrica del país. Los regímenes pluviométricos y la actividad antrópica (ej. pastoreo) han acentuado los procesos de degradación de la tierra y la desertificación. La zona del Comahue tiene instalados más de 4.200 MW, con una generación media anual de 14.000 GWH. En términos comparativos, esto representa aproximadamente el 50 % de la producción hidráulica y el 20 % de la energía entregada al sistema interconectado nacional. El carácter estacional e inter-estacional de los embalses del Comahue sumado a los avances logrados en los últimos tiempos en los sistemas de pronósticos meteorológicos e hidrológicos, brindan la posibilidad de conocer los aportes futuros y los escenarios de sequía para las zonas de pastoreo, con una mediana certidumbre de éxito. Estos avances relativos permiten plantear una mejor gestión del despacho hidráulico y de herramientas para la toma de decisiones, a fin

de prever políticas alternativas frente a los distintos escenarios de restricciones o excedencias que se presenten. En este trabajo se realizó la búsqueda de variables explicativas climáticas de los caudales de escurrimiento en las distintas cuencas y el ajuste de modelos de redes neuronales artificiales que representan adecuadamente la correlación entre las variables explicativas seleccionadas y el caudal de escurrimiento para todas las estaciones del año.

OBJETIVO

Aplicación de la metodología de diseño y entrenamiento de modelos de redes neuronales artificiales propuesta por (Dölling; 1999) a la predicción de caudales mensuales en los ríos Limay, Neuquén y Collón Cura.

METODOLOGÍA

El desarrollo del modelo de pronóstico se encaró desde dos puntos de vista distintos:

- Desarrollar los modelos ANNs para cada uno de los ríos, dedicados cada uno al pronóstico del volumen de escurrimiento mensual, tomando el registro del año completo de datos históricos.
- Ajustar tres redes neuronales en cada uno de los ríos mencionados. Para la misma estructura de entradas, se clasifico los datos históricos en tres periodos: Primavera (Agosto, Setiembre y Octubre); Estiaje (Noviembre, Diciembre, Enero, Febrero y Marzo) y Otoño (Abril, Mayo, Junio y Julio).

La aplicación de ANN a la predicción de escurrimientos necesita la definición de cuatro aspectos fundamentales:

- Determinación de las variables explicativas que posean la mayor influencia sobre los escurrimientos.
- Selección y diseño de la arquitectura óptima de la red.
- Selección del mejor método de aprendizaje (ajuste de pesos).
- Estrategia para validar la respuesta del modelo de predicción. (división conjunto de ejemplo entrada-salida en 3 subconjuntos de entrenamiento, validación y test.)

DETERMINACIÓN DE VARIABLES. BASE DE DATOS

La información fue proporcionada por el AIC, las estaciones estudiadas fueron: Paso de los Indios, Los Carrizos, Buta Mallín; Pampa Chaico, Villa Angostura, Bahía López, Alicurá, Cerro el Mirador, Paso las Flores, Rahué, Cerro el Mocho.

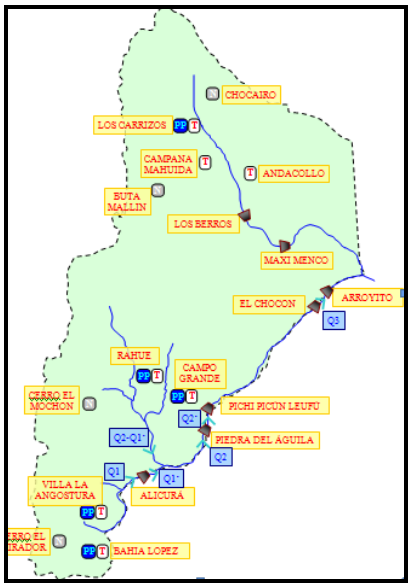


Figura1.- Estaciones Meteorológicas AIC

Recopilamos y analizamos todas las series de datos de medias diarias, tomamos una ventana temporal en la cual se encuentran completos los datos de todas las variables explicativas para cada uno de los ríos. Con los datos agregados a medias mensuales; se determinó (análisis de auto-correlación de cada serie) la estructura de dependencia temporal de las mismas; para así definir las variables explicativas del modelo.

Rio Neuquén: Su cuenca es de 30.000 km2 y su curso de 510 km de largo con pendiente media de 4,22 m/km. Las nacientes más remotas del río se hallan en la cordillera en el límite con Chile a una altitud de 2.280 metros. El régimen hidráulico del río es torrencial y presenta tres épocas hidrológicas de comportamientos diferentes: de mayo a julio (lluvias y acumulación de nieve), de agosto a octubre (lluvias y derretimiento de nieve) y de noviembre a abril (derretimiento de nieve). La cuenca se encuentra, casi en su totalidad desprovista de vegetación arbórea, presenta pastos naturales de escaso desarrollo, y poca capacidad de retención de las aguas de lluvia caídas.

> Registros de datos diarios agregación mensual: abril del 1982 a diciembre del 2006.
> Variables de entrada: Caudal (t-1); (t-2) - Precipitación (t); (t-1) - Temperatura Máxima (t)- Temperatura Mínima (t) - Nieve Buta Mallín (t-1); (t-2) - Nieve Pampa Chacaico (t-1); (t-2).

Rio Limay: Es la más compleja expresión hidrológica del sistema, con numerosos lagos naturales y artificiales, su longitud es de 430 km y tiene una cuenca de alimentación de 63.700 km^2. Nace en el Lago Nahuel Huapi a una altitud de 765 m, su régimen hídrico está bastante regularizado con máximos caudales en julio, octubre y noviembre.

> Registros de datos diarios agregación mensual: abril del 1997 a diciembre del 2006
> Variables de entrada: Caudal (t-1); (t-2)- Precipitación (t); (t-1) Bahía López- Precipitación (t); (t-1) Villa Angostura- Nieve Cerro Mirador (t-1); (t-2)

Rio Collón Cura: Nace en la confluencia de los ríos Aluminé y Chimehuin, y recorre un amplio valle entre mesetas y depresiones (numerosos lagos) en dirección sudeste, hasta

desembocar en el río Limay, del cual es el principal afluente. Su único afluente importante por la margen izquierda es el río Caleufú. Su cauce tiene un recorrido sin mayores saltos, y desciende lentamente; es un típico río de la meseta patagónica. Tiene una longitud de 70 km.

Registros de datos diarios agregación mensual: abril del 1985 a diciembre del 2006.
Variables de entrada: Caudal (t-1); Precipitación (t); (t-1) Nieve (t); (t-1)

DESCRIPCIÓN DE ELEMENTOS.

Una red neuronal artificial, es un modelo matemático del tipo conexionista "grafo dirigido", formado por "unidades o neuronas" y "conexiones o enlaces" entre ellas, que poseen un "peso" o valor de ponderación asociado al enlace. El procesamiento de la información entre las unidades se modela a través de elementos computacionales básicos (suma, multiplicación, umbral), el software utilizado es SNNS (software libre Stuttgart Neural Network Simulator).
Una neurona está formada básicamente por una "función de activación" y una "función umbral o de salida". Un conjunto de neuronas forma lo que se llama una capa. A su vez las neuronas de estas capas pueden conectarse a las neuronas de otras capas o recursivamente unirse a sí mismas lo que permite construir estructuras complejas conectadas. Existen muchos tipos distintos de arquitecturas y topologías de redes neuronales artificiales. Las características que diferencian los distintos tipos de redes son: la arquitectura, el método de enseñanza y la estrategia de entrenamiento.

El procedimiento de validación de las redes neuronales se basó en un conjunto de análisis sobre las series de residuos (análisis de la función de autocorrelación simple y parcial, de valores calculados como la diferencia entre los valores de escurrimiento observados y los calculados por la red). Para comprobar en los modelos el grado de ajuste a los datos de entrenamiento, la capacidad de generalización fuera del conjunto de entrenamiento y detectar problemas de sobre entrenamiento (Overfitting), calibramos las redes con los ejemplos de entrenamiento, comprobamos la bondad de ajuste con los ejemplos de validación y finalmente probamos la capacidad de pronósticos con el subconjunto seleccionado para test (verdadero pronóstico). Es importante destacar que para calibrar solo debe utilizarse el subconjunto de entrenamiento, la validación es una etapa que debe realizarse simultánea al proceso de calibración con ejemplos que no son usados para entrenar (subconjunto de validación). Para la visualización y guía de entrenamiento usamos el estadístico suma de errores cuadráticos, (SSE) y para la verificación de residuos la función de autocorrelación simple y parcial.

La detección de coeficientes de autocorrelación de la serie de residuos que superen un determinado nivel de confianza, indica problemas en la identificación de las variables de entrada, o bien una arquitectura defectuosa de la red para capturar toda la información predecible.

RÍO NEUQUÉN

En primer lugar, con la idea de representar todas las estaciones hidrológicas con un solo modelo, ensayamos el comportamiento predictivo de un modelo ANNs feedforward de arquitectura 10-5-5-1 (10 neuronas de entrada, 10 neuronas ocultas en dos capas y 1 neuronas de salida) entrenado mediante el método de aprendizaje backpropagation momentum.
Inicializamos la red con valores aleatorios entre –1 y 1. Estudiamos el proceso de

convergencia del método backpropagation y probamos distintas tasas de aprendizaje y distintos coeficientes de momentum. En total construimos tantas tuplas como ejemplos disponibles, para nuestro caso obtuvimos 292 de conjuntos de tuplas (patrones entrada-salida), 92 para entrenamiento, 67 validación y 33 test.

Todos los valores incluidos en las tuplas los escalamos de –0,7 a 0,7 con el fin de homogeneizar las magnitudes de las distintas variables, utilizar la función Sigmoide como función de activación a la salida de la red y para poder extrapolar valores de salida superiores a los usados en el entrenamiento de la red (evitar saturación de las funciones e activación neuronal).

El análisis de los valores de SSE (Suma de errores cuadráticos) obtenidos en la predicción del patrón de Test indica que la red entrenada presenta una mejor capacidad de generalización para los 70000 ciclos de entrenamiento.

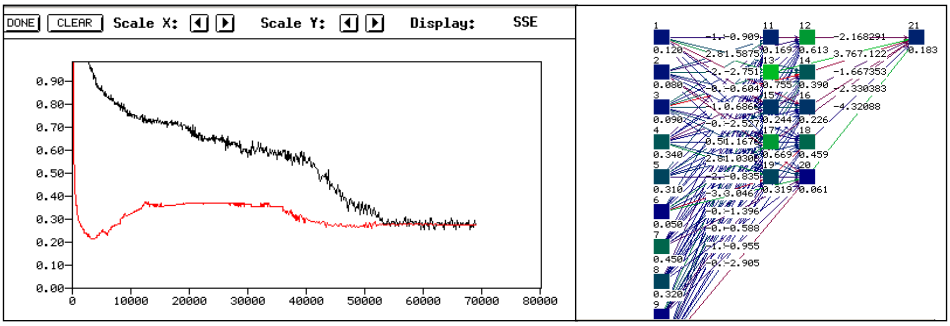


Figura2.- Modelo Rio Neuquén SNNS, curvas de Entrenamiento (rojo) y validación (negro), Arquitectura

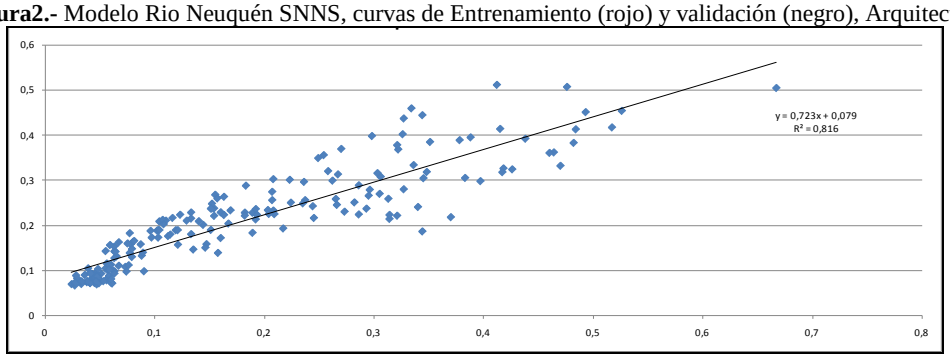


Figura3.- Modelo Rio Neuquén, Dispersión del Pronóstico

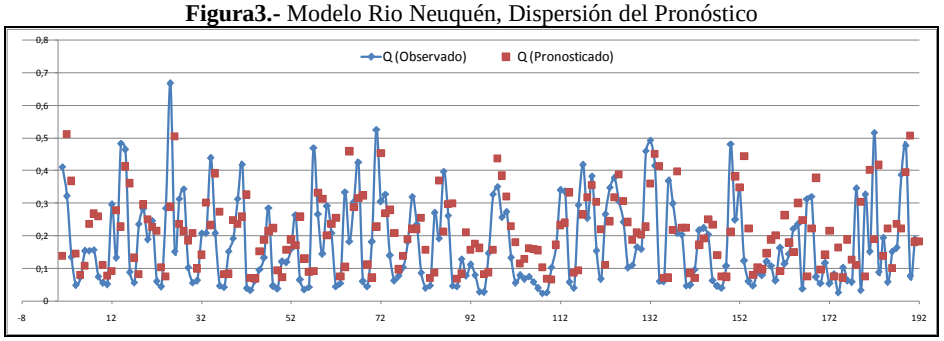


Figura4.- Modelo Rio Neuquén, Caudal Observado vs Caudal calculado por la red ANN

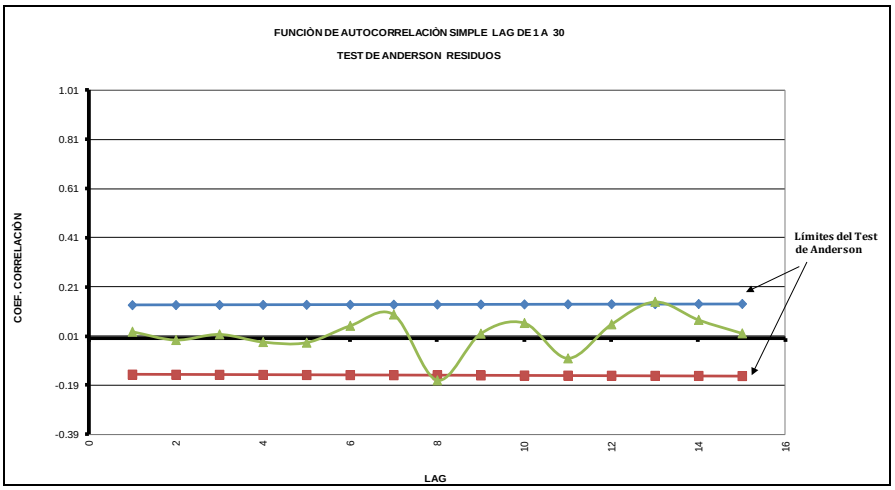


Figura5.- Modelo Rio Neuquén, Residuos

En el estudio realizado para el año hidrológico completo, se puede observar (Figura 3) que el modelo calcula bien los caudales bajos y normales; pero presenta mayor dispersión en el cálculo de las crecidas. La selección de variables explicativas fue la correcta ya que el análisis de residuos (test de Anderson) arrojó que la serie era un ruido blanco. Por ello decidimos subdividir el modelo en 3 modelos, cada uno especializado en un período hidrológico diferente (ANN estiaje, ANN otoño y ANN estiaje). Los resultados fueron excelentes.

MODELO ANN ESTIAJE RÍO NEUQUÉN:

Tuplas de entrenamiento: 72 patrones, validación: 30 patrones, test: 27 patrones.

Arquitectura 13-4-1. El análisis de los valores de SSE (Suma de errores cuadráticos) obtenidos en la predicción del patrón de Test indica que la red entrenada presenta una mejor capacidad de generalización para los 350000 ciclos de entrenamiento.

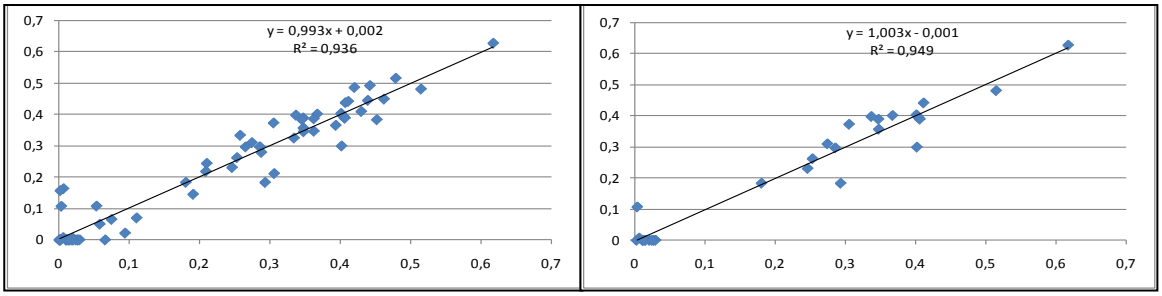


Figura5.- Modelo Rio Neuquén Estiaje SNNS, Dispersión Entrenamiento (izq) y Validación (der)

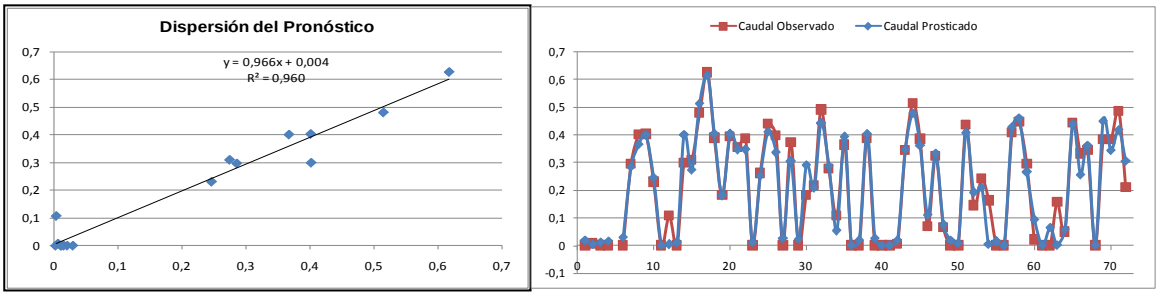


Figura6.- Modelo Rio Neuquén Estiaje, Dispersión Test, Caudal Observado vs Caudal calculad por red ANN

MODELO ANN OTOÑO RÍO NEUQUÉN:

Se armaron 56 tuplas de entrenamiento, 22 tuplas de validación y 13 tuplas de test. La Arquitectura seleccionada fue 13-5-1. El análisis de los valores de SSE obtenidos en la

predicción del patrón de Test indica que la red entrenada presenta una mejor capacidad de generalización para los 350000 ciclos de entrenamiento.

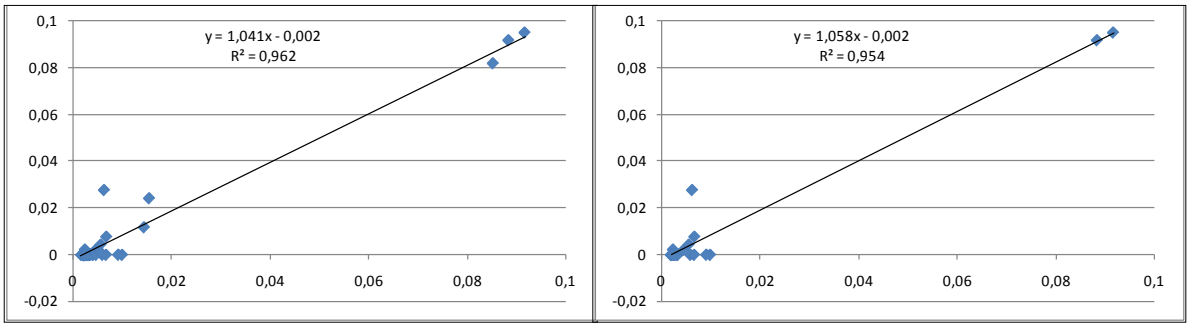


Figura7.- Modelo Rio Neuquén Otoño SNNS, Dispersión Entrenamiento (izq) y Validación (der)

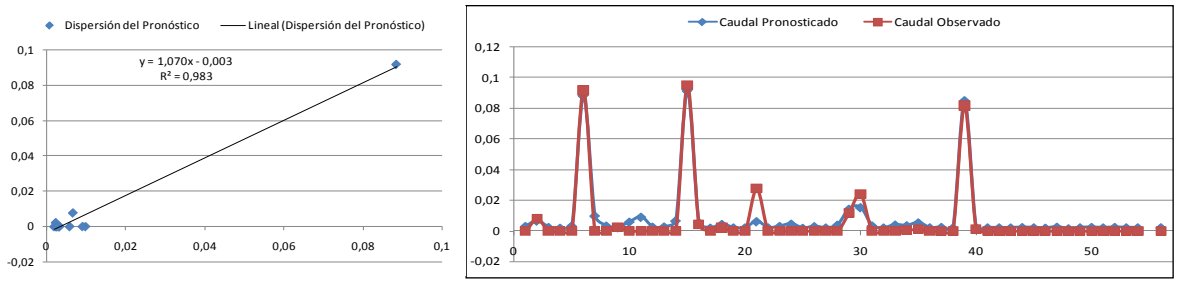


Figura8.- Modelo Rio Neuquén Otoño, Dispersión Test, Caudal Observado vs Caudal calculado red ANN

MODELO ANN PRIMAVERA RÍO NEUQUÉN:

Tuplas de entrenamiento: 43 patrones, validación: 19 patrones, test: 19 patrones.
Arquitectura 13-5-5-1. El análisis de los valores de SSE obtenidos en la predicción del patrón de Test indica que la red entrenada presenta una mejor capacidad de generalización para los 400000 ciclos de entrenamiento.

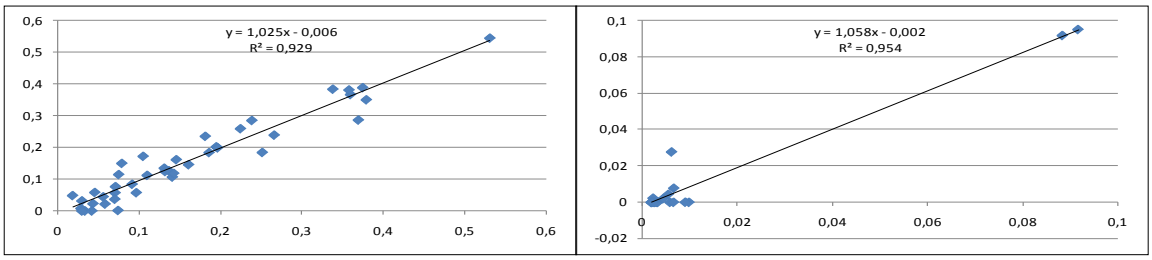


Figura9.- Modelo Rio Neuquén Primavera SNNS, Dispersión Entrenamiento (izq) y Validación (der)

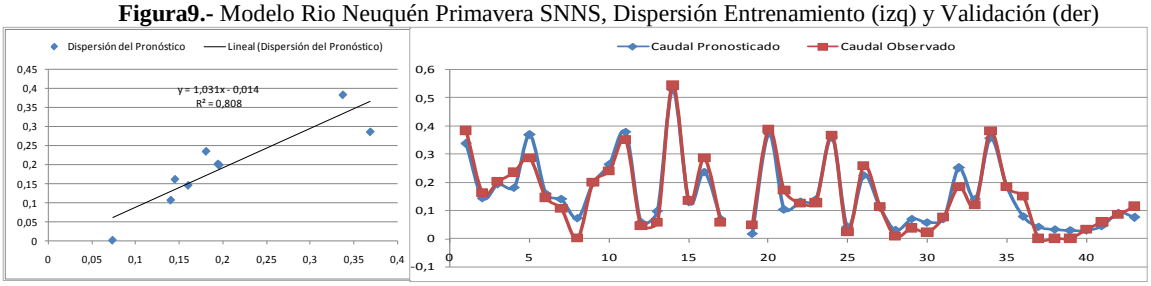


Figura10.- Modelo Rio Neuquén Primavera, Dispersión Test, Caudal Observado vs Caudal calculado red ANN

RÍO LIMAY

En este caso comprobamos el buen comportamiento predictivo de un modelo ANNs feedforward de arquitectura 8-2-1 (8 neuronas de entrada, 2 neuronas ocultas y 1 neuronas de

salida) entrenado mediante el método de aprendizaje backpropagation momentum. Estudiamos el proceso de convergencia del método backpropagation y probamos distintas tasas de aprendizaje. Pudimos armar 115 de conjuntos de tuplas (patrones entrada-salida), 62 para entrenamiento, 35 validación y 18 test. Al igual que en el caso del Neuquén todos los valores incluidos en las tuplas fueron escalados de –0,7 a 0,7. El análisis de los valores de SSE obtenidos en la predicción del patrón de Test indica que la red entrenada presenta una mejor capacidad de generalización para los 175000 ciclos de entrenamiento.

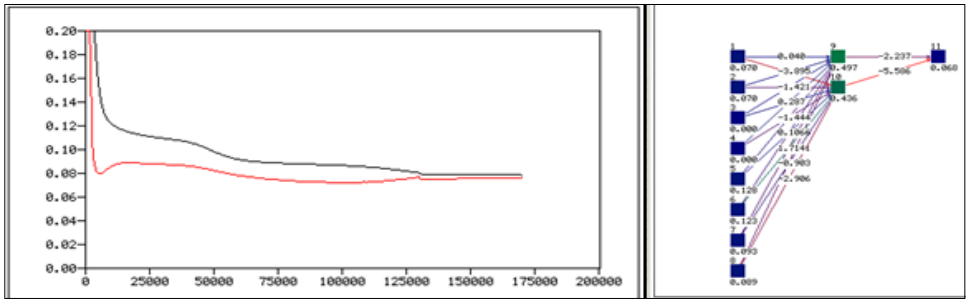


Figura11.- Modelo Rio Limay SNNS, curvas de Entrenamiento (roja) y Validación (negra), Arquitectura

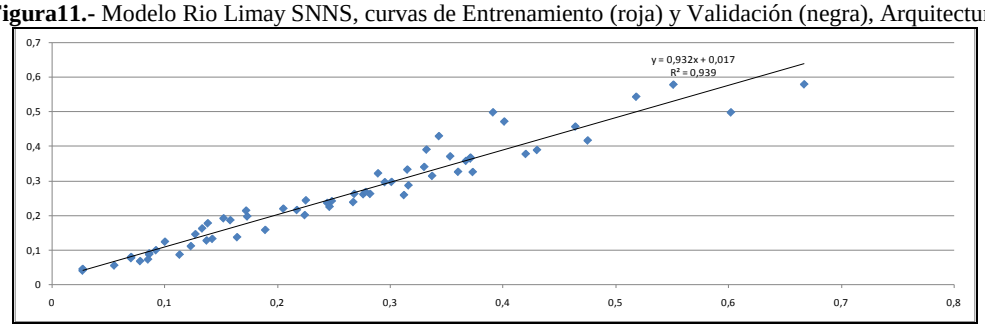


Figura12.- Modelo Rio Limay, Dispersión del cálculo red ANN (todos los subconjuntos)

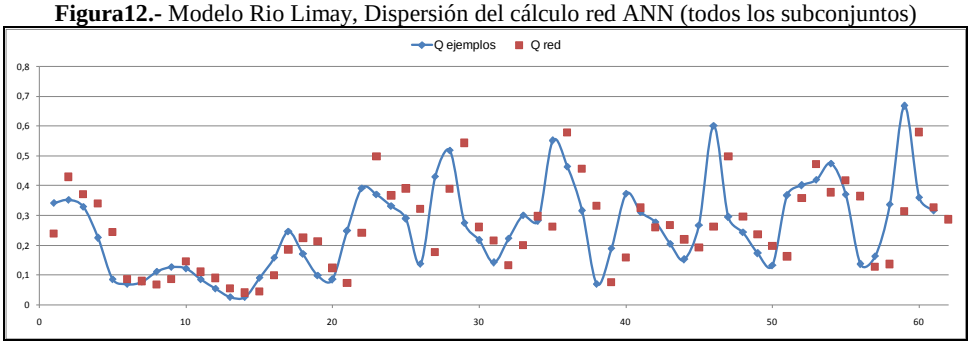


Figura13.- Modelo Rio Limay, Caudal Observado vs Caudal calculado red ANN

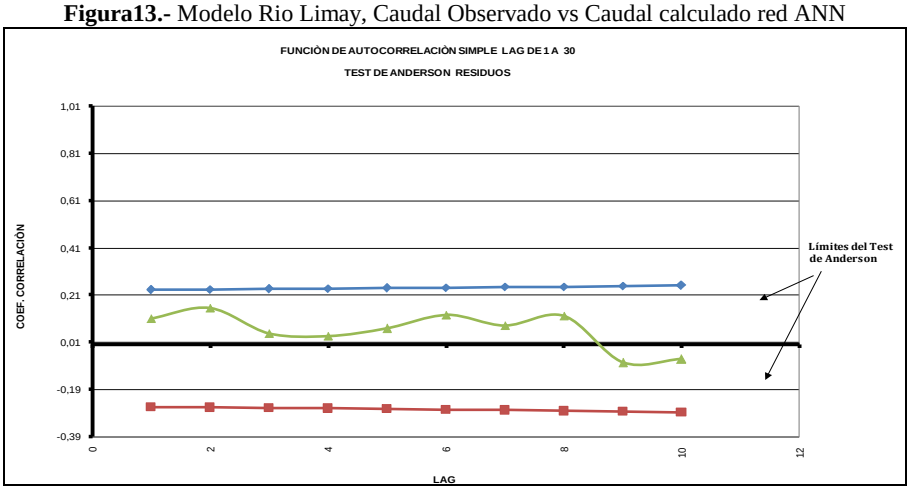


Figura14.- Modelo Rio Limay, Residuos

MODELO ANN ESTIAJE RÍO LIMAY:

Obtuvimos 28 tuplas de entrenamiento, 10 tuplas para validación y 5 tuplas para test.
La mejor Arquitectura fue 8-4-1. El análisis de los valores de SSE obtenidos en la predicción del patrón de Test indica que la red entrenada presenta una mejor capacidad de generalización para los 400000 ciclos de entrenamiento.

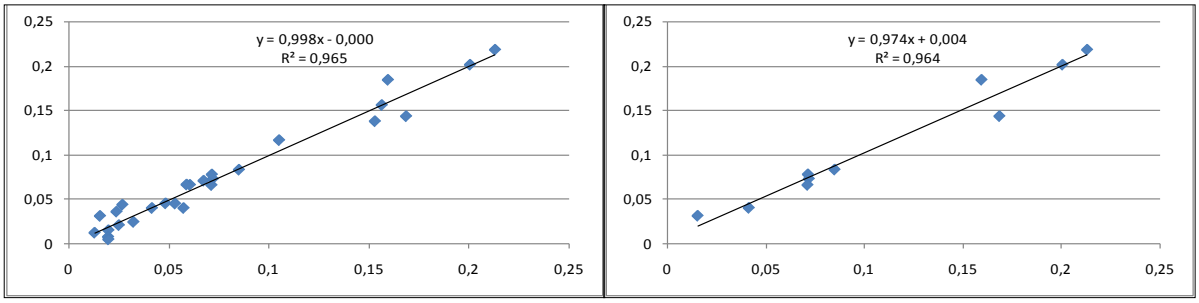


Figura15.- Modelo Rio Limay Estiaje SNNS, Dispersión Entrenamiento (izq) y Validación (der)

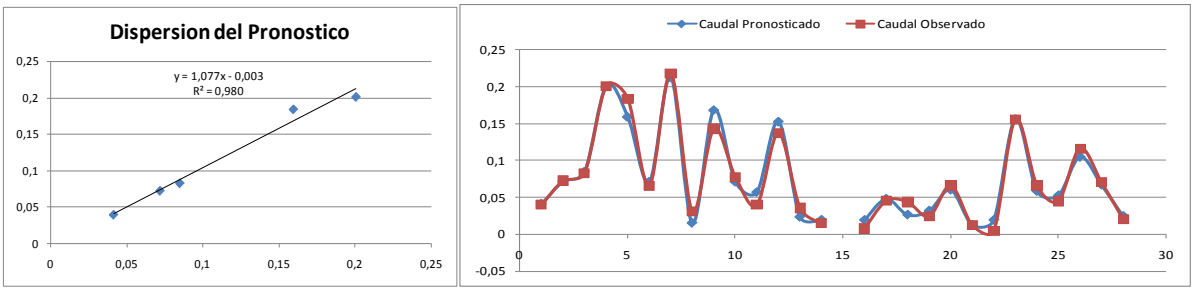


Figura16.- Modelo Rio Limay Estiaje, Dispersión Test, Caudal Observado vs Caudal calculado red ANN

MODELO ANN OTOÑO RÍO LIMAY:

Tuplas de entrenamiento: 24 patrones, validación: 8 patrones, test: 4 patrones.
Arquitectura 8-4-1. El análisis de los valores de SSE obtenidos en la predicción del patrón de Test indica que la red entrenada presenta una mejor capacidad de generalización para los 380000 ciclos de entrenamiento.

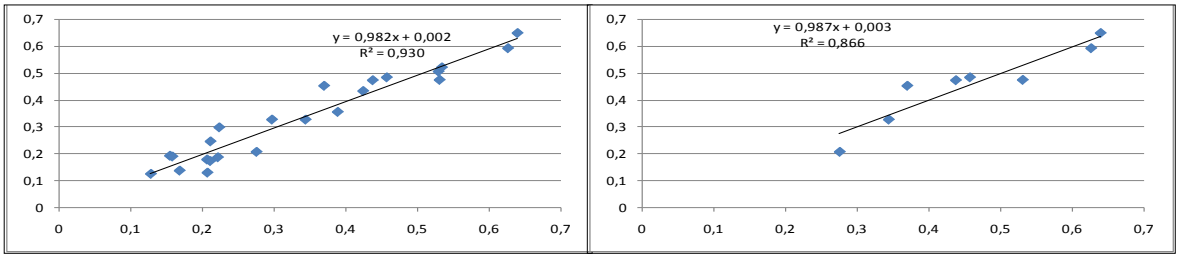


Figura17.- Modelo Rio Limay Otoño SNNS, Dispersión Entrenamiento (izq) y Validación (der)

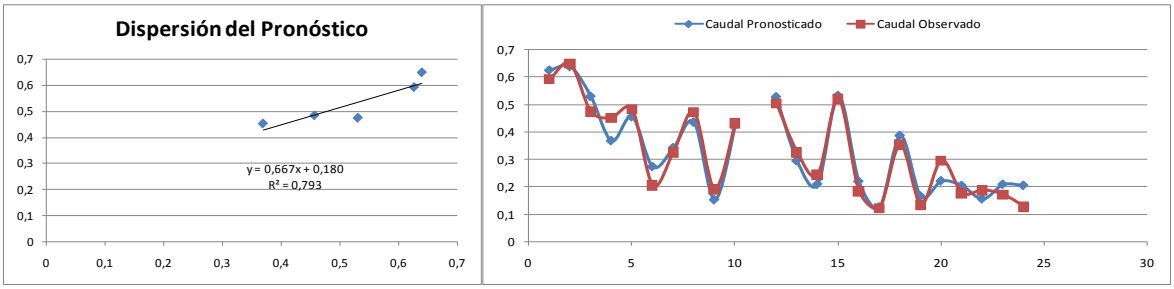


Figura18.- Modelo Rio Limay Otoño, Dispersión Test, Caudal Observado vs Caudal calculado red ANN

MODELO ANN PRIMAVERA RÍO LIMAY:

Tuplas de entrenamiento: 17 patrones, validación: 5 patrones, test: 3 patrones.
Arquitectura 8-4-1. El análisis de los valores de SSE obtenidos en la predicción del patrón de Test indica que la red entrenada presenta una mejor capacidad de generalización para los 380000 ciclos de entrenamiento.

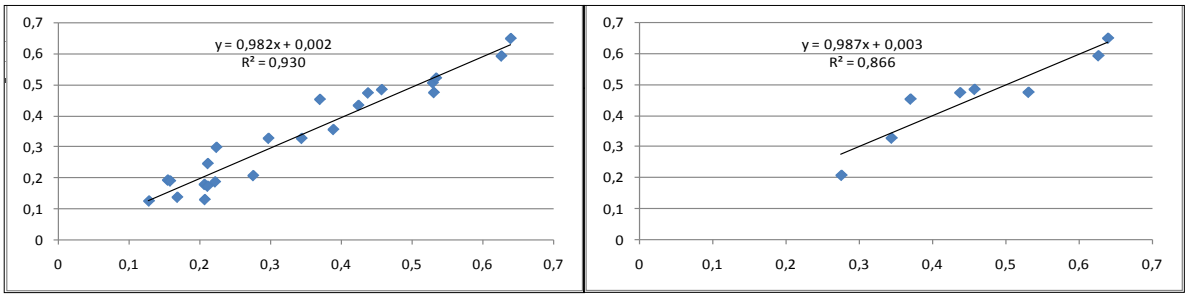


Figura19.- Modelo Rio Limay Primavera SNNS, Dispersión Entrenamiento (izq) y Validación (der)

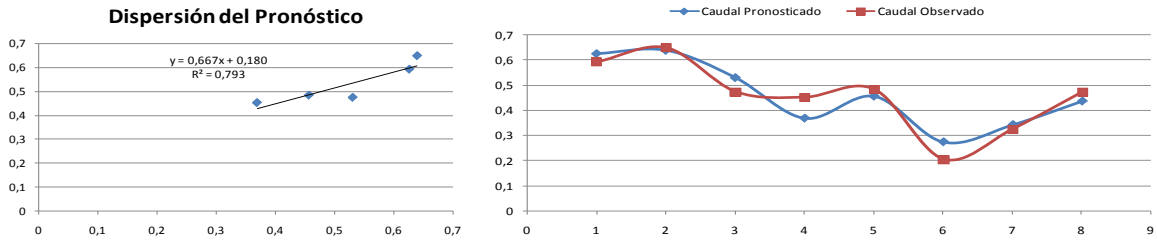


Figura20.- Modelo Rio Limay Primavera, Dispersión Test, Caudal Observado vs Caudal calculado red ANN

RÍO COLLÓN CURA:

Comprobamos el buen comportamiento predictivo de un modelo ANNs feedforward de arquitectura 5-2-2-1 (5 neuronas de entrada, 4 neuronas ocultas en dos capas y 1 neuronas de salida) entrenado mediante el método de aprendizaje backpropagation. Se inicializó la red con valores aleatorios entre –1 y 1. Estudiamos el proceso de convergencia del método backpropagation y probamos distintas tasas de aprendizaje. En total armamos 262 conjuntos de tuplas (patrones entrada-salida), 132 para entrenamiento, 78 validación y 52 test. Todos los valores incluidos en las tuplas fueron escalados de –0,7 a 0,7. El análisis de los valores de SSE obtenidos en la predicción del patrón de Test indica que la red entrenada presenta una mejor capacidad de generalización para los 340 000 ciclos de entrenamiento.

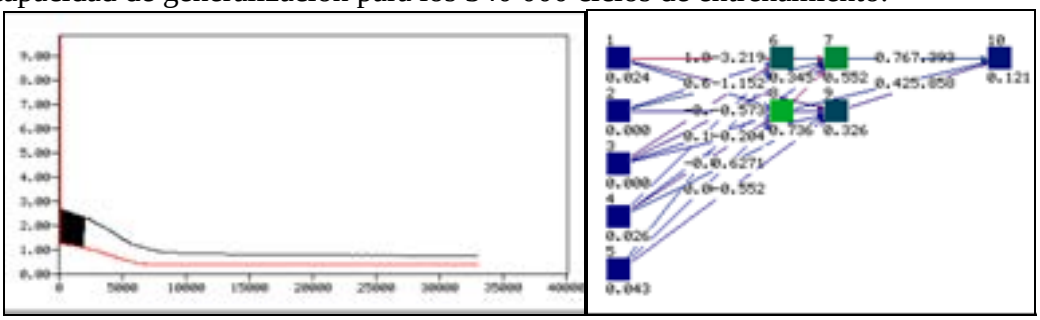


Figura21.- Modelo Rio Collón Cura SNNS, curva Entrenamiento (negro) y validación (rojo), Arquitectura

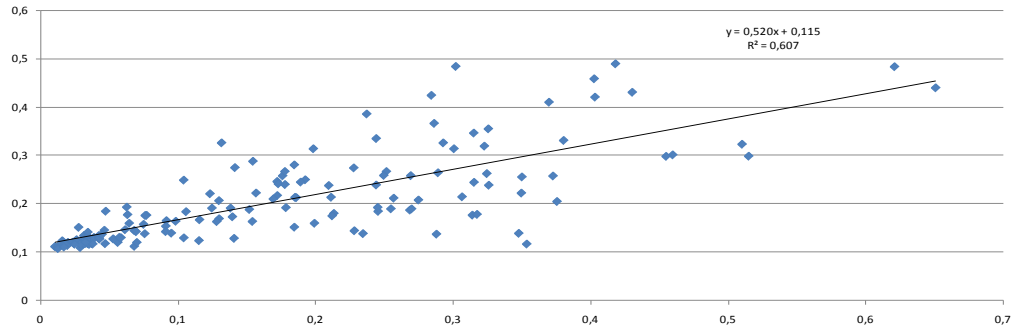


Figura22.- Modelo Rio Collón Cura, Dispersión del cálculo red ANN (todos los subconjuntos)

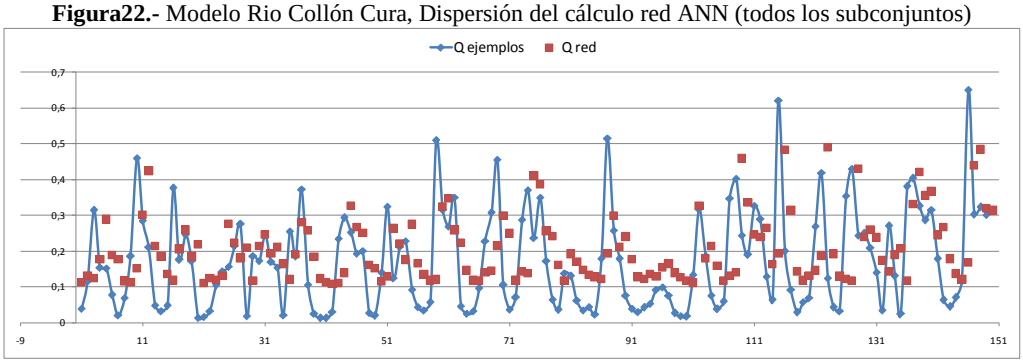


Figura23.- Modelo Rio Collón Cura, Caudal Observado vs Caudal calculado red ANN

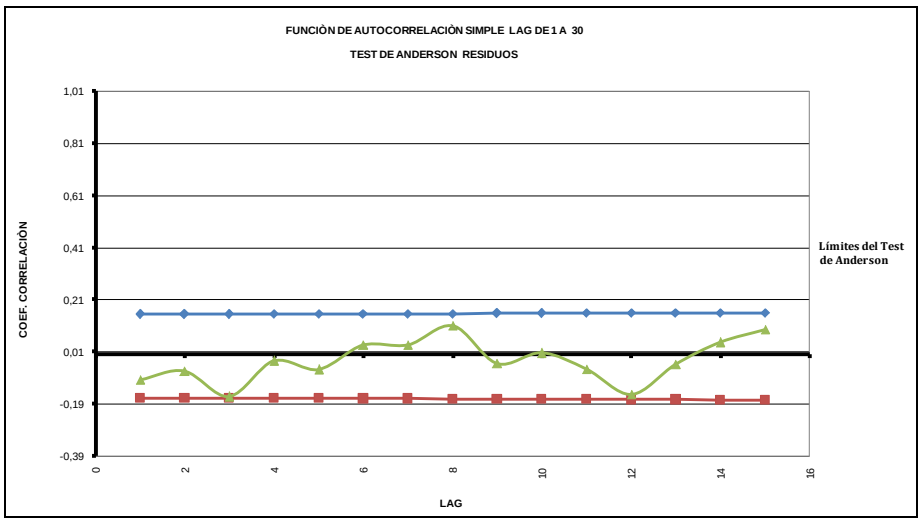


Figura24.- Modelo Rio Collón Cura, Residuos

El Modelo para el Rio Collón Cura, anteriormente descripto; la serie se ajusta bien a caudales bajos y normales; pero no interpreta bien las crecidas por lo que calibramos modelos estacionales.

MODELO ANN ESTIAJE RÍO COLLÓN CURA:

Tuplas de entrenamiento: 64 patrones, validación: 26 patrones y test: 14 patrones.

Arquitectura 5-5-1. El análisis de los valores de SSE obtenidos en la predicción del patrón de Test indica que la red entrenada presenta una mejor capacidad de generalización para los 400000 ciclos de entrenamiento.

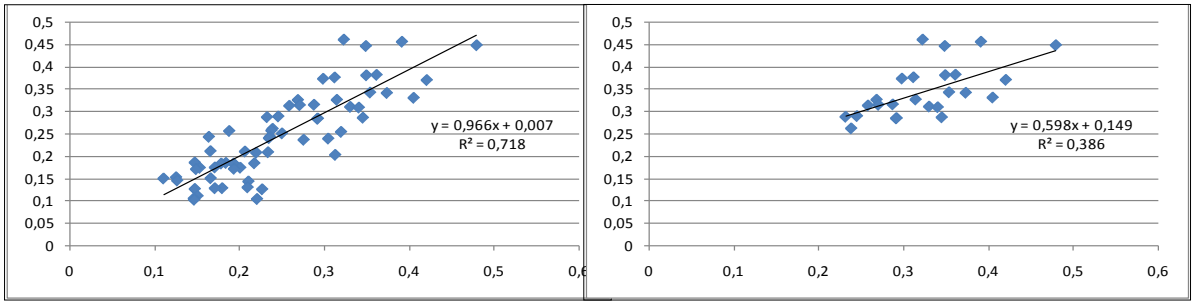


Figura25.- Modelo Rio Collón Cura Estiaje SNNS, Dispersión Entrenamiento (izq) y Validación (der)

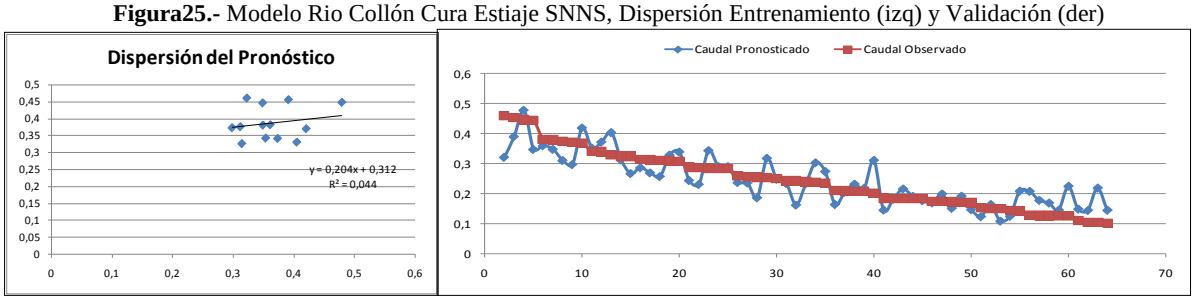


Figura26.- Modelo Rio Collón Cura Estiaje, Dispersión Test, Caudal Observado vs Caudal calculado red ANN

Se puede observar que el Modelo ANN Estiaje del Rio Collón Cura presentó problemas durante la etapa de validación, esto implica que es necesario incorporar otras variables explicativas adicionales, como ser el nivel de lagos con los cuales no contábamos.

MODELO ANN OTOÑO RÍO COLLÓN CURA:

Tuplas de entrenamiento: 53 patrones, validación: 20 patrones, test: 12 patrones.

Arquitectura 5-7-1. El análisis de los valores de SSE obtenidos en la predicción del patrón de Test indica que la red entrenada presenta una mejor capacidad de generalización para los 240000 ciclos de entrenamiento.

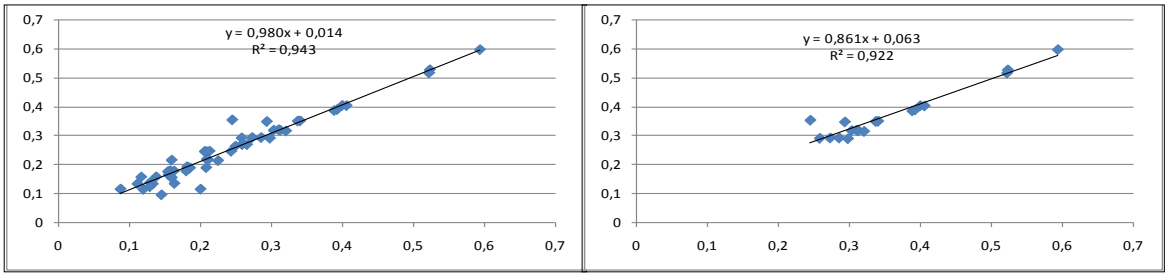


Figura27.- Modelo Rio Collón Cura Otoño SNNS, Dispersión Entrenamiento (izq) y Validación (der)

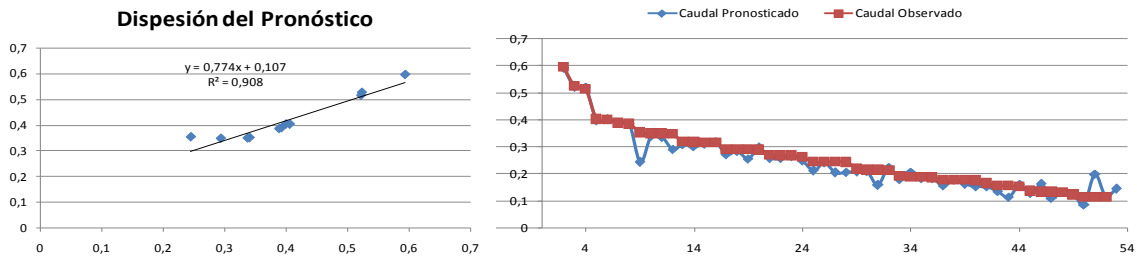


Figura28.- Modelo Rio Collón Cura Otoño, Dispersión Test, Caudal Observado vs Caudal calculado red ANN

MODELO ANN PRIMAVERA RÍO COLLÓN CURA:

Tuplas de entrenamiento: 40 patrones, validación: 16 patrones, test: 8 patrones.

Arquitectura 5-5-1. El análisis de los valores de SSE obtenidos en la predicción del patrón de Test indica que la red entrenada presenta una mejor capacidad de generalización para los 30000 ciclos de entrenamiento.

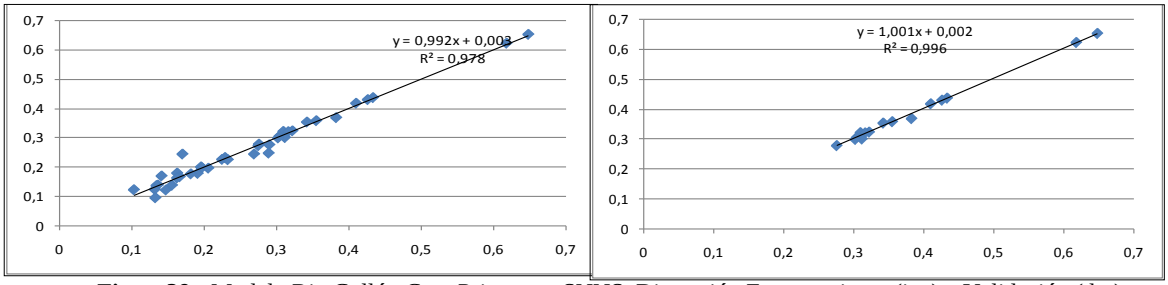


Figura29.- Modelo Rio Collón Cura Primavera SNNS, Dispersión Entrenamiento (izq) y Validación (der)

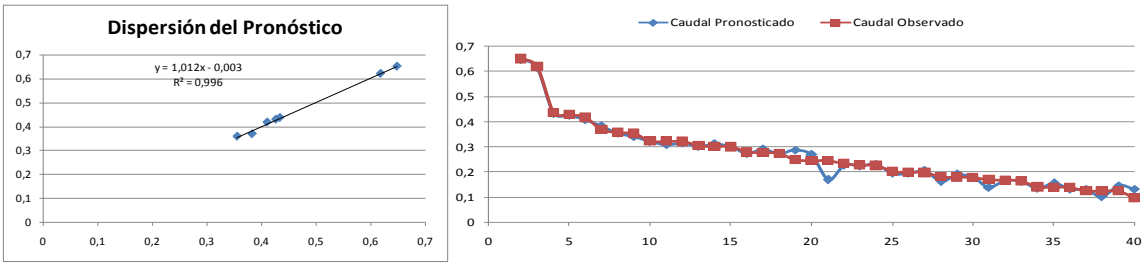


Figura30.- Modelo Rio Collón Cura Primavera, Dispersión Test, Caudal Observado vs Caudal calculado red ANN

RESULTADOS

Modelos ANNs para el año hidrológico completo para los ríos Neuquén, Limay y Collón Cura.

Tabla 1.- Modelos Redes Neuronales Artificialnes ANNs

Río	Ciclos	SSE	Dispersión
Neuquén	7000	0.215	0.81
Limay	175000	0.06	0.932
Collón Cura	340000	0.48	0.6

Debido al comportamiento hidrológico característico de los ríos, se ajustó un Modelo para cada período del año para cada uno de los ríos: Estiaje: Noviembre, Diciembre, Enero, Febrero y Marzo. Otoño: Abril, Mayo, Junio y Julio. Primavera: Agosto, Setiembre y Octubre.

Tabla 2.- Modelos Redes N. A. ANNs, Periodos Neuquén

Neuquén	Arquitectura	Tuplas	Entrena	Valida	Test
Estiaje	13-4-1	129	72	30	27
Otoño	13-5-1	91	56	22	13
Primavera	13-5-5-1	81	43	19	19

Tabla 3.- Modelos Redes N. A. ANNs, Periodos Neuquén

Neuquén	Ciclos	SSE	Dispersión
Estiaje	350000	0.215	0.932
Otoño	350000	0.06	0.962
Primavera	400000	0.48	0.929

Tabla 4.- Modelos Redes N. A. ANNs, Periodos Limay

Limay	Arquitectura	Tuplas	Entrena	Valida	Test
Estiaje	8-4-1	43	28	10	5
Otoño	8-4-1	36	24	8	4
Primavera	8-4-1	25	17	5	3

Tabla 5.- Modelos Redes N. A. ANNs, Periodos Limay

Limay	Ciclos	SSE	Dispersión
Estiaje	400000	0.03	0.965
Otoño	380000	0.08	0.93
Primavera	400000	0.05	0.93

Tabla 6.- Modelos Redes N. A. ANNs, Periodos Collón Curá

Collón Cura	Arquitectura	Tuplas	Entrena	Valida	Test
Estiaje	5-5-1	104	64	26	14
Otoño	5-7-1	85	53	20	12
Primavera	5-5-1	64	40	16	8

Tabla 7.- Modelos Redes N. A. ANNs, Periodos Collón Curá

Collón Cura	Ciclos	SSE	Dispersión
Estiaje	400000	0.4	0.718
Otoño	240000	0.06	0.943
Primavera	30000	1.4	0.978

CONCLUSIONES

Pudimos ajustar modelos capaces de representar los procesos físicos de transformación lluvia-derretimiento de nieve-escurrimiento mensual de la cuenca para cada uno de los ríos Neuquén, Limay y Collón Cura. Dadas la previsión de precipitación, temperatura máxima y mínima media mensual del mes a pronosticar y los registros de precipitación y acumulación de nieve de hasta 2 meses anteriores, los modelos permiten obtener resultados de escurrimiento pronosticado con coeficientes de bondad de ajuste (en la recta de dispersión observado-pronosticado) R^2 de hasta 0.978 dependiendo del período hidrológico que se trate.

Demostramos que en ríos de hidrología compleja pluvio-nival, es necesario especializar Modelos ANNs por periodos hidrológicos (Estiaje, otoño y primavera) para lograr la mejor representación de los fenómenos físicos a nivel mensual.

En el caso del río Collón Curá, la gran influencia reguladora de caudales que introducen los lagos naturales en el escurrimiento de la cuenca, se debe incorporar, como variables explicativas durante el estiaje, a los niveles antecedentes de los lagos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Dölling O. (1999). "Entrenamiento de Redes Neuronales Feedforward para la Predicción de Escurrimientos en Cuencas Pluvio-Nivales con Ejemplos Escasos". "SEMINARIO DE DOCTORADO" Santiago de Chile-

Dölling, O. (2000) “Utilización de redes neuronales artificiales al pronóstico de caudales en cuencas con Precipitación Nival”. “XVIII Congreso Nacional del Agua” Argentina, Santiago del Estero, Termas de Río Hondo.

Dölling, O., Varas, E. (2000). Pronóstico de caudales en cuencas nivales usando redes neuronales artificiales. XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica” Argentina, Córdoba.

Dölling O. y Varas E. (2000). “Operación de sistemas de recursos de agua multipropósito usando un modelo de simulación de procesos”. Ingeniería Hidráulica en México Vol. XV, número 2/mayo-Agosto 2000.pp. 5-18.

Dölling O. (2001) “Sistemas De Apoyo A La Gestión Integral De Cuencas Hidrográficas.” Tesis Dotoral. Editado por PHI- UNESCO- ISBN 92-9089-072-X.. UNESCO publicado en su Biblioteca virtual de la página http://www.unesco.org.uy/phi/bibli.htm de Internet. 201 pp..

Dölling, O. y Varas E. (2002) Artificial Neural Networks For Streamflow Prediction, Journal of Hydraulic Research, Vol. 40, nº 5, pp 547-554.

Dölling O. y Varas E. (2003) "Sistema de apoyo a la operación de sistemas hídricos con propósitos múltiples, SARH-2000". Trabajo de 34 páginas Editado por la revista Ingeniería Hidráulica en México y publicado en el Volumen XVIII, número 1.

DETERMINAÇÃO DA EFICIÊNCIA DE DRENAGEM DE PAVIMENTO INTERTRAVADO DE CONCRETO PERMEÁVEL SOB DIFERENTES INTENSIDADES DE PRECIPITAÇÃO

Angelo Magno dos Santos e Silva
Estudante, Fundação Universidade Federal do Pampa, Brasil
Alegrete-RS, +5555991341027, angelo.magno.eng@gmail.com
Adriana Gindri Salbego
Professor Orientador, Fundação Universidade Federal do Pampa, Brasil
Alegrete-RS, +5555999995244, adrianasalbego@unipampa.edu.br

RESUMO

Um dos transtornos encontrados pela população dos centros urbanos decorre do crescimento urbano desordenado, que traz consigo o aumento de áreas impermeabilizadas, modificando as condições de infiltração de água no solo e consequentemente ocasionando aumento do volume de escoamento superficial. Um dos objetos de pesquisa é o pavimento permeável, uma vez que este possibilite à condições de drenagem, contribuindo assim na redução do escoamento superficial. Este trabalho apresenta dados obtidos por meio de ensaios realizados onde buscou-se conhecer a eficiência de drenagem de um pavimento intertravado de concreto permeável para utilização no município de Alegrete – RS. Com base em referências bibliográficas foram determinados parâmetros como tempo de retorno, capacidade de infiltração do solo da área de estudo e intensidade de precipitação máxima. Para realização dos ensaios foi construído um simulador de chuva capaz de simular diferentes intensidades de precipitação. As precipitações foram aplicadas em uma área de 1 m² com declividade de 5%, assentada sobre o reservatório de pedras previamente dimensionado. Para a obtenção dos dados realizou-se a leitura do reservatório que alimentava o sistema no momento em que ensaio era iniciado e em seu término. Sendo conhecidos estes valores foi determinada a capacidade de infiltração através das equações referenciadas.

Palavras-chave: drenagem, escoamento superficial, pavimento permeável.

ABSTRACT

One of the problems encountered by the population of the urban centers is the disordered urban growth, which brings with it the increase of waterproofed areas, modifying the conditions of infiltration of water in the soil and consequently causing an increase in the volume of surface runoff. One of the research objects is the permeable pavement, since this enables drainage conditions, thus contributing to the reduction of surface runoff. This work presents data obtained through tests carried out in order to know the drainage efficiency of a permeable concrete interlocking pavement for use in the city of Alegrete - RS. Based on bibliographical references, parameters such as time of return, soil infiltration capacity of the study area and maximum precipitation intensity were determined. For the accomplishment of the tests a rain simulator was constructed able to simulate different intensities of precipitation. The precipitations were applied in an area of 1 m² with slope of 5%, seated on the reservoir of stones previously dimensioned. In order to obtain the data, the reservoir was fed to the system at the time the test was started and at the end of the test. These values being known, the infiltration capacity through the referenced equations was determined.

Keywords: drainage, runoff, permeable paving.

INTRODUÇÃO

O processo de urbanização acarreta diversos benefícios e melhorias na qualidade de vida da população. Entretanto, este processo muitas vezes gera transtornos à população, principalmente se o crescimento ocorrer de maneira desordenada.

Um dos problemas gerados nos grandes centros urbanos devido ao intenso processo de urbanização existente no século XX e que continua acontecendo atualmente, se dá devido às extensas áreas que são impermeabilizadas, incrementando assim o escoamento superficial, fazendo com que os sistemas de drenagem urbana sejam ineficientes, tendo como consequência grandes enchentes (MOURA, 2005).

Buscando então uma redução dos impactos gerados devido ao aumento do escoamento superficial, vem se pesquisando alternativas de pavimentação que possibilitem melhoria no sistema de drenagem das águas pluviais. Sabe-se que as impermeabilizações mais convencionais como asfaltamento de ruas e avenidas, grandes edificações, pavimentação de calçadas e outros meios de impermeabilização decorrentes do processo de urbanização, de maneira geral possibilitam pouca drenagem das águas pluviais. Consequentemente, são gerados grandes volumes de escoamento superficial das águas pluviais (TUCCI, 2000).

De acordo com Tucci (2000), uma impermeabilização de 7% do lote aumenta o escoamento superficial 2,15 vezes em relação ao volume escoado em condição rural. Com isso, comprova-se necessário a implantação de alternativas de pavimentação que reduzam o escoamento superficial, permitindo assim a infiltração desta água no solo ou direcionando-a às redes de drenagem, trabalhando desta maneira de forma conjunta com as redes de drenagem pluvial, reduzindo as falhas ocorrentes devido ao incremento do volume escoado das águas pluviais.
Dentre as alternativas que visam reduzir os problemas gerados com as impermeabilizações urbanas, buscando fornecer condições mais próximas as originais no que se refere à retenção de águas, está o pavimento permeável.

Pavimento permeável é um recurso de infiltração onde o escoamento superficial é desviado por meio de uma superfície permeável, sendo direcionado a um reservatório de pedras localizado sob a superfície do terreno (URBONAS; STAHRE, 1993). Segundo Ferguson (2006), pavimentos permeáveis são aqueles que por meio de vazios internos possibilitam a passagem de água. Esta água pode ser conduzida para reservatórios para posterior tratamento e utilização, direcionada para as redes de drenagem ou simplesmente ser absorvida pelo subsolo, dependendo de sua capacidade de infiltração.

Batezini (2013, p. 20), diz que “existem três tipos de pavimentos permeáveis: pavimento de concreto asfáltico poroso; pavimento de concreto permeável; e pavimento de blocos de concreto intertravados permeável”. Em alguns países europeus e nos Estados Unidos, as utilizações deste tipo de pavimento, que visa à diminuição de problemas provenientes das impermeabilizações urbanas, já se dão há mais de trinta anos.

No Brasil, a implementação destes pavimentos é mais recente, fazendo com que sejam mais escassas as informações referentes à temática. Desde 2007, a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) vem se dedicando a pesquisas com pavimentos permeáveis, comprovando que este tipo de material possui boa adaptação ao meio urbano, principalmente se utilizado em estacionamentos, pátios e ruas de tráfego leve, trazendo soluções para as enchentes nos grandes centros urbanos.

No contexto apresentado, o presente trabalho se justifica pelo fato de que trata da capacidade de retenção do escoamento superficial com o uso de pavimentos permeáveis, sob as condições de clima e solo presentes no município de Alegrete, com vistas a reduzir os efeitos oriundos

da impermeabilização do solo devido ao processo de urbanização.

MATERIAIS E MÉTODOS

O estudo foi realizado em um módulo experimental no campus Alegrete – Unipampa, constituído por revestimento de blocos intertravados de concreto permeável, com área de 1 m², objetivando determinar a eficiência de infiltração sob diferentes intensidades de precipitação.

O pavimento permeável foi montado sobre uma base de brita, denominado reservatório de pedras, com uma inclinação de 5%, conforme recomendado por Marchioni e Silva (2011), uma vez que a declividade do pavimento influencia na velocidade do escoamento superficial, que por sua vez pode interferir na capacidade de infiltração do pavimento. A superfície ensaiada no experimento é composta de revestimento de blocos intertravados de concreto permeável (Figura 1).

Figura 1 - Blocos assentados para execução do ensaio

O bloco permeável de concreto apresenta as seguintes dimensões: 10cm x 20cm x 6cm (largura x comprimento x espessura), resistência mecânica mínima de 20 MPa, sendo recomendando sua utilização para tráfego de pedestres e veículos leves, conforme critérios estabelecidos pela NBR 16416:2015 – Pavimentos Permeáveis de Concreto.

Em relação à base necessária para assentamento do pavimento permeável e respectivo processo de infiltração, faz-se necessário o dimensionamento do reservatório de pedras. No

presente estudo, adotou-se o sistema de infiltração total. De acordo com Araújo, Tucci e Goldenfum (2000), o dimensionamento poderá ser realizado através da seguinte expressão:

$$Vr = (ip + c - ie) * td \quad (1)$$

onde Vr é o volume de chuva a ser retido pelo reservatório em mm; ip é a intensidade máxima de chuva de projeto em mm/h; c é o fator de contribuição de áreas externas ao pavimento permeável, sendo para o experimento c=0; ie a capacidade de infiltração do solo em mm/h, e td o tempo de retorno em horas, sendo adotado 15 minutos.

Conhecendo Vr determinou-se o valor de H, sendo este a altura mínima determinada para o reservatório de pedras (ARAÚJO; TUCCI; GOLDENFUM, 2000):

$$H = \frac{Vr}{n} \quad (2)$$

onde n é a porosidade da brita, sendo adotado n = 40% (brita nº 3).

Para o dimensionamento do reservatório de pedras, buscaram-se bases bibliográficas que determinassem a capacidade de infiltração do solo local. Deste modo utilizou-se os dados apresentados por Cooper (2013), que através do método dos anéis concêntricos determinou a velocidade de infiltração do solo da região em que foram realizados os experimentos.

A etapa seguinte consistiu na montagem in loco do simulador de chuva (Figura 2), com o objetivo de simular diferentes intensidades de precipitação, verificando assim a eficiência dos blocos utilizados quanto a sua capacidade de drenagem.

Figura 2 - Simulador de chuva utilizado na pesquisa

A intensidade média de precipitação foi obtida através da equação de chuvas intensas, com parâmetros que representam a região em estudo - município de Alegrete/RS, definidos por Denardin e Freitas (1982), disponível no software Pluvio 2.1, da Universidade Federal de Viçosa. Adotando-se um tempo de retorno de 10 anos, com um tempo de precipitação de 15

minutos, foi determinado a intensidade média de precipitação.

Para a quantificação do escoamento superficial, foi determinada a umidade inicial do solo no momento da execução de cada ensaio, seguido da aplicação de precipitações variáveis, através do simulador projetado sobre o pavimento ensaiado, onde efetuou-se o registro das variações do nível de água do reservatório que alimentou o simulador.

Foi montada uma calha coletora para captação do volume de escoamento gerado com posterior medição da variação do volume do reservatório a jusante, visando determinar o escoamento superficial gerado pelo pavimento.

Posteriormente aos ensaios, foram determinados os dados descritos a seguir:

a) Cálculo da vazão de aplicação;

$$Qapl = Ac \times \frac{\Delta he}{\Delta t} \quad (3)$$

onde Qapl é a vazão de aplicação sobre os pavimentos em m³/s; Ac é a área em planta do reservatório em m²; Δhe é a varição do nível de água no reservatório em m; e Δt é o intervalo de tempo entre as leituras em segundos.

b) Determinação da intensidade de precipitação;

$$i = \frac{Vapl_{/A}}{tapl} \quad (4)$$

onde Vapl é o volume aplicado sobre o pavimento em litros; A é a área do pavimento em m²; tapl é o tempo de aplicação em minutos e i é a intensidade de precipitação em mm/h.

c) Determinação do escoamento superficial;

Para determinação do volume escoado utilizou-se de uma calha coletora que direcionava o escoamento para um recipiente. Ao final do ensaio este volume era inserido em um proveta milimetrada, tornando assim conhecido o volume escoado, em litros por minuto (l/min).

d) Cálculo do coeficiente C pelo método racional.

Para o cálculo de coeficiente de escoamento utilizou-se a equação:

$$C = \frac{60 \times Qmáx}{i \times A} \quad (5)$$

onde C é o coeficiente de escoamento superficial, Qmáx é a vazão máxima em litros por minuto, i é a intensidade de precipitação em milímetros por hora e A é a área do pavimento em metros quadrados.

RESULTADOS

O solo da área de estudo apresentou taxa de infiltração em torno de 0,04 mm/h, considerado relativamente baixo quando objetiva-se utilizar pavimentos permeáveis para redução do escoamento superficial. Uma das justificativas encontradas está nas características do solo da região, uma vez que o munícipio de Alegrete possui predominância de solos com perfis rochosos, com baixa capacidade de infiltração (STRECK et al.,2008).

Posteriormente, foi dimensionado o reservatório de pedras, optando-se por um sistema de infiltração total, onde a água infiltrada é captada pelo solo. A intensidade de precipitação obtida através das equações de chuvas intensas, tempo de retorno de 10 anos e duração de precipitação de 15 minutos, equivale a 148,48 mm/h, a partir da qual foi determinado o volume de chuva a ser retido pelo reservatório (Vr) de 37,09 mm, o qual serviu de parâmetro para o dimensionamento da altura (H) do reservatório de pedras, sendo definido o equivalente a 92,50 mm.

Entretanto, este parâmetro encontrado é inferior ao valor mínimo recomendado para o método escolhido, que é de 150 mm, sendo então adotada a altura mínima recomendada. Para a determinação do escoamento superficial, foram utilizadas duas intensidades de precipitação, sendo uma próxima ao valor encontrado para precipitação máxima por meio das equações de chuvas intensas para o município de Alegrete e outra, uma intensidade menor, verificando assim a eficiência do bloco utilizado para ambas as intensidades.

Montado o módulo experimental, realizou-se os experimentos. Para cada teste realizado, foram feitas três repetições, para uma mesma vazão. Observou-se que os coeficientes de escoamento tiveram um acréscimo do primeiro para o terceiro ensaio. Este fato é compreensível, uma vez que houve um incremento do teor de umidade do local, mostrando que a eficiência dos pavimentos permeáveis está ligada a outros fatores.

A Tabela 1 apresenta os dados referentes ao primeiro teste realizado, no qual buscou-se uma calibragem com intensidade de precipitação próxima do valor encontrado pela equação de chuvas intensas para o município de Alegrete. Para uma intensidade de precipitação média de 138,60 mm/h, os valores de coeficiente de escoamento variaram de 0,07 a 0,09. Verifica-se que o teor de umidade do solo aumentou consideravelmente, uma vez que foram realizados em sequência, com um intervalo de 10 minutos.

Tabela 1 - Coeficientes de escoamento (ensaio 1).

Teste	Vazão aplicada (m^3/s)	Teor de umidade do solo	Intensidade média (mm/h)	Escoamento superficial (l/min)	C (Método Racional)
1	3,70E-05	6,5%	133,33	0,15	0,07
2	3,92E-05	8,04%	141,17	0,18	0,08
3	3,92E-05	10,84%	141,17	0,21	0,09

A Tabela 2 refere-se aos dados obtidos no ensaio 2, no qual utilizou-se uma intensidade de precipitação inferior à primeira, objetivando verificar como o bloco intertravado de concreto permeável se comportaria quando submetido a uma intensidade de precipitação inferior aquela encontrada como máxima para o município de Alegrete.

Tabela 2 - Coeficientes de escoamento (ensaio 2).

Teste	Vazão aplicada (m^3/s)	Teor de umidade do solo	Intensidade média (mm/h)	Escoamento superficial (l/min)	C (Método Racional)
1	2,40E-05	13,03%	86,27	0,08	0,057
2	2,61E-05	16,82%	94,11	0,10	0,065
3	2,40E-05	18,94%	86,27	0,10	0,070

Analisando a Tabela 2, verifica-se um aumento do teor de umidade em cada ensaio, uma vez que foram realizados em sequência, conforme já descrito. Porém, percebe-se também que os valores do coeficiente de escoamento foram inferiores ao ensaio 1. Conclui-se que, mesmo com o aumento do teor de umidade do solo na realização dos três últimos testes, o pavimento proporcionou melhores resultados no que se refere ao coeficiente de escoamento, mostrando um indicativo que o bloco intertravado permeável possui melhor desempenho quando sujeito a intensidades menores de precipitação.

Embora o coeficiente de escoamento tenha sofrido um decréscimo do teste 1 para o 2, explicado pela menor intensidade de precipitação utilizada entre os experimentos, nos ensaios realizados para o teste 2, os valores aumentaram da mesma forma observada no teste 1, confirmando mais uma vez que a eficiência do pavimento permeável está relacionada a parâmetros externos, como o teor de umidade do solo.

Araújo, Tucci e Goldenfun (2000), apresentam um estudo realizado onde se determinou o coeficiente de escoamento para pavimentos de concreto convencional, blocos de concreto e paralelepípedos, o qual apresentaram coeficiente de escoamento de 0,95, 0,78 e 0,6, respectivamente, enquanto que um pavimento de concreto poroso apresentou valor médio de 0,01.

CONCLUSÕES

O presente estudo visou analisar a eficiência de um pavimento intertravado permeável sob diferentes intensidades de precipitação para uma área de estudo no munícipio de Alegrete, conhecendo a contribuição destes para redução do escoamento superficial. Verifica-se que a metodologia adotada no presente estudo atendeu aos objetivos propostos, concluindo que o coeficiente de escoamento superficial do bloco intertravado de concreto permeável apresentou valores consideravelmente menores quando comparados com outros tipos de materiais comumente utilizados, validando a ideia da sua utilização para reduzir o escoamento superficial.

Foi comprovado que as condições do solo interferem na capacidade de infiltração do pavimento, pois conforme visto os valores dos coeficientes de escoamento superficial encontrados para uma mesma intensidade de precipitação aumentaram de um teste para outro. Considerando que eram realizados em sequência com um intervalo de 10 minutos entre si, confirma-se então que a eficiência da capacidade de drenagem do pavimento permeável está relacionada a parâmetros externos como o teor de umidade do solo.

Desta maneira, trabalhos que visem propagar a utilização do pavimento intertravado

permeável, como custos de implantação deste executando um comparativo com os sistemas convencionais são boas sugestões de pesquisa.

Sugere-se ainda que o conteúdo abordado neste trabalho seja apresentado ao poder público de Alegrete, sugerindo que este possa ceder incentivos fiscais para obras que utilizem pavimentos permeáveis, ou ainda que seja incluso no código de obras do munícipio a obrigatoriedade da utilização de sistemas de pavimentação que reduzam o escoamento superficial em áreas de estacionamento, pátios residenciais, parques, passeios públicos e demais locais em que a utilização do pavimento permeável se dá como boa opção.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16416: Pavimentos permeáveis de concreto - Requisitos e procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

ARAÚJO, P. R.; TUCCI, C. E. M.; GOLDENFUM, J. A.. Avaliação da eficiência dos pavimentos Permeáveis na redução de escoamento superficial. RBRH - Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, v. 5, n. 3, p.21-29, jul. 2000.

COOPER, A. M.. Estudo de viabilidade técnica da implantação de pavimentos permeáveis do tipo infiltração total para redução do escoamento superficial, na cidade de Alegrete/RS. 2013. 57 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pampa, Alegrete, 2013.

DENARDIN, J. E.; FREITAS, P. L.. Características da Chuva no Brasil. Pesquisa Agropecuária Brasileira,Brasília, v. 10, n. 17, p.1409-1416, out. 1982.

MARCHIONI, M.; SILVA, C. O.. Conceitos e Requisitos para pavimento intertravado permeável. São Paulo: Associação Brasileira de Cimento Portland, 2011. 8 p.

MARCHIONI, M.; SILVA, C. O.. Melhores Práticas: Pavimento intertravado permeável. São Paulo: Associação Brasileira de Cimento Portland, 2011.

TUCCI, C. E. M.. Coeficiente de escoamento e vazão máxima de bacias urbanas. Porto Alegre: Instituto de Pesquisas Hidráulicas - UFRGS, 2000. 9 p.

URBONAS, B.; STAHRE, P.. Stormwater Best Management Pratices and Detention Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1993. 450 p.

CARACTERIZACIÓN HIDROLÓGICA DEL FALDEO NORTE DE LAS SIERRAS DE TANDIL

Lucas Damián Mena[1], Pablo Gustavo Romanazzi

CIC, UNLP, Argentina
Calle 47, Nº200, Piso 1, Oficina 6, La Plata. Tel: 0221-4275223
E-mail: lucasdamianmena@gmail.com

RESUMEN

Con el propósito de disponer de herramientas que contribuyan al mejor aprovechamiento del potencial productivo del Faldeo Norte de las Sierras de Tandil, en este trabajo se presenta una caracterización hidrológica de la alta cuenca de esta región.
Para ello se determinan los valores óptimos de los coeficientes C_t y C_p del método del hidrograma unitario sintético de Snyder utilizando la información existente, obteniéndose errores en los caudales estimados del orden del 10%.
Con la intención de mejorar las estimaciones obtenidas, se introduce una modificación al método haciendo intervenir un nuevo parámetro geomorfológico característico de la zona serrana de estudio. El parámetro elegido fue la pendiente media de la cuenca dada su representatividad y su facilidad de cálculo con las nuevas herramientas computacionales disponibles.
A partir de la introducción de este nuevo parámetro, se obtiene una mejora significativa en la estimación, ya que calibrando los nuevos coeficientes C_{tm} y C_{pm}, los errores obtenidos en la determinación de los caudales estimados se encuentran en el orden del 5%.

ABSTRACT

In order of having tools that contribute to the best exploitation of the productive potential of the Faldeo Norte de las Sierras de Tandil", this work presents an hydrological characterization of the upper basin of this region.
For this, the optimal values of the coefficients C_t and C_p of the Snyder's synthetic unit hydrograph method are determined using the existing information, obtaining errors in the estimated flows of the order of 10%.
With the intention of improving the obtained estimates, a modification of the method is introduced by involving a new geomorphological parameter characteristic of the mountainous area of study. The chosen parameter was the basin average slope due to its representativeness and its ease of calculation with the new computational tools available.
From the introduction of this new parameter, a significant improvement in the estimation is acquired, since by calibrating the new coefficients C_{tm} and C_{pm}, the errors obtained in the determination of the estimated flows are in the order of 5%

INTRODUCCIÓN

La zona del Faldeo Norte de las Sierras de Tandil, ubicada en el centro de la Provincia de Buenos Aires de la República Argentina (Figura 1), presenta un gran potencial productivo que no es posible de ser explotado de manera eficiente y adecuada debido a la alteración periódica originada en los desbordes de ríos y arroyos, en las inundaciones prolongadas, y también en los extensos períodos de sequía. El problema que presenta la región ha sido señalado en distintas oportunidades desde la órbita gubernamental; en particular en la publicación del **MPFIPyS** (2011), se advierte que "*La región es uno de los polos de alto desarrollo económico de la provincia, con una importante actividad industrial y agroganadera pero con bajo grado de diversificación de sus economías, que han sido impactadas por la problemática ambiental ligada a los fenómenos de sequías e inundaciones recurrentes*".

[1] Becario de la Comisión de Investigaciones Científicas de la Provincia de Buenos Aires (CIC)

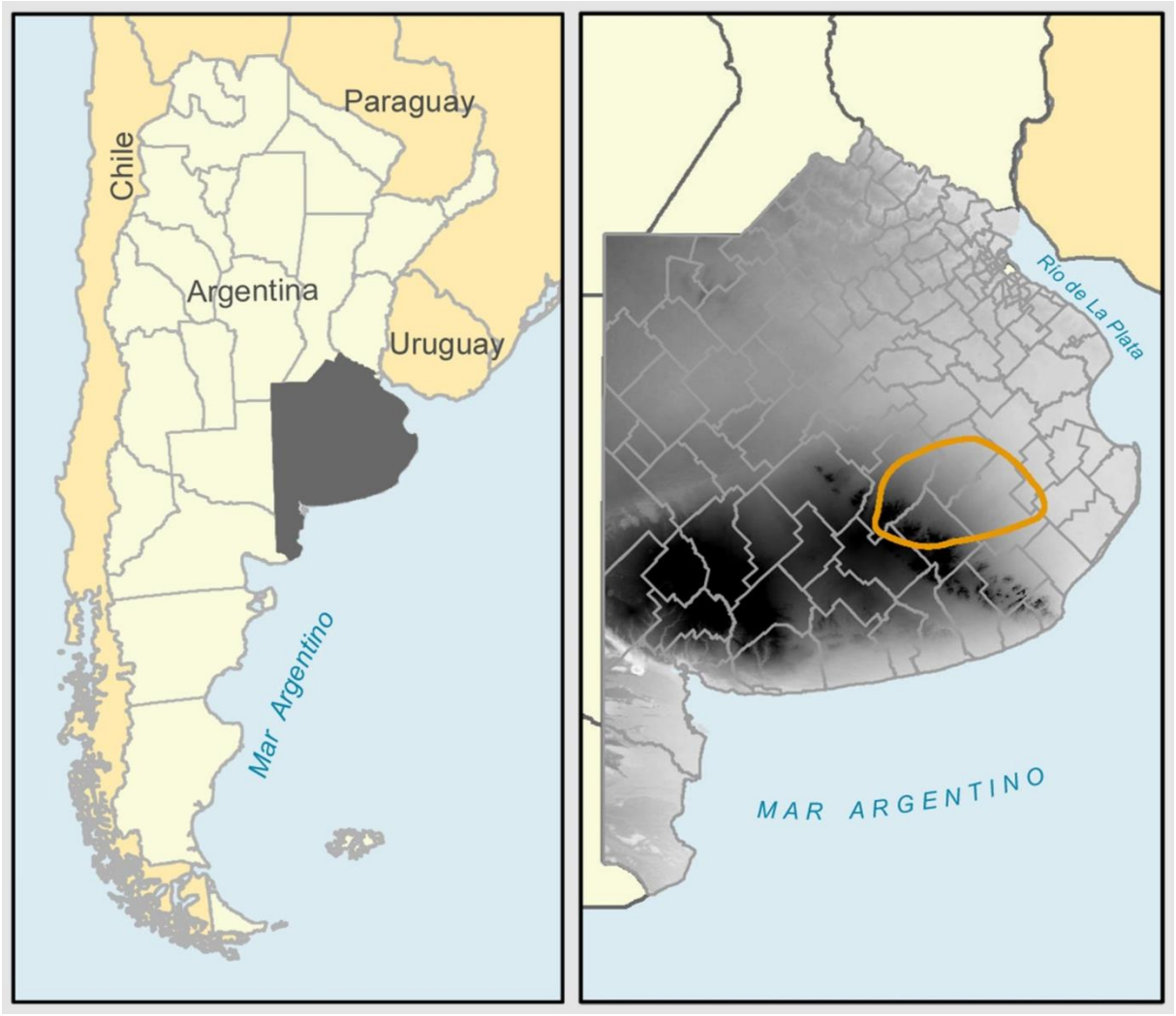


Figura 1.- Ubicación del Faldeo Norte de las Sierras de Tandil

Si bien en sucesivas intervenciones se ha realizado un mejoramiento de la red vial y ejecutado obras con el propósito de atender a los inconvenientes provocados por las inundaciones, en general éstas han respondido a cuestiones puntuales que fueron resolviendo parcialmente los conflictos, pero la suma de estas acciones no ha contribuido en forma eficiente a resolver la problemática regional.

Resulta entonces necesario contribuir a la solución con una mirada regional del problema, comenzando con la sistematización de la información hidrológica de toda la zona.

OBJETIVO

El objetivo del presente trabajo es el de generar y validar, a partir de la información disponible, histórica y actual, una herramienta de fácil implementación que permita estimar, de manera confiable, las relaciones precipitación-escorrentía en la cuenca alta del Faldeo Forte de las Sierras de Tandil.

METODOLOGÍA

Debido a que los desbordes de los distintos arroyos que cursan la región en diferentes eventos de precipitación originan la mayor parte los problemas señalados, se realizó un análisis de la hidrografía de la zona lo que permitió la delimitación del área del presente estudio, que se ubica en la cuenca alta del Faldeo Norte de las Sierras de Tandil sobre las cabeceras de los arroyos Azul (AZ), Chapaleofú (CHA) y Los Huesos (LH), extendiéndose desde sus nacientes en las sierras de Tandil hasta el cruce con la Ruta Nacional Nº226 (Figura 2). Las características topográficas de la alta cuenca, identifican a este marco espacial como una zona en la que los cursos de agua presentan un comportamiento similar, lo que habilita al tratamiento en forma regional con metodologías simplificadas.

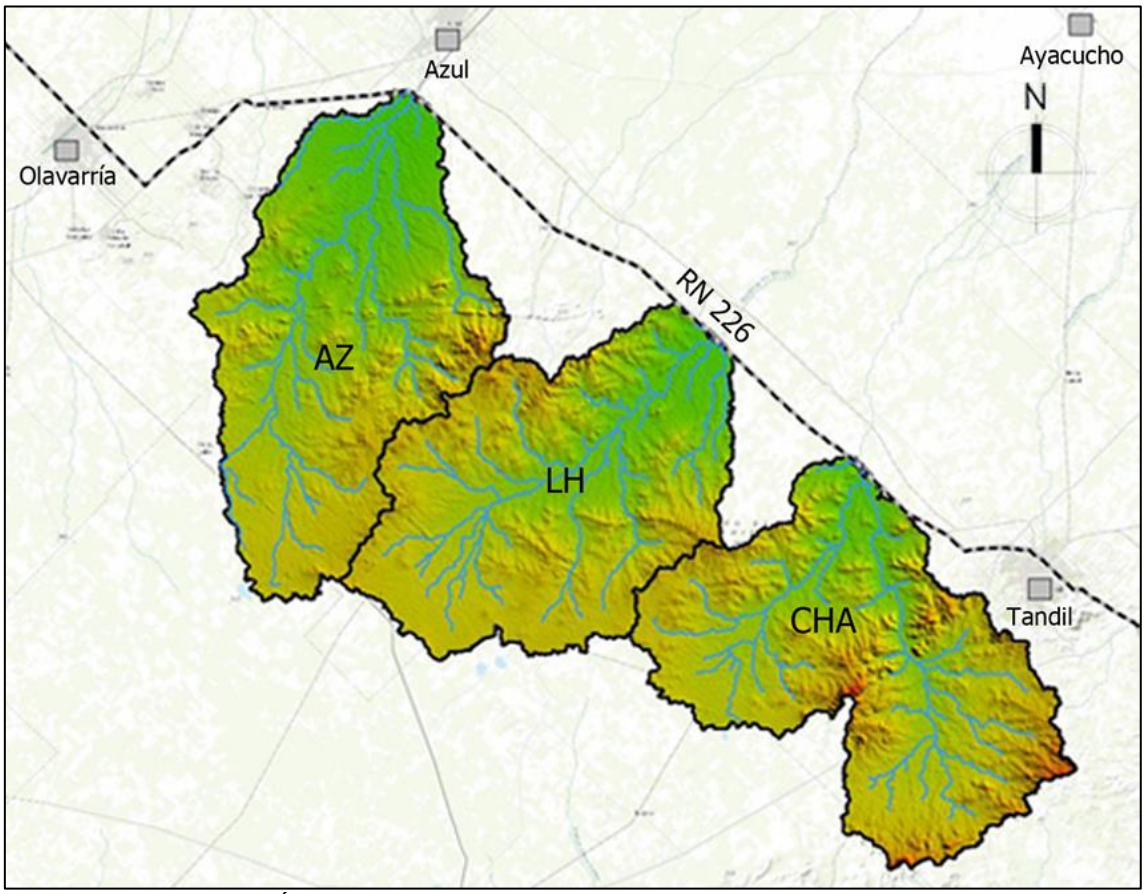


Figura 2.- Área de estudio: cabeceras de los arroyos Azul, Los Huesos y Chapaleofú

Para delimitar las cuencas de los citados arroyos y obtener sus parámetros geomorfológicos, se utilizaron mapas topográficos, imágenes satelitales y el modelo digital de elevaciones (MDE), generado a partir de las imágenes de la Misión Topográfica Radar Shuttle (SRTM) obtenidas del sitio Web del Servicio Geológico de los Estados Unidos (https://www.usgs.gov/).

Los parámetros geomorfológicos empleados en el presente estudio fueron: el área de la cuenca, la pendiente media de la cuenca, la longitud del cauce principal, la pendiente del cauce principal, y la longitud al baricentro de la cuenca a la sección de control.

En cuanto a la disponibilidad de información hidrometeorológica, se observa que las cuencas de los tres arroyos cuentan con abundante información histórica de lluvias y caudales. Los datos hidrometeorológicos de las cuencas de los arroyos Azul, Los Huesos y Chapaleofú fueron tomados de **Romanazzi** (1994), y están compuestos por información pluviométrica de 4 estaciones ubicadas en la región (Hinojo, Chillar, Azul, Tandil) del período 1911-1991 e información de las estaciones limnigráficas ubicadas en el cruce de los arroyos con la Ruta Nacional Nº226, correspondiente al período 1962-1992.

Con el propósito de resumir esta información, se evalúa la relación existente entre los caudales pico de los hidrogramas y los volúmenes escurridos.

Para la caracterización hidrológica de la región, se elige un método basado en el hidrograma unitario sintético de **Snyder** (1938), debido a su simplicidad y por tratarse de un método concebido en una zona de características semejantes a la del presente trabajo. Las expresiones de este método son las siguientes:

$$T_p = C_t \cdot \left(\frac{L \cdot L_c}{\sqrt{i}}\right)^{0.3} \quad (1)$$

$$Q_p = \frac{C_p \cdot A}{0.0036 \cdot T_p} \quad (2)$$

Siendo, en las variables en las expresiones (1) y (2) las siguientes:
Q_p = caudal pico [m^3/s]
T_p = tiempo al pico del hidrograma [horas]
L = longitud del cauce del arroyo [km]
L_c = longitud del baricentro de la cuenca a la sección de control [km]
i = pendiente media del curso principal [-]
A = área de la cuenca [km^2]
C_p = coeficiente de pico
C_t = coeficiente de tiempo

Al analizar las variables que intervienen en las expresiones (1) y (2) se observa que no está presente la pendiente media de la cuenca (**i_{cm}**), que es una de las principales características geomorfológicas que presenta la región. Con el objetivo de evaluar el grado de influencia de este parámetro, se ensayan distintas alternativas para su inclusión en (1) y (2).

El procedimiento para determinar los valores de Q_p y T_p correspondientes a cada cuenca, que intervienen en las expresiones indicadas más arriba, consiste en separar los hidrogramas unimodales más representativos de los años de registro, debido a que este tipo de hidrogramas permiten una calibración más adecuada. Para cada uno de estos eventos se determina el tiempo al pico, el caudal pico y el volumen de escurrimiento directo por separación del flujo base. Posteriormente, con los datos de los hidrogramas seleccionados se establece una relación entre los valores de caudal pico y volumen de escurrimiento directo. Por último, adoptando una precipitación unitaria equivalente a 10mm generadora de un volumen unitario precipitado (V_u), se utiliza la relación hallada entre los caudales pico y los volúmenes escurridos para determinar el valor del caudal pico unitario, y como tiempo al pico del hidrogrma unitario se adopta el promedio de los tiempos al pico registrados en los hidrogramas seleccionados.

Con la información obtenida de los hidrogramas unitarios (Q_p y T_p) y la información geomorfológica de las cuencas (L, L_c, A e i), mediante las expresiones (1) y (2) se puede determinar el valor de los coeficientes característicos C_p y C_t para cada una de las cuencas bajo estudio.

Con la intención de encontrar valores representativos para la región se utilizan técnicas de optimización para determinar los valores de C_p y C_t regionales, que minimizan el error general cometido en la estimación de caudales.

Finalmente, para validar y/o ajustar la metodología desarrollada, y así poder extender su uso a cuencas aledañas de similares características, se aplica la metodología a la cuenca del arroyo Santa Catalina (SC), una pequeña cuenca de la región que cuenta con información hidrometeorológica actualizada. Esta información está compuesta por las precipitaciones horarias de dos estaciones meteorológicas ubicadas dentro de la cuenca (Cerro del Águila y Siempre Amigos), y los caudales horarios provenientes de la estación limnigráfica (Sta. Catalina) ubicada en su desembocadura en el arroyo Azul, correspondiente al período 2006-2016. La fuente de esta información fue la base de datos hidrológicos de la cuenca del arroyo Azul (BDH, **www.azul.bdh.org.ar**) desarrollada por el Instituto de Hidrología de Llanuras (IHLLA).

RESULTADOS

En base a la información detallada, se obtuvieron los parámetros geomorfológicos de interés correspondientes a las cuencas de los arroyos Chapaleofú, Los Huesos y Azul, que se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1.- Parámetros geomorfológicos de CHA, LH y AZ.

Cuenca	A [km^2]	L [km]	L_c [km]	i [%]	i_{cm}[%]
CHA	1118	51.6	24.2	0.18	11.75
LH	1084	55.3	27.2	0.16	10.47
AZ	1101	70.7	35.9	0.13	7.70

Paralelamente se determinó, para cada cuenca, la relación existente entre el caudal pico (Qp) y el volumen del hidrograma (V). En la Figura 3, 4 y 5 se muestran los pares de valores Q_p-V de los hidrogramas seleccionados y el ajuste lineal realizado para las cuencas de los arroyos Chapaleofú, Los Huesos y Azul respectivamente.

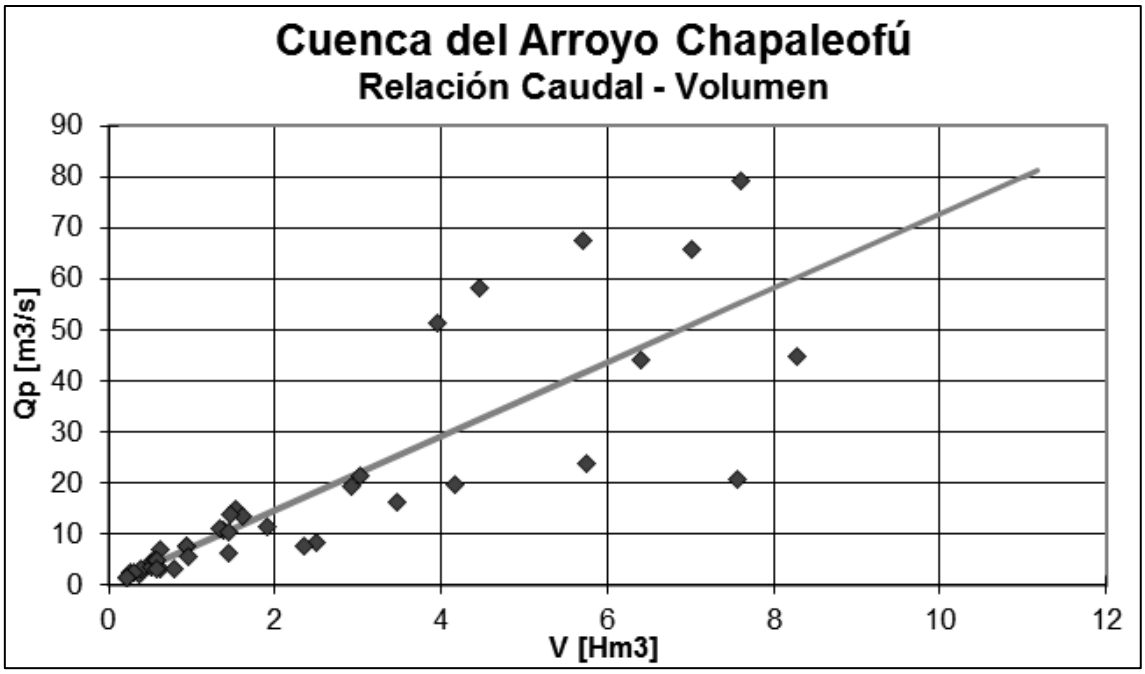


Figura 3.- Relación Qp-V de los 41 hidrogramas seleccionados de la cuenca del arroyo Chapaleofú.

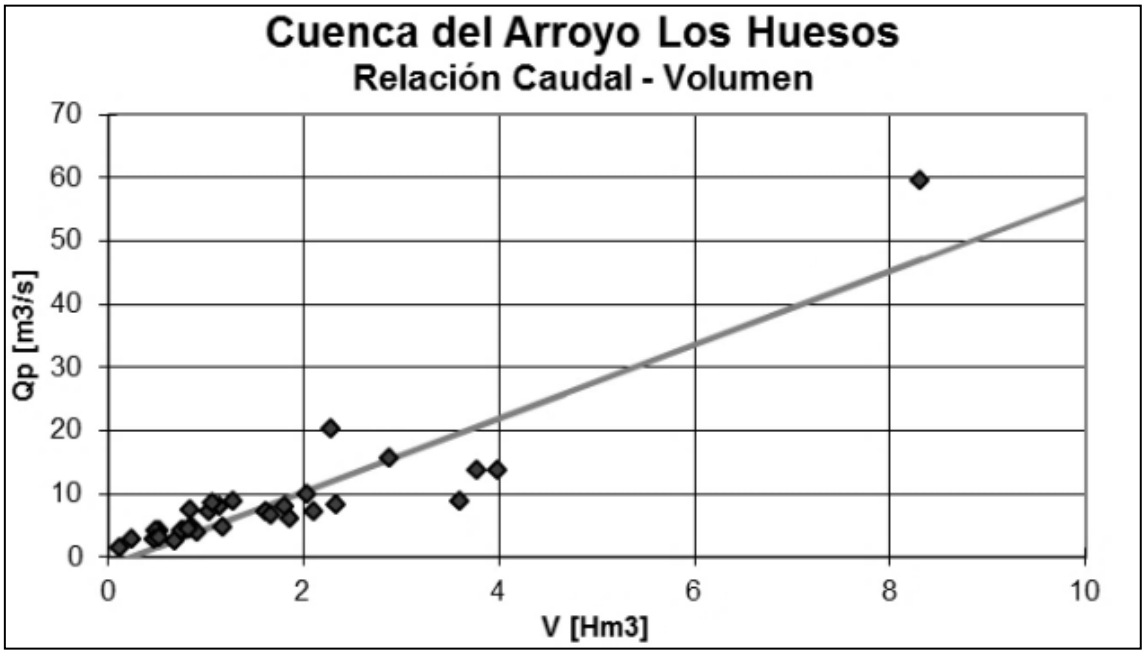


Figura 4.- Relación Qp-V de los 33 hidrogramas seleccionados de la cuenca del arroyo Los Huesos.

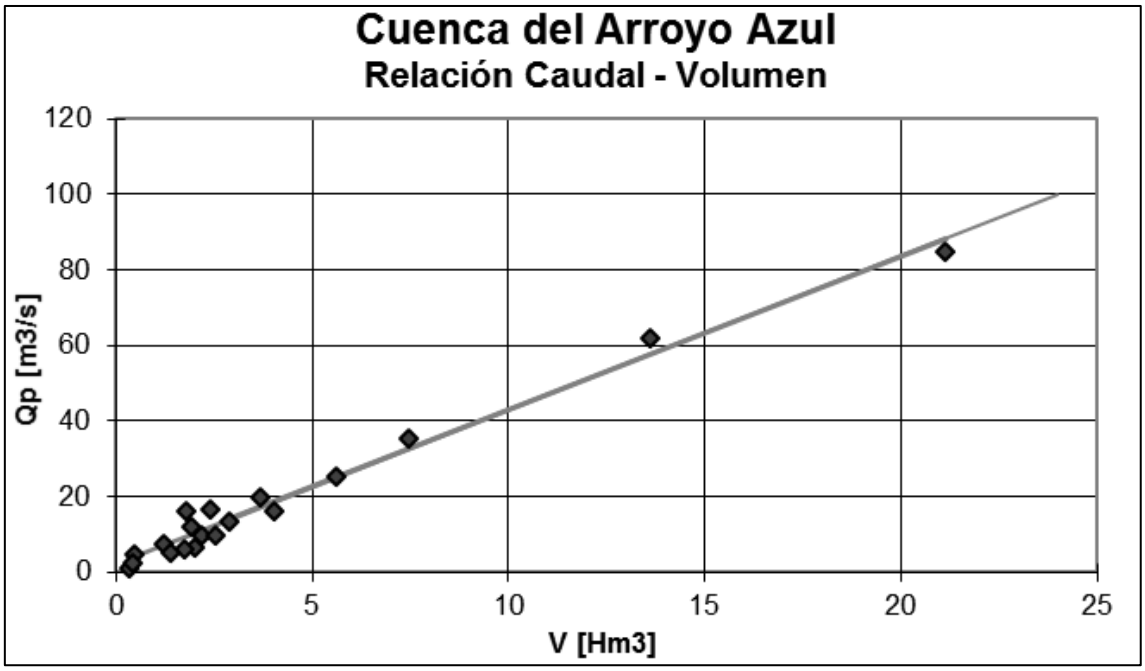


Figura 5.- Relación Qp-V de los 19 hidrogramas seleccionados de la cuenca del arroyo Azul.

Las expresiones obtenidas para cada una de las cuencas se indican a continuación en las ecuaciones (3), (4) y (5).

CHA: $Q_p = 7.25 \cdot V + 0.10$ (3)

LH: $Q_p = 5.82 \cdot V - 1.31$ (4)

AZ: $Q_p = 4.08 \cdot V + 2.14$ (5)

Los coeficientes de correlación obtenidos entre estas variables para las cuencas CHA, LH y AZ, fueron respectivamente 0.85, 0.90 y 0.98.

Adoptando una precipitación unitaria efectiva de 10 mm sobre toda la cuenca se determinó, para cada una, el volumen unitario (V_u) y, mediante las expresiones halladas (3), (4) y (5), se calculó el caudal pico unitario (Q_{pu}). Estos valores junto con el promedio de los tiempos al pico de los hidrogramas seleccionados se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2.- Valores de Vu, Qpu y Tpu calculados para CHA, LH y AZ.

Cuenca	V_u [Hm^3]	Q_{pu} [m^3/s]	T_{pu} [horas]
CHA	11.18	81.19	41
LH	10.84	61.76	43
AZ	11.01	47.01	44

Con la información geomorfológica de la Tabla 1 y los valores de T_{pu} y Q_{pu} de la Tabla 2, se aplicaron las expresiones (1) y (2), y se calcularon los valores de los coeficientes C_p y C_t para cada cuenca, quedando definido un rango de variación de estos parámetros locales característicos. Los valores obtenidos se observan en la Tabla 3.

Tabla 3.- Valores Ct y Cp para las cuencas de los arroyos Azul, Chapaleofú y Los Huesos.

	Cuenca			Rango	
	Chapaleofú	Los Huesos	Azul	Mín	Máx
Ct	1.888	1.821	1.546	1.546	1.888
Cp	0.011	0.009	0.007	0.007	0.011

Con el objeto de obtener valores de los coeficientes C_t y C_p representativos del conjunto de las cuencas en estudio, y por lo tanto de la zona alta de la región, se utilizaron técnicas de optimización de modo que minimicen el error en la estimación de caudales. Los valores encontrados fueron $\mathbf{C_t=1.775}$ y $\mathbf{C_p=0.0088}$.

En la Tabla 4 se muestran los caudales pico estimados (Q_{pest}) para cada cuenca utilizando (1) y (2) con los coeficientes regionales obtenidos previamente, y los errores cometidos en la estimación por comparación con los caudales de la Tabla 2.

Tabla 4.- Comparación entre caudales pico calculados y estimados con C_p y C_t

Cuenca	Q_p [m3/s]	Q_{pest} [m3/s]	Error relativo [%]
CHA	81.19	70.25	-13
LH	61.76	63.36	3
AZ	47.01	53.26	13

Con el propósito de mejorar las estimaciones obtenidas, se estudiaron distintas alternativas de modificación de las expresiones (1) y (2) que incorporen como parámetro a la pendiente media de la cuenca ($\mathbf{i_{cm}}$). La evaluación de los errores obtenidos en cada alternativa permitió seleccionar la formulación más adecuada, encontrándose que este parámetro ejerce mayor influencia sobre la determinación del caudal. Las siguientes expresiones muestran la modificación realizada:

$$T_p = C_{tm} \cdot \left(\frac{L \cdot L_c}{\sqrt{i}}\right)^{0.3} \qquad (6)$$

$$Q_p = \frac{C_{pm} \cdot A \cdot \sqrt{\boldsymbol{i_{cm}}}}{0.0036 \cdot T_p} \qquad (7)$$

Los coeficientes regionales representativos de las cuencas en estudio que minimizan el error en la estimación de caudales aplicando las expresiones (6) y (7) son $\mathbf{C_{tm}=1.750}$ y $\mathbf{C_{pm}=0.0275}$. En la Tabla 5 se muestra la comparación entre los caudales pico calculados de la Tabla 2, y los estimados utilizando estos nuevos coeficientes.

Tabla 5.- Comparación entre caudales pico calculados y estimados con C_{pm} y C_{tm} para las cuencas CH, LH y AZ.

Cuenca	Q_p [m^3/s]	Q_{pest} [m^3/s]	Error relativo [%]
CHA	81.19	76.33	-6
LH	61.76	64.98	5
AZ	47.01	46.84	0

Del análisis de los errores obtenidos en la aplicación de (1) y (2), y de (6) y (7), Tablas 4 y 5 respectivamente, se observa una mejora significativa en la estimación de caudales, lograda con la incorporación de la pendiente media de la cuenca como parámetro representativo de la zona de estudio.

Por último, la validación de la herramienta desarrollada se realiza aplicando las expresiones (6) y (7) y los coeficientes regionales obtenidos (C_{tm} y C_{pm}), en la cuenca del arroyo Santa Catalina (Figura 6), afluente del arroyo Azul.

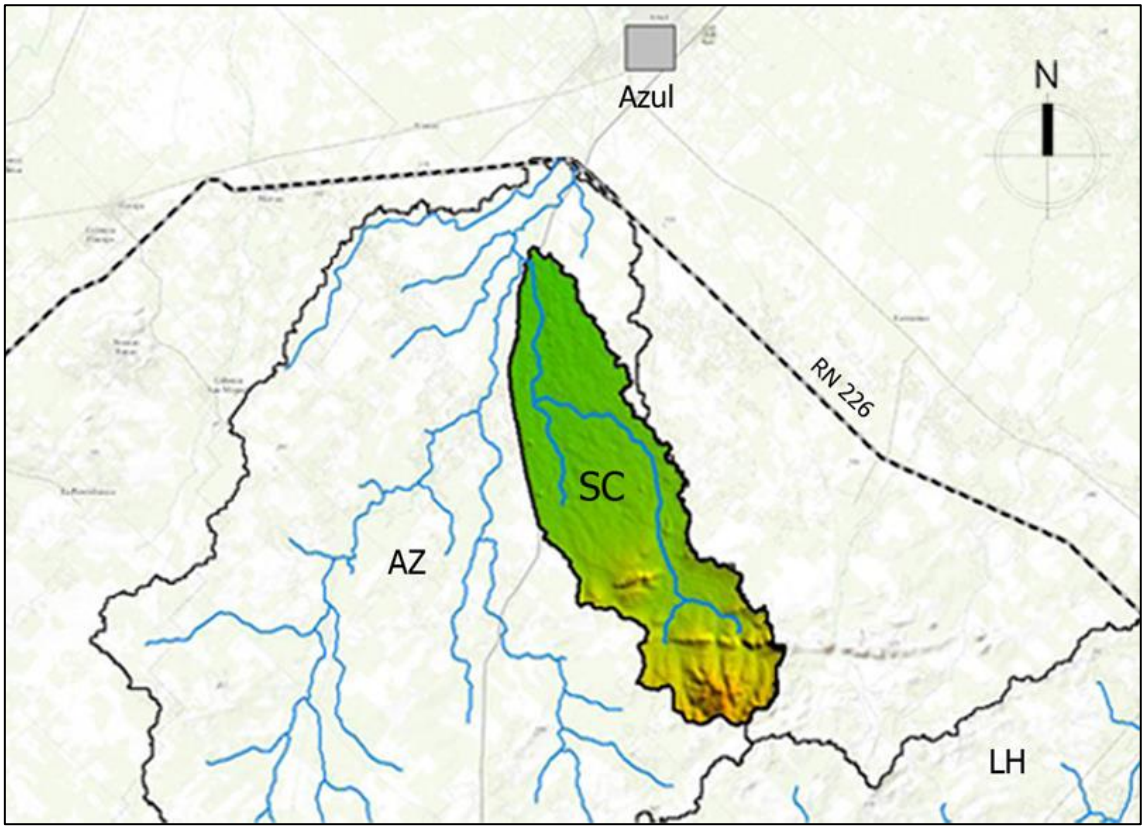


Figura 6.- Cuenca del arroyo Santa Catalina.

Utilizando la metodología descripta para las otras cuencas, se determinaron las características geomorfológicas de interés de la cuenca del arroyo Santa Catalina. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 6.

Tabla 6.- Parámetros geomorfológicos de SC.

Cuenca	A [km2]	L [km]	Lc [km]	i [%]	icmed [%]
SC	140	32.8	18.5	0.24	10.50

Con la información geomorfológica de la cuenca, Tabla 6, y los coeficientes regionales obtenidos previamente (C_{tm} y C_{pm}), se estimó el Q_p del arroyo Santa Catalina mediante la aplicación de las expresiones (6) y (7). El valor obtenido fue **11.75 m^3/s**.

Para comparar el caudal estimado con el realmente observado, se procesó la información hidrometeorológica de esta cuenca de manera análoga a las demás. Se separaron los hidrogramas unimodales más representativos de los años registrados y se determinó la relación existente entre caudal pico (Q_p) y volumen del hidrograma (V). En la Figura 6 se muestran los pares de valores Q_p-V de los hidrogramas seleccionados para la cuenca del arroyo Santa Catalina y el ajuste lineal realizado.

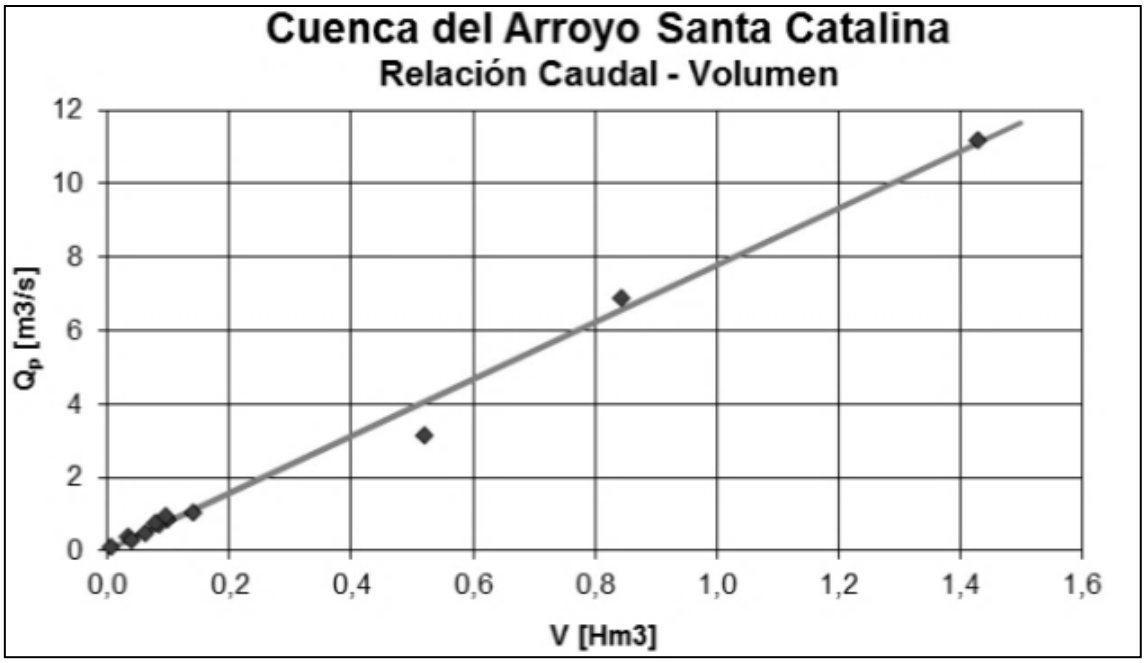


Figura 6.- Relación Qp-V de los 12 hidrogramas seleccionados de la cuenca del arroyo Santa Catalina

.

La expresión obtenida se indica a continuación:

$$Q_p = 7.74 \cdot V + 0.03 \qquad (8)$$

Para esta cuenca, el coeficiente de correlación obtenido entre las variables fue de 0.99.

De manera análoga que lo realizado para las demás cuencas, se adoptó una precipitación unitaria efectiva de 10mm sobre toda el área de la cuenca, con esta se obtuvo un volumen unitario (Vu) y, mediante la expresión (8), se calculó el caudal pico unitario (Q_{pu}). Estos valores junto con el promedio de los tiempos al pico de los hidrogramas seleccionados se muestran en la Tabla 7.

Tabla 7.- Valores de V_u, Q_{pu} y T_{pu} calculados para SC.

Cuenca	V_u [Hm^3]	Q_{pu} [m^3/s]	T_{pu} [horas]
SC	1.40	10.86	35

En la Tabla 8 se observa el caudal pico estimado con (6) y (7) usando los coeficientes regionales previamente obtenidos (C_{pm} y C_{tm}), y el error cometido al compararlo con el caudal pico observado en la Tabla 7.

Tabla 8.- Comparación entre el caudal pico calculado y estimado con C_{pm} y C_{tm} para la cuenca SC.

Cuenca	Q_p [m3/s]	Q_{pest} [m3/s]	Error relativo [%]
SC	10.86	11.75	8

CONCLUSIONES

La cuenca alta de la región estudiada presenta características similares, por lo que todos los arroyos de la zona admiten un tratamiento con una única metodología, como por ejemplo la de Snyder. Sin embargo, en esta metodología no se había incluido en forma explícita la influencia de un parámetro tan representativo como la pendiente media de la cuenca. El

presente estudio incorpora justamente este parámetro logrando de esta manera una mejora en la estimación de los resultados obtenidos.

La magnitud de los errores mostrados en las Tablas 5 y 8 permite considerar que la herramienta desarrollada junto con los coeficientes regionales hallados, pueden servir para estimar de manera confiable los caudales pico de las crecidas ordinarias para los arroyos de la región.

Consecuentemente, los aceptables resultados a los que se arribó impulsan a continuar este estudio mediante la extrapolación de las relaciones obtenidas a regiones de características similares, como es el caso del Sistema de las Sierras de Ventania ubicadas al sudoeste de la Provincia de Buenos Aires.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

MPFIPyS [Ministerio de Planificación Federal, Inversión Pública y Servicios] (2011). "*Plan Estratégico Territorial Avance II: Territorio e infraestructura".* 1ª edición, Buenos Aires.

P. Romanazzi (1994): Plan de Ordenamiento Hídrico Faldeo Norte de las Sierras de Tandil, inédito.

G. Cazenave, L. Vives (2014): Predicción de inundaciones y sistemas de alerta: Avances usando datos a tiempo real en la cuenca del arroyo del Azul. Revista de geología aplicada a la ingeniería y al ambiente, N°33, pp. 83-91.

Snyder, F. (1938): "Synthetic Unit-Graph" Trans. Am. Geophys. Union Vol 19 pp 447-454.

Base de Datos Hidrológica de la ciudad de Azul: http://www.azul.bdh.org.ar/

DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE LA ESCORRENTÍA, SECTOR SUPERIOR DE LA CUENCA DEL RÍO SANTA CRUZ, SAN JUAN.

Mendoza, Martín[1]; Villarroel, Cristian[2]; Gianni, Rubén[3]; Forte, Ana Paula [4]

[1] IANIGLA (CONICET) [2] CONICET — UNSJ [3] CRAS (INA) [4] CONICET

[1] Av. Ruíz Leal s/n. Parque Gral. San Martín.
CP: 5500 Mendoza Tel: +54 – 0261 – 524 4277
E-mail: [1] martin.g.mendoza@gmail.com

RESUMEN

El presente trabajo describe la distribución espacial de la escorrentía específica y su relación con factores hidrogeológicos y fisiográficos en el sector superior de la cuenca del río Santa Cruz (Calingasta, San Juan), desarrollada en gran parte en el cinturón periglacial de los Andes Centrales. Se han realizado aforos sobre los principales cursos fluviales, definiendo 10 subcuencas hidrográficas mediante el procesamiento de un modelo de elevación digital. A partir del análisis morfométrico, se observa una correlación positiva entre la altura media, principalmente de los sectores montañosos, y los valores de escorrentía específica calculados. La cuenca del río Mondaca presenta abundantes depresiones sobre sus cabeceras fluviales, en forma de portillos o portezuelos, presumiblemente relacionadas con el marcado déficit de escorrentía específica que caracteriza al área mencionada. Por otro lado, el sector cercano a la confluencia entre los ríos Pachón y Santa Cruz manifiesta un incremento de escorrentía específica, el cual es atribuido, al menos parcialmente, a procesos de descarga de aguas subterráneas controlados por factores geológicos y geomorfológicos. Se infiere que los rasgos topográficos que caracterizan a diferentes cabeceras fluviales constituyen un factor determinante que controla la distribución espacial de la escorrentía, definiendo sectores con diferentes aptitudes para la acumulación nival.

ABSTRACT

Present work describes the spatial distribution of specific runoff and its relationship with hydrogeological and physiographical factors at the upper reach of Santa Cruz river basin (Calingasta, San Juan Province), largely developed in the periglacial belt of Central Andes. Flow rates have been assessed on some river sections and 10 sub-watersheds have been defined from digital elevation models, ranging in size between 13 km² and 138 km². The morphometric analysis shows a positive relationship between average height, mainly of hill areas, and specific runoff values. Local depressions in headwaters of Mondaca river basin possibly explain its decreases in the specific runoff, which drops up to 62% respect to adjacent sectors. On the other hand, a sector close to the confluence between Pachón and Santa Cruz rivers shows an increase in specific runoff, which can be attributed, at least partially, to groundwater discharge processes controlled by geological and geomorphological factors. In conclusion, it is inferred that topographical features of different river headwaters are significant factors which control the areal distribution of flow rates, depending on their different abilities for the snow accumulation.

INTRODUCCIÓN

La zona de estudio comprende el sector superior de la cuenca del río Santa Cruz (Departamento Calingasta, Provincia de San Juan). En esta región, las extensas glaciaciones del Pleistoceno han dejado una impronta dominante sobre el paisaje. A su vez, las condiciones climáticas actuales determinan la mayor importancia de procesos fluviales, de remoción en masa y fenómenos criogénicos periglaciales (Villarroel et al., 2014). Las diversas geoformas resultantes definen una interacción compleja entre agua superficial y subterránea, produciendo diferentes retardos en la escorrentía y afectando la concentración de iones disueltos (Mendoza, 2016).

El presente trabajo tiene como principal objetivo analizar algunos de los factores que controlan la distribución espacial de la escorrentía, brindando información válida para orientar investigaciones en curso acerca del rol hidrológico de las crioformas del ambiente periglacial.

METODOLOGÍA.

La medición de caudales se realizó aplicando la técnica del molinete hidrométrico en diferentes secciones del río Santa Cruz y en algunos de sus principales afluentes. Dichos aforos fueron efectuados a fines de febrero del año 2015, de manera que caracterizan el intervalo tardío de un ciclo de deshielo estacional.

La red de drenaje superficial ha sido analizada mediante el procesamiento de un modelo de elevación digital (ASTGTM v2). Tomando como referencia los puntos de aforo, han sido definidas 10 subcuencas hidrográficas, de tamaños comprendidos entre 13 km² y 138 km² (Figura 1). En cada una de las mismas, se han analizado los parámetros morfométricos que las caracterizan, tales como altura media, protección topográfica y orientación de laderas (aspecto), analizando sus correlaciones con los registros de caudales.

RESULTADOS.

El sector de mínima escorrentía específica (ecuación 1) corresponde a la cuenca del río Mondaca (P-A3), la cual presenta una disminución de 62% en relación a sectores adyacentes. Por el contrario, la subcuenca del río Santa Cruz que se extiende aguas abajo de la desembocadura del río Pachón, hasta el extremo norte del área de estudio (RSC-A7), manifiesta un incremento de la escorrentía específica cercano a 149% en relación al sector adyacente aguas arriba.

$$E_e \text{ (mm/anuales)} = \frac{Q(m^3/s)}{S(m^2)} * 31{,}536 * 10^9 \qquad [1]$$

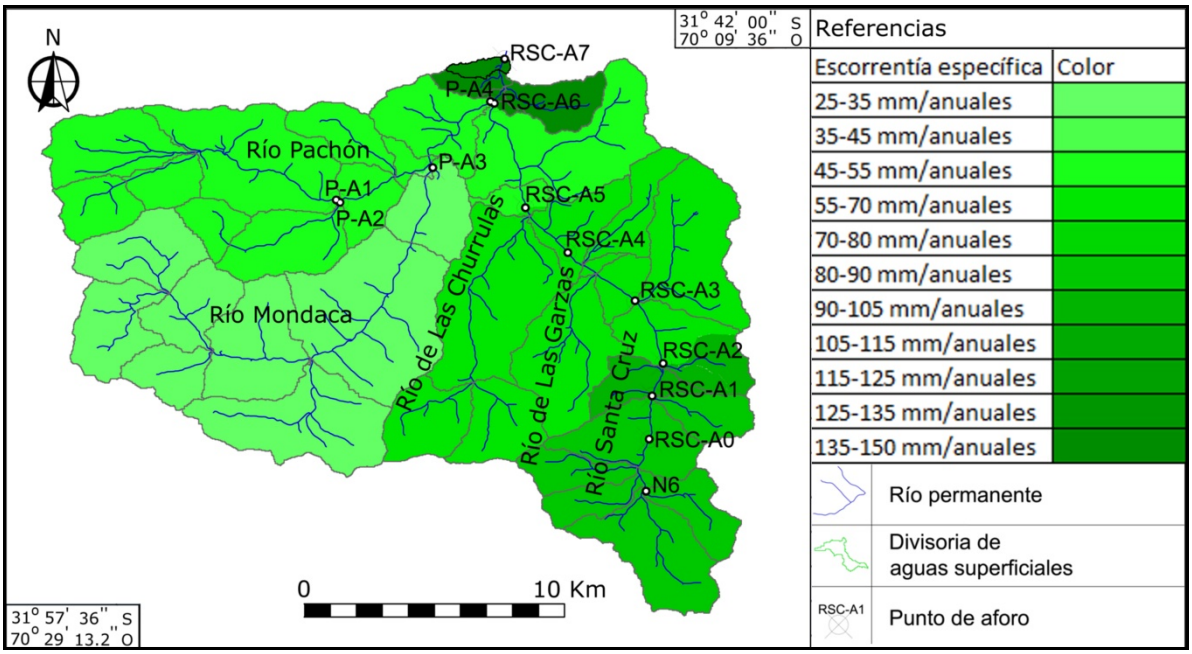


Figura 1.- Distribución espacial de la escorrentía en el sector superior de la cuenca del río Santa Cruz.

En general, se observa una correlación directa entre los valores de escorrentía específica y la altura media de cada subcuenca (Figura 2). A su vez, la correlación se acentúa al considerar la altura media de los principales cordones morfoestructurales, excluyendo del análisis a los sectores de valle (Figura 3).

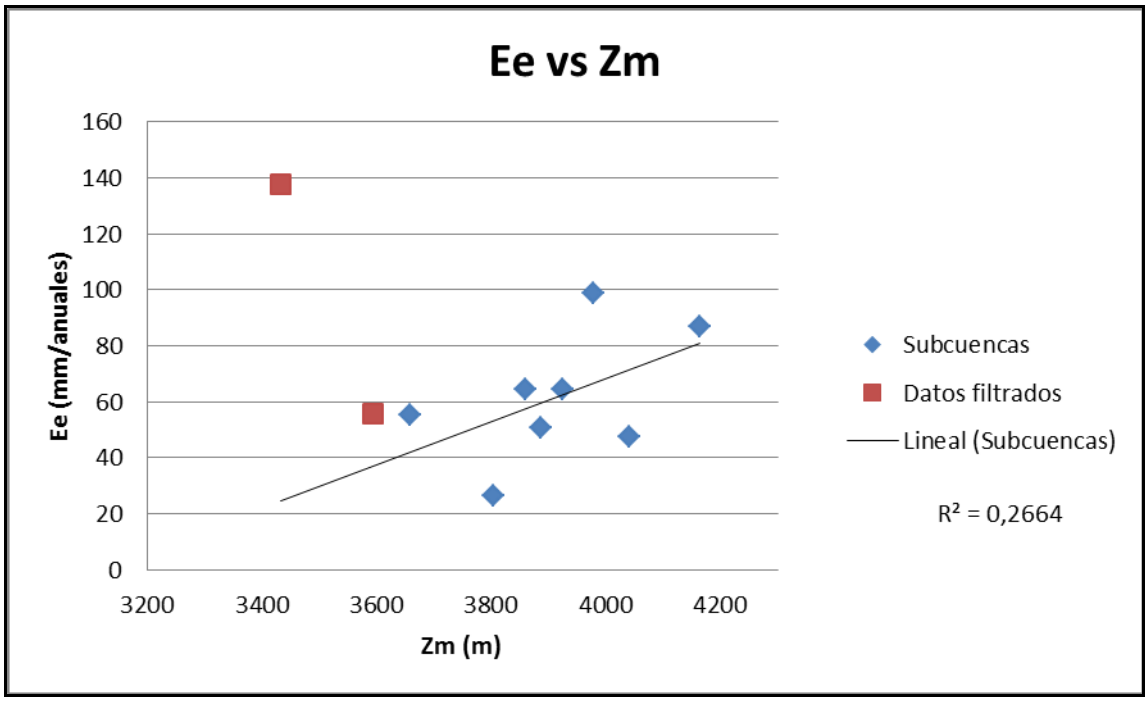


Figura 2.- Gráfico de correlación lineal entre altura media (Zm) y escorrentía específica (Ee).

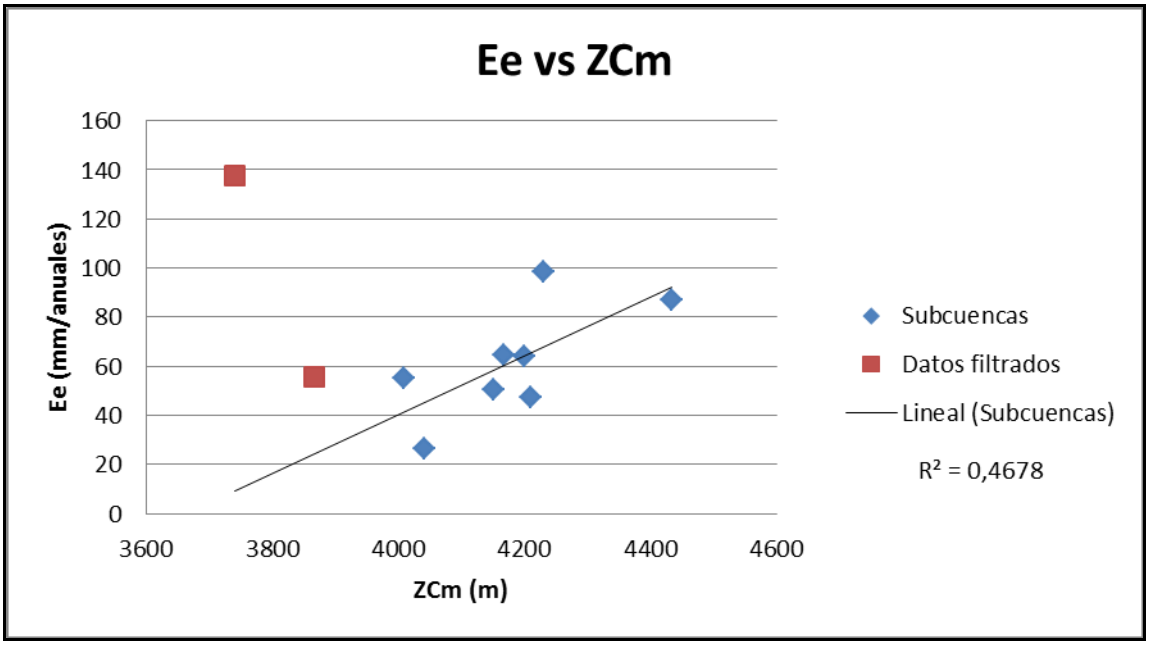


Figura 3.- Gráfico de correlación lineal entre altura media de cordones montañosos (ZCm) y escorrentía específica (Ee).

Algunas de las cabeceras fluviales que pertenecen a la cuenca del río Mondaca - delimitadas por la divisoria de aguas interoceánicas - presentan abundantes portillos o portezuelos, los cuales constituyen marcadas depresiones del paisaje (Figura 4). Estos sectores pueden ser identificados fácilmente mediante la representación del índice de protección topográfica

(Figura 5), el cual constituye un parámetro morfométrico que depende de la distribución de relieves adyacentes a cada elemento particular del terreno.

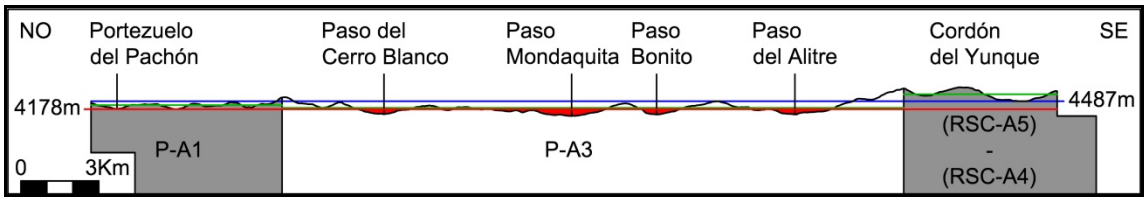


Figura 4.- Perfil topográfico de la divisoria de aguas interoceánicas, en el cual se observan las depresiones que caracterizan a la cuenca del río Mondaca (P-A3), en forma de portillos o portezuelos.

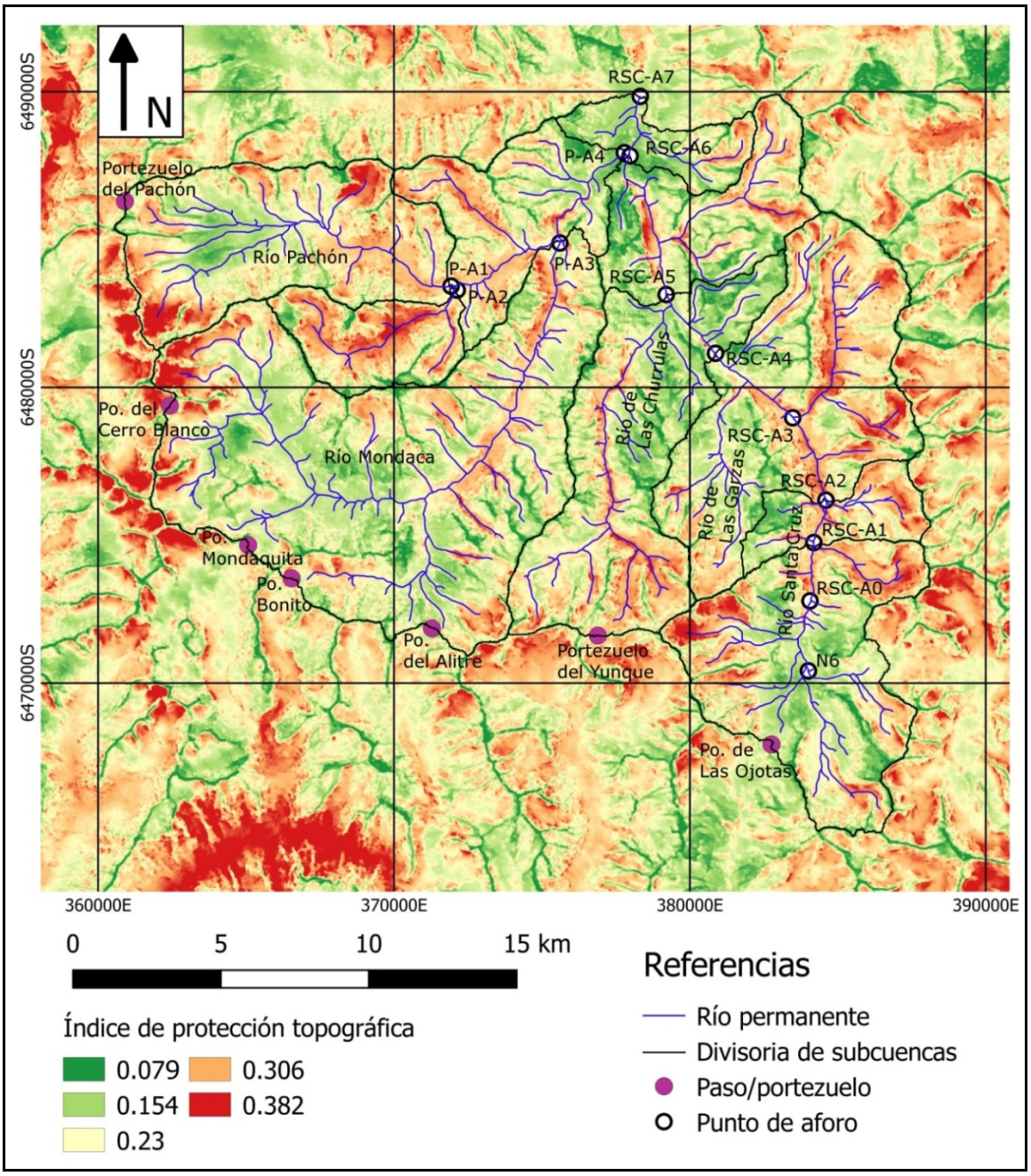


Figura 5.- Índice de protección topográfica en el sector superior de la cuenca del río Santa Cruz.

A su vez, la orientación relativa de laderas respecto al azimut de los vientos predominantes manifiesta una correlación significativa con la distribución de la escorrentía específica, presentando incrementos de la variable en los sectores ubicados a barlovento. A efectos de simplificar el análisis, se ha asumido una dirección uniforme de los vientos en sentido OSO-ENE (Tapia y Trombotto, en preparación).

La influencia simultánea de diversos factores puede ser analizada mediante el cálculo de índices específicos, tales como los que se utilizan para estimar el potencial de acumulación nival (Böhner y Antonić, 2009). Se observa que el producto entre altura relativa promedio (ecuación 2) y aspecto relativo promedio (ecuación 3) alcanza una correlación lineal con $R^2 = 0.69$ (Figura 6) al realizar un filtrado de algunos datos alejados a la recta (puntos P-A4 y RSC-A7, los cuales representan las subcuencas más bajas de los ríos Pachón y Santa Cruz, respectivamente).

$$Z_r\ (m) = \frac{Z - Zmín}{Zmáx - Zmín} \qquad [2]$$

$$A_r\ (°) = \alpha - Aw, \text{ variando entre } 0° \text{ y } 180° \qquad [3]$$

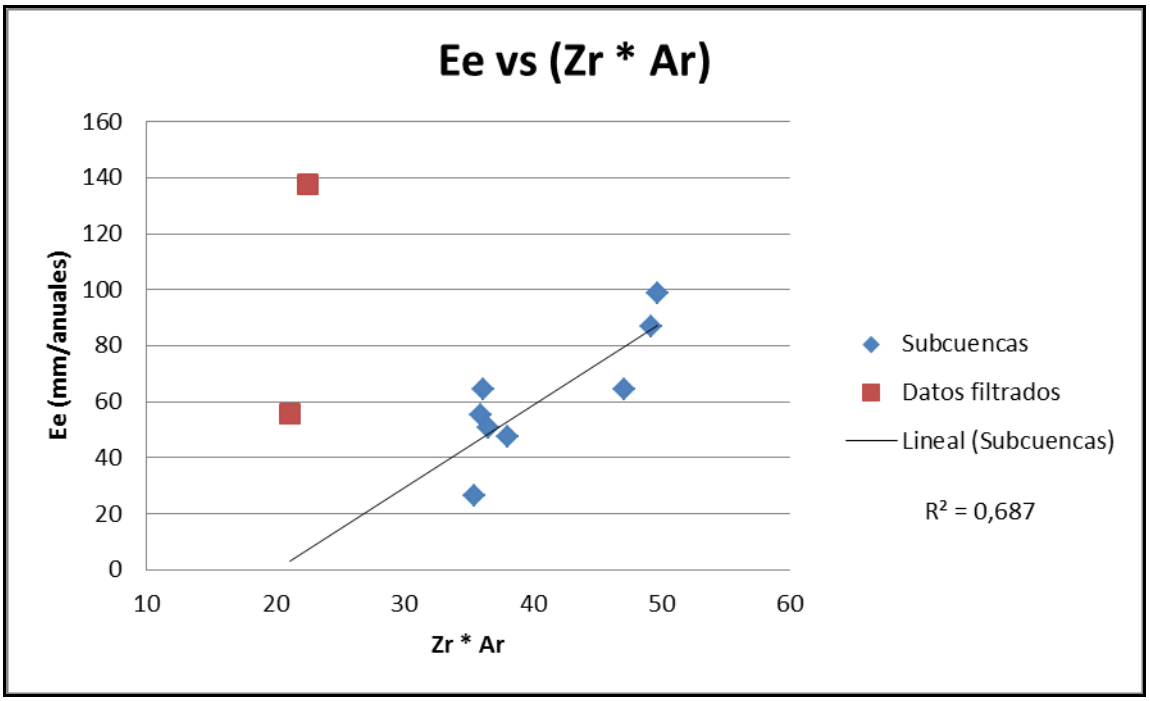


Figura 6.- Gráfico de correlación entre la escorrentía específica (Ee) y el producto entre altura relativa promedio (Zr) y aspecto relativo promedio (Ar) para las diferentes subcuencas. Realizando un filtrado de dos datos alejados a la recta, R^2 adquiere un valor cercano a 0,69.

Por otro lado, los valores promedio de curvatura general (distribución de áreas cóncavas y convexas), así como la inclinación promedio de las pendientes del terreno, no presentan una correlación significativa respecto a los valores de escorrentía específica, al menos en la escala de análisis utilizada, manifestando un efecto subordinado a los factores anteriormente mencionados.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

A partir de los resultados obtenidos, se infiere que la distribución espacial de la escorrentía se presenta controlada por factores topográficos, manifestando una correlación directa en relación a la altura media del terreno y a la predominancia de laderas con inclinación hacia el O-SO, y una relación inversa con la presencia de portillos o portezuelos sobre la divisoria de aguas interoceánicas. Dichos factores serían determinantes topo-climáticos que permiten caracterizar diferentes sectores en función de sus aptitudes para la acumulación nival.

A su vez, el incremento de escorrentía observado en la subcuenca inferior del río Santa Cruz puede ser atribuido, al menos parcialmente, a procesos de descarga de aguas subterráneas, los cuales han sido constatados en el terreno. Se infiere que dichas surgentes serían controladas por factores geológicos y geomorfológicos.

Por otro lado, los procesos y dinámica del ambiente periglacial y su influencia en el ciclo hidrológico local y regional, aspectos no bien conocidos aún en esta región, también podrían explicar parte de la variabilidad espacial detectada en la escorrentía específica a lo largo de la cuenca.

Agradecimientos: *a la Lic. Carla Tapia Baldis, por su colaboración durante las tareas de campo realizadas y a Pablo Gutiérrez, por el apoyo logístico brindado.*

LISTA DE SÍMBOLOS.

E_e:	esc. específica (mm/anuales).	ZC_m:	altura media de cordones montañosos (m).
Q:	caudal (m^3/s).	Z_r:	altura relativa (m).
S:	área de subcuenca (m^2).	A_r:	aspecto relativo (°).
Z:	altura sobre el nivel del mar (m).	α:	ángulo de aspecto o dirección de buzamiento (°).
$Z_{mín}$:	altura mínima de la cuenca (m).	A_w:	azimut vientos predominantes (°).
$Z_{máx}$:	altura máxima de la cuenca (m).		
Z_m:	altura media (m).		

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.

ASTER GDEM (ASTGTM) v2, datos obtenidos el 9 de mayo de 2016 en *http://reverb.echo.nasa.gov.* ASTER GDEM es un producto de NASA y METI.

Böhner, J., & Antonić, O. (2009). "Land-surface parameters specific to topo-climatology". *Developments in soil science*, 33, 195-226.

Mendoza, M. (2016). "Hidrología del sector superior de la Cuenca del Río Santa Cruz, Calingasta, San Juan". Universidad Nacional de San Juan, Trabajo Final de Licenciatura *(inédito).* San Juan, Argentina.

Villarroel, C. D.; Peralta, S. H. y Güell, A. E. (2014). "Crioformas de ambiente periglacial en el tramo superior de la cuenca del río Santa Cruz, Cordillera Principal, San Juan". *XIX Congreso Geológico Argentino.* Córdoba, Argentina.

USO DE RETARDADORES AL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL EN EL LOTE EN LA CIUDAD DE CORRIENTES, ARGENTINA

MENDOZA, Renato (#); RUBERTO, Alejandro R. (*) y WOJICKI, Oscar (#)

(#) Alumno de grado de Ingeniería Civil – Facultad de Ingeniería - UNNE
* Grupo de Investigación y Servicios – Departamento de Hidráulica – Facultad de Ingeniería – Universidad Nacional del Nordeste – Av. Las Heras 727 - Resistencia – Chaco – 0362-4420076 – Int 142 – aleruberto44@yahoo.com.ar

RESUMEN

Se aborda el proyecto de un barrio en la ciudad de Corrientes de alta densidad poblacional actual.
Para mitigarlo se buscó la solución mediante Sistemas de Drenajes Urbanos Sostenibles (SUDS) a nivel de lote.
Se adoptó una lluvia de diseño de cinco años con curvas IDF de Resistencia, Chaco, definiendo el hietograma con el método de bloques alternos y convertido en caudal se obtuvo el hidrograma de entrada.
Se propuso retardar los excesos con tanques de almacenamiento de cuatro medidas, comparando el caudal pico, tiempo de retardo, volumen retenido y amortización del costo del retardador, con la alícuota del impuesto inmobiliario municipal para cada medida, eligiendo finalmente la óptima.
Se realizó un análisis de sensibilidad para distintos porcentajes de instalación de retardadores en viviendas: 25% hasta 100%; para capacidades de 850 a 2.750 litros, obteniendo disminución del caudal pico entre 26% a 56%, con retardos de 1´56´´ a 8´36´´ y amortización entre 11 a 17 meses.
La solución con tanques de almacenamiento de agua se presenta como una opción económica, rápida y eficiente para reducir el impacto hidrológico de superficies impermeables sobre el sistema mayor de desagües pluviales, resultando importante que mayor porcentaje poblacional los utilice para mayor eficiencia.

ABSTRACT

A project of a Corrientes´s neighborhood city it´s approach which is high density population made.
In order to mitigate it, an approach to a possible solution was looked for through a (SUDS), Sustainable Urban Drainage Systems, to the lot level.
A five years rain design with IDF curves of Resistencia, Chaco was taken, defining the hietogram with altern blocks and converted into volume, the entry hietogram was obtained.
To delay the excess with storage tanks of four different measures, comparing the peak volume, delay time, retaining volume and amortization of the retardant with the aliquot of the municipal inmobiliary tax for each measure, and choosing the best.
A sensitivity analysis was performed for different percentages of installation of retarders in dwellings: 25% up to 100%; For capacities of 221 to 715 gallons, obtaining a reduction of the peak flow between 26% and 56%, with delays of 1' 56" to 8' 36" and amortization between 11 and 17 months.
The solution with water storage cistern is presented as an economic, quick and efficient option in order to reduce the hydrologic impact of impervious surfaces on the major system of pluvial drainages, becoming important that the most population percentages use them for best efficiency.

INTRODUCCIÓN

El análisis de caso se sitúa en la ciudad de Corrientes, de la provincia homónima e hidrográficamente próximo a la confluencia de los ríos Paraná y Paraguay, más precisamente aguas abajo de la misma y sobre margen izquierda del río Paraná.

El centro de la ciudad posee un sistema de macrodrenaje que tiene la singularidad de acometer hacia el río Paraná en forma radial, particularmente por cómo se ha urbanizado el territorio y el barrio que se estudia, denominado Ex Aeroclub y que se ubica en la cuenca del arroyo Limita.

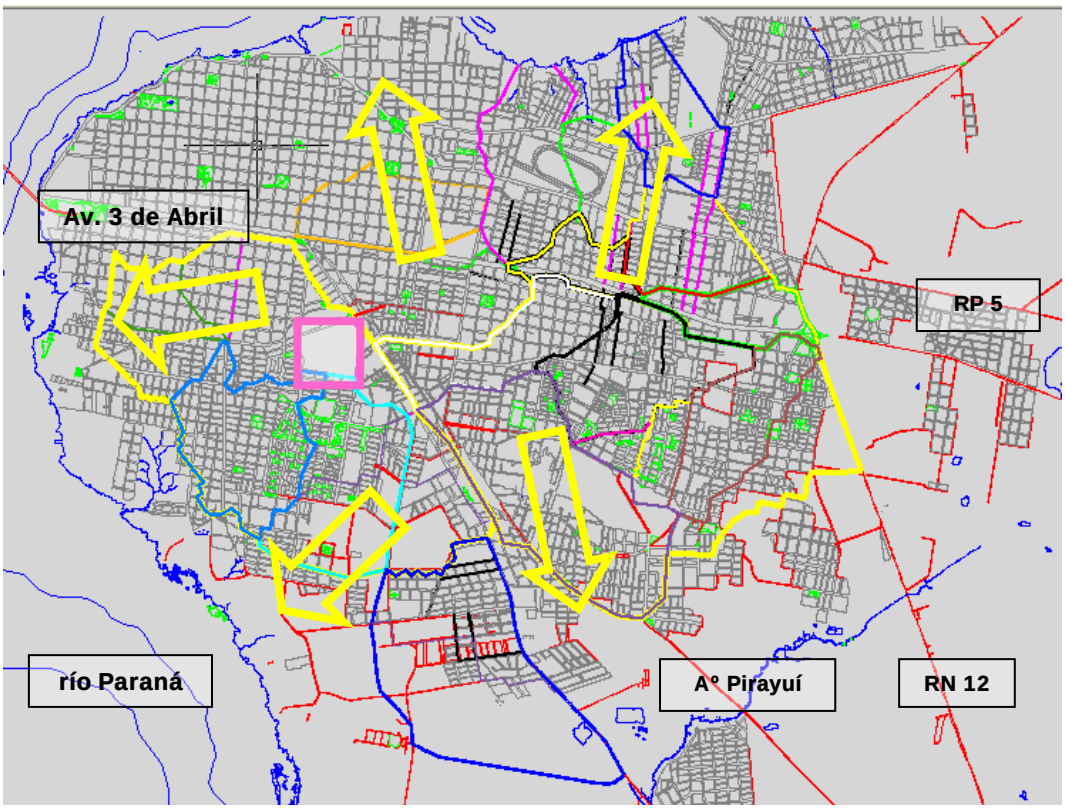


Figura 1. Catastro, división de subcuencas, identificación del barrio y dirección de las pendientes de la ciudad de Corrientes. (Fuente: elaboración propia).

El proyecto consiste en un barrio de la ciudad de Corrientes de 25ha de superficie y con hasta 533 unidades habitacionales iguales a proponer; en una zona que actualmente se encuentra rodeada por distritos urbanos de alta densidad poblacional y cercana al casco céntrico. Consiste en introducir un nuevo distrito de uso residencial e incorporarlo al sistema de desagües pluviales urbanos actual, siendo que el mismo se encuentra saturado con el grado de urbanización hoy existente.

Para ello se pretende que la inserción del barrio tenga impacto hidrológico cero utilizando los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenibles (SUDS) (Contardi, F. et al., 2.014).

El objeto fue la inserción del barrio tenga impacto hidrológico cero utilizando los Sistemas Urbanos de Drenaje Sostenibles (SUDS). Con el trabajo desarrollado se busca dar a conocer, informar, desarrollar y poner en práctica el uso de técnicas orientadas al drenaje urbano sostenible el cual consiste en la aplicación de tanques

retardadores a nivel de lote, de manera que el agua de lluvia sea captada dentro del domicilio y que una parte de ella sea almacenada y otra entregada al sistema de drenaje, diferida en el tiempo.

La ciudad de Corrientes tiene como ejido 522km² de superficie (fig. 1) con poco más de 10% de densa a muy densamente urbanizado y se ubica al noroeste de la provincia, limitando al norte y al oeste con la provincia del Chaco, al este con los departamentos de San Cosme y San Luis del Palmar y al sur con el departamento Empedrado.

Una de las características de la ciudad es que conserva el trazado de estilo español, con calles angostas y un casco fundacional y cuenta con 125 barrios.

Según el censo poblacional del 2.010, el departamento Capital tenía una población de 356.314 habitantes (184.853 mujeres y 171.461 varones) lo cual arroja elevada densidad poblacional, particularmente en el centro de la ciudad.

El relieve medio de la ciudad está constituido de ondulaciones que la recorren, con altitud promedio de 56msnm, estando la costa caracterizada por barrancos y grandes formaciones de bancos de arenas.

Figura 1. Ubicación geográfica del área dentro de la ciudad de Corrientes (Fuente: elaboración propia en base a Google Earth).

En más detalle se observa (fig. 2, en rojo) el barrio Ex Aero Club y sus alrededores densamente urbanizados.

Figura 2. Ubicación del barrio en Corrientes. (Fuente: elaboración propia en base a Google Earth).

ANTECEDENTES

En el año 2.000 Alejandro Pilar y Biaín, han considerado el uso de retardadores aplicado a viviendas residenciales, buscando y analizando la eficiencia de un mecanismo hidráulico llamado retardador, que cumple la función de atenuar el escurrimiento generado por una cubierta plana y/o techo inclinado, característico de Resistencia, Chaco e interponiendo una tormenta crítica. Para ello antepusieron un retardador para un hietograma como los de las Figuras 3 y 4.

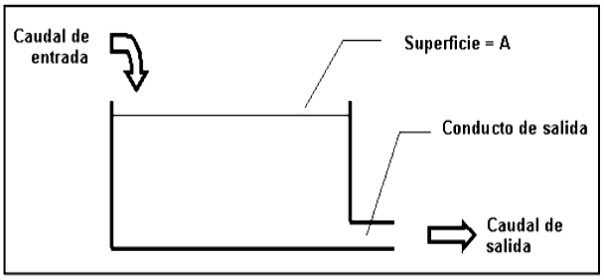


Figura 3. Esquema del retardador analizado utilizado

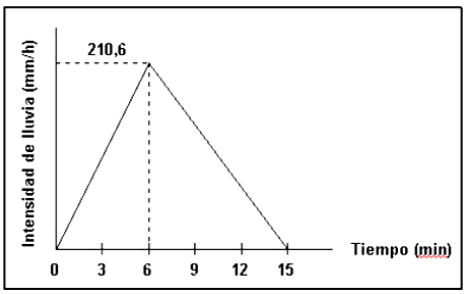


Figura 4. Hietograma crítico

Los autores han simulado el funcionamiento de un dispositivo aplicando un dispositivo prismático, de planta rectangular y salida con un caño de menor diámetro aplicando el modelo de conservación de masa (Chow, Maidment & Mays, 1994; Tucci, 1998) según:

$$\frac{dS}{dt} = I\,(t) - Q\,(H, t) \qquad (1)$$

donde “S” es el almacenamiento; “t” tiempo; “I (t)” caudal de entrada, función del tiempo y “Q (H, t)” caudal de salida, función de la carga hidráulica “H” y del tiempo. Reemplazando la variación del almacenamiento dS = A x dH, siendo “A” el área de la sección horizontal del retardador, (1) puede ser expresada según:

$$\frac{dH}{dt} = \frac{I\,(t) - Q\,(H, t)}{A} \qquad (2)$$

Los mismos autores resolvieron la ecuación diferencial (2) iterando, para lo cual utilizaron el método de Runge – Kutta de tercer orden (Chow, Maidment & Mays, 1994) y para obtener el caudal de salida para cada intervalo se aplicó la ecuación de descarga por orificio con salida libre.

Gutiérrez y Cundom (2.000), indagaron el uso de patios de viviendas, impermeables, funcionando como retardadores y que funcionen a nivel inferior al de vereda.

Estudiaron cómo funcionarían en una vivienda tipo FONAVI de 100m^2 de superficie cubierta, considerando el patio totalmente impermeabilizado; siendo el tamaño del lote en análisis de 10m de frente por 20m de fondo y considerando que el patio funcione como reservorio.

La metodología fue la misma que Pilar y Biaín e interpusieron caños de 1” y 1,50” de diámetro a la salida, resultando:

Tabla 1. Síntesis de los resultados del trabajo de Cundom & Gutiérrez

Diámetro de salida (mm)	Retardo del pico del hidrograma (min)	Reducción del pico del hidrograma (%)	Altura máxima (cm)	Tiempo de permanencia (min)
25	9	92,3	5,1	233
38	8	83,4	5	85

El interés del trabajo resultó en que es posible la atenuación a nivel de lote, si se tolera la salida controlada, alcanzando sólo 5cm de altura en el patio de la vivienda, aunque con tiempo de permanencia algo elevado para la sobrellevarlo “intradomicilio”, analizado con el espíritu de “impacto hidrológico cero” de los SUDS.

MATERIALES Y MÉTODOS

El tipo de SUDS utilizado en el caso que se estudia son tanques de almacenamiento de aguas de lluvia o retardadores a nivel de lote, al cual se aplica una lluvia de diseño obtenida a partir de curvas IDF de la ciudad de Resistencia, Chaco y así obtener el caudal pico de salida del lote al sistema mayor, su tiempo de retardo y el volumen retenido; cuando en el lote trabaja el SUDS y así poder comparar con la situación del lote sin el tanque de almacenamiento y amortiguamiento de aguas de lluvia. Esto se realizó para cuatro medidas comerciales de tanque y finalmente se eligió la óptima.

Para aplicar estos sistemas se tomó el criterio de impermeabilización máxima del suelo permitida por el código de planeamiento urbano de la ciudad de Corrientes, dado por el factor de ocupación de suelo para un lote tipo y consiste en que la impermeabilización máxima del suelo permitida es el factor de ocupación de suelo (FOS), es decir, se tomará a 60% de cada lote como impermeable y 40% como permeable, respetando la zona del barrio que fue destinada a espacios verdes.

También se analizó la posibilidad, como sensibilidad, de que distintos porcentajes de población del barrio decidan la utilización de los retardadores.
Finalmente se buscó la forma de amortizar el gasto que generaría la instalación del retardador al propietario del lote analizado con el valor de la alícuota del impuesto inmobiliario.

Lluvia de diseño
Se obtuvo a partir de las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia de la ciudad de Resistencia, Chaco (figura 4) siendo que las las mismas son resultado de la representación gráfica de:

$$i\ [mm\ /\text{h}] = A\ /\ (B + d)^{C} \qquad (3)$$

Donde:
-A, B y C son parámetros de ajuste de la función que se obtienen de tabla 2 en función del tiempo de recurrencia adoptado.
-d (min) = duración del evento igual al tiempo de concentración de la cuenca.

Tabla 2. Parámetros de ajuste

Tiempo de retorno	Parámetros obtenidos		
	A	B	C
2 años	740	8,1	0,63299
5 años	1.201,5	11,1	0,684
10 años	1.648,5	16	0,716
25 años	2.300	24,5	0,745
50 años	2.135	24	0,711

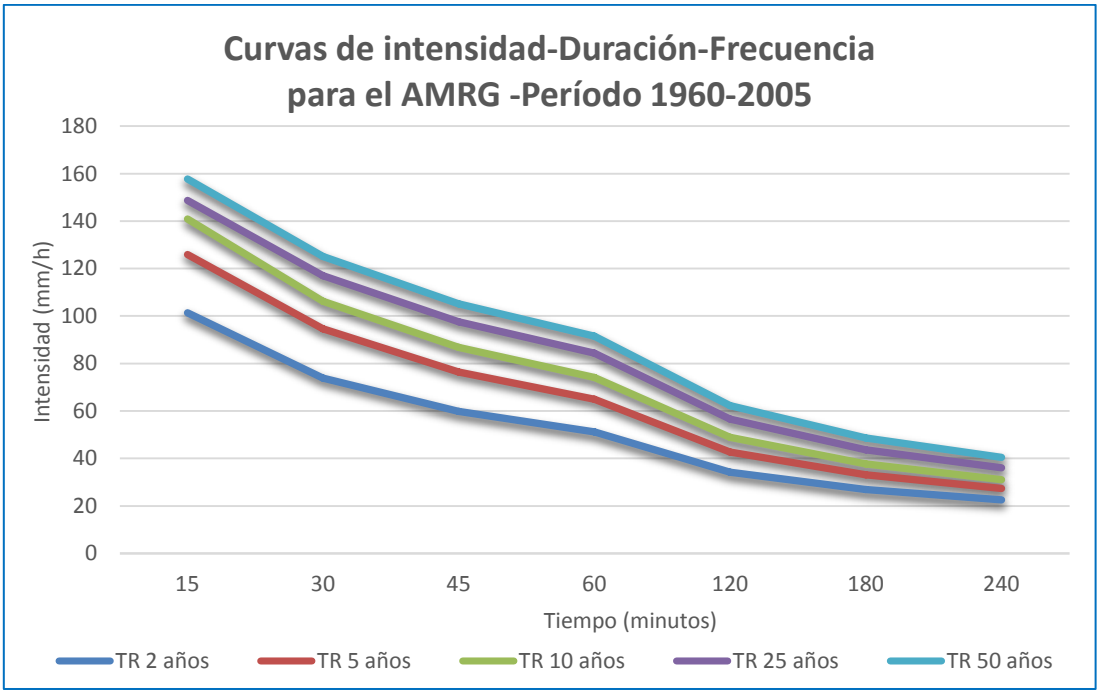


Fig. 5. Curvas de intensidad-duración-frecuencia del Área Metropolitana del Gran Resistencia (fuente: Pilar et al., Congreso Nacional del Agua, 2007, Tucumán).

Hietograma de diseño

Para la distribución temporal del hietograma de diseño se utilizaron las curvas IDF colocando las alturas de lluvias con su máximo valor al minuto de la tormenta, esto se debe al bajo tiempo de concentración de los techos en análisis. El hietograma de diseño generado, especifica la lámina de lluvia que ocurre en n intervalos de tiempo sucesivos de duración dt respecto de una duración total D = n . DT.

Fue adoptado el tiempo de recurrencia de 5 años para el diseño, acorde para los sistemas menores de drenaje urbano y se determinó la intensidad para cada una de las duraciones parciales calculadas; luego se realizaron las diferencias entre los valores acumulados consecutivos de lámina de lluvia y se obtuvo la cantidad de lluvia en cada intervalo de tiempo.

Se presenta el hietograma e hidrograma adoptado para una lluvia de duración de diez minutos (figuras 6 y 7), tiempo de concentración para la vivienda tipo y la tabla con el cálculo del hietograma e hidrograma de aporte (tabla 3) de cada lote hacia el sistema mayor.

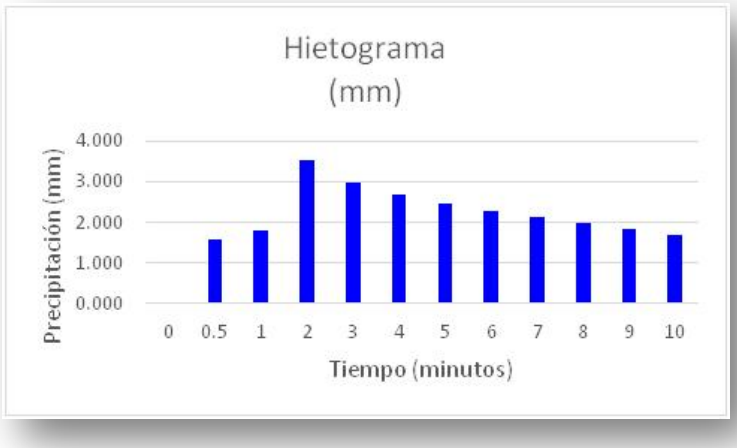


Fig. 6. Hietograma de precipitación.

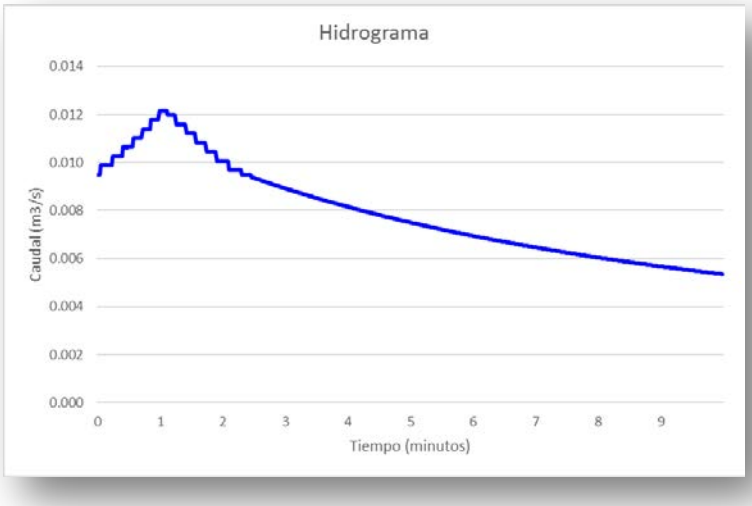


Fig. 7. Hidrograma de entrada.

Tabla 3. Hietrograma e hidrograma de aporte de cada lote.

Duración 10 min								
Paso de tiempo		I (mm/h)	Profundidad acumulada (mm)	Profundidad incremental (mm)	Hietograma (mm)	Volumen (m^3)	Volumen acumulado (m^3)	Q (m^3/s)
Minutos	Horas							
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,5	0,008	224,716	1,873	0,061	1,598	0,304	0,304	0,011
1	0,017	218,323	3,639	0,057	1,786	0,339	0,643	0,012
2	0,033	206,781	6,893	0,051	3,531	0,671	1,314	0,010
3	0,050	196,634	9,832	0,047	2,971	0,565	1,878	0,009
4	0,067	187,631	12,509	0,043	2,693	0,512	2,390	0,008
5	0,083	179,579	14,965	0,039	2,470	0,469	2,859	0,008
6	0,100	172,327	17,233	0,036	2,280	0,433	3,292	0,007
7	0,117	165,757	19,338	0,034	2,116	0,402	3,694	0,006
8	0,133	159,771	21,303	0,032	1,973	0,375	4,069	0,006
9	0,150	154,290	23,143	0,030	1,849	0,351	4,397	0,006
10	0,167	149,250	24,875	0,028	1,709	0,325	4,751	0,005

Los sistemas retardadores de los lotes presentan un volumen variable relacionado directamente con la superficie de cubierta o superficie impermeable total de cada uno, en este trabajo se tomó un lote promedio de 333,33m^2 que, aplicando el FOS, da una superficie impermeable de 200m^2.

Asumiendo así que será necesaria la implementación de tanques con sus correspondientes dispositivos complementarios, para que funcionen como retardadores en cada vivienda. En la figura 8 se muestra el sistema retardador adoptado y estudiado, compuesto por un tanque tricapa con filtro para tierra y sedimentos, con la salida a la calle, proponiendo que el caño de salida esté ubicado a 70% de la altura y con salida a la red doméstica para poder utilizar el agua almacenada en el mismo.

Fig. 8. Tanque retardador.

Para la elección del volumen del tanque se propusieron cuatro prototipos de distintos volúmenes, adoptando las capacidades comerciales de 850 ,1.100, 1.500 y 2.750litros. A cada uno se hizo ingresar el hidrograma de entrada adoptado y se evaluó lo siguiente: reducción del caudal pico (tabla 4), el tiempo de retardo del caudal máximo (tabla 5), el volumen retenido (tabla 6), dimensiones (tabla 7), costo y amortización del mismo (tabla 8). Y en las figuras 9, 10, 11 y 12 se representan los hidrogramas de entrada y salida para cada tipo de tanque.
Los resultados obtenidos fueron:

Tabla 4. Caudal pico de salida.

Tanque (L)	850	1.100	1.500	2.750
Qp entrada(L/s)	12,16	12,16	12,16	12,16
Qp salida(L/s)	8,97	8,51	7,97	5,30
Reducción (%)	26,20	30,02	34,48	56,39

Tabla 5. Tiempo de retardo caudal pico de salida.

Tanque (L)	850	1.100	1.500	2.750
Tiempo retardo (min)	1´56´´	2´38´´	3´17´´	8´36´´

Tabla 6. Volumen retenido.

Tanque (L)	850	1.100	1.500	2.750
Volumen (L)	788,78	957,94	1.270,76	2.226,61

Tabla 7. Dimensiones de los tanques.

Tanque (L)	850	1.100	1.500	2.750
Altura (m)	1,18	1,44	2,03	1,80
Diámetro (m)	1,10	1,10	1,06	1,50

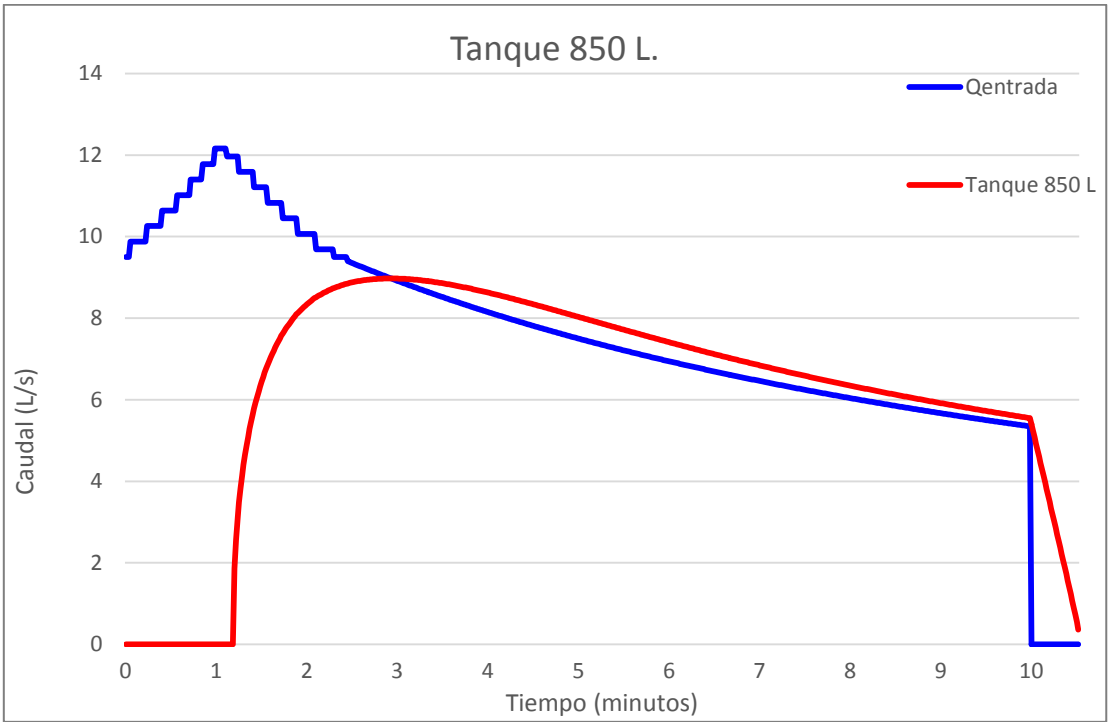


Fig. 9. Caudal de entrada versus caudal de salida para 850L.

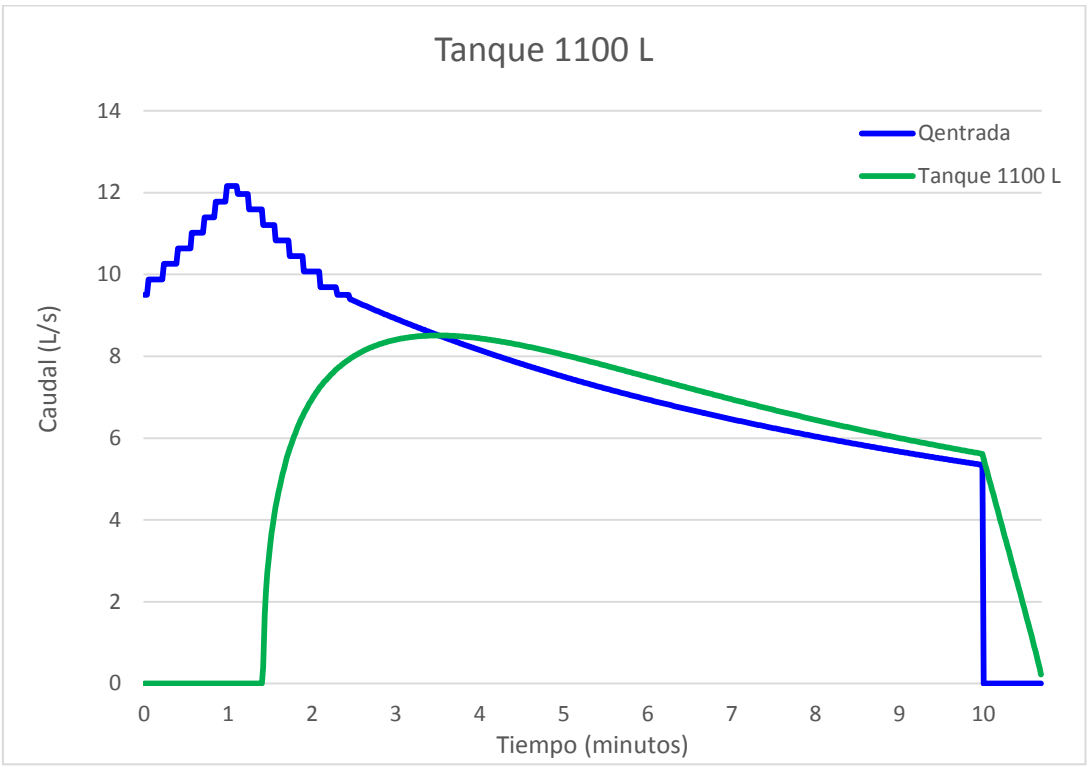


Fig. 8. Caudal de entrada versus caudal de salida para 1.100L.

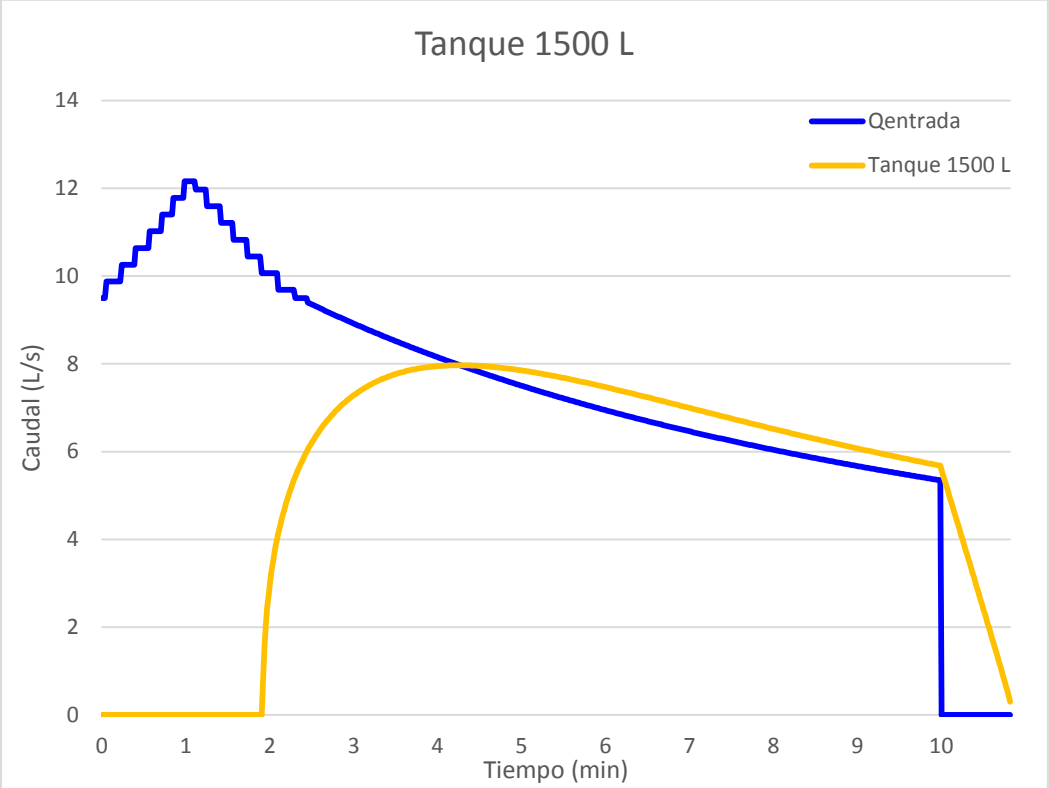


Fig. 9. Caudal de entrada versus caudal de salida para 1.500L.

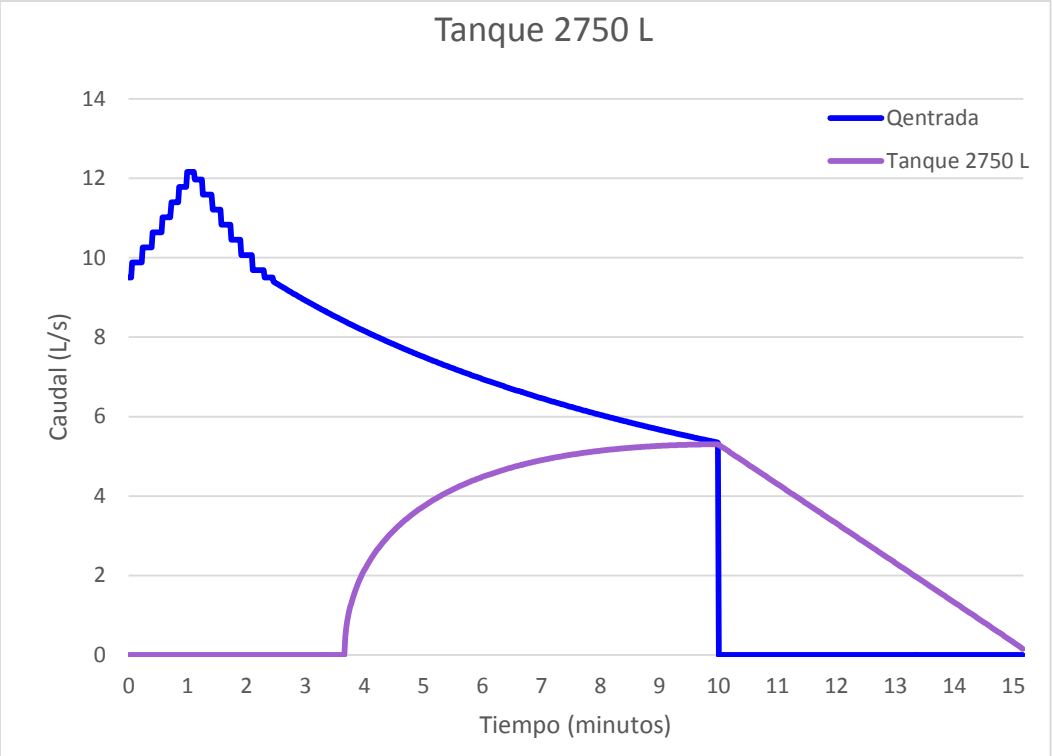


Fig. 10. Caudal de entrada versus caudal de salida para 2.750L.

Costos y amortización

El costo de los tanques incluye: un tanque tricapa, filtro para sedimentos, estructura para elevar un metro el mismo, revestimiento para "disimular" el tanque dentro del lote, la cañería para reutilizar como riego de un jardín interior y la mano de obra.

Se analizó el costo del retardador considerando beneficiar a los propietarios, estableciendo un sistema de premio a quienes los utilicen, ya que los beneficios serán cargados a la ciudad. La propuesta consiste en trasladar el pago de la cuota mensual del impuesto inmobiliario al proyecto del retardador hasta recuperar el valor de la inversión, acorde al impuesto inmobiliario dispuesto por el artículo décimo de la ordenanza n° 6.526 de la municipalidad de la ciudad de Corrientes.

El mismo tiene valor actual de $8.500 por metro cuadrado de construcción, que para inmuebles edificados arroja una alícuota de 0,55%; es decir que en el lote de 200m^2 edificados se tendrá una cuota anual de $9.350, equivalente a una cuota mensual de $779,17. Con estos valores fue posible calcular en cuánto tiempo se podría amortizar el costo del tanque retardador según se observa en la tabla 8:

Tabla 8. Costo y amortización de tanque retardadores.

Tanque (L)	850	1.100	1.500	2.750
Costo ($)	8.073,34	8.493,10	10.642,50	13.027,74
Amortización (meses)	11	11	14	17

Luego del análisis fue elegido el retardador de 1.500L; los motivos fueron por poseer un volumen conveniente, costo y amortización plausibles y poder ubicarse apropiadamente dentro de una vivienda tipo.

En la tabla 9 se encuentran todos los datos y resultados obtenidos para este volumen de retardador adoptado.

Tabla 9. Resumen tanque de 1.500litros.

Qp entrada (L/s)	12,16
Qp salida (L/s)	7,97
Reducción (%)	34,48
Tiempo de retardo (min)	3´ 17´´
Volumen retenido (L)	1.270,76
Altura del tanque (m)	2,03
Diámetro (m)	1,06
Costo ($)	10.642,5
Amortización (meses)	14

El análisis anterior fue realizado para un solo lote del barrio y luego se analizó el porcentaje de variabilidad de incorporarlos dentro del distrito. Los porcentajes evaluados fueron de incorporarlos en 25, 50, 75 y 100% de lotes con retardadores (resultados en tabla 10 y figura 11).

Se tuvo en cuenta el caudal pico de entrada, de salida, volumen retenido por el total de lotes con retardadores y su costo.
Y luego se analizó lo que costaría en un año al municipio para que la implementación del mismo pueda ser amortizada con el impuesto inmobiliario.

Tabla 10. Análisis del impacto del retardador según el porcentaje de viviendas que lo usen.

	0%	25%	50%	75%	100%
Q_p entrada(L/s)	6.481,28	6.481,28	6.481,28	6.481,28	6.481,28
Q_p salida (L/s)	6.481,3	5.919,5	5.361,9	4.804,3	4.246,7
Reducción Q_p (%)	0	8,67	17,27	25,87	34,48
Volumen retenido (L)	0	170.282	339.294	508.305	677.317
Costo ($)	0	1.426.095	2.841.548	4.257.000	5.672.453
Retardadores (n°)	0	134	267	400	533

Se observa la importancia de que todos los lotes cuenten con retardadores para que cumplan la función de almacenar y amortiguar los excesos. Así el costo para el municipio de que todas las viviendas tengan los retardadores instalados será de $5.672.453.

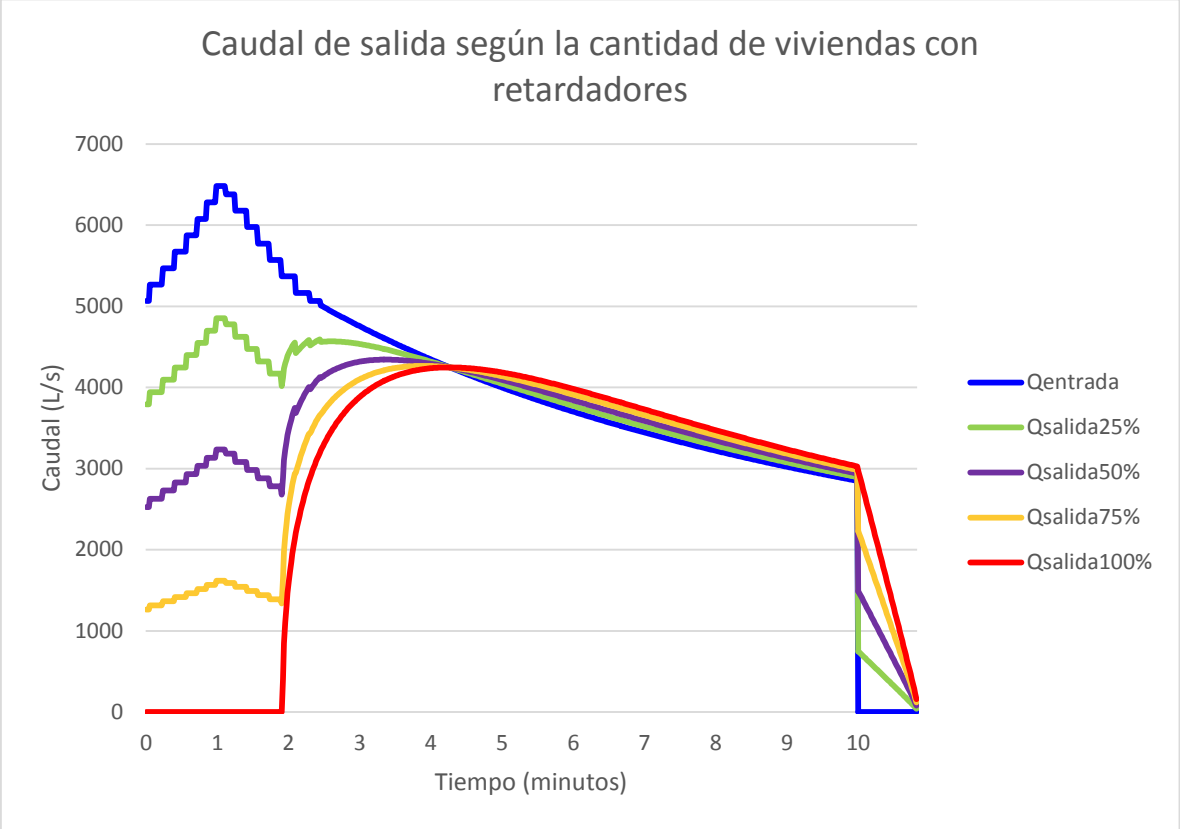


Fig. 11. Caudal de salida según la cantidad de viviendas (en porcentaje) con retardadores en uso.

Otro dato de importancia es que para la duración de 10minutos que tiene la tormenta de diseño el barrio erogará 2.532,2m^3 y con los retardadores funcionando se almacenará 677,32m^3 del volumen aportado: 26,7%.

CONCLUSIONES

Se observa que la solución propuesta con tanques de almacenamiento de aguas de lluvia de diferentes capacidades es económica, rápida y eficiente para reducir el impacto de superficies impermeables sobre el sistema mayor de los desagües pluviales urbanos, ya que en el caso que se estudió y adoptó disminuye 34,5% el caudal pico que aporta el lote, retardándolo 3´17´´minutos y almacenando 1.270,7 litros que se podrían reutilizar para riego de jardines, servicios y otros usos y así disminuir el impacto hidrológico en las calles producto del avance de la urbanización.

El costo que generaría la instalación de los retardadores en el caso en estudio de la ciudad de Corrientes es muy bajo comparado con la ampliación que habría que realizar al sistema mayor de desagües pluviales y tampoco causaría molestias en la vía pública como lo harían las obras para la ampliación del sistema de desagües pluviales.

Otra ventaja es que la ubicación del retardador dentro del lote es adaptable al diseño a proponer por el proyectista.

Resulta de gran importancia que el mayor porcentaje de la población pueda utilizarlos para que sea mayor la eficiencia de los retardadores.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Chow, V.T., Maidment, D. & Mays, L. (1994). "*Hidrología aplicada.*" *Santa Fe de Bogotá: Mc Graw-Hill. 584p.*

Cundom, G., Gutiérrez, G. (2000). "*Impacto cero en el drenaje pluvial urbano.*" *Trabajo de conclusión. Segundo curso de posgrado en Hidrología Urbana, Facultad de Ingeniería, UNNE.*

Pilar, A. & Biaín, R. (2000*). "Estudio de la viabilidad técnica de la implantación de retardadores de escurrimiento pluvial en lotes urbanos." In: Tucci, C. E., Goldenfum, J., Depettris, C. & Pilar, J., org., Hidrologia Urbana na Bacia do Prata. Porto Alegre: CAPES-SETCIP/UFRGS-UNNE. pp. 99-107.*

Pilar, J.V.; Ruberto, A.R.; Depettris, C.A.; Gabazza, S.; Kutnich, E.J. (2007). "*Actualización y análisis de las curvas en el Área Metropolitana del Gran Resistencia [AMGR]." Congreso Nacional del Agua - CONAGUA 2007. Tucumán, Argentina. Anales.*

Contardi, F. et al. (2014). *"Anteproyecto de sistemas retardadores a nivel de lote en el barrio San Miguel, Resistencia, Chaco". Trabajo Final de ingeniería civil, UNNE. 191p.*

Pilar, J. et al. (2007). *"Actualización y análisis de las curvas IDF en el área metropolitana del gran Resistencia (AMGR)". XXI Congreso nacional del agua. San Miguel de Tucumán, Tucumán. 11p.*

Municipalidad de la ciudad de Corrientes. (2016). *"Código de planeamiento urbano de la ciudad de Corrientes".*

ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE LAS IDT MEDIDAS Y SINTÉTICAS PARA VARIAS LOCALIDADES DE LA PCIA. DE SANTIAGO DEL ESTERO

Olmos L., Prieto Villarroya J., González G., Van Meer H.

Instituto de Recursos Hídricos (IRHi) – FCEYT – UNSE (Sgo. del Estero, Argentina)

Belgrano (S) Nº 1912 – C.P.4200 – Tel: 4509560
lolmos@unse.edu.ar, jorgeprietovillarroya@yahoo.com.ar

RESUMEN

Existen diferentes metodologías (del S.C.S., Bell, Cheng, Hernández, Lafragua y Aparicio, DIT) que han sido desarrolladas para la estimación de la distribución temporal de las lluvias de manera sintética cuando no se dispone de datos pluviográficos.

En la provincia de Santiago del Estero hace pocos años que se están realizando mediciones pluviográficas con estaciones automáticas y en esta ocasión se cuenta con los registros pluviográficos de Termas de Río Hondo (Hidroeléctrica Tucumán), Frías (INTA y Ministerio de Producción de Santiago del Estero) y La María – Árraga (INTA), no utilizándose la de Santiago del Estero ya que su información ha sido utilizada para el ajuste regional del modelo DIT.

En este trabajo se compara las IDT obtenidas a partir de registros pluviográficos de las localidades mencionadas con las IDT sintéticas obtenidas mediante el método DIT 3P (Camaño Nelli et al , 2010). La evaluación de esta metodología se lleva a cabo con los valores extraídos de mapas regionales de los parámetros del modelo DIT, de acuerdo a la zona en la que se ubica cada estación pluviográfica analizada. Los resultados obtenidos permiten establecer unas conclusiones sobre el comportamiento del modelo DIT en estos casos analizados y de las intensidades de precipitación en las localidades de estudio.

ABSTRACT

There are different methodologies (from S.C.S., Bell, Cheng, Hernández, Lafragua and Aparicio, DIT) that have been developed for estimating the temporal distribution of rainfall in a synthetic way when rainfall data are not available.

In the province of Santiago del Estero a few years ago that pluviographic measurements are being performed with automatic stations and this time there are pluviographic records of Termas de Río Hondo (Hidroeléctrica Tucumán), Frías (INTA and Ministry of Production of Santiago del Estero) And La María - Árraga (INTA), not using the one in Santiago del Estero since its information has been used for the regional adjustment of the DIT model.

This work compares the IDT obtained from pluviographic records of the mentioned localities with the synthetic IDT obtained using the DIT 3P method (Camaño Nelli et al, 2010). The evaluation of this methodology is carried out with the values extracted from regional maps of the parameters of the DIT model, according to the area in which each rainfall station is located. The results obtained allow us to establish conclusions about the behavior of the DIT model in these analyzed cases and of the precipitation intensities in the studied localities.

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVO

En la mayoría de los diseños hidrológicos para una determinada obra hidráulica de control de excedentes se determina el caudal de diseño en base al empleo de modelos de transformación de lluvia en caudal. Además dentro de este contexto, en la mayoría de los casos no se cuenta con la información pluviográfica necesaria para poder emplear esta herramienta adecuadamente. Por lo tanto los registros temporales para la confección de curvas Intensidad-Duración-Tiempo de Retorno (I-D-T) se obtienen del empleo de métodos alternativos sintéticos que permitan estimar la variación temporal de las lluvias.

Existen diferentes metodologías (del S.C.S., Bell, Cheng, Hernández, Lafragua y Aparicio, DIT) que han sido desarrolladas para la estimación de la distribución temporal de las lluvias y en este trabajo se compara las IDT obtenidas a partir de registros pluviográficos con las IDT sintéticas obtenidas mediante el método DIT 3P (Camaño Nelli et al , 2010).

En base a los registros pluviográficos se obtienen parámetros de las relaciones sintéticas a usar como ser la relación entre precipitación máxima de 24 hs y la diaria y la relación entre la lluvia máxima de 1 hora y de 24 hs.

Las localidades que disponen de registros pluviográficos son Termas de Río Hondo (Hidroeléctrica Tucumán), Frías (INTA y Ministerio de Producción de Santiago del Estero) y La María – Árraga (INTA), no utilizándose la de Santiago del Estero ya que su información ha sido utilizada para el ajuste regional del modelo DIT.

La evaluación de esta metodología se lleva a cabo con los valores extraídos de mapas regionales de los parámetros del modelo DIT, de acuerdo a la zona en la que se ubica cada estación pluviográfica analizada. Los resultados obtenidos permiten establecer unas conclusiones sobre el comportamiento del modelo DIT en estos casos analizados.

UBICACIÓN GEOGRÁFICA Y DATOS DISPONIBLES DE LAS ESTACIONES

Las localidades con datos pluviográficos disponibles son Termas de Río: Año 1997-2016, Árraga: 2007-2016, y Frías: 2007-2016, cuya ubicación se presenta en la Figura 1. Santiago del Estero se descartó por el hecho de dicha localidad se ha usado para ajustar el método DIT que luego se usa como procedimiento sintético para generar las IDT y comparar las con las medidas.

ANÁLISIS DE FRECUENCIA DE LLUVIAS MÁXIMAS

El análisis de frecuencia hidrológico (AFH) se lleva a cabo con la serie del máximo anual (AMS). Los AMS contienen el evento más grande en cada año completo de registro.

Si bien es cierto que desde el punto de vista hidrológico se pueden hacer inferencia probabilística del orden del doble de años de registros disponibles en lo que al período de retorno se refiere (Paoli et al, 1992). Se considera que los valores a obtener pueden ser utilizables para la mayoría de los proyectos hidráulicos de pequeña y mediana escala, por lo que este aspecto ratifica el criterio adoptado de trabajar con el método AMS, ya que en dos localidades la cantidad de años de registros es de 10 años.

Figura 1 – Ubicación geográfica de estaciones pluviográficas

El análisis de frecuencia se lleva a cabo mediante la valoración de calidad de los datos basada en los procedimientos estadísticos e hidrológicos. Luego de ello se selecciona un modelo de distribución factible para los datos que en este caso por los estudios antecedentes (Olmos et al , 2010) se trabaja con la función de Valores Extremos Generalizada verificándose un buen ajuste de la misma.

$$F(x) = \exp\left\{-\left[1-k\left(\frac{x-u}{\alpha}\right)\right]^{1/k}\right\} \qquad \text{V.E.G.} \qquad (1)$$

AJUSTE DE CURVAS IDT

Una vez obtenidos los valores probables de la intensidad para cada duración y período de retorno se procedió a ajustar las curvas IDT en base al modelo propuesto por Sherman. Este tipo de modelo hiperbólico tiene cuatro parámetros a determinar que son a, b, c, y d. El ajuste matemático de las mediciones procesadas permite definir los valores resultantes de los parámetros para las estaciones analizadas que se presentan en la Tabla 1.

$$I = \frac{a.T_R^b}{(t_r + c)^d} \qquad \text{Expresión tipo Sherman} \qquad (2)$$

con I (mm/h), T_R(años) y t_r (horas).

Tabla 1.- Parámetros de las Curvas IDT ajustadas

Estación/Parámetro	a	b	c	d
T. de Río Hondo (Hidroeléctrica)	38,315	0,476	0,681	0,895
Árraga (La María INTA)	116,683	0,172	1,534	1,335
Frías (INTA)	138,021	0,163	1,413	1,484

OBTENCIÓN DE CURVAS IDT A PARTIR DEL MODELO DIT

La relación i-d-T en el modelo DIT 3P (Caamaño Nelli y García, 1999), en su expresión final logarítmica es:

$$\ln_{d,t} = A \cdot \phi_y - B \cdot \delta_y + C \tag{3}$$

Siendo i,d,T la intensidad media máxima de lluvia en mm/h, para una duración d en minutos, esperable en el período de retorno T en años Φ**y** y el factor de frecuencia (Chow, 1994) dado por

$$\phi_y = 2{,}584458 \cdot (\ln T)^{3/8} - 2{,}252573 \tag{4}$$

mientras que δ_y es el factor de persistencia, definido como

$$\delta_y = (\ln d)^q \tag{5}$$

La Ecuación (3) presenta tres términos independientes entre sí, que provienen de la hipótesis de independencia entre duración, explicitada en δy, y recurrencia, incluida en Φy.

Los coeficientes A, B, C de la Ecuación (3) y el exponente q, de la Ecuación (5) son los cuatro parámetros resultantes del modelo; A y C incorporan las características de la lluvia local, mientras que B y q, son parámetros zonales. En el caso de q se demostrado que su valor puede adoptarse constante e igual a 1,67.

Por lo tanto los valores de coeficientes restantes se extraen de mapas clasificados del trabajo "Regionalización de parámetros de un modelo de predicción de lluvias máximas" (Rico et al, 2010) y se presentan en las Figuras 2, 3 y 4 y los valores adoptados se observan en la tabla 2.

Tabla 2.- Parámetros adoptados del modelo DIT

Estación/Parámetro	A	B	C
T. de Río Hondo (Hidroeléctrica)	0,360	0,139	5,250
Árraga (La María INTA)	0,369	0,140	5,103
Frías (INTA)	0,360	0,160	5,200

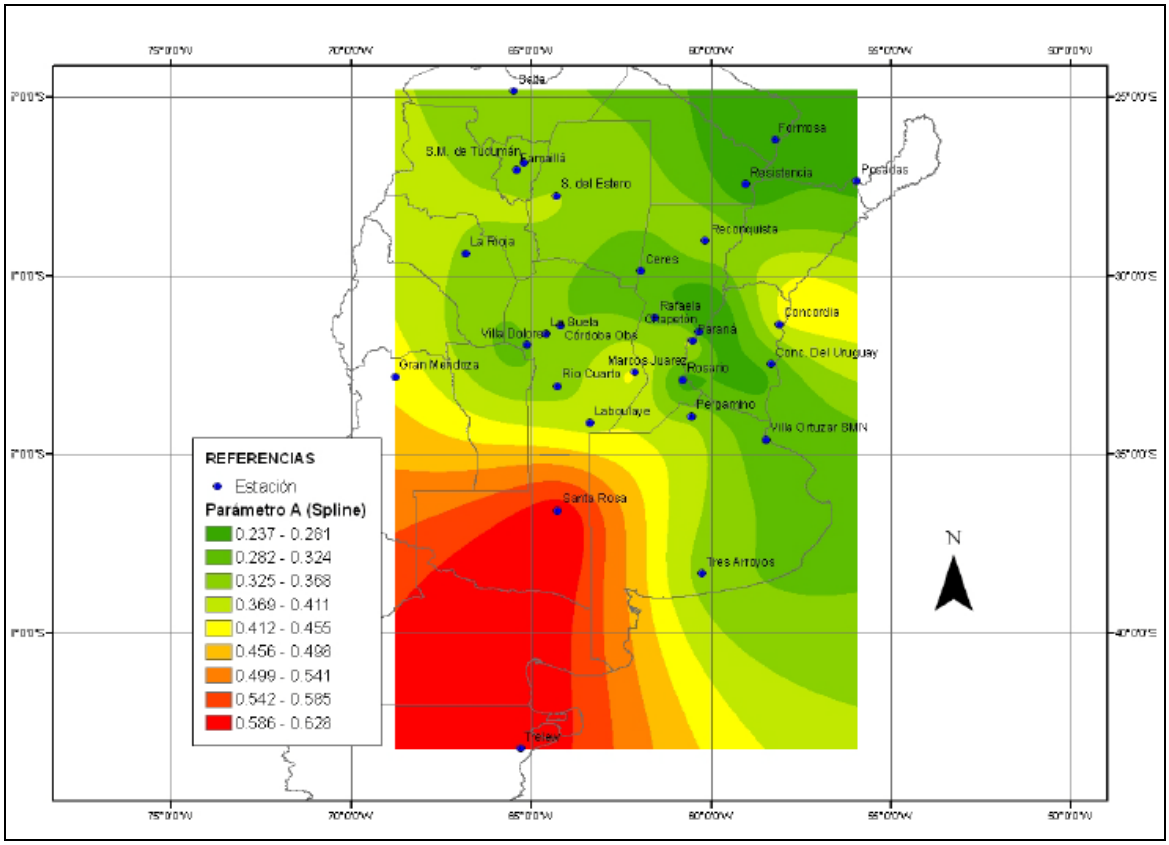


Figura 2 – Variación espacial del parámetro A. (Rico et al. 2010)

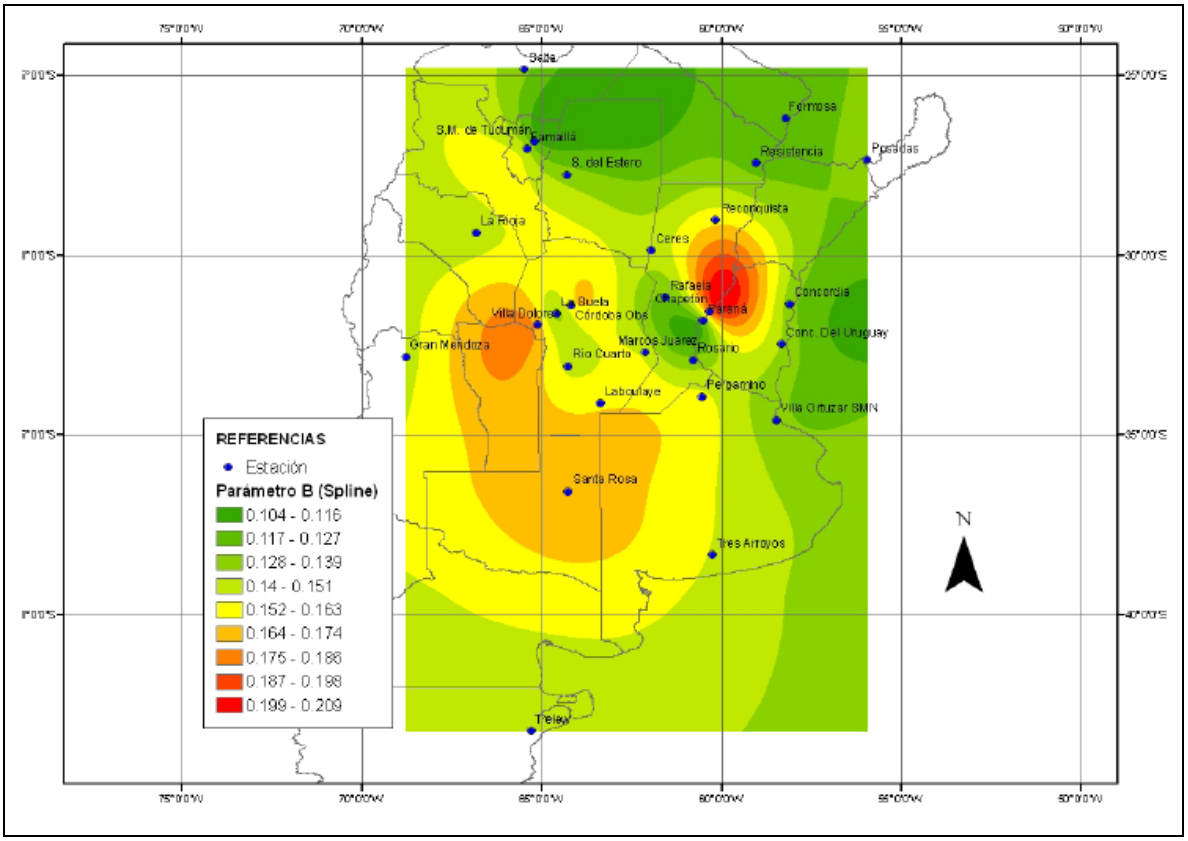


Figura 3 – Variación espacial del parámetro B. (Rico et al. 2010)

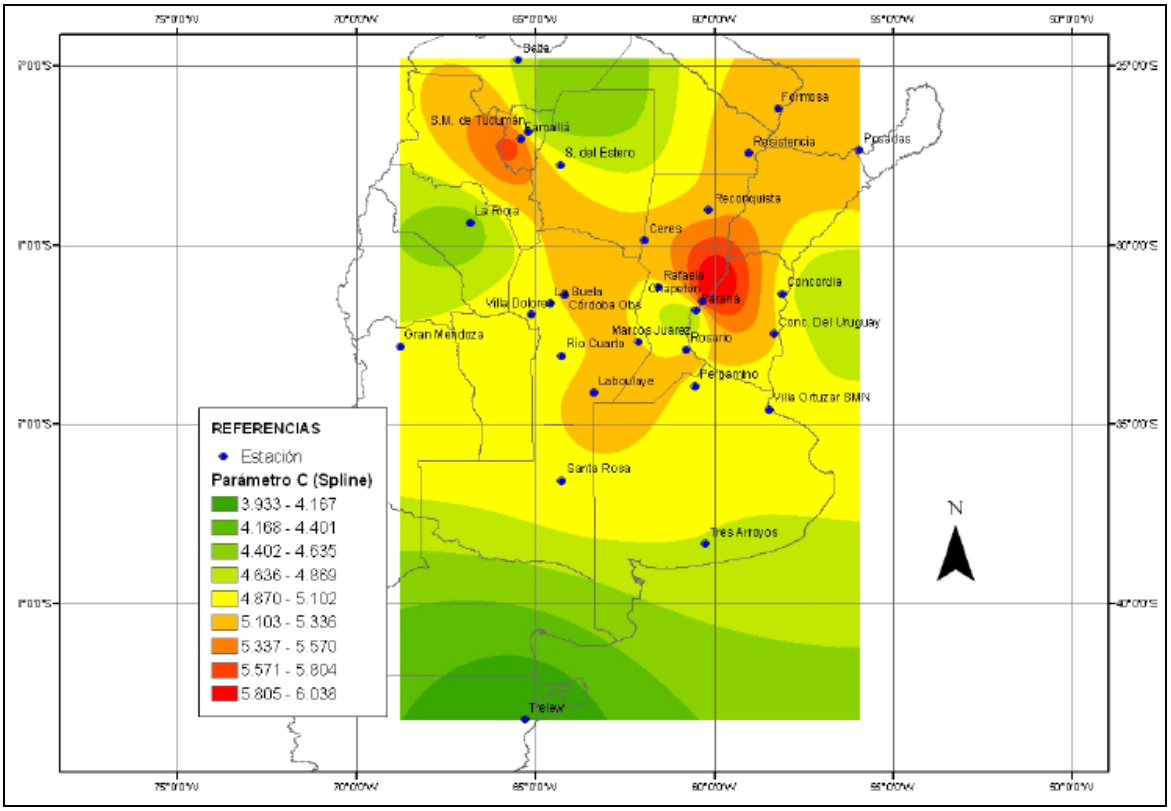


Figura 4 – Variación espacial del parámetro C. (Rico et al. 2010)

ANÁLISIS DE RESULTADOS

La aplicación de las dos metodologías permite obtener las IDT medidas y las sintéticas generadas mediante el modelo DIT (3P) cuyos resultados se presenta en las Figuras 5, 6 y 7.

En base a los resultados obtenidos de la aplicación del modelo DIT regional interesa fundamentalmente analizar lo que sucede con duraciones hasta 5 horas que son los eventos que generan mayores escurrimientos y se observa lo siguiente:

En el caso de Termas de Río de Hondo el modelo DIT modelo estima valores mayores a los medidos para los períodos de retorno de 2 (42%) y 5 años (24%), tiene valores con diferencias menores al 10% para los 10 años de recurrencia (5%) y da valores menores para períodos de retorno de 20 años (21%) y 50 años (41%), aumentando las diferencias cuando mayor es el período de retorno. En esta localidad la magnitud de las diferencias se mantienen para la mayoría de las duraciones para el período de retorno de 50 años.

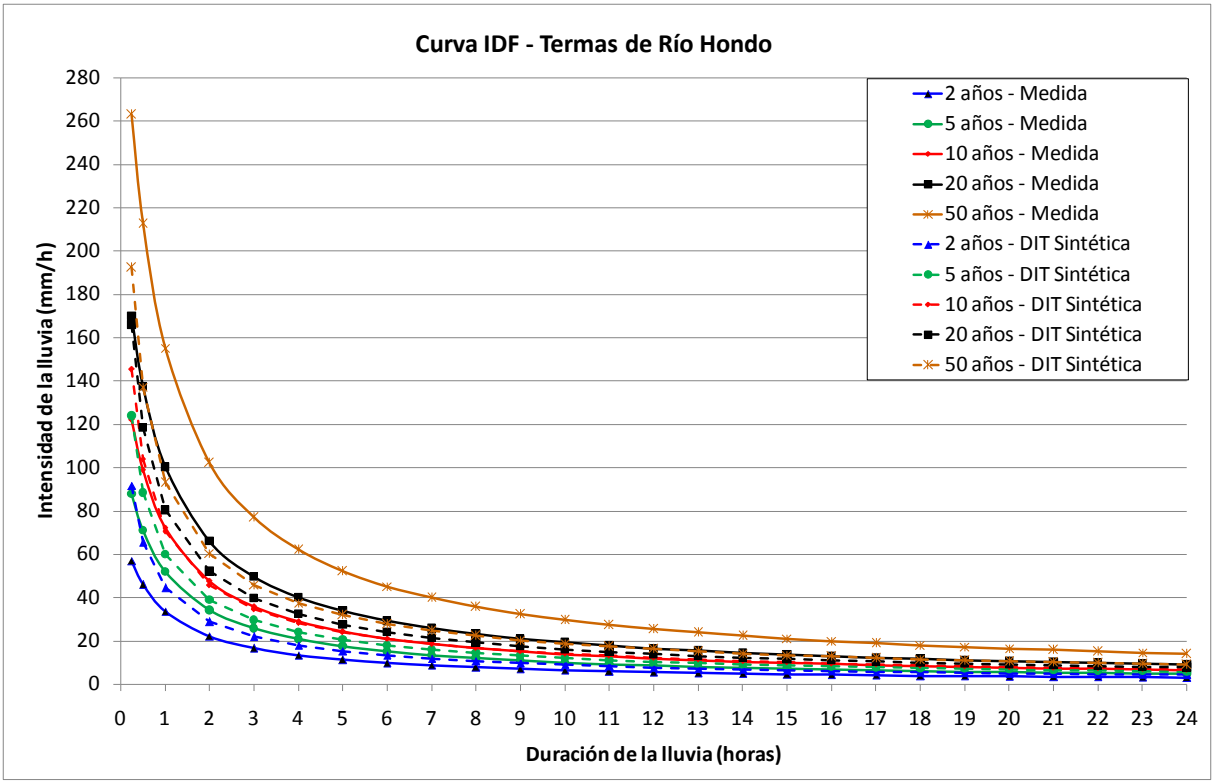


Figura 5 – Comparación de curva IDT medida y Sintética en T. de Río Hondo

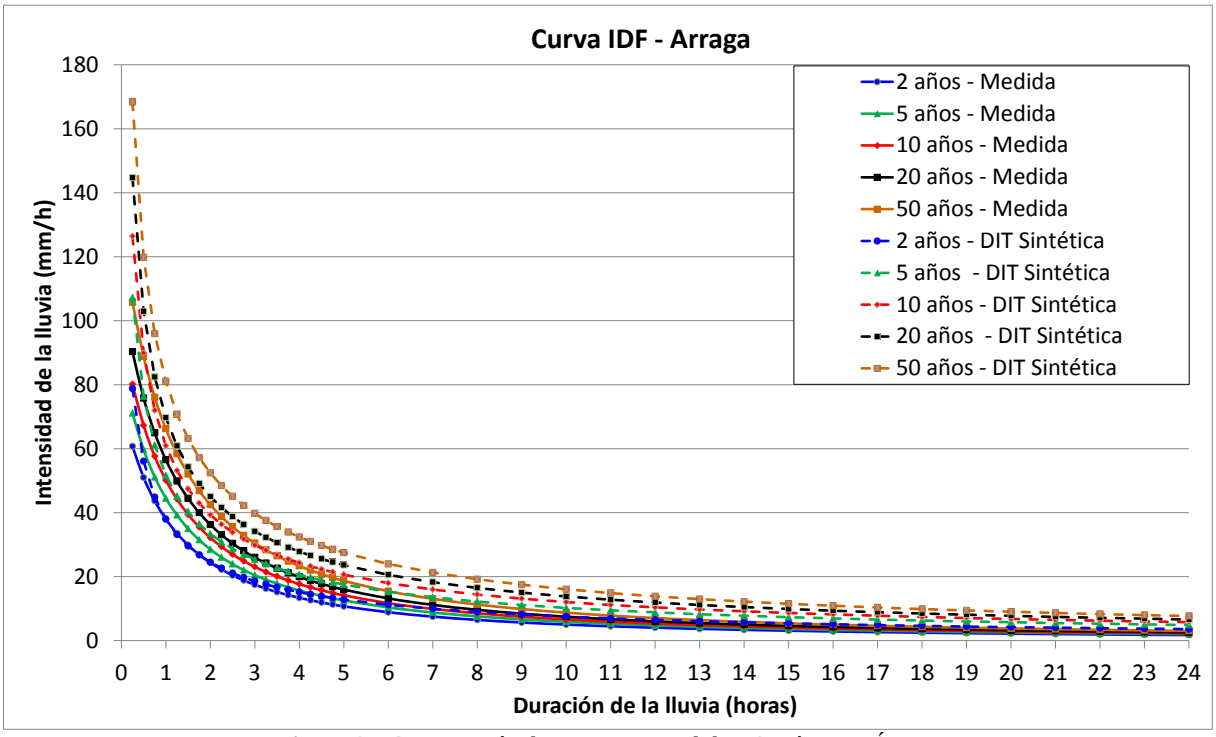


Figura 6 – Comparación de curva IDT medida y Sintética en Árraga

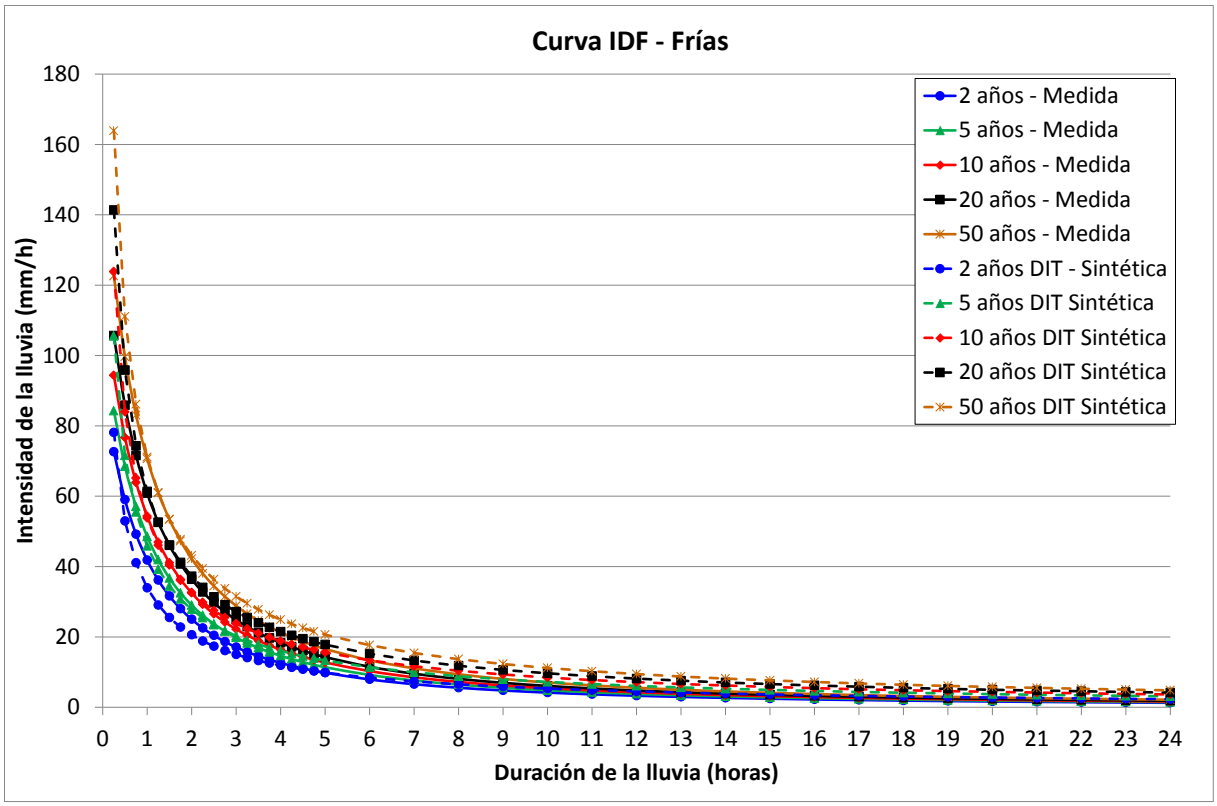


Figura 7 – Comparación de curva IDT medida y Sintética en Frías.

En el caso de Árraga (La María INTA) el modelo DIT 3P arroja valores mayores a los medidos para todos los períodos de retorno con diferencia de 20% (2 años), 39% (5 años), 46% (10 años), 48% (20 años) y 47% (50 años).

En el caso de Frías (INTA) el modelo DIT 3P genera valores menores (20%) a los medidos para el períodos de retorno de 2 años y mayores para el resto de los periodos de retorno analizados con una rango que va desde el 17% (5 años) al 25% (50 años).

En cuanto a relaciones típicas que se utilizan en metodologías sintéticas para generar curvas IDT a partir de lluvias máximas diarias en la Tabla 3 se presentan los valores obtenidos de la relación entre la precipitación máxima de 1 hora y 24 horas y la ésta con respecto a la máxima diaria.

Tabla 3.- Relaciones de lluvias máxima para duraciones típicas

Estación/Relación	**P_1/P_{24}**	**P_{24}/P_{diaria}**
T. de Río Hondo (Hidroeléctrica)	0,55	1,125
Árraga (La María INTA)	0,61	1,130
Frías (INTA)	0,70	1,150

Para el período de registros analizados, a nivel regional se puede decir que Río Hondo presenta intensidades mayores a Frías y Árraga para las duraciones hasta 5 horas y todos los períodos de retorno salvo el de 2 años. Por otro lado Frías presenta intensidades mayores a Árraga para todos los períodos de retorno hasta duraciones de 1 hora y para duraciones de 2 a 5 horas prácticamente son similares.

CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos permiten establecer que el comportamiento del modelo DIT 3P no tiene un patrón de comportamiento definido con respecto a las localidades analizadas que disponen de pluviografía.

Esto puede justificarse en el hecho de que la información usada en el ajuste del modelo DIT 3P, estación de Santiago del Estero, es más larga y no coincide con el período de registros disponibles para las localidades de referencia.

Otra justificación factible es el hecho de que la tendencia del orden de magnitud de los parámetros A, B y C dentro de los mapas regionales no es el mismo en las localidades analizadas. Otra posible explicación radicaría en el hecho de que la interpolación espacial de la que se han extraído los parámetros A, B y C, fue realizada con el método Spline, siendo posible que los resultados mejorasen al emplear toros métodos de interpolación geoestadística (p.ej Kriging). Esto sugiere como una posible línea de investigación futura, la actualización de los mapas regionales con nuevos valores y diferentes técnicas de interpolación espacial.

Los valores obtenidos como relaciones de lluvias máximas para las duraciones típicas P_1/P_{24} y P_{24}/P_d , muestran diferencias por los obtenidos por García (2001), si bien estos pueden ser atribuibles al distanciamiento temporal que separa ambos estudios.

En cuanto al comportamiento regional se puede decir que la estación de Río Hondo presenta intensidades mayores que las estaciones de Frías y Árraga creciendo de manera sustancial a medida que aumenta el periodo de retorno para todas las duraciones.

Se observa también que la diferencia porcentual entre las intensidades para diferentes períodos de retorno es más notable en la estación de Río Hondo.

Con respecto a la diferencia entre Frías y Árraga las mismas no superan el 20% teniendo Frías intensidades mayores.

Por otro lado se propone estudiar el comportamiento del método DIT usando el procedimiento de transposición, lo que se llevará a cabo en una investigación inmediata.

REFERENCIAS

Camaño Nelli, G. y C.M. Garcia (1999). Relación Intensidad-Duración-Recurrencia de lluvias Máximas. Enfoque a través del Factor de Frecuencia. Caso Lognormal. Ingenieria Hidráulica en México. Vol. XIV, Nº3. Setiembre-Diciembre. Pp33-44. DF.Mexico.

Chow, V.T., D.R. Maidment D.R. y Mays L.W. (1994). Tormentas de Diseño. Cap. 14. pp. 455-505. Hidrologia Aplicada. ISBN:958-600-171-7. Mc Graw-Hill Interamericana S.A. Santa Fe de Bogotá, Colombia.

C.M. García , Camaño Nelli, G. y Dasso, C (2001). Estimación de Láminas Máximas de Lluvia a partir de Información Pluviométrica Diaria. Revista Ingeniería del Agua. Vol 8, nº 2, Junio 2001. Pp- 179 – 189. España

Olmos L., Ibáñez J., Farias H. D. (2010)“Estudio Regional de las Lluvias Máximas Diarias. Aplicación a la LLanura Chaqueña Argentina ” (2010). XXIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Libro de resúmenes, pag.46. Libro de Trabajos en CD: ISBN: 978-9974-0-0690-4. Trabajo 3A-635. 21 al 25 de Noviembre de 2010. Punta del Este, Uruguay.

Ponce, V.M. (1994). "Engineering Hydrology – Principles and practices". Prentice Hall, Englewood Cliffs, N. Jersey 07632; 637 p.

Rico A., Camaño Nelli G. y Garcia C.M. (2010). Regionalización de parámetros de un modelo de predicción de lluvias máximas. I Congreso Internacional de Hidrología de Llanuras. IHLLA, Azul, Buenos Aires, Argentina.

LISTA DE SÍMBOLOS

F(x): función de distribución de probabilidad
k: factor de forma de la función de probabilidad
u: factor de localización de la función de probabilidad
α: factor de escala de la función de probabilidad
I : intensidad de la precipitación (mm/h)
T_R: período de retorno (años)
tr : duración de la precipitación (horas)

MODELACIÓN HIDRODINÁMICA DEL DESAGÜE PLUVIAL SUR DE LA CIUDAD DE SANTIAGO DEL ESTERO

Olmos L., Muratore F., Guzmán J., Pilán M.

Instituto de Recursos Hídricos (IRHi) – FCEYT – UNSE (Sgo. del Estero, Argentina)

Belgrano (S) Nº 1912 – C.P.4200 – Tel: 4509560
lolmos@unse.edu.ar, franco.m9017@gmail.com

RESUMEN

El Desagüe Pluvial Sud (DPS) recoge el agua de lluvia de casi el 70 % de la ciudad de Santiago del Estero y la descarga en el río Dulce. En este trabajo se estudia el comportamiento hidrodinámico del DPS para dos condiciones. El escenario 1 que representa la condición inicial con secciones naturales, alcantarillas y puentes originales. El escenario 2 que representa la condición actual con secciones, alcantarillas y puentes modificados, con una traza revestida en una longitud de 7.600 metros de los 8.400 metros totales.

De la simulación en régimen impermanente con Hec-Ras 5.03 se obtiene que el escenario 1 presenta muchos problemas de desbordes y ahogamiento tanto en el DPS como en los colectores secundarios. En el escenario 2 simulado se observa que el funcionamiento del DPS es hidráulicamente correcto, no viéndose afectado por el nivel del río Dulce para la crecida de 10 años de periodo de retorno. También se observa que los colectores pluviales secundarios que ingresan al DPS mejoran su funcionamiento pero no pueden evacuar la lluvia de proyecto de 5 años ya que se producen ahogamientos y desbordes en algunas subcuencas de aportes para caudales superiores al 50% del caudal pico.

ABSTRACT

Almost 70% of the rain water in the city of Santiago del Estero is collected by the Sud Main Drainage (DPS) and discharged into the Dulce river. The hydrodynamic behavior of the DPS for two conditions is analyzed in this article. The natural sections, sewers and original bridges are representative of the Esenario 1. Modified sections, culverts and bridges, with a length covered with concrete in a length of only 7600 m of the 8400 m of total length are those form the Esenario 2.

From the simulation in an impermanent regime with Hec-Ras 5.03 it is obtained that scenario 1 presents many problems of overflow and drowning in both DPS and secondary collectors. In simulated scenario 2 it is observed that the operation of the DPS is hydraulically correct, not being affected by the level of the Dulce river for the flood of 10 years of return period. The improvement in the operation of the secondary rainfall collectors entering DPS is observed. Drownings and overflows occur for flowrates exceeding 50% of the peak flow because the evacuation of the 5 year project rain is not possible.

INTRODUCCIÓN Y OBJETIVO

El Desagüe Pluvial Sur (DPS) recibe el agua de lluvia que escurre de casi el 70% de la ciudad de Santiago del Estero a través de los aportes de los desagües o colectores pluviales secundarios Oeste, Lugones, Aguirre, Aguirre sur, Colón, Santa Fe, Herrera, Independencia, Alcorta y Viano, descargándose las aguas al río Dulce (Figura1).La pendiente media de la traza es del 0,8‰.

Figura 1.- Ubicación de la zona de estudio

El DPS fue refuncionalizado, revistiéndose toda su sección y reconstruyendo la mayoría de los puentes ubicados en su traza.Los trabajos realizados contemplaron una longitud de 7.600 metros revestidos y un tramo final de 800 metros sin revestir que se encuentra llegando a la primera terraza del cauce que se activa en crecida, lo que implica una longitud total de 8.400 metros.

El objetivo de este estudio es evaluar dos escenarios: uno que contemple la condición inicial (sin revestimiento) del DPS donde se visualizará la magnitud de los problemas tanto en la llegada de los colectores secundarios al colector principal como así también en el propio DPS, y el restante bajo la condición con proyecto culminado en la que se observaránlas mejoras en cuanto al funcionamiento de la red de colectores secundarios y el mismo DPSpara la lluvia de proyecto sin verse afectado por los distintos caudales transitados por el cauce del río, todo ello bajo régimen hidrodinámico impermanente.

MODELO DIGITAL DEL TERRENO DE LA ZONA DE ESTUDIO

La información topográfica antecedente del DPS fue proporcionada por la Municipalidad de la Capital y el Instituto Provincial de Viviendas y Urbanización (IPVU) y la del río Dulce del IRHi-UNSE (Olmos et al 2006). Ambas informaciones se procesaron y unificaron en el mismo sistema de proyección planialtimétrico. Del Desagüe Pluvial Sur (DPS) se dispone la planimetría de la traza (X,Y) y los perfiles transversales cada 100 metros aproximadamente de esta traza (Z,X particular). Ambos datos estaban en dos dimensiones, pero para que sea

posible generar un modelo digital de elevaciones se necesita de las 3 coordenadas absolutas (X, Y, Z). El método que se aplica para unir en un solo archivo toda la información y luego poder extraer los puntos con las 3 coordenadas respectivas fue:

a. Colocar todo en la misma escala, en este caso 1:1. El plano de la traza estaba todo en 1:1 pero el de los perfiles tenía diferente la escala horizontal, como es habitual.

b. Siempre trabajando en Autocad, al perfil transversal, debidamente escalado, se lo copia en el plano de la planimetría de la traza. Se alinea el perfil con la referencia existente en la traza, se rebate 90 grados con respecto al eje que tienen coincidente.

c. Tomando un punto de cota conocida del perfil, como ser borde o solera, se eleva al perfil completo desde ese punto a la altura conocida. Figura 2.

d. Se repiten los pasos anteriores para incorporar cada perfil, que en nuestro caso eran 112 perfiles.Ubicados todos los perfiles. Con la ayuda de un Auto LISP (que genera una marca en cada punto que encuentra) y mediante opciones propias de AutoCad se extraen las coordenadas (X, Y, Z) de estas marcas generadas en un archivo .csv (valores separados por comas); se genera la nube de puntos, uniendo en un solo documento todas las coordenadas extraídas. Figura 3.

e. Luego se importa desde otro software Cad, Civil 3D, el conjunto de puntos. Se crea una superficie a base de estos puntos y se genera la triangulación entre los puntos.

f. Se repiten estos 2 últimos pasos para los perfiles transversales del Río Dulce, los cuales ya estaban georeferenciados, generando otra superficie en Civil 3D.

g. Se intersectan ambas superficies generando una nueva final.Figura 4.

h. Se exporta la geometría necesaria en HEC-RAS directamente de Civil3D. Para poder exportar solicita que se defina una polilínea como eje del Río y otra como eje del DPS, y a partir de estos ejes, las secciones transversales y distancia entre éstas. También se pueden definir los que van a ser los bordes del cauce de éstos. Figura 5

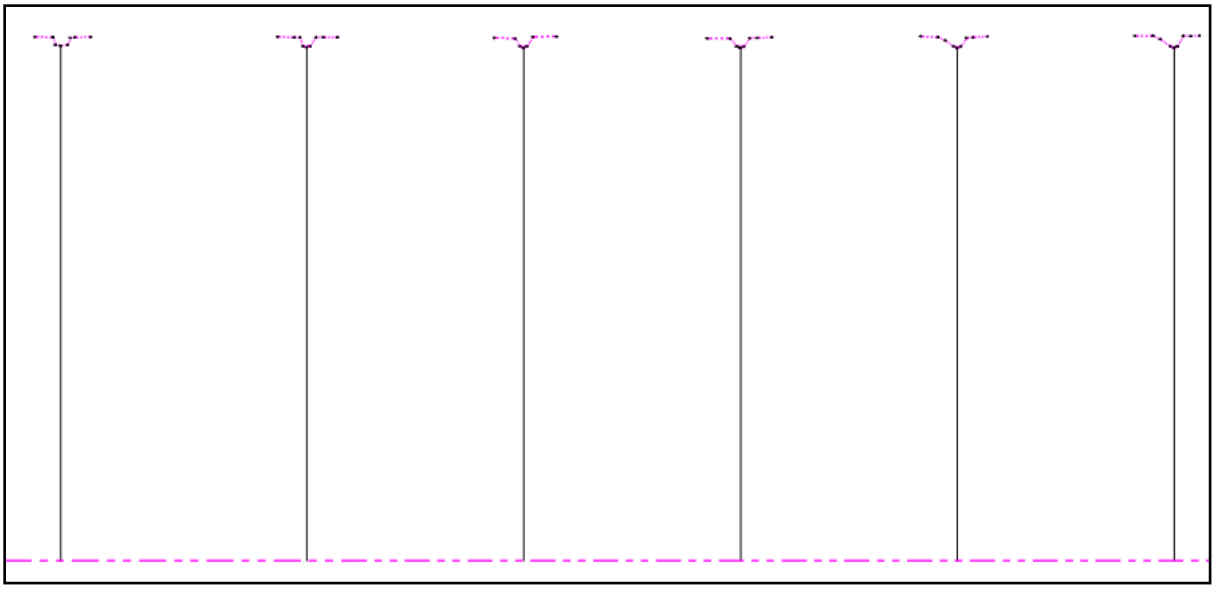


Figura 2.- Perfiles Transversales colocados en su altura correspondiente.

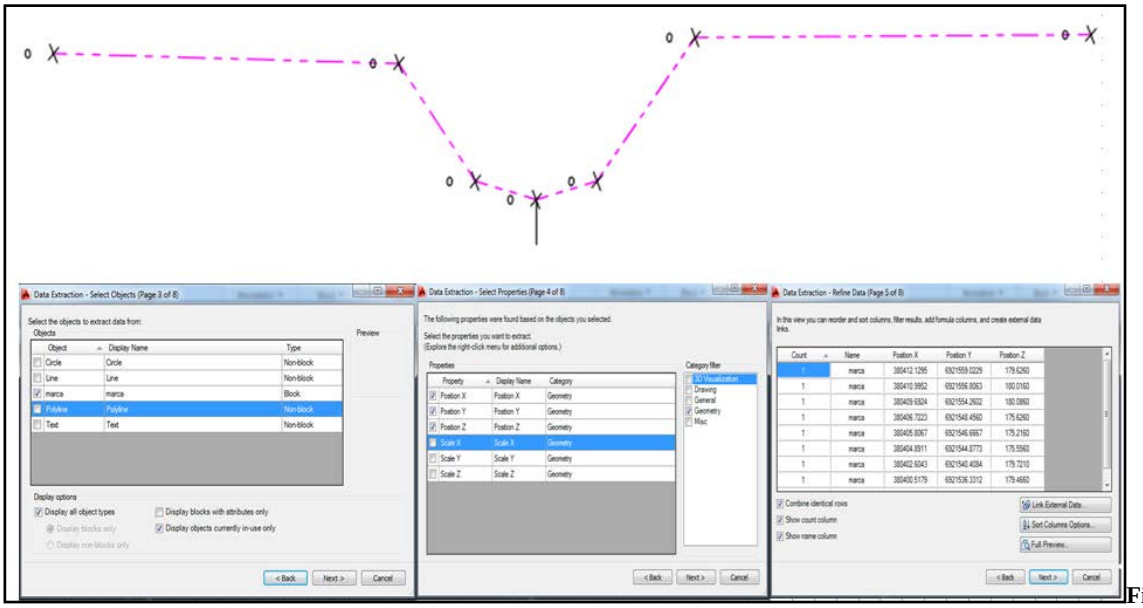


Figura 3.- Proceso utilizado para extraer los puntos con coordenadas X, Y y Z.

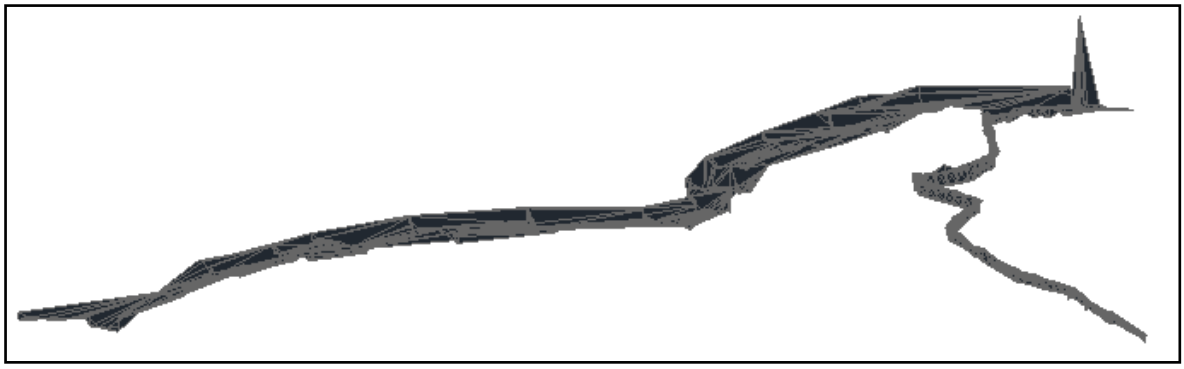


Figura 4.- Triangulación de la intersección de las superficies generadas del DPS y del Rio Dulce

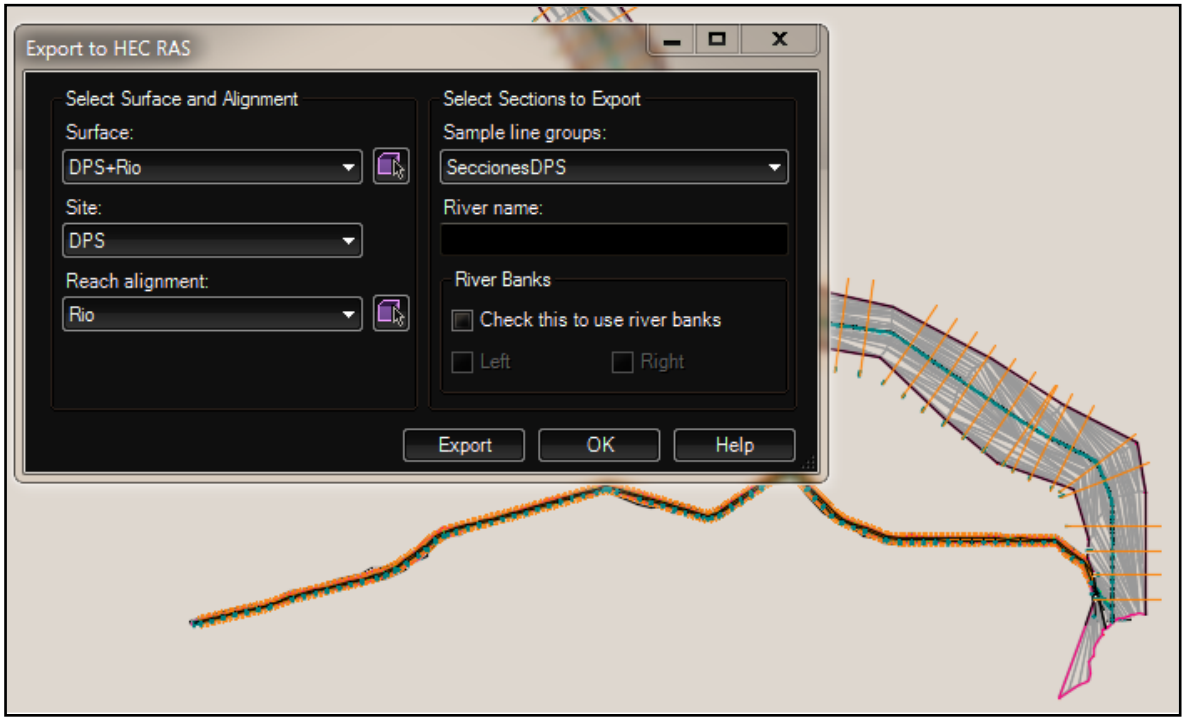


Figura 5.- Datos requeridos por Civil 3D para exportar en formato Hec-Ras.

DISEÑO HIDROLÓGICO

El cálculo hidrológico se realizó mediante el modelo de simulación HEC-HMS, en el que se tuvo en cuenta las cuencas de aporte de cada uno de los colectores que descargan al DPS hasta la desembocadura en el Río Dulce.

Se estableció un período de retorno de 5 años en base a las características del sector, considerando el uso del suelo como manzanas residenciales de densidad media. En cuanto al tiempo de concentración se utilizo el criterio establecido por S.C.S. basado en Kirpich y Kerby (Villena Morales, 2016).

Para cuantificar el proceso de infiltración de las diferentes subcuencas se utiliza el método del Número de Curva del SCS (Chow et al, 1994), adoptándose un valor CN particular para cada una a partir de observaciones en imágenes satelitales de la cobertura terrestre de la cuenca en estudio y de la información antecedente sobre el tipo de suelo en las diferentes zonas.

En cuanto a la rugosidad para la sección trapecial revestida del DPS se tomó un valor 0,016. Haciendo uso de las Curvas IDF determinadas para la Ciudad Capital (Farías y Olmos 2007) se obtuvo un hietograma de diseño con una precipitación total de 63,20mm y una intensidad máxima de 123,99mm/h para un intervalo de 10 minutos (Figura 6). Con los parámetros de diseño establecidos se hace uso del modelo HEC-HMS a los efectos de simular el proceso de transformación lluvia-escorrentía obteniéndose los hidrogramas de salida producidos por cada subcuenca que sirve como dato de ingreso al modelo HEC-RAS. Los hidrogramas de salida para la subcuenca Colón y el total de la cuenca de aporte se presentan en las Figura 7 y 8 respectivamente. En la Tabla 1 se presenta un resumen de los caudales picos obtenidos.

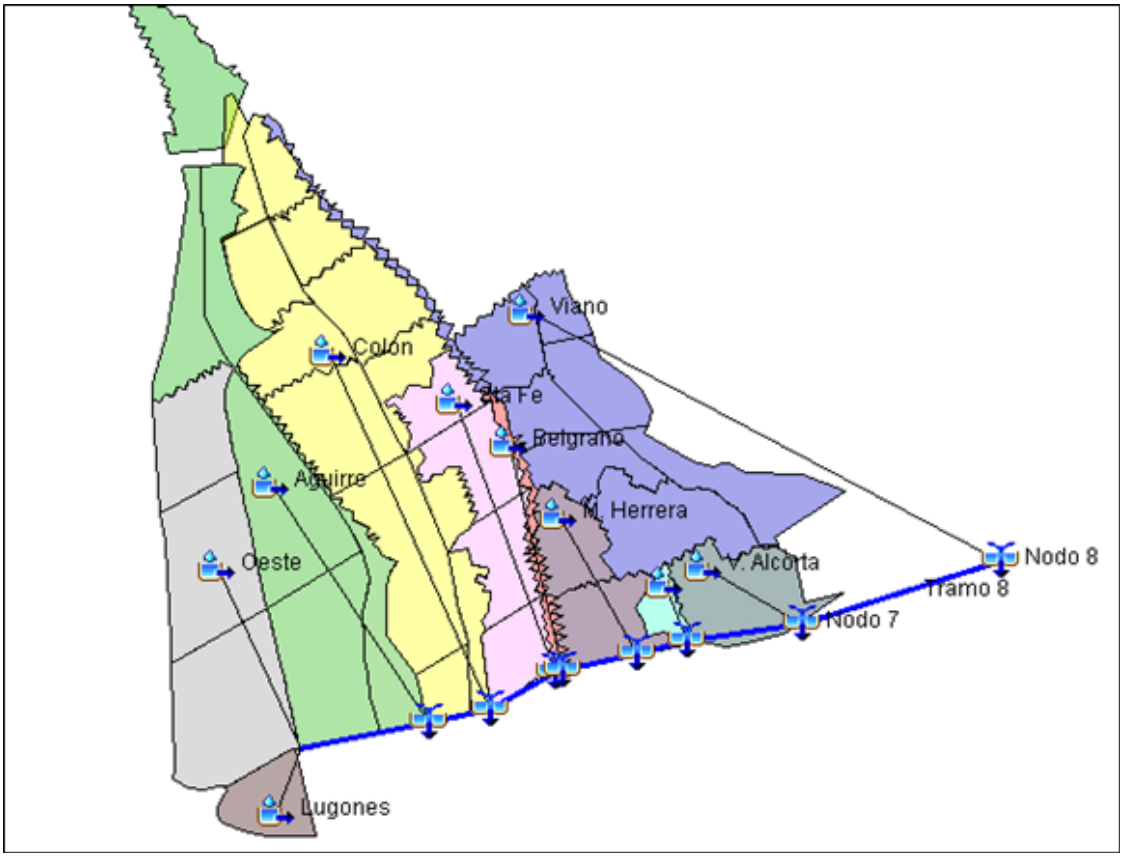


Figura 6.- Modelación hidrológica de las subcuencas de aporte al DPS.

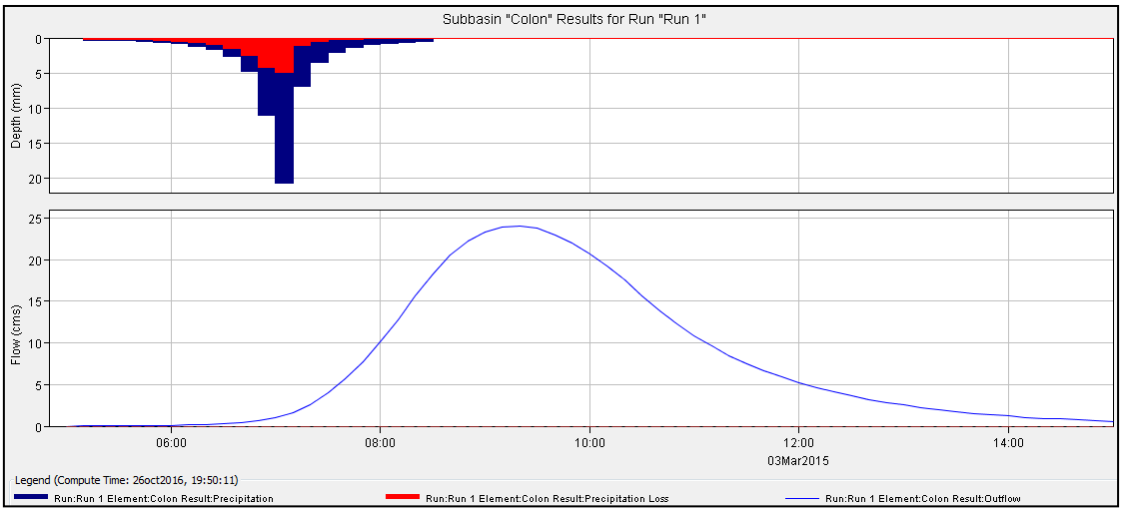


Figura 7.- Hidrograma de Flujo obtenido para la sub-cuenca Colón.

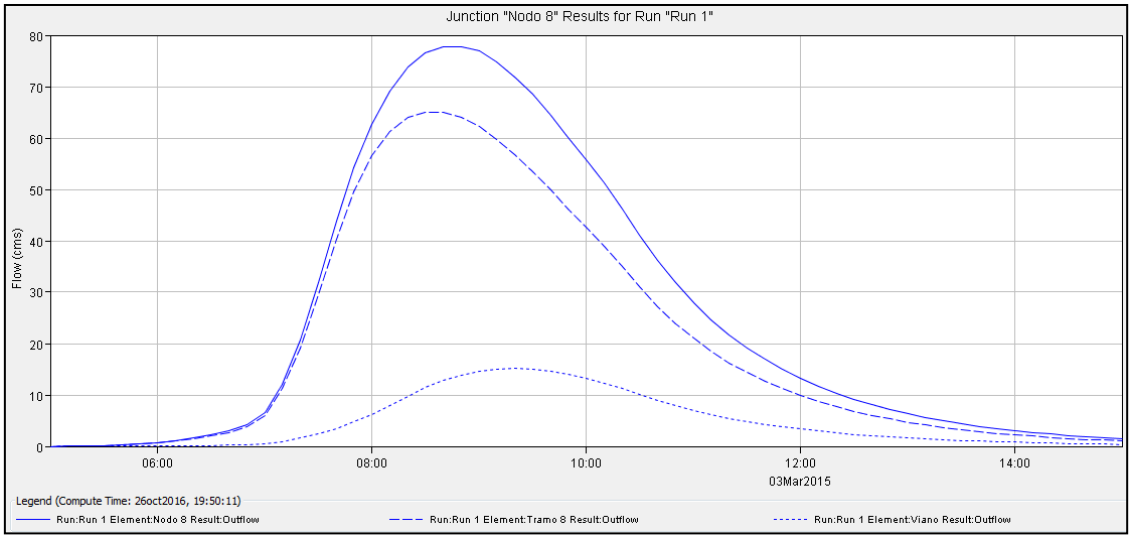


Figura 8.- Hidrograma de Flujo obtenido para el último nodo, donde se une el caudal del Viano con los demás.

Tabla 1.- Resumen de los Caudales Máximos de cada subcuenca obtenidos en la simulación con HEC-HMS

Project: DPS Simulation Run: Run 1

Start of Run: 03mar2015, 05:00 Basin Model: DPS
End of Run: 03mar2015, 15:00 Meteorologic Model: TR5
Compute Time: 26oct2016, 19:50:11 Control Specifications: Control 1

Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (1000 M3)
Aguirre	5,502796	17,2	03mar2015, 09:20	196,2
Oeste	3,517363	14,4	03mar2015, 08:00	83,5
Lugones	0,531071	1,5	03mar2015, 07:40	15,0
Colon	6,413288	24,0	03mar2015, 09:20	271,8
Sta Fe	2,067634	10,8	03mar2015, 08:30	84,5
Belgrano	0,266744	1,8	03mar2015, 08:30	14,2
M. Herrera	1,241200	8,1	03mar2015, 08:00	43,4
Independencia	0,242424	2,1	03mar2015, 07:40	8,3
V. Alcorta	1,039938	4,5	03mar2015, 08:10	27,6
Viano	4,364371	15,2	03mar2015, 09:20	172,3

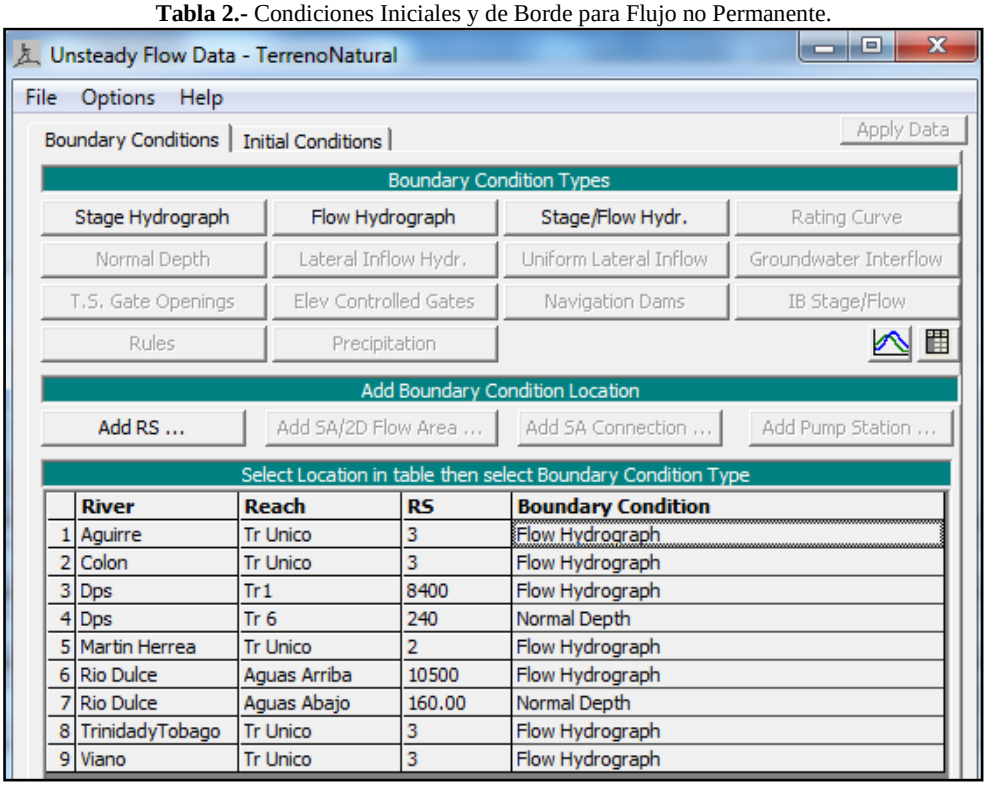
MODELACIÓN HIDRODINÁMICA

Para la modelación hidrodinámica se utiliza el modelo HEC-RAS 5.03(US Army Corps of Engineers, 2016).que permite simular flujo unidimensional no permanente a través de una compleja red de canales a superficie libre.

Para realizar la modelación numérica se requieren algunos elementos previos como son las características geométricas del río y de la zona en estudio en general, lo cual se obtiene de antecedentes planialtimétricos en formato dwg que manipulados con un paquete informático nos permiten la generación del modelo digital de elevación y a partir de ello exportar la geometría al modelo HEC-RAS.

En cuanto a valores de rugosidad, condiciones iniciales y de contorno se definen para cada escenario en particular a modelar, siendo común a los escenarios por analizar los hidrogramas de entrada en la zona de tributarios al DPS como condición aguas arriba, mientras que para el cauce receptor se utilizó el tirante normal como condición de aguas abajo.

Tabla 2.- Condiciones Iniciales y de Borde para Flujo no Permanente.



	River	Reach	RS	Boundary Condition
1	Aguirre	Tr Unico	3	Flow Hydrograph
2	Colon	Tr Unico	3	Flow Hydrograph
3	Dps	Tr1	8400	Flow Hydrograph
4	Dps	Tr 6	240	Normal Depth
5	Martin Herrea	Tr Unico	2	Flow Hydrograph
6	Rio Dulce	Aguas Arriba	10500	Flow Hydrograph
7	Rio Dulce	Aguas Abajo	160.00	Normal Depth
8	TrinidadyTobago	Tr Unico	3	Flow Hydrograph
9	Viano	Tr Unico	3	Flow Hydrograph

Se consideran dos escenarios de modelación, uno de ellos bajo las condiciones en las que se encontraba el Desagüe Pluvial Sur antes de su intervención y el segundo escenario, donde se realizaron todas las modificaciones previstas en el proyecto de re-funcionalización del DPS.

Escenario 1 – DPS sin refuncionalización

Este escenario hace referencia a las condiciones reinantes previas a las tareas fijadas para su re-funcionalización, con anchos insuficientes con presencia de vegetación, soleras y taludes sin revestir, con alcantarillas y puentes que estrangulaban el flujo de agua de la conducción principal.

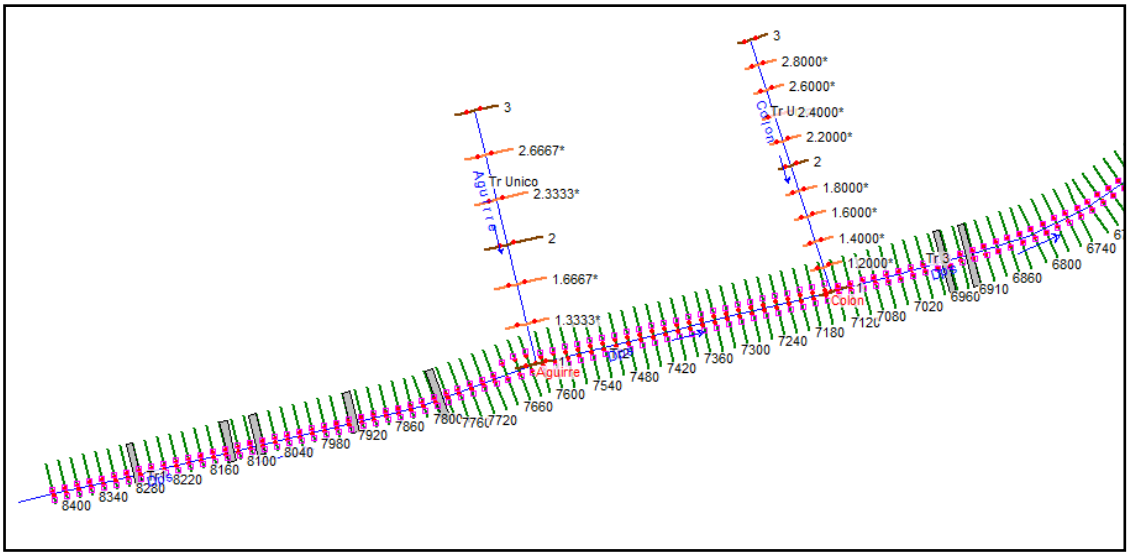


Figura 9.- Zoom de la geometría, donde se pueden observar: Uniones Aguirre y Colon, alcantarillas y puentes.

Los valores de los coeficientes de rugosidad utilizados, se determinaron a partir de la inspección visual durante el recorrido de la traza del DPS, definiéndose para planicies de inundación un valor de 0,03 y en el canal de 0,02.Al producirse la corrida del modelo bajo estas condiciones, como es de esperar, se produjeron desbordes e inundaciones, lo que corrobora la situación registrada el 3 de Marzo de 2015. Figura 11

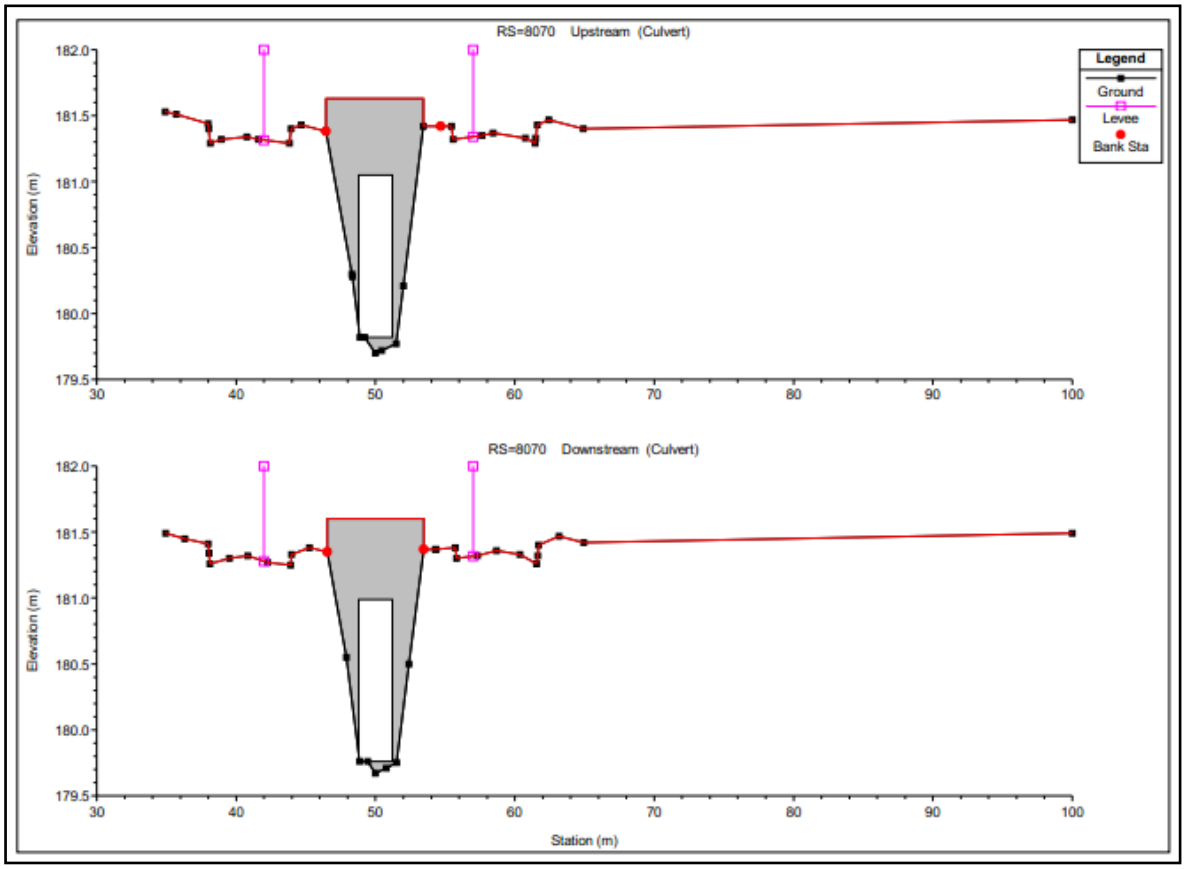


Figura 10.-Alcantarilla de Sección 8070 cuya sección es insuficiente.

Escenario 2 – DPS refuncionalizado

Para este escenario se cuenta con la información de las secciones proyectadas lo cual fue incorporado como geometría al modelo en sus tres tramos en los que fue dividido la traza del DPS, estas secciones varían de 2,80m en su cabecera, 11,00m en su tramo medio y 18,00m de solera hacia su desembocadura y pendientes longitudinales que van desde 1,7‰ a 0,6‰.

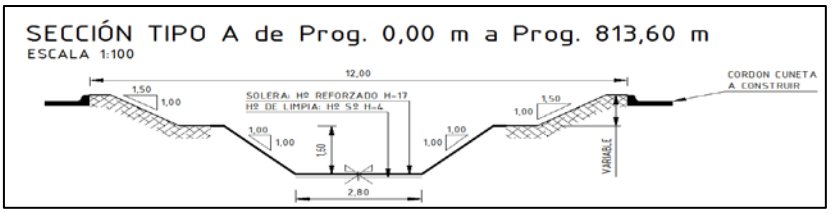


Figura 11.- Sección Transversal del DPS Tipo A del proyecto en ejecución.

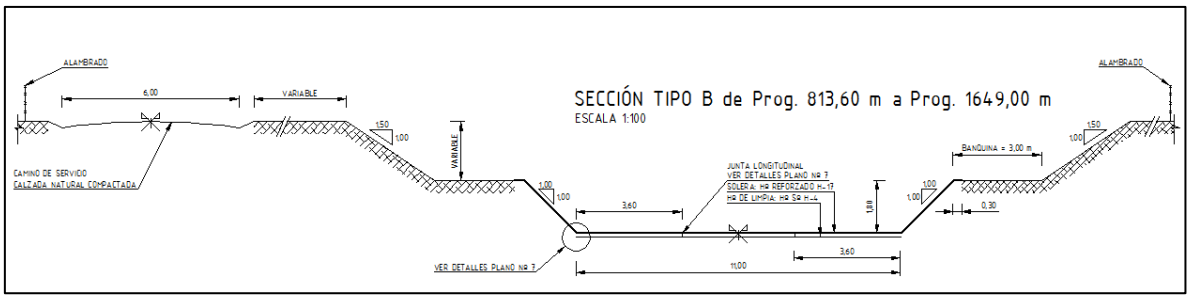


Figura 12.- Sección Transversal del DPS Tipo B del proyecto en ejecución.

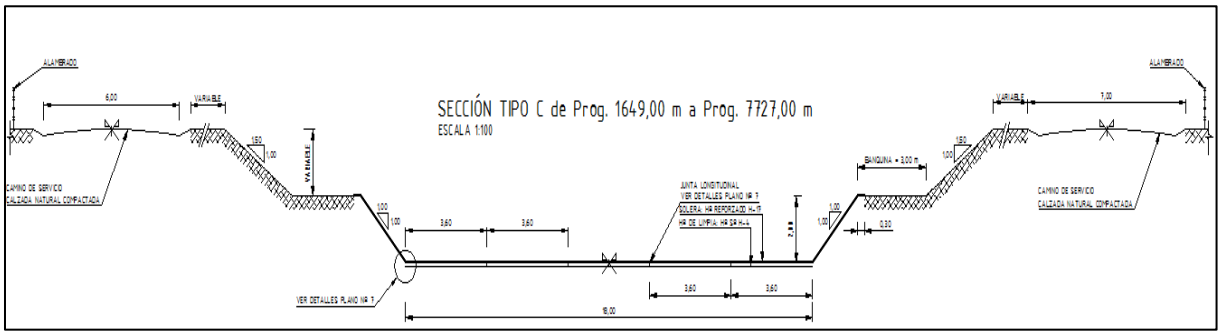


Figura 13.- Sección Transversal del DPS Tipo C del proyecto en ejecución.

Respecto a las condiciones iniciales y de borde se ingresaron las mismas que para el escenario anterior, es decir hidrogramas de entrada y tirante normal, cambiando la rugosidad del cauce debido a la presencia del revestimiento a un valor de 0,016.A diferencia del escenario 1, en éste se modela con 3 caudales transitando por el cauce del Río Dulce. Los mismos se obtienen a partir de la actualización de los caudales derivados desde el embalse de Termas de Río Hondo, que aplicando métodos probabilísticos se determinaron para los períodos de retorno de 2, 5 y 10 años los caudales máximos de 580, 880 y 1060 m³/s respectivamente, procediendo a la corrida del modelo.

ANÁLISIS DE RESULTADOS Y CONCLUSIONES

Escenario 1

Debido a que el modelo es unidimensional y en las uniones se daban inestabilidades en el cálculo cuando había desbordes en los colectores y en el DPS se trabaja con el criterio de simular un caudal pico que no genere desbordes en cada colector secundario obteniéndose un cálculo estable y adecuado. En la Tabla 3 se presenta los valores de caudales ajustados.

Tabla 3.- Caudales picos ajustados en cada subcuenca o colector para el escenario 1.

Inflow summary

	Boundary Condition Location	Minimum (m3/s)	Maximum (m3/s)	Volume(1000 m3)	Comments
1	Aguirre Tr Unico: 3	0	3.44	39.28	Multiply Used(0.2)
2	Colon Tr Unico: 3	0	7.2	81.59	Multiply Used(0.3)
3	Dps Tr1: 8400	0	2.385	14.80	Multiply Used(0.15)
4	Dps Tr 6: 240				
5	Martin Herrea Tr Unico: 2	0	2.025	10.88	Multiply Used(0.25)
6	Rio Dulce Aguas Arriba: 10500	30	200	11289.00	
7	Rio Dulce Aguas Abajo: 160.00				
8	TrinidadyTobago Tr Unico: 3	0	2.88	32.63	Multiply Used(0.12)
9	Viano Tr Unico: 3	0	6.08	69.13	Multiply Used(0.4)

Como era de esperar la corrida del modelo reflejó la situación que se produjo a Marzo de 2015 con desbordes tanto del canal DPS como de la mayoría de los tributarios generando inundaciones de sectores aledaños por las deficiencias presentes en cuanto a dimensiones de estructuras hidráulicas existentes en ese momento que provocaron una elevación del pelo de agua para ganar así energía y poder sortear el obstáculo producido por secciones de poca capacidad de evacuación que sumado al escaso mantenimiento en los mismos generaron inconvenientes y desbordes en varios sectores (Figura 14 y 15).

Figura 14.- Fotografías de la inundación (3 de Marzo de 2015)

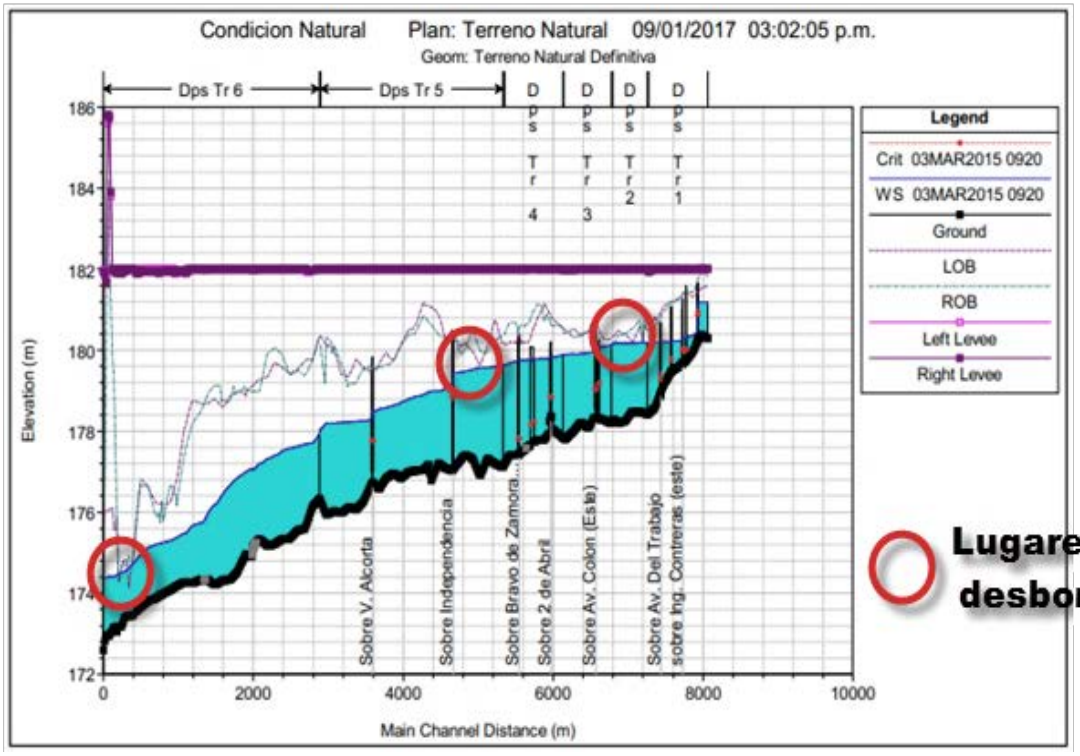


Figura 15 .- Desbordes en varios sectores y remansos del tirante.

Con este resultado se puede confirmar la necesidad de la ejecución de la obra de Refuncionalización del DPS, puesto que los desbordes en el desagüe principal con aquellas características previas a las modificaciones, se observaron cuando corrió la simulación con caudales cercanos al 30% de la lluvia de proyecto.

Por otro lado la Curva de Gasto de la sección 1 del colector Aguirre, que forma parte de la unión Aguirre – DPS, es un bucle (looped) con la rama ascendente hasta el pico de inundación y la descendente hasta el mínimo caudal en el período de simulación. Si para una sección de salida como es la RS: 1, tenemos dos caudales para un mismo tirante, implica que se produce el proceso de ahogamiento en la descarga. Esto se detalla en la Figura 16 donde se muestra cómo para el tirante de 0,75 asociado a la cota 180 metros tenemos en la rama ascendente un caudal de 2,94 m^3/s y en la descendente un caudal de 2,20m^3/s.

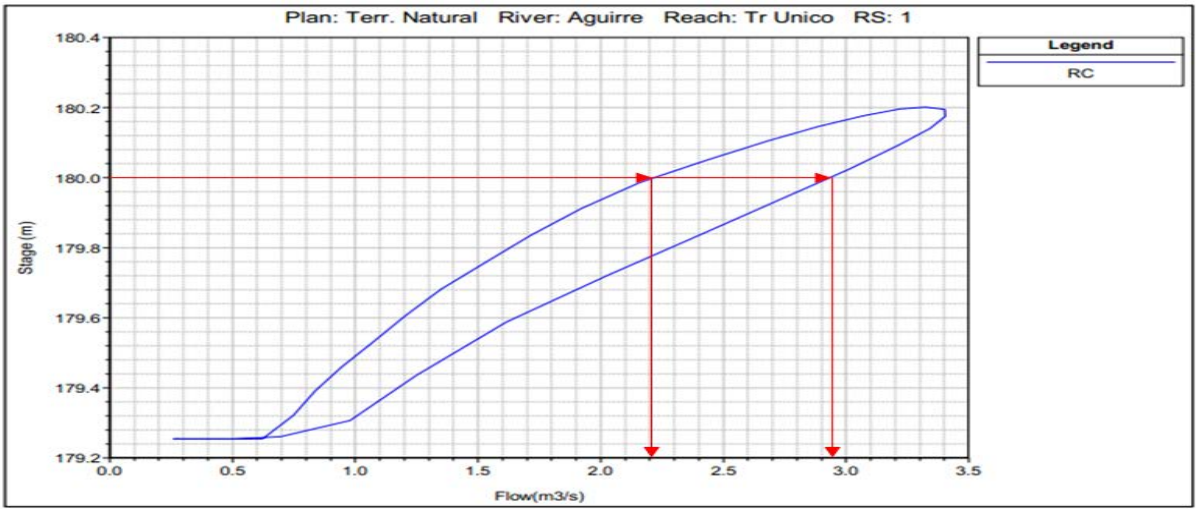


Figura 16.- Curva de Gasto de Sección 1 Canal Aguirre.

Escenario 2

Al igual que en el caso anterior, se trabaja con el criterio de simular un caudal pico que no genere desbordes en cada colector secundario para obtener un cálculo estable y adecuado. En la Tabla 4 se presenta los valores de caudales ajustados.

Tabla 4.- Caudales picos ajustados en cada subcuenca o colector para el escenario 2.

Inflow summary

	Boundary Condition Location	Minimum (m3/s)	Maximum (m3/s)	Volume(1000 m3)	Comments
1	Dps Tramo 1: 8400	0	11.13	69.07	Multiply Used(0.7)
2	Dps Tramo 8: 240				
3	Colon Tr Unico: 3	0	24	271.98	
4	Aguirre Tr Unico: 3	0	12.9	147.29	Multiply Used(0.75)
5	Santa Fe Trinidad y Tobag: 3	0	7.2	81.57	Multiply Used(0.3)
6	Martin Herrea Tr Unico: 2	0	2.025	10.88	Multiply Used(0.25)
7	Independencia Tr Unico: 4	0	1.05	4.140	Multiply Used(0.5)
8	Alcorta Tr Unico: 4	0	1.755	10.72	Multiply Used(0.39)
9	Viano Tr Unico: 3	0	10.64	120.98	Multiply Used(0.7)
10	Rio Dulce Aguas Arriba: 10500	1060	1060	91584.00	Multiply Used(4.24)
11	Rio Dulce Aguas Abajo: 160.00				

Se observa que la variación del tirante en el río referido a los 3 diferentes períodos de retorno considerados causa efectos aguas arriba en el Desagüe Principal Sur, aumentando la altura y la longitud de la curva de remanso en la desembocadura hacia aguas arriba a medida que aumenta el caudal. A pesar de ello, para los caudales ajustados del proyecto en ejecución, el comportamiento del DPS no sufre ahogamientos. Figura 17

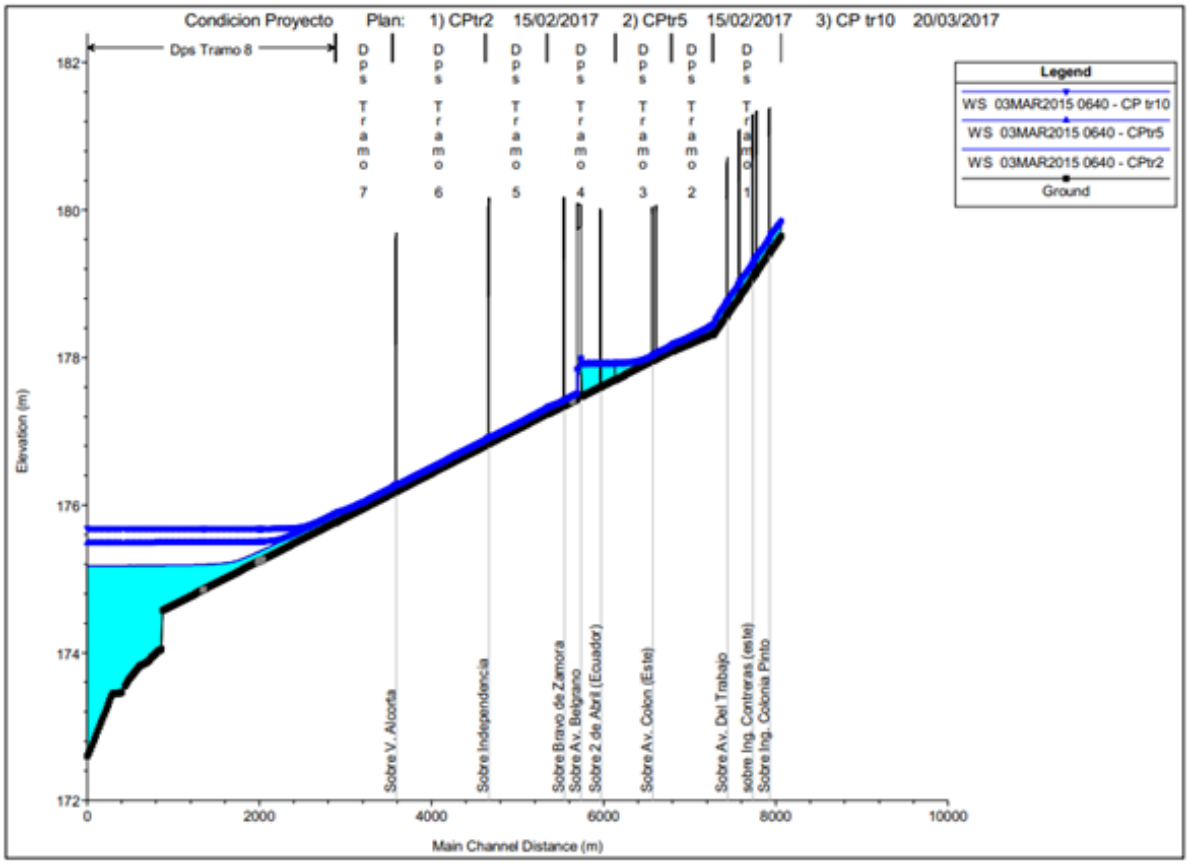


Figura 17.- Perfil Longitudinal del Desagüe Principal Sur. Inicio de Simulación.

Cabe mencionar la mejora en el funcionamiento general debido al aumento de sección y revestimiento de la misma y el ensanche de sección en los puentes. Con las modificaciones realizadas de los puentes no se observan ahogamientos, que puedan conducir a una elevación del tirante, con el peligro de desborde. Figura 18.

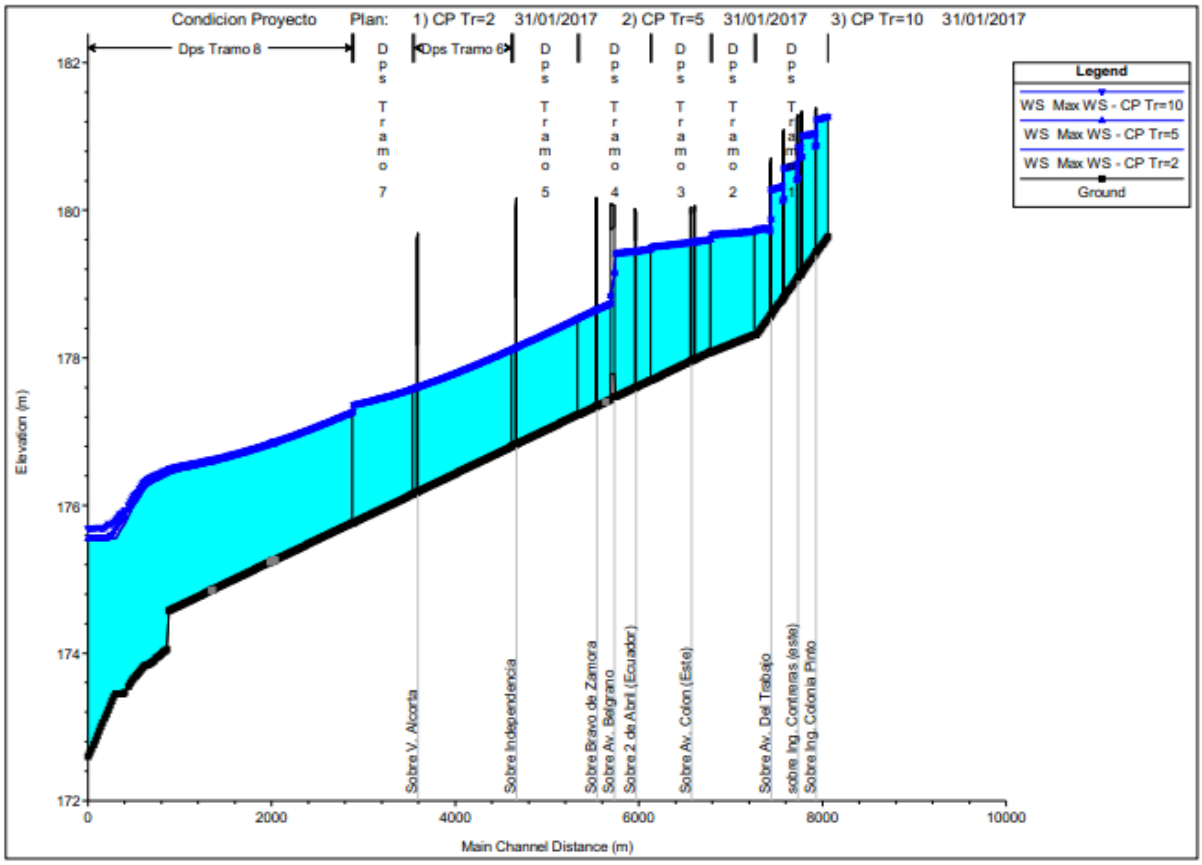


Figura 18 .- Simulación del perfil longitudinal máximo del DPS y Río Dulce para Tr de 2, 5 y 10 años

Sin embargo se puede decir que los colectores secundarios, que descargan a nivel de solera de DPS, no pueden desagotar la lluvia de proyecto debido a que la descarga de los mismos es ahogada al subir el tirante del DPS. Particularmente en las curvas de descarga de los desagües Santa Fe e Independencia se ven dos caudales para una misma altura, lo cual indica un pequeño ahogamiento de la desembocadura. En la Figura 19 se presenta el caso del colector Aguirre el cual no presenta ahogamientos.

Para el escenario 2 simulado del Desagüe Pluvial Sur, con los caudales de proyecto ajustados y cercanos a los adoptados por el IPVU, se observa que su funcionamiento es correcto, no viéndose afectado por el nivel del río Dulce para la crecida de 10 años de retorno.

En cuanto a los colectores pluviales secundarios que ingresan DPS los mismos no pueden evacuar la lluvia de proyecto de 5 años sin que se produzcan ahogamientos y desbordes en sus cuencas de aportes con porcentajes menores al 50% del caudal pico. Los colectores Aguirre, Colón y Viano tienen un mejor comportamiento descargando el 75, 100 y 70% respectivamente del caudal pico generado por la lluvia de proyecto, según se aprecia en la Tabla 4.

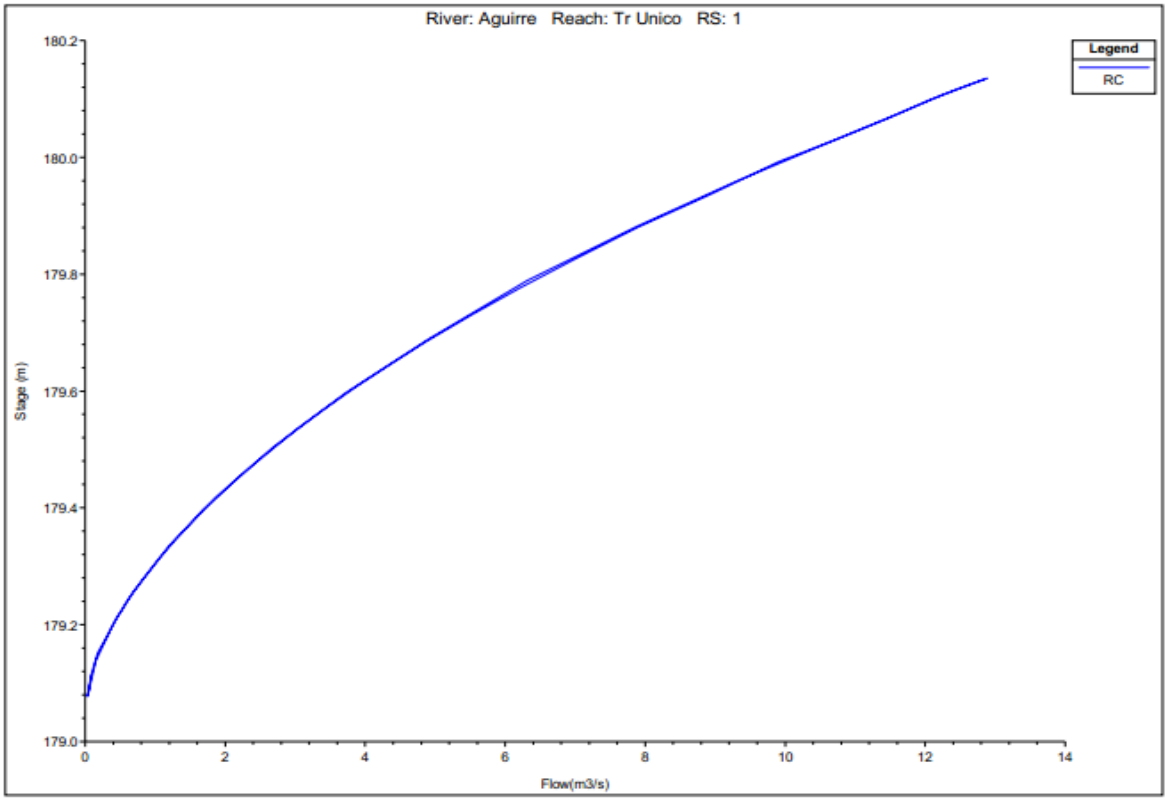


Figura 19.- Curva de Gastos de la Sección Transversal 1 del Canal Aguirre, la cual se une al DPS sin ahogamiento.

REFERENCIAS

Blade E., Sánchez M. Sánchez H. P. Juny, Niñerola D., Gómez M. (2009) "Modelación numérica en ríos en régimen permanente y variables. Una visión a partir del modelo HEC-RAS" EDICIONS UPC, Cataluña, España.

Chow V.T, Maidment D.R. y Mays L.W.(1994) "Hidrología Aplicada" McGraw Hill Interamericana S.A. Santa Fe de Bogotá, Colombia.

Farias, D.; Olmos, L. (2007)."Validación de Relaciones IDF Generalizadas a Nivel Regional en el Norte Argentino". XXI Congreso Nacional del Agua, Tucumán, Argentina, Mayo 2007.

Olmos Luis, Pilán María e Ibáñez, Jesús (2006) "Análisis de la Socavación Local en Pilas Complejas de un Puente sobre el Río Dulce. Sgo. del Estero**"**4º Simposio Regional sobre Hidráulica de Ríos – I.N.A.,IRHi (UNSE). Salta, 7 a 9 de Noviembre 2.009.

Weber, J. F., Menéndez, A. N. y Elaskar, S. A. (2002). "Modelación numérica de la distribución del flujo a superficie libre en secciones compuestas". Mecánica Computacional.

US Army Corps of Engineers (2016).HEC-RAS: RiverAnalysisSystem.User´s Guide, versión 5.0. U. S. ArmyCorps of Engineers, Gary W. Brunner, CEIWR-HEC, USA.

Villena Morales Jaime(2016) "Parámetros de Tiempo - Investigación Sobre los Parámetros de Tiempo en los Cálculos Hidrológicos, Tiempo de Concentración". V Taller sobre Diseño Hidrológico. 31 de agosto a 2 de septiembre. Salta, Argentina.

URBANIZACIÓN E IMPACTO HIDROLÓGICO CERO EN LA CIUDAD DE RESISTENCIA, CHACO

***Pilar, Jorge V.; *Depettris, Carlos A.; *Ruberto, Alejandro R.; *Gómez, Marcelo J.M.; #Soto, Viviana**

* Grupo de Investigación y Servicios – Departamento de Hidráulica – Facultad de Ingeniería – Universidad Nacional del Nordeste
# Dirección General de Ingeniería – Subsecretaría de Control y Fiscalización de Obras Urbanas, Municipalidad de la ciudad de Resistencia.
Av. Las Heras 727 - Resistencia – Chaco – 0362-4420076 – Int 142 – jvpilar@gmail.com

RESUMEN

El Área Metropolitana del Gran Resistencia está localizada en una geografía dominada por bajas pendientes (pocos centímetros por kilómetro), lo que representa un serio limitante para el drenaje pluvial urbano.
Para morigerar los problemas generados por lluvias de cierta intensidad y volumen precipitado, la Municipalidad de Resistencia puso en vigencia la Ordenanza 5403, que en su Anexo 3 regula la urbanización bajo el criterio de "impacto hidrológico cero".
La norma incorporó dos nuevos indicadores: el FIS (factor de impermeabilización del suelo) y el FIT (factor de impermeabilización total), y es obligación, para proyectos de edificación nuevos, verificar su impacto hidrológico, entendiendo como tal que el pico del hidrograma de escurrimiento generado en el lote luego de la concreción del proyecto no sea superior al pico del hidrograma previo a la nueva construcción, debiendo preverse controles en el lote si fuere necesario.
La aplicación del concepto de "impacto hidrológico cero, en principio congela el efecto hidrológico de la impermeabilidad actual, lo que provocará que los caudales pico para escenarios futuros (de proyecto) se reduzcan, con lo cual las secciones de las obras necesarias para eliminar manchas de inundación disminuyan. Por otra parte, el valor esperado de daños a viviendas y sus contenidos también se reducirá, lo mismo que el riesgo de colapso (u obsolescencia) de obras proyectadas y construidas.
La cantidad de casos presentados durante el período 2001-2016 fueron 784, habiendo sido necesario en 621 de ellos colocar retardadores de escurrimiento.
Recientemente, el radio de aplicación original de la Ordenanza se amplió al denominado "anillo de densidad media" de la ciudad.

abstract

The Metropolitan area of Resistencia is located in a geographic zone dominated by low earrings (few centimeters per kilometer), which represents an important limitation for urban pluvial drainage.
In order to minimize the generated problems due to certain intensity and volumen precipitations, Resistencia Municipality put into effect the 5403 ordinance, which in its appendix 3 regulates urbanization under the criteria of "0 hydrologic impact".
The policy incorporated two new indicators: FIS (soil imperviousness factor) and FIT (Total imperviousness factor), and it is an obligation for new building projects, to verify its hydrological impact, understanding that the peak of the generated runoff at the lot after the Project concretion must not be superior to the peak of the previous hydrogram of the new building, and some controls have to be foreseen if required.
The application of the concept "0 hydrologic impact" freezes the hydrologic effect of the current imperviousness, which will cause a reduction of the peak volumen for future stages (of projects), wherewith the sections of the needed works to eliminate flood spots will reduce, the same as the collapse risk of the projected and constructed works.
The quantity of presented cases during the period of 2001-2016 was 784, and it was necessary to place runoff retardants in only 621 of them.
Recently, the original application ratio of the ordinance was enlarged to the called "media density ring" of the city.

INTRODUCCIÓN

El Área Metropolitana del Gran Resistencia (AMGR), localizada en el nordeste argentino, a pocos kilómetros aguas abajo de la confluencia de los ríos Paraná y Paraguay (Figura 1), es muy vulnerable a lluvias de cierta intensidad, principalmente debido a las muy bajas pendientes que dominan el paisaje, que es de pocos centímetros por kilómetro.

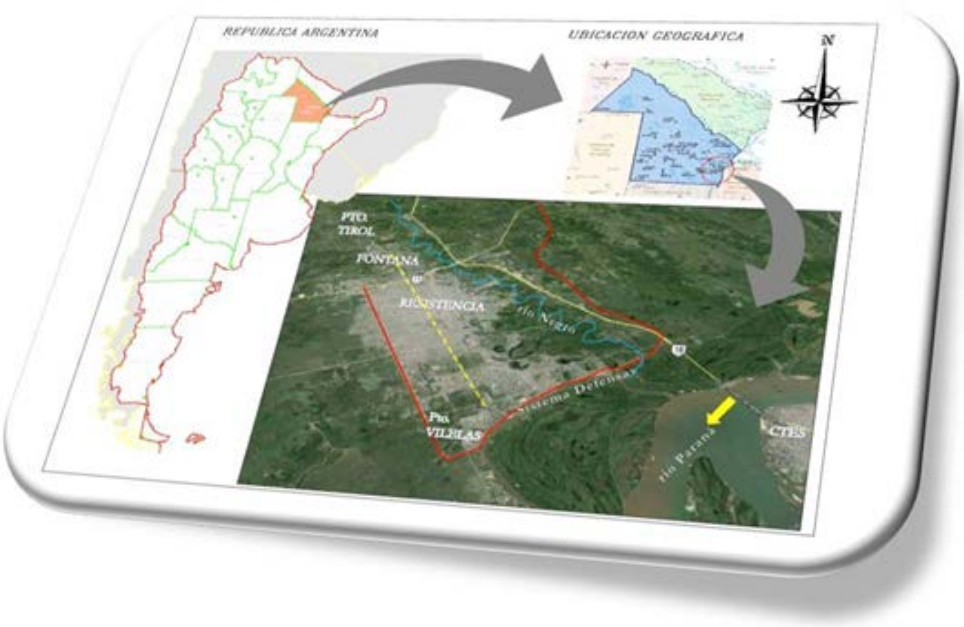


Figura1.- Ubicación geográfica del Área Metropolitana de la ciudad de Resistencia.
(Fuente: elaboración propia, con base en otras fuentes).

Las inundaciones que la afectan tienen distintas particularidades según su origen. Algunos de estos tipos son (Pilar & Depettris, 2000):
a) inundaciones provocadas por las crecidas de los grandes ríos de la región, principalmente el Paraná y el Paraguay; b) inundaciones provocadas por lluvias de cierta intensidad (por ejemplo una de 25mm en media hora paraliza la ciudad durante horas) y debidas a la drástica reducción de la capacidad de almacenamiento de los reservorios naturales, especialmente las lagunas propias del ambiente en el que se asentó la ciudad, por relleno de las mismas y por ocupación de sus márgenes;
c) inundaciones originadas por insuficiente capacidad de los conductos de drenaje pluviales (obsolescencia temporal).
Los dos últimos tipos de inundaciones se generan en el ámbito de la propia ciudad y son difíciles de resolver con medidas estructurales (obras). Esas inundaciones, generadas por lluvias y agravadas por la acción del hombre, si bien tienen una duración de apenas pocas horas, producen graves trastornos al normal funcionamiento de una ciudad como Resistencia.
Las inundaciones urbanas tienen efectos muy fuertes en la economía local y en la sociedad, pues, por una parte las actividades económicas se ralentizan o paralizan, pero principalmente las familias de escasos recursos, que tienen sus viviendas en zonas bajas, muchas de ellas en las márgenes de lagunas, ven ingresar aguas a sus casas, destruyendo construcciones y mobiliario que tanto esfuerzo demandó conseguir. Además, como las aguas pluviales en esas circunstancias se mezclan con la de los drenajes cloacales, se compromete la situación sanitaria, no sólo de esas familias, sino la de toda la población.
Sería deseable que el control de los anegamientos urbanos sea encarado en un contexto de lo

que se denomina gestión sustentable del drenaje pluvial. Para ello es imprescindible la visión de conjunto de la cuenca, integrando racional y adecuadamente las obras de drenaje (medidas estructurales) con otras medidas de tipo preventivo –medidas no estructurales–, con la visión puesta en el desarrollo social y urbano.
Una gestión sustentable del drenaje pluvial urbano requiere un control de las aguas que escurren, o bien en el lote, o bien en el loteo, o en ambos. Es necesario que las obras generadas por el aumento de la urbanización no incrementen las crecidas (especialmente su caudal pico) de la situación antecedente, lo que debería ser aplicado en cualquier acción que incremente la impermeabilización de la ciudad.
En ese contexto, las medidas de control distribuido (también denominadas control en la fuente), aplicadas a lotes, estacionamientos y espacios verdes como plazas y paseos públicos, pueden ser muy eficaces y eficientes.

ANTECEDENTES

Las principales acciones que permitirían realizar un control distribuido consisten en el almacenamiento temporario de las aguas pluviales en cualquier tipo de reservorio, natural (suelos permeables) o construido al efecto, para amortiguar el caudal pico y el tiempo de base del hidrograma del escurrimiento del lote, más las medidas normativas que promuevan esas acciones.
En algunas ciudades de los Estados Unidos, como Seattle (Washington) y Denver (Colorado), o de Brasil, como Porto Alegre (Rio Grande do Sul), uno de los principales criterios adoptados es de establecer un caudal máximo que puede entrar en el sistema público de drenaje proveniente de los lotes, instalaciones comerciales o industriales. Este límite corresponde generalmente al caudal natural de la unidad de terreno para una cierta tormenta, con determinado tiempo de retorno (normalmente 1 hora de duración y 10 años de recurrencia). Ese caudal es restrictivo y obliga al emprendedor urbanístico a utilizar dispositivos de control dentro del área de desarrollo (Tucci, 2007).
Los dispositivos que podrían ser utilizados para retardar el drenaje y con ello lograr el control distribuido de las crecidas urbanas son: las superficies y/o trincheras de infiltración, las cuencas de percolación (que proponen un almacenamiento sub-superficial), los pavimentos permeables en sitios de circulación de poco tránsito y de baja velocidad, o el almacenamiento temporal en techos, pequeños reservorios residenciales, estacionamientos, o áreas para prácticas deportivas, entre otros (Urbonas y Stahre, 1993). Algunos de estos dispositivos, especialmente los que se basan en infiltración, tienen condicionantes físicos de significación, que en regiones tan planas y con suelos arcillosos, como la del AMGR, pueden hacer impracticable su utilización, ya que, por ejemplo, es deseable que la profundidad del nivel freático en el período de lluvias sea como mínimo 1m, que el estrato impermeable se encuentre a una profundidad mayor a 1m y que la tasa de infiltración del suelo saturado sea alta. Como estas condiciones restrictivas, en general no se dan en el AMGR, los dispositivos de almacenamiento temporario se presentan como los elementos más adecuados para cumplir los fines expuestos anteriormente.
En diversos trabajos académicos realizados en la Facultad de Ingeniería de la UNNE se han propuesto distintos esquemas de retardadores de escurrimiento y se ha simulado su funcionamiento, para verificar su eficacia y eficiencia. A continuación se presentan dos de esas propuestas.

i. Uso de retardadores (Pilar, A. y Biaín, 2000)

En este trabajo se analizó la efectividad de un mecanismo hidráulico que tiene por finalidad retardar el escurrimiento generado por una cubierta plana, muy común en el AMGR, para una tormenta crítica. El esquema del retardador y el hietograma analizados son mostrados en las Figuras 2 y 3.

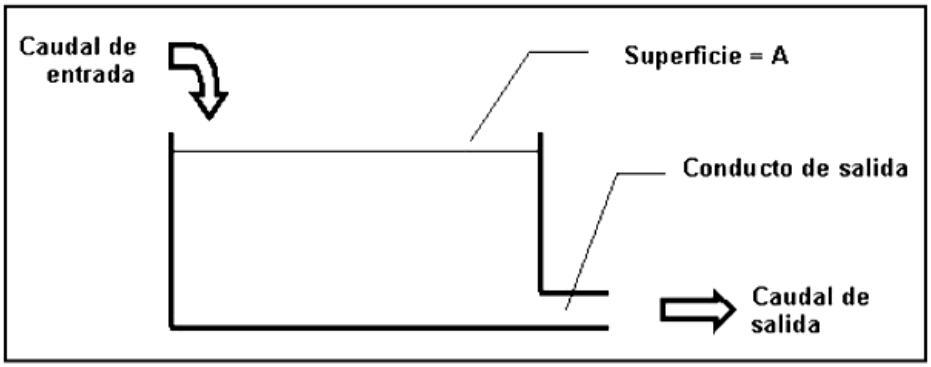


Figura 2.- Esquema del retardador analizado.

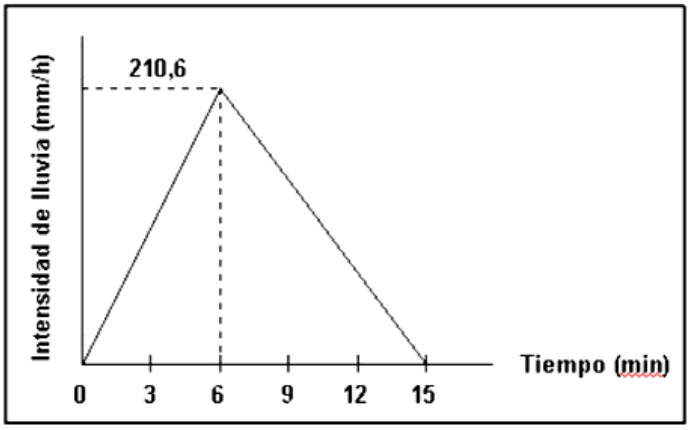


Figura 3.- Hietograma crítico utilizado.

Los autores simularon el funcionamiento de un dispositivo aplicando un dispositivo prismático, de planta rectangular, con salida "estrangulada", planteando un sencillo modelo de conservación de masa (Chow, Maidment & Mays, 1994; Tucci, 1998):

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - Q(H, t) \qquad (1)$$

donde "S" es el almacenamiento; "t" la variable tiempo; "I (t)" el caudal de entrada, función del tiempo y "Q (H, t)" el caudal de salida, función de la carga hidráulica "H" y, por lo tanto, del tiempo.
Expresando la variación del almacenamiento como dS = A x dH, donde "A" es el área de la sección horizontal del retardador, la ecuación (1) puede ser expresada de la siguiente forma:

$$\frac{dH}{dt} = \frac{I(t) - Q(H, t)}{A} \qquad (2)$$

Los autores del trabajo resolvieron la ecuación diferencial expresada en (2) en forma iterativa, utilizando el método de Runge – Kutta de de tercer orden (Chow, Maidment & Mays, 1994). Para calcular el caudal de salida en cada intervalo de simulación aplicaron la siguiente ecuación:

$$Q = C \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \qquad (3)$$

donde "C" es el coeficiente de descarga del conducto de salida, "D" su diámetro y "g" la aceleración de la gravedad.
Ellos verificaron el efecto que tendría la construcción de un mecanismo hidráulico de las características antes mencionadas en el escurrimiento generado por una cubierta plana de 50m2 de superficie, con pendiente de 1% hacia una descarga de un caño de 0,10m de diámetro. El intervalo de tiempo de simulación utilizado fue 3 minutos, por lo que adoptaron la hipótesis de retardo nulo.
Se simularon tres tamaños de superficie del receptáculo: 1m2, 1,50m2 y 2m2, que representan 2, 3 y 4% de la superficie de la cubierta, respectivamente. Además, consideraron dos tamaños para los diámetros de la descarga de un retardador: 1" y 1,50". En la Tabla 1 se presenta una síntesis de los resultados de las simulaciones.

Tabla 1.- Resultados de las simulaciones

Diámetro de salida (mm)	**Retardo (min)**	**Reducción del pico del hidrograma (en %)**		
		2%*	**3%***	**4%***
25	6	53,47	59,03	62,93
38	3	25,12	32,18	37,62

* superficie en planta del receptáculo, en % del tamaño del techo

Este trabajo mostró que es físicamente posible y factible ejecutar estructuras hidráulicas retardadoras de escurrimiento en los lotes del AMGR: las alturas requeridas fueron inferiores a 0,45m, con excepción del receptáculo de superficie de $1m^2$ y diámetro de salida 1", en que la altura alcanzó 0,58m. La eficiencia mostrada por los retardadores puede considerarse como muy buena, ya que las reducciones en los picos de los hidrogramas variaron entre 25% y 62,9%.

ii. Evaluación del uso de patios impermeables deprimidos como retardadores (Cúndom & Gutiérrez, 2000):

Este trabajo fue planteado como continuación del de Pilar & Biaín, cambiando el receptáculo retardador por un patio impermeable con un nivel inferior al de la vereda. Los autores evaluaron el efecto que tendría en una vivienda tipo FONAVI, con $100m^2$ de superficie cubierta y patio completamente embaldosado (situación que se repite con gran frecuencia en el AMGR), construida en un lote de 10m de frente por 20m de fondo, utilizar ese patio como reservorio de amortiguamiento.
Utilizaron la misma tormenta crítica adoptada por Pilar & Biaín y, al igual que ellos, evaluaron el efecto de utilizar para la descarga del receptáculo diámetros de 1" y 1,50". Los resultados que obtuvieron están resumidos en la Tabla 2.

Tabla 2.- Resultados de las simulaciones

Diámetro de salida (mm)	Retardo del pico del hidrograma (min)	Reducción del pico del hidrograma (%)	Altura máxima Hmáx (m)	Tiempo de permanencia (min)
25	9	92,30	0,051	233
38	8	83,40	0,050	85

La contribución de este trabajo fue la demostración de que un patio totalmente impermeable, pero con una salida estrangulada hacia la red colectora de drenaje pluvial, podría contribuir eficientemente a lograr el "impacto hidrológico cero".
Además, las alturas que el agua alcanzaría en ese patio serían de apenas 5cm (que es el desnivel respecto a la vereda), aunque el tiempo de permanencia podría resultar excesivo, sobre todo para la salida de menor diámetro, y tal vez poco tolerable para los moradores de esa vivienda.

BUSCANDO EL IMPACTO HIDROLÓGICO CERO

Es necesario que las acciones orientadas al control de los efectos de las lluvias de cierta magnitud sean planificadas y encaradas en el contexto de un Plan Director de Drenaje Urbano, combinando medidas estructurales y no estructurales como parte de su política de desarrollo urbano sostenible y sustentable, tanto desde una óptica social, como ambiental.
En Argentina son muy pocas las ciudades que cuentan con ese Plan Director y que, por lo tanto, hayan formulado sus planes de ordenamiento del drenaje pluvial como herramienta de gestión dentro de un plan de desarrollo urbano.
Las redes troncales de drenaje pluvial de la mayor parte del AMGR ya tienen varias décadas de construidas, mientras que el área urbanizada de ese conurbano crece a una tasa de alrededor de 2 hectáreas por semana (Scornik, apud Depettris y Pilar, 2001). Ante esa realidad, la Municipalidad de Resistencia solicitó el apoyo técnico del Departamento de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional del Nordeste (UNNE) y como consecuencia de esta interrelación se sancionó y puso en vigencia, a partir del año 2001, la Ordenanza 5403, que en su anexo 3 establece controles al incremento de la urbanización basados en el concepto de "impacto hidrológico cero".
Esa norma plantea un control distribuido del escurrimiento e incorpora dos nuevos indicadores, como el FIS (factor de impermeabilización del suelo) y el FIT (factor de impermeabilización total), y la obligación, para todo proyecto nuevo de edificación, de verificar el impacto hidrológico cero, entendiendo como tal "que el pico del caudal generado no se incremente con el aumento de la impermeabilidad del terreno".
Para la verificación se debe considerar una lluvia crítica (para cierto tiempo de recurrencia y teniendo en cuenta el tiempo de concentración propio del lote), determinar el FIS y el FIT y, en caso que sea necesario amortiguar el hidrograma generado por la nueva edificación, proponer esquemas de retardo y amortiguación del escurrimiento.
El FIS es definido en la Ordenanza como la relación entre la superficie total de cubiertas y pisos impermeables, en proyección horizontal, y la superficie total del terreno. Refleja el grado de impermeabilización o de áreas no absorbentes del lote.

Por su parte, el FIT se determina dividiendo la sumatoria de las superficies cubierta de cada nivel construido por la superficie total del terreno. Este factor busca reflejar el efecto de la impermeabilización en altura.
La norma establece valores límites admisibles para ambos factores: en los casos en que el FIS

< 0,70 , el FIT < 4 FIS y los incrementos de FIS y FIT propuestos no superen el 10% respecto de los FIS y FIT antecedentes, no se requiere evaluación hidrológica. Para cualquier otra situación se exige esa evaluación, más las propuestas de amortiguación y retardo del escurrimiento.
Para la determinación del tiempo de concentración en el lote se han aplicado fórmulas como la de la Federal Aviation Agency de los Estados Unidos (Tucci et al., 1995):

$$tc = 22{,}73 \cdot (1{,}1 - C) \cdot L^{0{,}5} \cdot S^{-0{,}33} \qquad (4)$$

donde "tc" es el tiempo de concentración (en minutos), "C" el coeficiente de escorrentía (adimensional), "L" la longitud del thalweg (en km) y "S" es la pendiente de ese thalweg (en m/m).
Ese tiempo de concentración determinará la duración de la lluvia crítica. Se deberá adoptar 10 años como tiempo de recurrencia crítico y se utilizarán las curvas I-D-F (Intensidad-Duración-Recurrencia) de la ciudad de Resistencia elaboradas por la Administración Provincial del Agua del Chaco – APA, o las actualizadas por Pilar, et al. (2007), que incorpora 7 años más de registros pluviográficos y mostradas en la Figura 4.

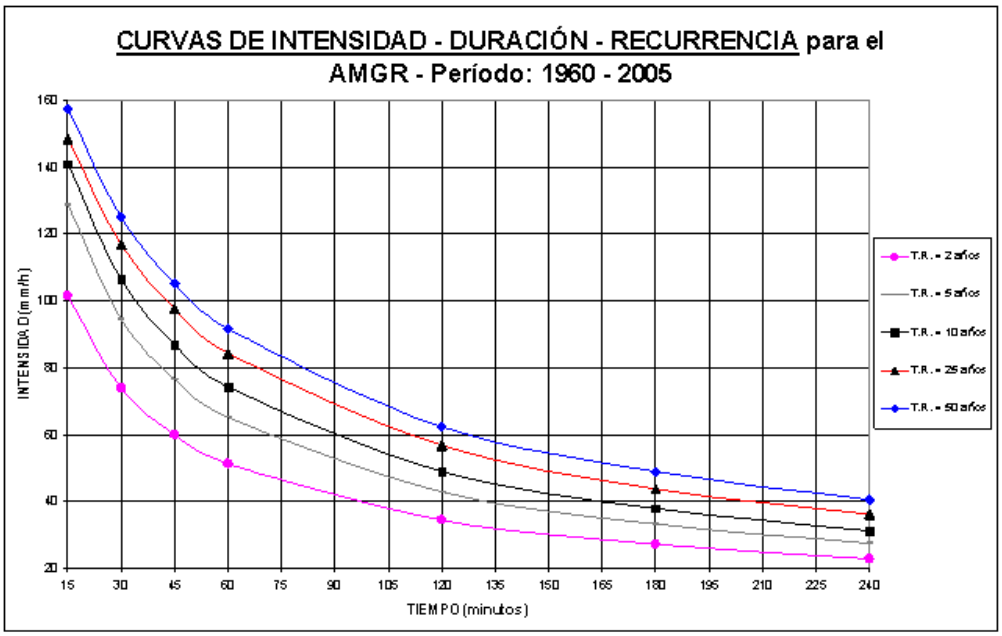


Figura 4.- Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF) de Resistencia, período 1960 – 2005 (Fuente: Pilar et al, 2007)..

Para realizar la distribución temporal de la lluvia crítica, se sugiere la adopción del método de los bloques alternos.
Para evaluar el escurrimiento generado por el agua captada por los paramentos verticales de los edificios en altura, se considera la captación de la/s cara/s de mayor exposición a las lluvias.
Con valores de lluvia crítica, distribución temporal y superficie de captación se determina el hidrograma de escurrimiento directo, tanto de la situación antecedente, como la con la nueva edificación, a partir de lo cual se realizan las verificaciones exigidas por la norma.
Desde la entrada en vigencia de la Ordenanza 5403, en la ciudad de Resistencia han sido evaluados 784 casos de nuevas construcciones. En 621 de esos casos fue necesario incorporar elementos retardadores del escurrimiento.

CONCLUSIONES

La puesta en vigencia de la Ordenanza 5403 representó una novedad en materia de gestión integrada de drenaje pluvial urbano, en el sentido que regula la urbanización y el incremento de impermeabilidad consiguiente, con una visión hidrológica.
No fue fácil su aplicación, aunque en la actualidad, 15 años después, los emprendedores inmobiliarios y los urbanizadores la aceptan sin ningún tipo de cuestionamientos, habiendo contribuido para ello la opinión pública, que fue informada a través de artículos periodísticos preparados al efecto.
La aplicación de esta normativa no pretende ni puede resolver completamente el problema de las inundaciones urbanas en la ciudad de Resistencia. Sin embargo, como ella, de alguna manera "congela" el efecto hidrológico de la impermeabilización antecedente. Su aplicación es obligatoria en todo el caso céntrico y todos los edificios en altura, sin restricción de superficie.
En este sentido, la Municipalidad de la ciudad de Resistencia ha sido pionera en la República Argentina en el abordaje de este problema a través de una acción que podría considerarse como una medida no estructural, que busca evitar un crecimiento desmedido de los volúmenes de escurrimiento pluvial como consecuencia del incremento de la impermeabilización.
El mayor inconveniente se presentó en la captación de los escurrimientos de los paramentos verticales de los edificios en altura, pues la normativa vigente permite la construcción de ese tipo de edificaciones entre medianeras. En varios casos, el problema se solucionó capturando ese escurrimiento con canaletas interceptoras colocadas sobre los mencionados paramentos.
Se podría afirmar que con el apoyo de la sociedad, adecuadamente informada de las ventajas de la aplicación de la Ordenanza 5403, los emprendedores inmobiliarios aceptaron la ampliación del radio de aplicación de la norma al denominado "anillo de densidad media". A quince años de la puesta en vigencia de esta normativa, la mencionada aceptación social permite planificar la adecuación de las redes troncales de drenaje pluvial de la ciudad con la esperanza que su obsolescencia demore mucho más que en el pasado, lo que mejorará la calidad de vida de toda la población, en especial de la de menores recursos y localizadas en las zonas más bajas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Chow, V.T., Maidment, D. & Mays, L. 1994. Hidrología aplicada. Santa Fe de Bogotá: Mc Graw-Hill. 584p.

Consejo Municipal De Resistencia, Chaco. 2001. Ordenanza n°5403. Cuerpo principal y tres Anexos. Resistencia, Chaco.

Cundom, G., Gutiérrez, G. 2000. Impacto cero en el drenaje pluvial urbano. Trabajo de conclusión. Segundo curso de posgrado en Hidrología Urbana, Facultad de Ingeniería, UNNE.

Depettris, C.A.; Pilar, J.V. 2001. Uso de medidas no estructurales para controlar el aumento de las áreas impermeables de la ciudad de Resistencia. In: Primer Seminario de Drenaje Urbano del Mercosur. Porto Alegre-RS, Brasil. Anales. Pp. 229-232.

Pilar, A. & Biaín, R. 2000. Estudio de la viabilidad técnica de la implantación de retardadores de escurrimiento pluvial en lotes urbanos. In: Tucci, C. E., Goldenfum, J., **Depettris, C. & Pilar, J**., org., Hidrologia Urbana na Bacia do Prata. Porto Alegre: CAPES-SETCIP/UFRGS-UNNE. pp. 99-107.

Pilar, J. V. & Depettris, C. 2000. Impacto Cero. Resistencia: Diario Norte, edición del 27/02/2000.

Pilar, J.V.; Ruberto, A.R.; Depettris, C.A.; Gabazza, S.; Kutnich, E.J. 2007. Actualización y análisis de las curvas en el Área Metropolitana del Gran Resistencia [AMGR]. Congreso Nacional del Agua - CONAGUA 2007. Tucumán, Argentina. Anales.

Urbonas, B.; Stahre, P. 1993. Stormwater Best Management Practice and Detection. Prentice Hall. Englewood Cliffs, New Jersey. 450p.

Tucci, C.; De Barros, M.T.; Porto, R. 1995. Drenagem Urbana. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS/ABRH.

Tucci, C. 1998. Modelos hidrológicos. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS/ABRH. 669p.

Tucci, C. 2007. Gestión de inundaciones urbanas. Ed. Evangraf Ltda. Porto Alegre, Brasil. 288 p.

MODELOS MULTIVARIADOS DE GENERACIÓN DE LLUVIAS SINTÉTICAS DIARIAS: ESTADO DEL ARTE

Robinson Ploszai, Miriam Rita Moro Mine y Daniel Marco Henrique Detzel

Universidad Federal de Paraná
Teléfono: +55 41 3361 3707 – Casilla Postal: 19011, 81531-990 Curitiba PR – Brasil
robinson.ploszai@gmail.com
mrmine.dhs@ufpr.br
daniel@lactec.org.br

RESUMEN

Los modelos hidrológicos tienen variadas aplicaciones tales como la proyección y operación de estructuras hidráulicas, la generación de escenarios de cambio climático, además de ser una herramienta que contribuya a la estabilidad en el suministro de energía en sistemas interconectados, entre otras. En este sentido, las series sintéticas pueden ser útiles para la obtención de parámetros estadísticos que permitan analizar cambios climáticos en una cuenca. De forma general, de acuerdo con la literatura, los modelos de generación de lluvias sintéticas con mayor aplicación son los modelos de escalas mensual y diaria, siendo estos últimos los más apropiados para representar de forma más exacta la dinámica de la lluvia. Hay modelos de generación de lluvias sintéticas univariados y multivariados espacialmente. Los primeros permiten el análisis de los parámetros estadísticos de una cuenca punto por punto, es decir, considerando cada estación de manera separada. Los segundos permiten el análisis simultáneo de todas las estaciones en estudio. Por lo tanto, se presenta en este trabajo el estado del arte de los modelos de generación de lluvias sintéticas diarias, multivariados espacialmente. Los mismos son ampliamente aplicados en cuencas alrededor del mundo para estudios de cambios climáticos, así como el manejo de recursos hídricos.

ABSTRACT

The hydrological models have several applications as the project and operation of hydraulic structures, generation of climatic changes scenarios, and as tools contributing to the stability of power supply in interconnected systems, among others. In this way, the synthetic series can be useful to obtain statistical parameters that allow the analysis of climatic changes in a basin. In general, according to the literature, the rainfall synthetic series generation models with greater application are the models at monthly and daily scales, the latter being appropriate to represent more accurately the dynamics of the rainfall. There are models of spatially univariate and multivariate synthetic rainfall generation. The first ones allow the analysis of the statistical parameters of the point-to-point basin, that is, by considering each station separately. The second ones allow the simultaneous analysis of all stations under study. In the meantime, this paper presents the state of the art of daily, spatially multivariate, synthetic rainfall series generation models. They are widely applied in basins around the world for climate change studies, as well as for water resources management.

INTRODUCCIÓN

El estudio de cambios climáticos en series hidrológicas es importante para la solución de problemas prácticos en la ingeniería de recursos hídricos, así como para la ciencia. En ese sentido, se tienen informes generales que advierten acerca del calentamiento global, así como se observa en los reportes del Panel Intergubernamental de los Cambios Climáticos (sigla en inglés, IPCC). Según el IPCC (2013), la variabilidad climática ocurre en todo el mundo y a través de ella, es posible advertir a la población en general acerca de los cambios y los peligros de la misma.

Así como el IPCC, otros estudios reportan sobre el calentamiento global, tal como hicieron Tucci (2002) y Mohor *et al.* (2015), los cuales afirman que dicho calentamiento ocurre en

todo el planeta, aunque no se sabe la verdadera causa del mismo. Según los autores, no es posible garantizar que los cambios climáticos están asociados directamente a causas antrópicas o a una variación natural en el planeta. Los cambios generados por acciones antrópicas podrían ser asociados a emisiones de gases del efecto estufa, así como al manejo de los suelos.

Entender y evaluar las acciones antropogénicas que puedan afectar al clima del planeta son desafíos para los investigadores. La lluvia es una variable aleatoria fundamental a ser estudiada, así como la temperatura, radiación solar, humedad del suelo, entre otras. Resaltase en la ingeniería de los recursos hídricos la importancia de dos variables hidrológicas: (1) la precipitación y (2) la temperatura. Es por esta razón que es importante modelar sus variaciones, así como representar de manera más realista sus parámetros estadísticos en una cuenca.

En lo que atañe a la modelación de series de precipitación, se puede citar los trabajos de Small y Morgan (1986), Wilks (1998), Buishand y Brandsma (2001), Mehrotra *et al.* (2006), Brissette *et al.* (2007), Kottegoda *et al.* (2008), Bau *et al.* (2013), Breinl *et al.* (2013), So *et al.* (2015), Rayner *et al.* (2016), entre otros tantos.

Por lo tanto, se presenta el estado del arte de los modelos hidrológicos de generación de lluvias sintéticas, con la finalidad de obtener un mejor conocimiento acerca del comportamiento de las precipitaciones en cuencas, así como para llevar a cabo un análisis acerca de los cambios climáticos que ocurren en cuencas en todo el mundo.

OBJETIVOS DEL ESTUDIO

El objetivo del presente trabajo es ilustrar el estado del arte de los modelos hidrológicos espacialmente multivariados de generación de lluvias sintéticas; es decir, en diversas estaciones pluviométricas simultáneamente. De igual forma, son presentados aquellos factores que permitan obtener mejores aproximaciones a los datos medidos.

Entre los objetivos específicos del trabajo, citase el estudio de cambios climáticos en cuencas, la relación entre precipitación y los cambios climáticos, así como las ventajas de la utilización de estos modelos para la población en general, gobiernos y la concientización mundial acerca de las alteraciones climáticas.

MODELOS DE GENERACIÓN DE LLUVIAS SINTÉTICAS

Los primeros modelos hidrológicos aplicados a la estimación de la precipitación fueron creados para el análisis puntual de la misma, en virtud a la facilidad de aplicación y elaboración de los modelos. Con el avance de la tecnología y de otros estudios realizados, fueron implementados modelos hidrológicos multivariados espacialmente. Estos permiten analizar los parámetros estadísticos de la lluvia en varios puntos simultáneamente. Sin embargo, la extensión aproximada de las escalas puntuales es aún un desafío para los investigadores, resultando en la existencia de un sinnúmero de modelos.

Los modelos hidrológicos multivariados espacialmente son importantes para evaluar cambios climáticos en una cuenca además de la relación espacial entre las estaciones de monitoreo al interior de la misma. Mientras tanto, nuevas variables necesitan ser consideradas, principalmente las que evalúen correlaciones entre los datos climáticos.

Tanto en el campo hidrológico, como en el agrícola, hasta el inicio del milenio, existían pocos estudios de generación de lluvias sintéticas multivariadas espacialmente que fueran satisfactorios. De acuerdo con Evin *et al.* (2017), en las últimas décadas, muchos modelos

hidrológicos de generación de series de precipitación fueron desarrollados con la intención de representar las características espaciales y temporales de las lluvias diarias. Dichos modelos presentan limitaciones en cuanto a la ocurrencia de las lluvias y su cantidad.
Algunos modelos utilizan variables externas con el intuito de obtener los parámetros de la precipitación, como ocurre con la utilización de los modelos lineares generalizados. Chandler y Wheater (2002), Mezghani y Hingray (2009), Serinaldi y Kilsby (2014) hicieron uso de estos, en tanto que Lafaysse *et al.* (2014) utilizaron analogías atmosféricas y, Mehrotra y Sharma (2010) llevaron a cabo modificaciones en modelos Markovianos.
Una buena salida para llevar a cabo la modelación es establecer una relación entre las variables externas y atmosféricas, permitiendo la construcción de eventos pasados, tanto para la predicción de los eventos futuros, cuanto para la obtención de los datos de simulaciones de los Modelos de Circulación Global (GCM) (Evin *et al.*, 2017). En Maraun *et al.* (2010) presentase este tipo de modelación. De acuerdo con los diferentes padrones de circulación atmosférica, los regímenes, así como los tipos meteorológicos, están relacionados con la obtención de los datos simulados provenientes de los GCM (Ailliot *et al.*, 2015).

MODELOS UNIVARIADOS

En otros trabajos importantes en lo referente a la modelación de series sintéticas de precipitación, la generación de las mismas a escala puntual generalmente envuelve dos componentes: (1) el binario de ocurrencia de las lluvias (lluvia y sin lluvia) así como los totales precipitados en días húmedos; (2) las ocurrencias pueden ser determinadas a través de modelaciones utilizándose cadenas Markovianas con el empleo de distribuciones paramétricas, donde generalmente se ignora la correlación serial. Este tipo de modelo se conoce como un "modelo de tipo Richardson" (Richardson, 1981). En cuanto a las distribuciones estadísticas paramétricas más utilizadas estas son la exponencial mixta, exponencial, gama, log normal, Pareto generalizada o Weibull.
Los modelos de generación de series sintéticas de precipitación univariados, o sea, aplicados individualmente sitio-a-sitio, pueden ser encontrados en los trabajos de Katz (1977), Mckague *et al.* (1984), Richardson y Wright (1984), Richardson (1981), Brandsma y Buishand (1997), Sharma y Lall (1999), Hayhoe (2000), Stowasser (2005), Wan *et al.* (2005), Zheng y Katz (2008), entre otros tantos.

MODELOS MULTIVARIADOS

La gran diferencia entre los modelos univariados y multivariados está en que estos últimos reproducen la variación en espacio y tiempo de la lluvia en varios sitios simultáneamente. Es un desafío para los investigadores crear modelos multivariados por la dificultad en representar la dinámica de las lluvias en varios puntos al mismo tiempo. Los generadores multivariados espacialmente preservan la interdependencia entre pares de estaciones, además de la determinación de la cantidad y ocurrencia de las lluvias. En regiones montañosas, los regímenes de lluvias son diferentes, pero la interdependencia entre pares debe ser preservada, siendo éste otro desafío para los investigadores.
El primer modelo multivariado de generación de lluvias sintéticas exitoso fue desarrollado por Wilks (1998). El autor utilizó modelos para 25 estaciones alrededor del estado de NY, EEUU. Las precipitaciones fueron generadas en el modelo paramétrico, es decir, utilizando cadenas Markovianas de primer orden para la determinación de las ocurrencias y la distribución exponencial mixta para la determinación de las cantidades precipitadas. La aplicación de las

cadenas Markovianas ocurrió en varios sitios simultáneamente, impulsados por un campo aleatorio correlacionado.

Antes de Wilks (1998), algunos trabajos se encontraron en el contexto de la generación de lluvias diarias. Entre ellos, autores como por ejemplo Buishand (1991), empleó la técnica de re-muestreo para generar campos de precipitación y también la denominada técnica kNN, cuya sigla en inglés significa los k vecinos más próximos. Algunas técnicas y conceptos fueron desarrollados siguiendo la secuencia cronológica.

En el trabajo de los autores Bardossy y Plate (1992) fue encontrado un problema denominado por ellos como intermitencia espacial. Tal problema consiste en no considerar la variabilidad espacial de los campos de precipitación generados, aunque tal modelo reproduce bien las propiedades estadísticas de series observadas en múltiplos sitios al mismo tiempo. La intermitencia espacial referida en los trabajos de Bardossy y Plate (1992), encontrase también en el modelo propuesto por Wilks (1998).

Sinnúmeros de otros modelos fueron desarrollados secuencialmente. En el campo de los modelos empíricos, algunas de las técnicas empleadas son de re-simulación de circulación atmosférica, como lo hicieron Brandsma y Buishand (1997). En cuanto a Hughes *et al.* (1999), los autores utilizaron el concepto de las cadenas Markovianas ocultas, donde los estados en las lluvias no son conocidos, aunque los resultados producidos por los estados sean. Estos principios se aplican a la determinación de las ocurrencias de precipitaciones, es decir, que las mismas tienen características diferentes por haber sido generadas a través de mecanismos diferentes. La determinación de las precipitaciones no se define directamente, es por eso que el modelo se conoce como oculto. En ese sentido, la probabilidad de ocurrencia está asociada con dichos estados, de acuerdo con las estadísticas del muestreo. Un día sin lluvia (seco) es la excepción.

En los modelos no-paramétricos, Buishand y Brandsma (2001) utilizaron un método de re-muestreo y del vecino más próximo. El método se aplica para modelos puntuales así como para los multivariados espacialmente. Los autores evaluaron caudales extremos en diversos puntos del rio Rin, obteniendo resultados satisfactorios del re-muestreo, sin embargo, no reprodujeron series más extensas que las disponibles. En ese sentido, la técnica del re-muestreo solamente replica y re-ordena datos existentes.

Los autores Srikanthan y Mcmahon (2001), llevaron a cabo una buena revisión de la literatura acerca de modelos multivariados espacialmente, efectuando conclusiones acerca del modelo propuesto por Wilks (1998). Por otro lado, diversos investigadores emplearon técnicas alternativas como ser la combinación de re-simulación de tipos de clima con procesos Markovianos (Palutikof *et al.*, 2002), en tanto que Qian *et al.* (2002) procedieron como Srikanthan y Mcmahon (2001), desarrollando sus estudios sobre la base del modelo del Wilks (1998).

La técnica kNN fue utilizada nuevamente en los trabajos de Beersma y Buishand (2003). Según los autores, los campos de precipitación se generan utilizando técnicas de re-muestreo, como la técnica de los k vecinos más cercanos. Otros autores como ser Clark *et al.* (2004) emplearon algoritmos de reorganización para la optimización de los parámetros.

Muchos otros estudios fueron implementados sobre la base del modelo de Wilks (1998), tal como hicieron Khalili *et al.* (2004) y Brissette *et al.* (2007). Mehrotra *et al.* (2006) llevaron a cabo una comparación entre modelos multivariados de generación de lluvias, siendo dos de ellos los propuestos por Wilks (1998), Buishand y Brandsma (2001) y un tercero apoyado en la técnica de las cadenas Markovianas ocultas. Se aplicaron los modelos en 30 estaciones de monitoreo en Sídney, Australia, donde se concluye que los mejores resultados fueron de los obtenidos por los modelos de Wilks (1998) y Buishand y Brandsma (2001), en ese orden.

Otras técnicas fueron desarrolladas para la determinación de las cantidades de precipitación no observadas, como ser técnicas de perturbación (Sharif y Burn, 2007). Por lo tanto, diversos métodos fueron empleados para el desarrollo de los modelos multivariados. Thompson *et al.* (2007) llevaron a cabo sus estudios apoyados en el modelo de Wilks (1998), utilizando el concepto de cadenas Markovianas ocultas, en tanto que Apipattanavis *et al.* (2007) emplean el método kNN y procesos Markovianos. Por otro lado, otros métodos fueron aplicados en diversos estudios como ser procesos Markovianos combinados con pulsos rectangulares de Neyman-Scott, como los propuestos por Fowler *et al.* (2005) y Kilsby *et al.* (2007).

Los autores Apipattanavis *et al.* (2007) utilizaron una combinación de algoritmos kNN con procesos Markovianos para generar variables climáticas multivariadas. Tal como hicieron Thompson *et al.* (2007), los cuales utilizaron el contexto de las cadenas ocultas, en el ámbito de simulación climática. Los últimos autores desarrollaron procedimientos como el método del máximum verosimilitud, la implementación del algoritmo EM (Maximización de la Expectativa, sigla en inglés), con el intuito de mejorar el modelo de Wilks (1998). Por otro lado, Brissette *et al.* (2007) propusieron otras modificaciones en el modelo de Wilks (1998), optimizando el proceso computacional, utilizando como datos los ruidos de las simulaciones. Los ruidos excesivos son adicionados a los datos. Los mismos autores resolvieron problemas con ruidos en las estructuras correlacionadas utilizando los ruidos de las series simuladas.

Siguiendo la secuencia cronológica, los modelos paramétricos de generación de lluvias multivariadas espacialmente fueron estudiados por Mehrotra y Sharma (2007), Cannon (2008) y Burton *et al.* (2008). Los primeros evaluaron la variabilidad de los eventos de baja frecuencia de ocurrencia de precipitación, en tanto que los segundos utilizaron las redes de densidad de Bernoulli-Gama y los últimos los procesos de pulsos rectangulares Neyman-Scott. Kottegoda *et al.* (2008) estudiaron modelos paramétricos de generación de lluvias multivariadas espacialmente. En este trabajo, fueron utilizadas series truncadas de Fourier de dos harmónicos para modelar la componente determinística (lluvia) del modelo.

Acerca de los campos de precipitación, los mismos pueden ser obtenidos a través de una cuadrícula regular, siendo simulados por los modelos de precipitación estocásticos temporales y espaciales. Dicha cuadrícula es interesantes debido a las diversas aplicaciones hidrológicas posibles, una vez que se obtienen directamente los valores de precipitación aritmética. Burton *et al.* (2008) y Leonard *et al.* (2008) simularon células circulares con centros aleatorios, en sus regiones de estudio. Khalili *et al.* (2009) y Srikanthan y Pegram (2009) llevaron a cabo modificaciones en el modelo propuesto por Wilks (1998), desarrollando un grupo de cadenas Markovianas de cuarta orden, es que Wilks (1998) utilizó cadenas de primera orden.

El concepto de cadena oculta aparece nuevamente en el trabajo de Ailliot *et al.* (2009), así como Leander y Buishand (2009) emplearon la perturbación de los valores re-muestreados más altos de precipitación con el conocido algoritmo kNN. Los autores Serinaldi (2009) y Baigorria y Jones (2010) llevaron a cabo una buena revisión bibliográfica acerca de los modelos multivariados espacialmente. En ese sentido, Serinaldi (2009) escoge un modelo específico de acuerdo con los datos disponibles (cantidad y calidad), considerando también la sencillez en su aplicación. En otro orden de cosas, de acuerdo con Evin *et al.* (2017), los modelos Meta-Gaussianos; propuestos en los trabajos de Vischel *et al.* (2009), Kleiber *et al.* (2012), Allard y Bourotte (2015), Baxevani y Lennartsson (2015) y Bennett *et al.* (2017), parten de la premisa de que los campos aleatorios son gaussianos y truncados.

Siguiendo la secuencia cronológica, Wilks (2009) reprodujo su modelo propuesto en Wilks (1998), ampliándolo con la intención de producir campos de precipitación aleatorios, los cuales pueden ser condicionados a la precipitación observada en muchos lugares al mismo tiempo. Otros métodos fueron empleados en los trabajos de Bardossy y Pegram (2009) y

Serinaldi (2009). Ambos autores utilizaron métodos sobre la base de cópulas. En esa dirección, Serinaldi (2009) presentó un modelo Markoviano multivariado espacialmente deducido a través de distribuciones mixtas bivariadas sobre la base del método de cópulas. El mismo consideró una distribución de valores positivos de precipitación, una matriz espacial de correlación cruzada, una cópula y las condiciones seca o húmeda. Adicionalmente, se aplicaron simulaciones de Monte Carlo para evaluar los resultados.

El concepto de la cadena Markoviana ortogonal fue propuesto por Baigorria y Jones (2010), con el objetivo de generar precipitaciones multivariadas espacialmente. Mientras tanto, Burton *et al.* (2008) utilizaron también, los procesos de pulsos rectangulares de Neyman-Scott. Ya en el trabajo de Leblois y Creutin (2013), los autores propusieron un método de banda de giro que permite simular campos discontinuos de precipitación, con diversos tipos de advección, siendo muy parecido a los métodos Meta-Gaussianos.

De acuerdo con Rasmussen (2013), la precipitación puede ser generada en diversos sitios simultáneamente, utilizando un proceso auto-regresivo gaussiano multivariado, dirigiendo tanto las ocurrencias como las cantidades de precipitación. Siguiendo las premisas iniciales de Bardossy y Plate (1992), Rasmussen (2013) desarrolló un modelo de generación de cantidades de precipitación, unidas a sus ocurrencias correspondientes, utilizando un proceso auto-regresivo gaussiano de primera orden. Los parámetros del modelo son determinados utilizándose el método de máxima verosimilitud, aplicado a los datos observados. Otras propiedades del modelo fueron estudiadas, como ser la conexión con los modelos Markovianos tradicionales, los cuales se usan para la estimación de dichas ocurrencias. Para el desarrollo de este modelo, se utilizaron el trabajo de Ailliot *et al.* (2009), para un abordaje multivariado.

Según Breinl *et al.* (2013), es posible utilizar generadores multivariados para reproducir la variación espacio-temporal de variables hidrológicas simultáneamente en diversos lugares. Los autores propusieron un generador de lluvias sintéticas a escala diaria multivariado espacialmente, con la intención de evaluar gestiones de riesgo. Debido a la naturaleza de ese modelo, es posible generar cantidades de precipitación mayores que las observadas en los sitios de estudio. Los autores analizaron estas gestiones debido a las catástrofes que pueden ser generadas por eventos extremos de precipitación. Se ajustó un proceso Markoviano discreto y univariado a la serie de observaciones de la cuenca, con el objetivo de modelar la ocurrencia de lluvia. Las cantidades de precipitación fueron determinadas primeramente por el re-muestro de las observaciones, seguido del muestreo de las funciones de distribuciones paramétricas.

Un modelo estocástico proyectado para generar series sintéticas temporales de lluvia, se denomina Generador del Clima (sigla en inglés, WG). Una de sus características principales consiste en preservar las mismas propiedades estadísticas de los datos observados (Rayner *et al.*, 2016). De acuerdo a los mismos, los WGs proveen datos adicionales para estimar con exactitud la probabilidad de los eventos extremos, cuando los registros climáticos observados son insuficientes. Los WGs reproducen las características estadísticas de los datos de la cuenca. El concepto de modelaje de las cadenas Markovianas ocultas con transiciones entre los estados meteorológicos (secos y húmedos), hace que los modelos WG simulen muchos aspectos de la precipitación.

De acuerdo con Evin *et al.* (2017), los modelos estocásticos de generación de lluvias sintéticas están focalizados en la reproducción de eventos de precipitación de escasa y alta probabilidad de ocurrencia. Es por esta razón que los autores desarrollaron un modelo multivariado, que reproduce las características estadísticas de los eventos extremadamente excepcionales en diferentes escalas temporales y espaciales. Dicho modelo fue aplicado en la captación del río

Aare, en Suiza. Se implementaron variaciones en el modelo de Wilks (1998), siendo la primera versión mejorada de nombre GWEX-1D, el cual utiliza avances recientes para la estimación de precipitaciones extremas y; la segunda versión llamada GVEX-3D tiene la misma estructura para una escala temporal de tres días. Los autores concluyeron que las cadenas Markovianas de cuarto orden superan a las de primer orden para la transición entre estados seco y húmedo, reproduciendo marcadamente la ocurrencia de intervalos secos. Los valores de variables estadísticas (media, desviación estándar y extremos) son bien reproducidas por los tres modelos. En ese tipo de modelos, es posible simular campos de precipitación más realistas, sin tener en cuenta las escalas espaciales más pequeñas. La desventaja es la complexidad en su uso, por no ser aplicables en regiones grandes y con regímenes hidrológicos muy distintos, además de que la estimación de los parámetros no ocurre inmediatamente.

MÉTODO DE GENERACIÓN DE LLUVIAS

En el modelo de Wilks (1998), la generación de series de lluvias en estaciones puntuales para múltiples localizaciones está dada sobre la base de una colección de modelos individuales, utilizándose procesos Markovianos para la determinación de las ocurrencias y distribuciones estadísticas para la determinación de los montos totales.

Determinación de las ocurrencias de lluvias

Wilks (1998) desarrolló su modelo sobre la base de la independencia serial de los montos totales precipitados en días con lluvia. En dicho modelo se utiliza una notación diferente para eventos específicos que la empleada para la determinación de montos de precipitación diaria. De acuerdo con la Ecuación (1), $X_t(k)$ proporciona el binario de ocurrencia (húmedo) o no (seco) de la lluvia en una ubicación k, en el día t.

$$X_t(k) = \begin{cases} 0 \rightarrow \text{seco} \\ 1 \rightarrow \text{húmedo} \end{cases} \quad (1)$$

Las probabilidades de los días húmedos, de acuerdo con Wilks (1998), pueden ser definidas partiéndose de la ocurrencia o no de la precipitación solamente en el día anterior, no tomándose en cuenta valores anteriores al mismo, de acuerdo con las Ecuaciones (2) y (3).

$$\Pr_t\left\{X_t(k) = 1 \middle| X_{t-1}(k) = 0\right\} = p_{01}(k) \quad (2)$$

$$\Pr_t\left\{X_t(k) = 1 \middle| X_{t-1}(k) = 1\right\} = p_{11}(k) \quad (3)$$

Tanto $p_{01}(k)$ como $p_{11}(k)$ representan las probabilidades condicionales de los días húmedos seguidos de días secos y lo contrario, donde las mismas son suficientes para definir los procesos de ocurrencias. Adicionalmente, las probabilidades condicionales complementarias son $p_{00}(k) = 1 - p_{01}(k)$ y $p_{10}(k) = 1 - p_{11}(k)$.

En este modelo existe dependencia entre las series producidas, en las que las probabilidades generadas y de transición son comparadas, donde la generación multivariada de los procesos de ocurrencia de lluvias puede apoyarse en una distribución Gaussiana.

Determinación de los montos totales precipitados

De acuerdo con Wilks (1998), los montos totales precipitados son simulados utilizándose una función de densidad de probabilidad, la cual consiste en la suma de dos distribuciones de un parámetro cada una. Para mayores detalles acerca de la distribución utilizada, se sugiere consultar el trabajo del mismo autor.

CONCLUSIONES

La importancia de estudiar modelos de generación multivariada se refleja en la evaluación de los cambios climáticos en la región o en la determinación de la relación espacial entre estaciones de monitoreo. Por medio de estos modelos, se utilizan nuevas variables, principalmente aquellas que evalúen la correlación de los datos climáticos.
De acuerdo con el estado del arte aquí presentado, el modelo propuesto por Wilks (1998) presentó avances significativos en lo que se refiere a modelos de generación multivariada regionales. Variados modelos fueron desarrollados, aumentando el campo de aplicación de los mismos en la ingeniería de los recursos hídricos y tornándolos más exitosos en reproducir las estadísticas descriptivas (ej. media, desviación estándar, entre otras) de las series de precipitación en las cuencas estudiadas.
En este sentido, se reconoce que es muy importante estudiar y evaluar los cambios climáticos como un punto de partida para la toma de medidas de prevención y mitigación en lo referente al manejo de los recursos hídricos y la implementación de políticas socioeconómicas y poblacionales.

Agradecimiento. *Un gran agradecimiento al Programa de Pos-Grado de Ingeniería de Recursos Hídricos y Ambiental (PPGERHA) de la Universidad Federal de Paraná (UFPR), al CAPES y a Mauricio Romero en la realización de este trabajo.*

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ailliot, P.; Allard, D.; Monbet, V.; Naveau, P. (2015). “Stochastic weather generators: an overview of weather type models”, *Journal de la Société Française de Statistique*, 156, 101–113.

Ailliot, P.; Thompson, C.; Thomson, P. (2009). “Space–time modelling of precipitation by using a hidden Markov model and censored Gaussian distributions”. *Journal of Royal Statistics Society.* C 58, 405–426.

Allard, D.; Bourotte, M. (2015). “Disaggregating daily precipitations into hourly values with a transformed censored latent Gaussian process.” *Stochastic Environmental Research and Risk Assessment*, v. 29, p. 453–462.

Apipattanavis, S.; Podesta, G.; Rajagopalan, B.; Katz, R. W. (2007). “A semiparametric multivariate and multisite weather generator.” *Water Resources Research* v. 43 (11).

Baigorria, G. A.; Jones, J. W. (2010). “GiST: A stochastic model for generating spatially and temporally correlated daily rainfall data.” *Journal of Climatology.* 23 (22), 5990–6008.

Bardossy, A.; Plate, E. J. (1992). “Space–time model for daily rainfall using atmospheric circulation patterns.” *Water Resources Research* 28 (5), 1247–1259.

Bárdossy, A. and Pegram, G. G. S.: (2009). “Copula based multisite model for daily precipitation simulation.” *Hydrology and Earth System Sciences*, v. 10-13, p. 2299–2314.

Bau, A. L.; Azevedo, C. A. V.; Bresolin, A. de A. (2013). “Modelagem da precipitação pluvial diária intra-anual da Bacia Hidrográfica Paraná III associada aos eventos ENOS.” *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, v. 17, n. 8, p. 883–891, 2013.

Baxevani, A.; Lennartsson, J. (2015). “A spatiotemporal precipitation generator based on a censored latent Gaussian field.” *Water Resources Research*, 51, 4338–4358.

Beersma, J. J.; Buishand, T. A. (2003). “Multi-site simulation of daily precipitation and temperature conditional on the atmospheric circulation.” *Climatology Research*. 25 (2), 121–133.

Bennett, B.; Thyer, M.; Leonard, M.; Lambert, M.; Bates, B. (2017). “A comprehensive and systematic evaluation framework for a parsimonious daily rainfall field model.” *Journal of Hydrology*, in Press.

Brandsma, T.; Buishand, T. A. (1997). “Statistical linkage of daily precipitation in Switzerland to atmospheric circulation and temperature.” *Journal of Hydrology*, Amsterdam, 198, p. 98-123, 1997.

Brandsma, T.; Buishand, T. A. (1997a). “Rainfall generator for the Rhine basin: singlesite generation of weather variables by nearest-neighbour resampling.” *KNMI publication* 186-I, KNMI, De Bilt: 47.

Breinl, K.; Turkington, T.; Stowasser, M. (2013). “Stochastic generation of multi-site daily precipitation for applications in risk management.” *Journal of Hydrology*, v. 498, p. 23– 35.

Brissette, F. P.; Khalili, M.; Leconte, R. (2007). “Efficient stochastic generation of multisite synthetic precipitation data.” *Journal of Hydrology*, v. 345, n. 3–4, p. 121–133, 2007.

Buishand, T. A. (1991). “Extreme rainfall estimation by combining data from several sites.” *Hydrological Sciences Journal*, 36, 345–365.

Buishand, T. A.; Brandsma, T. (2001). “Multisite simulation of daily precipitation and temperature in the Rhine basin by nearest-neighbor resampling.” *Water Resources Research*, v. 37, n. 11, p. 2761–2776.

Burton, A.; Kilsby, C. G.; Fowler, H. J.; Cowpertwait, P. S. P.; O'Connell, P. E. (2008). "RainSim: a spatial-temporal stochastic rainfall modelling system. *Environmental Modelling Software*. 23 (12), 1356–1369.

Cannon, A. J. (20080. "Probabilistic multisite precipitation downscaling by an expanded Bernoulli–gamma density network." *Journal of. Hydrometeorology*. 9 (6), 1284– 1300.

Chandler, R. E.; Wheater, H. S. (2002). "Analysis of rainfall variability using generalized linear models: A case study from the west of Ireland." *Water Resources Research*, 38, 1192.

Clark, M. P.; Gangopadhyay, S.; Brandon, D.; Werner, K.; Hay, L.; Rajagopalan, B.; Yates, D. (2004). "A resampling procedure for generating conditioned daily weather sequences". *Water Resources Research*. 40 (4), p. 1-15.

Evin, G.; Favre, A.; Hingray, B. (2017). "Stochastic generation of multi-site daily precipitation for the assessment of extreme floods in Switzerland". *Hydrological Earth Systems Sciences Discussions*. Apr. 1-36

Fowler, H. J.; Kilsby, C. G.; O'Connell, P. E.; Burton, A. (2005). "A weather-type conditioned multi-site stochastic rainfall model for the generation of scenarios of climatic variability and change." *Journal of Hydrology*. 308 (1–4), 50–66.

Hayhoe, H. N. (2000). "Improvements of stochastic weather data generators for diverse climates." *Climatology Research*. 14 (2), 75–87.

Hughes, J. P.; Guttorp, P.; Charles, S. P. (1999). "A non-homogeneous hidden Markov model for precipitation occurrence." *Journal of Royal Statistics Society*. C 48 (1), 15–30.

IPCC. (2013). Report of the IPCC – Intergovernmental Panel on Climate Change. *In: Cambridge: Cambridge University Press*.

Katz, R. W. (1977). "Precipitation as a Chain-Dependent Process." *Journal of Applied Meteorology*, v. 16, n. 7, p. 671–676, 1977.

Khalili, M.; Brissette, F.; Leconte, R. (2009). "Stochastic multi-site generation of daily weather data." *Stoch. Environ. Res. Risk*, A 23 (6), 837–849.

Khalili, M.; Laconte, R.; Brissette, F. (2004). "Multisite generation of daily stochastic precipitation to evaluate the effects of the climatic changes on the Châteauguay River basin hydrology. *In: AMERICAN GEOPHYSICAL UNION JOINT ASSEMBLY, 2004*, Montreal, Canadá.

Kilsby, C. G. et al. (2007). "A daily weather generator for use in climate change studies." *Environmental Modelling Software*. 22 (12), 1705–1719.

Kleiber, W.; Katz, R. W.; Rajagopalan, B. (2012). "Daily spatiotemporal precipitation simulation using latent and transformed Gaussian processes." *Water Resources Research*, 48, W01 523.

Kottegoda, N. T.; Natale, L.; Raiteri, E. (2008). “Stochastic modelling of periodicity and trend for multisite daily rainfall simulation.” *Journal of Hydrology*, v. 361, p. 319–329.

Lafaysse, M.; Hingray, B.; Mezghani, A.; Gailhard, J.; Terray, L. (2014). “Internal variability and model uncertainty components in future hydrometeorological projections: The Alpine Durance basin.” *Water Resources Research*, 50, 3317–3341.

Leander, R.; Buishand, T. A. (2009). “A daily weather generator based on a two-stage resampling algorithm.” *Journal of Hydrology*. 374 (3–4), 185–195.

Leblois, E.; Creutin, J.-D. (2013). “Space-time simulation of intermittent rainfall with prescribed advection field: Adaptation of the turning band method.” *Water Resources Research*, 49, 3375–3387.

Leonard, M.; Lambert, M. F.; Metcalfe, A. V.; Cowpertwait, P. S. P. (2008). “A space-time Neyman–Scott rainfall model with defined storm extent.” *Water Resources Research*, 44, W09 402

Maraun, D.; Wetterhall, F.; Ireson, A. M.; Chandler, R. E.; Kendon, E. J.; Widmann, M.; Brienen, S.; Rust, H. W.; Sauter, T.; Themeßl, M.; Venema, V. K. C.; Chun, K. P.; Goodess, C. M.; Jones, R. G.; Onof, C.; Vrac, M.; Thiele-Eich, I. (2010). “Precipitation downscaling under climate change: Recent developments to bridge the gap between dynamical models and the end user.” *Reviews of Geophysics*, 48, RG3003, 35.

McKague, K.; Rudra, R.; Ogilvie, J.; Ahmed, I.; Gharabaghi, B. (2005). “Evaluation of weather generator ClimGen for southern ontario.” *Canada Water Resources.* J. 30 (4), 315–330.

Mehrotra, R.; Sharma, A. (2007). “Preserving low-frequency variability in generated daily rainfall sequences.” *Journal of Hydrology*, 345, 102– 120.

Mehrotra, R.; Srikanthan, R.; Sharma, A. (2006). “A comparison of three stochastic multi-site precipitation occurrence generators.” *Journal of Hydrology*, v. 331, p. 280–292.

Mehrotra, R.; Sharma, A. (2010). “Development and Application of a Multisite Rainfall Stochastic Downscaling Framework for Climate Change Impact Assessment.” *Water Resources Research*, 46, W07 526.

Mezghani, A.; Hingray, B. (2009). “A combined downscaling-disaggregation weather generator for stochastic generation of multisite hourly weather variables over complex terrain: Development and multi-scale validation for the Upper Rhone River basin.” *Journal of Hydrology*, 377, 245–260.

Mohor, G. S.; Rodriguez, D. A.; Tomasella, J.; Siqueira Júnior, J. L. (2015). “Exploratory analyses for the assessment of climate change impacts on the energy production in an Amazon run-of-river hydropower plant.” *Journal of Hydrology: Regional Studies*, v. 4, p. 41–59.

Palutikof, J. P.; Goodess, C. M.; Watkins, S. J.; Holt, T. (2002). “Generating rainfall and temperature scenarios at multiple sites: examples from the Mediterranean.” *Journal of Climatology*. 15 (24), 3529–3548.

Qian, B.; Gameda, S.; Hayhoe, H.; Jong, R.; Bootsma, A. (2002). “Comparison of LARS-WG and AAFC-WG stochastic weather generators for diverse Canadian climates.” *Climate Research*, Oldendorf/Luhe, 26, p. 175-191.

Rasmussen, P. F. (2013). ”Multisite precipitation generation using a latent autoregressive model.” *Water Resources Research*, 49, 1845–1857, 25.

Rayner, D.; Achberger, C.; Chen, D. (2016). “A multi-state weather generator for daily precipitation for the Torne River basin, northern Sweden/western Finland.” *Advances in Climate Change Research*, v. 7, n. 1–2, p. 70–81, 2016.

Richardson, C. W. (1981). “Stochastic Simulation of Daily Precipitation, Temperature, and Solar Radiation.” *Water Resources Research*, v. 17, n. 1, p. 182–190, 1981.

Richardson, C., Wright, D. A. (1984). “WGEN: a model for generating daily weather variables.” *USDA/ARS, ARS-8*, Washington, DC.

Serinaldi, F.; Kilsby, C. G. (2014). “Simulating daily rainfall fields over large areas for collective risk estimation.” *Journal of Hydrology*, 512, 285–302.

Serinaldi, F. (2009). “A multisite daily rainfall generator driven by bivariate copula based mixed distributions.” *Journal of Geophysical Research*. 114 (10).

Sharif, M.; Burn, D. H. (2007). “Improved K -Nearest Neighbor Weather Generating Model.” *Journal of Hydrologic Engineering*, 12.

Sharma, A.; Lall, U. (1999). “A nonparametric approach for daily rainfall simulation.” *Mathmatical Computer. Simulation*. 48 (4–6), 361–371.

Small, M. J.; Morgan, D. J. (1986). “The relationship between a continuous-time renewal model and a discrete Markov chain model of precipitation occurrence.” *Water Resources Research*, v. 22, n. 10, p. 1422–1430.

So, B. J.; Kwon, H.-H.; Kim, D.; Lee, S. O. (2015). “Modeling of daily rainfall sequence and extremes based on a semiparametric Pareto tail approach at multiple locations.” *Journal of Hydrology*, v. 529, n. 8, p. 1442–1450.

Srikanthan, R.; McMahon, T.A. (2001). “Stochastic generation of annual, monthly and daily climate data: a review.” *Hydrological Earth Systems Sciences*. 5 (4), 653–670.

Srikanthan, R.; Pegram, G. G. S. (2009). “A nested multisite daily rainfall stochastic generation model.” *Journal of Hydrology*, 371, 142–153.

Stowasser, M. (2011). “Modelling rain risk: a multi-order Markov chain model approach.” *Journal of Risk Finance*, 13 (1), 45–60.

Thompson, C. S.; Thompson, P. J.; Zheng, X. (2007). “Fitting a multisite daily rainfall model to New Zeland data.” *Journal of Hydrology*, Amsterdam, 340, p. 25-39.

Tucci, C. E. M. (2002). “Impactos da variabilidade climática e do uso do solo nos recursos hídricos.” Brasília, p. 150.

Vischel, T.; Lebel, T.; Massuel, S.; Cappelaere, B. (2009). “Conditional simulation schemes of rain fields and their application to rainfall–runoff modeling studies in the Sahel.” *Journal of Hydrology*, 375, 273–286.

Wan, H.; Zhang, X. B.; Barrow, E. M. (2005). “Stochastic modelling of daily precipitation for Canada.” *Atmospheric Ocean* 43 (1), 23–32.

Wilks, D. S. (1998). “Multisite generalization of a daily stochastic precipitation generation model.” *Journal of Hydrology*, v. 210, n. 1–4, p. 178–191.

Wilks, D. S. (2009). “Extending logistic regression to provide full-probability-distribution MOS forecasts.” *Meteorological Applications*, v. 16, n. 9, March, p. 361–368.

Zheng, X. G.; Katz, R. W. (2008). “Mixture model of generalized chain-dependent processes and its application to simulation of interannual variability of daily rainfall.” *Journal of Hydrology*. 349 (1–2), 191–199.

APLICABILIDAD DE ÍNDICES DE ALTERACIÓN HIDROLÓGICA EN RÍOS REGULADOS DE ARGENTINA

Jorge Prieto Villarroya y Hector Daniel Farias

Instituto de Recursos Hídricos, FCEyT-UNSE
Laboratorio de Hidráulica, Parque Industrial, La Banda, Santiago del Estero, Argentina
E-mail: irhi.fceyt.unse@gmail.com - Internet: http://irh-fce.unse.edu.ar

RESUMEN

En Argentina, resultan escasos los estudios destinados a la evaluación de las alteraciones originadas por la influencia de las obras hidráulicas sobre los caudales naturales de los ríos, y su influencia y efectos originados aguas abajo de los mismos. En el presente trabajo se pretende ahondar en el estudio de la alteración hidrológica que los embalses y azudes producen en los cursos naturales de agua, así como sus implicancias en la dinámica de los ríos. Para ello, se propone la aplicación de la metodología IAHRIS, como herramienta para caracterizar el régimen natural de un río, y cuantificar la alteración del mismo. La metodología, originalmente desarrollada por el CEDEX emplea parámetros que definen los aspectos más significativos del régimen hidrológico natural y, mediante su comparación con los valores alterados define índices (parciales y globales) cuantificadores de la afectación al régimen natural de caudales.

Los resultados obtenidos muestran la utilidad de la metodología IAHRIS y su aplicabilidad a los ríos de Argentina (en los dos casos de aplicación práctica -1 de evaluación y 1 de diseño), valorando las alteraciones hidrológicas producidas aguas abajo de Obras Hidráulicas. Los indicadores de alteración analizados en ambos casos corresponden a Magnitud, Frecuencia, Duración y Estacionalidad y Variabilidad.

RESUMEN

In Argentina, there are few studies aimed at evaluating the alterations caused by the influence of hydraulic works on the natural flows of the rivers, and their influence and effects originated downstream. In the present work we intend to delve into the study of the hydrological alteration that the reservoirs and diversion works yield in the natural courses of water, as well as their implications in the dynamics of the rivers. For this purpose, the IAHRIS method is proposed as a tool to characterize the natural regime of a river, and to quantify its alteration. The methodology, originally developed by CEDEX, uses parameters that define the most significant aspects of the natural hydrological regime and, through their comparison with the altered values, defines indices (partial and global) that quantify the effect of the natural flow regime.

The results show the usefulness of the IAHRIS methodology and its applicability to the rivers of Argentina (in both cases of practical application -1 of evaluation and 1 of design), by means of an appraisal of the hydrological alterations produced downstream of Hydraulic Works. The alteration indicators analyzed in both cases correspond to Magnitude, Frequency, Duration and Seasonality and Variability.

INTRODUCCIÓN

Junto al término Caudal Ecológico han venido apareciendo diversos conceptos asociados, que definen un conjunto de términos (caudal de mantenimiento, caudal mínimo, caudal de acondicionamiento, caudal de estiaje, caudal generador, caudal de limpieza,…) que pueden agruparse bajo el nombre genérico de caudales ambientales (Magdaleno, 2006)

El régimen natural de caudales constituye el estado de referencia desde el punto de vista hidrológico para un determinado ecosistema fluvial.

Se sabe que el aprovechamiento de los recursos hídricos de una cuenca lleva implícito una alteración o modificación de su régimen natural de caudales (Martínez Santamaría, 2006).

El Régimen Natural de Caudales (RNC) se define como el que de forma natural circularía por el cauce, aceptando la complejidad y variabilidad de todos los factores implicados, en contraposición a otros regímenes, a los que podría denominarse alterados, obtenidos al modificar el régimen natural de caudales del río mediante una regulación y/o detracción directa de caudales desde el cauce (Fernández Yuste, 2010).

OBJETIVOS

En Argentina, resultan escasos los estudios destinados a la evaluación de las alteraciones originadas por la influencia de las obras hidráulicas sobre los caudales naturales de los ríos, y su influencia y efectos originados aguas abajo de los mismos.

El presente estudio intenta dar una respuestas a las siguientes preguntas: ¿Cómo se puede valorar y caracterizar esta alteración?, y sobre todo ¿Cómo interpretar sus consecuencias ambientales?.

La investigación se focaliza en el estudio de la alteración hidrológica que los embalses y azudes producen en los cursos naturales de agua, así como sus implicancias en la dinámica fluvial y mecanismos para la restauración ambiental del régimen hidrológico natural del río.

Para ello se propone la aplicación de la metodología de cálculo de Índices de Alteración Hidrológica IAHRIS, con el objeto de cumplir los siguientes objetivos:

- Cuantificación objetiva de la alteración inducida por la obras de aprovechamiento sobre el RNC de un río.
- Interpretación de las consecuencias, en los ecosistemas fluviales, de la alteración del régimen natural de caudales.
- Identificación de aquellos aspectos del régimen de caudales de un río que más condicionan la rehabilitación del mismo.
- Fijar criterios objetivos a la hora de establecer prioridades en la restauración de los ecosistemas fluviales.

MATERIALES Y MÉTODOS

Como herramienta de aplicación se propone el uso del Software IAHRIS, desarrollado por el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) del Ministerio de Medio Ambiente de España, de libre difusión, y base metodológica desarrollada por la Escuela

Universitaria de Ingenieros Técnicos Forestales de la Universidad Politécnica de Madrid, y la empresa INCLAM.

IAHRIS permite caracterizar el régimen de caudales y evaluar, para una situación no natural, el grado de alteración hidrológica.

Para ello, se muestran dos ejemplos de la aplicación de la metodología IAHRIS (Índices de Alteración Hidrológica en Ríos) a los datos (diarios y mensuales, de caudales y volúmenes) de dos obras hidráulicas diferentes.

Por un lado, se muestran los resultados de la aplicación al Embalse de Río Hondo (Santiago del Estero, Fig. 1) con la finalidad de obtener parámetros de caracterización del régimen hidrológico del Río Dulce, tanto en su estado natural (sin embalse) como alterado (con embalse), permitiendo realizar una valoración del grado de alteración hidrológica experimentada en el régimen de caudales como consecuencia del embalse.

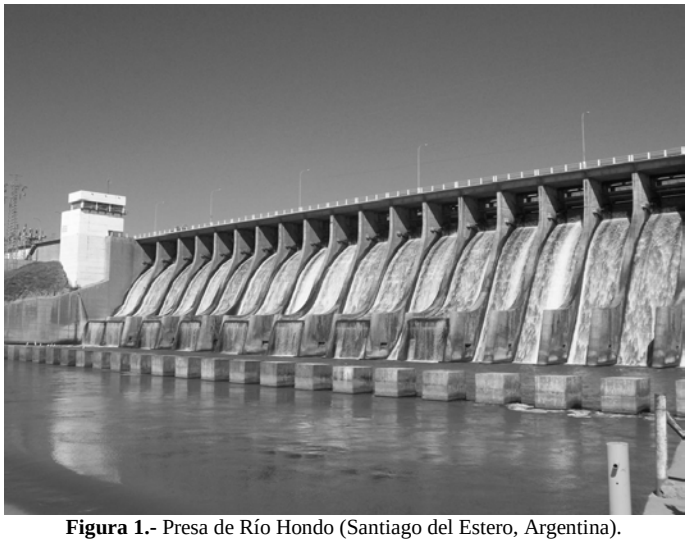


Figura 1.- Presa de Río Hondo (Santiago del Estero, Argentina).

Por otra parte, también se muestran los resultados de la aplicación de la metodología al diseño de obras hidráulicas, como es el caso de un Azud para un hipotético Aprovechamiento Hidroeléctrico en el Río Iruya (Salta).

Los indicadores de alteración analizados en ambos casos (Diseño y Evaluación) corresponden a Magnitud, Frecuencia, Duración y Estacionalidad y Variabilidad. Cada uno de esos cinco aspectos del régimen hidrológico, tiene una marcada significación ambiental.

Conocer el régimen de caudales de un río en los aspectos de magnitud, frecuencia, duración, estacionalidad y tasa de cambio es conocer sus posibilidades respecto a la disponibilidad de hábitat, diversidad, capacidad de resiliencia y capacidad de respuesta y sincronía con los ciclos vitales (Martínez Santa María; Fernández Yuste, 2006).

Tabla 1.- Aspectos Hidrológicos del Régimen de Caudales y su significación Ambiental

RÉGIMEN DE CAUDALES	SIGNIFICACIÓN AMBIENTAL
Magnitud	Disponibilidad de Hábitat
Frecuencia	Diversidad Biológica
Duración	Umbrales de Resiliencia
Estacionalidad	Sincronía con los Ciclos Vitales
Tasa de Cambio	Capacidad de Respuesta

El régimen hidrológico de un río puede entenderse como la agregación de un amplio y variado número de eventos hidrológicos (caudales bajos invernales, caudales de estiaje, caudales altos, caudales de crecidas ordinarias y extraordinarias), cuya ocurrencia viene determinada por las características hidrometeorológicas, físicas y ambientales de su cuenca de drenaje (Magdaleno, 2012).

Para el desarrollo del proceso de caracterización del régimen natural se realiza el cálculo de 19 parámetros que permiten la evaluación de forma clara y precisa de cada uno de los aspectos anteriormente indicados (Magnitud, Variabilidad, Duración, Estacionalidad y Frecuencia).

En esta caracterización del régimen de caudales debe prestarse un interés preferente a los eventos extraordinarios, avenidas y sequías, por ser componentes con una importancia estratégica en el mantenimiento y dinámica del ecosistema.

Es por ello que el proceso de caracterización del régimen natural de caudales se ha realizado en dos vías paralelas:

- Atendiendo a los valores medios como determinantes de la disponibilidad general de agua en el ecosistema.
- Atendiendo a los valores extremos de dicho régimen: máximos –avenidas (o crecidas)- y mínimos – sequías- puesto que ambas situaciones extremas representan a las condiciones ambientalmente más críticas.

A modo de ejemplo, en la Figura 2, se muestra una de las clasificaciones preliminares en cuanto al régimen natural de caudales del Río Iruya (Salta), estableciendo una diferenciación entre caudales correspondientes a Años Húmedos, Años Medios y Años Secos.

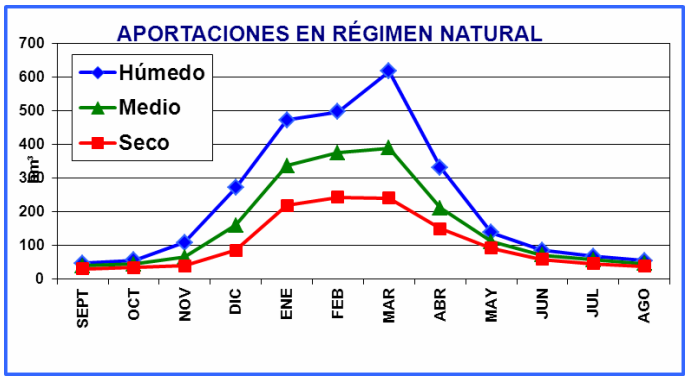


Figura 2.- Aportaciones en régimen natural (Río Iruya. Salta)

A partir de los 19 parámetros anteriores se calculan 21 Índices de Alteración Hidrológica IAH, denominados Índices Parciales. Conceptualmente, los Índices Parciales de Alteración Hidrológica IAH pueden definirse como "cociente entre parámetros" o cociente entre el valor del parámetro de caracterización en un régimen alterado y el valor de ese mismo parámetro en régimen natural:

$$IAH = \frac{Valor\ del\ Parámetro\ en\ Régimen\ Alterado}{Valor\ del\ Parámetro\ en\ Régimen\ Natural} \qquad (1)$$

Los 21 IAH se agrupan del siguiente modo:

- 6 IAH de Caracterización de los Valores Habituales
- 7 IAH de Caracterización de Sequías

- 8 IAH de Caracterización de Avenidas

Todos los índices propuestos están acotados inferiormente por 0 y superiormente por 1. Un valor de IAH próximo a 0 implica una alteración máxima, frente al valor de 1 que implica la ausencia de alteración (coinciden valor alterado y natural).

$$(Alterado)\,0 < IAH < 1\,(Natural) \qquad (2)$$

Una vez que han sido calculados los índices parciales IAH 1 a IAH 21, es necesario obtener una cuantificación global que condense el resultado de los índices relativos a cada componente del régimen de caudales (valores habituales, avenidas y sequías).

Se define así el Índice de Alteración Global IAG como índice integrador de aquellos índices parciales que evalúan la alteración sobre los diferentes aspectos de un componente del régimen de caudales. Se calculan 3 IAG (1 para valores habituales, 1 para sequías y 1 para crecidas) con la ecuación:

$$IAG = \frac{\left[\sum_{i=1}^{n} a_i\right]^2 - \sum_{i=1}^{n} a_i^2}{n*(n-1)} \qquad (3)$$

Donde cada uno de los valores representa:

a_i = Valor que toma el Índice Parcial IAH i en Régimen Alterado.
n = Número de Índices de Alteración que evalúan un aspecto del Régimen de Caudales

RESULTADOS

Los resultados que se obtienen pueden ser representados tanto mediante una representación gráfica como tabular. La representación gráfica conjunta (Figura 3) de los valores alterados y naturales, se realiza en un plano con tantos ejes como índices IAH conforman el IAG, de este modo se obtienen como resultado una serie de recintos poligonales en los que la línea de color azul define a los valores obtenidos en régimen natural (valor 1 para cada uno de ellos) frente a la línea de color fucsia, que representa los valores obtenidos en régimen alterado.

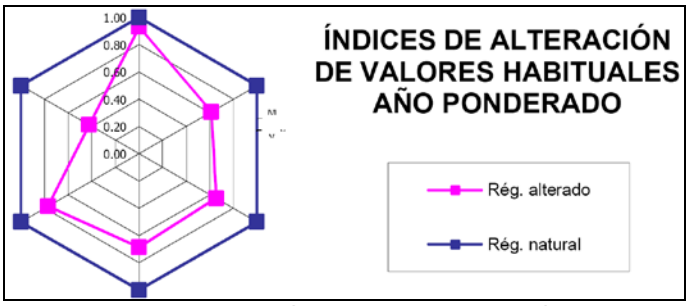


Figura 2.- Indice Alteración Global en Años medios (Río Dulce).

Por otra parte los resultados también pueden expresarse mediante una representación numérica. Para ello se han establecido cinco niveles o Estatus Hidrológicos distribuidos linealmente en el rango en el que se mueven los índices –desde cero hasta uno-, asignando el código de colores recomendado para los Ecological Quality Ratios EQR recomendados por la Strategy Water Framework Directive CIS-WDF (2003)

Tabla 2.- Relación entre la valoración cuantitativa y cualitativa de los indices IAH

NIVEL 1	NIVEL 2	NIVEL 3	NIVEL 4	NIVEL 5
0.8 < I ≤ 1.0	0.6 < I ≤ 0.8	0.4 < I ≤ 0.6	0.2 < I ≤ 0.4	0.0 < I ≤ 0.2

Tabla 3.- Índices IAH en el Embalse de Río Hondo, periodo 1964 - 2014

ASPECTO		INDICES DE ALTERACIÓN HIDROLÓGICA (IAH)			NIVEL I	NIVEL II	NIVEL III	NIVEL IV	NIVEL V
		VALOR	CÓDIGO	DENOMINACIÓN	0,8< I ≤1	0,6< I ≤0,8	0,4< I ≤0,6	0,2< I ≤0,4	0< I ≤0,2
VALORES HABITUALES AÑO HÚMEDO	magnitud	0.96	IAH1 húm	Magnitud de las aportaciones anuales					
		0.72 *	IAH2 húm	Magnitud de las aportaciones mensuales					
	variabilidad	0.85	IAH3 húm	Variabilidad habitual					
		0.82 **	IAH4 húm	Variabilidad extrema					
	estacionalidad	0.98	IAH5 húm	Estacionalidad de máximos					
		0.55	IAH6 húm	Estacionalidad de mínimos					
VALORES HABITUALES AÑO MEDIO	magnitud	0.94	IAH1 med	Magnitud de las aportaciones anuales					
		0.62 *	IAH2 med	Magnitud de las aportaciones mensuales					
	variabilidad	0.64	IAH3 med	Variabilidad habitual					
		0.68 **	IAH4 med	Variabilidad extrema					
	estacionalidad	0.78	IAH5 med	Estacionalidad de máximos					
		0.37	IAH6 med	Estacionalidad de mínimos					
VALORES HABITUALES AÑO SECO	HABITUALES	0.89 *	IAH1 sec	Magnitud de las aportaciones anuales					
		0.50 *	IAH2 sec	Magnitud de las aportaciones mensuales					
	variabilidad	0.47	IAH3 sec	Variabilidad habitual					
		0.55 **	IAH4 sec	Variabilidad extrema					
	estacionalidad	0.55	IAH5 sec	Estacionalidad de máximos					
		0.41	IAH6 sec	Estacionalidad de mínimos					
VALORES HABITUALES AÑO PONDERADO	magnitud	0.93	IAH1 pon	Magnitud de las aportaciones anuales					
		0.61	IAH2 pon	Magnitud de las aportaciones mensuales					
	variabilidad	0.65	IAH3 pon	Variabilidad habitual					
		0.69	IAH4 pon	Variabilidad extrema					
	estacionalidad	0.77	IAH5 pon	Estacionalidad de máximos					
		0.42	IAH6 pon	Estacionalidad de mínimos					

La metodología IAHRIS (Índices de Alteración Hidrológica en Ríos) descrita en los apartados anteriores del presente trabajo, ha sido aplicada a los datos (diarios y mensuales,de caudales y volúmenes) de dos obras hidráulicas diferentes.

En primer lugar, se ha realizado una aplicación con un objetivo evaluativo, a una obra ya construida, en este caso al Embalse de Río Hondo (Santiago del Estero). La finalidad de la aplicación fue la de obtener parámetros de caracterización del régimen hidrológico del Río Dulce, tanto en su estado natural (sin embalse) como alterado (con embalse), permitiendo los resultados realizar una valoración del grado de alteración hidrológica experimentada en el régimen natural de caudales como consecuencia del embalse.

La interpretación de los resultados permite visualizar una afectación diferente en función del tipo de año (Húmedo, Medio, Seco y Ponderado), siendo en los años húmedos donde los IAH

alcanzan los menores valores, evidenciando por lo tanto, una mayor alteración al régimen natural en los períodos secos, frente a los años húmedos en los que se registran las menores alteraciones.

Por otra parte, en el presente trabajo también se muestran los resultados de la aplicación de la metodología al diseño de obras hidráulicas, como es el caso de un Azud para un hipotético Aprovechamiento Hidroeléctrico en el Río Iruya (Salta).

Para este segundo ejemplo, se disponía de una serie de valores de caudales diarios en el río Iruya, en régimen natural y correspondientes al período 1979 – 2014.

En este segundo caso, una vez realizada la caracterización del régimen de caudales naturales del río. Se procedió a comparar diferentes series de caudales sintéticas correspondientes a un diferentes propuestas de normas de explotación. Como resultado, para cada uno de los regímenes de caudales artificiales considerados, se obtuvo, al compararlos con el régimen natural, unos índices de alteración global diferentes.

A partir de ello, se escogió, entre las alternativas (Tablas 4 y 5) consideradas, aquella que generaba unos valores de IAG, más altos, representativos de un mejor desempeño ambiental (Tabla 5).

Tabla 4.- Alternativa 1 de manejo de caudal para el Aprovechamiento Hidroeléctrico del Río Iruya

ÍNDICES DE ALTERACIÓN GLOBAL			NIVEL I	NIVEL II	NIVEL III	NIVEL IV	NIVEL V
ASPECTO	VALOR	CÓDIGO	0,64< I ≤1	0,36< I ≤0,64	0,16< I ≤0,36	0,04< I ≤0,16	0< I ≤0,04
VALORES HABITUALES AÑO HÚMEDO	0.49	$IAG_{H\ AÑO\ HÚMEDO}$					
VALORES HABITUALES AÑO MEDIO	0.36	$IAG_{H\ AÑO\ MEDIO}$					
VALORES HABITUALES AÑO SECO	0.20	$IAG_{H\ AÑO\ SECO}$					
VALORES HABITUALES AÑO PONDERADO	0.35	$IAG_{H\ AÑO\ PONDERADO}$					

Tabla 5.- Alternativa 2 de manejo de caudal para el Aprovechamiento Hidroeléctrico del Río Iruya

ÍNDICES DE ALTERACIÓN GLOBAL			NIVEL I	NIVEL II	NIVEL III	NIVEL IV	NIVEL V
ASPECTO	VALOR	CÓDIGO	0,64< I ≤1	0,36< I ≤0,64	0,16< I ≤0,36	0,04< I ≤0,16	0< I ≤0,04
VALORES HABITUALES AÑO HÚMEDO	0.66	$IAG_{H\ AÑO\ HÚMEDO}$					
VALORES HABITUALES AÑO MEDIO	0.51	$IAG_{H\ AÑO\ MEDIO}$					
VALORES HABITUALES AÑO SECO	0.32	$IAG_{H\ AÑO\ SECO}$					
VALORES HABITUALES AÑO PONDERADO	0.50	$IAG_{H\ AÑO\ PONDERADO}$					

CONCLUSIONES

En función de los resultados obtenidos, se han encontrado las siguientes conclusiones:

- La aplicación de la metodología IAHRIS, a partir de datos diarios de caudales permite la obtención de información acerca del régimen natural de caudales de un río, lo que permite y evaluar la alteración generada sobre el RNC, por la presencia (real o futura) de obras de aprovechamiento.
- En el caso de obras ya construidas, los Índices de Alteración Hidrológica han demostrado ser una herramienta útil para poder cuantificar la alteración que estas generan sobre el RNC. Los resultados obtenidos permiten identificar aquellos aspectos del régimen de caudales de un río que resultarían más condicionantes para una rehabilitación del mismo, y por tanto fijar criterios a la hora de establecer prioridades en futuros proyectos de restauración de ríos y riberas.
- En el caso de obras, aún no construidas, los índices de alteración hidrológica permiten comparar diferentes alternativas de explotación, y por tanto elegir aquella que implique una menor afectación al régimen natural de caudales.

- Los parámetros más afectados, en ambos casos, siempre resultan englobados dentro de las sequías, frente a los menos afectados, siendo estos la magnitud y estacionalidad en los años húmedos.
- En el caso del Embalse de Termas de Río Hondo podría resultar de sumo interés realizar, a partir de los resultados obtenidos, una propuesta de caudales ecológicos (en la medida de lo posible complementada con un estudio de simulación de hábitat)

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Magdaleno, F. (2012). "Caudales Ecológicos: Conceptos, Métodos e Interpretaciones" Centro de Publicaciones, Secretaría General Técnica. Ministerio de Fomento. CEDEX. España

Magdaleno, F. (2012) ¿Cómo se Restaura Hidrológicamente un Río? Nota Técnica nº 5 del Centro Ibérico de Restauración Fluvial. España.

Martínez C. y Fernández Yuste, J. (2010) "IAHRIS, Indices de Alteración Hidrológica en Ríos", v1.1, 2009". Software, Manual de Referencia Metodológica y Manual de usuario. España

Martínez C. y Fernández Yuste, J. (2006). "Índices de Alteración Hidrológica en Ríos". Centro de Publicaciones, Secretaría General Técnica. Ministerio de Fomento. CEDEX. 178 p.

European Comission. (2003) "Strategy Water Framework Directive CIS-WDF". http://ec.europa.eu/environment/water/water-framework/facts_figures/guidance_docs_en.htm

"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE UN DISPOSITIVO DE DETENCIÓN EXTENDIDA DE ESPECTRO COMPLETO EN DISTINTOS ESCENARIOS DE CUENCA URBANA DEL NOROESTE ARGENTINO"

Francisco Javier Ramos Vernieri
Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Salta (UNSa)
Avenida Bolivia, 5150, 4400, Salta, Argentina - ingjavierramos@gmail.com

RESUMEN

En este trabajo se presentan los resultados de los estudios de desempeño de un diseño avanzado de dispositivo de detención extendida de espectro completo (FSD) en distintos escenarios de cuenca urbana del Noroeste Argentino. El dispositivo tiene como objetivos el control de crecidas, la mejora de la calidad del agua y la mitigación de los efectos erosivos del agua pluvial en los cuerpos de agua receptores. Consta de 3 niveles de control, mantiene los caudales máximos del posdesarrollo en valores similares a los del predesarrollo para las crecidas de 2, 10 y 100 años de recurrencia y verifica un tiempo de drenaje mínimo admisible de 40 horas para el volumen de escorrentía urbana en exceso de 2 años. Se definió, además, un procedimiento de diseño del FSD basado en la aplicación interactiva de una planilla de cálculo, para el dimensionamiento preliminar automático de los dispositivos de evacuación del FSD, y del modelo SWMM 5.0 para el diseño final del dispositivo. El procedimiento fue aplicado al diseño de 19 FSDs, uno de ellos para la cuenca urbana experimental Caseros (Salta) y los restantes para 18 escenarios de cuenca, que resultaron de combinar: 3 impermeabilidades, 3 pendientes y 2 grupos de suelos del método CN. A partir a los resultados obtenidos se ajustaron ecuaciones que permiten estimar los caudales máximos de salida admisibles del FSD y los volúmenes de almacenamiento requerido para controlar las crecidas de 2, 10 y 100 años de recurrencia, en base a características físicas y de cobertura de la cuenca de aplicación. Las ecuaciones obtenidas pueden ser aplicadas a otras cuencas urbanas de la región que carezcan de suficiente información para la implementación y calibración del modelo, para estimar los parámetros de diseño de un FSD.

ABSTRACT

In this work, the results of studies of the performance of an advanced design of extended detention of full spectrum (FSD) device is presented in different scenarios of urban basin of northwestern Argentina. The device aims to flood control, improvement of water quality and the mitigation of the erosive effects of rainwater in the receiving water bodies. It consists of 3 levels of control, maintains the post-development flow Maxima in values similar to the of the pre-development to 2, 10 and 100 years recurrence of floods and verifies a time of minimum permissible drainage of 40 hours for the volume of urban runoff in excess of 2 years. It was defined, in addition, a design procedure of the FSD based on the interactive application of a form of calculation, for the automatic preliminary sizing of the devices of evacuation of the FSD, and the model SWMM 5.0 for the final design of the device. The procedure was applied to the design of 19 FSDs, one of them for the experimental urban watershed home (Salta) and the remaining for 18 basin scenarios, which resulted from combining: 3 impervious, 3 slopes and 2 groups of soils of the NC method. From the results obtained were adjusted equations that allow to estimate maximum permissible output flows of FSD and storage volumes required for flood control of 2, 10, and 100 years of recurrence, based on physical characteristics and the basin of application coverage. The obtained equations can be applied to other urban watersheds in the region lacking in sufficient information for implementation and calibration of the model, to estimate the design parameters of an FSD.

INTRODUCCIÓN

Los sistemas de drenaje urbanos son necesarios en el desarrollo de áreas urbanas debido a la interacción entre las actividades humanas y el ciclo del agua. Desde un sistema urbano puede observarse que provienen dos tipos de agua, por un lado la generada por aguas residuales y la otra por el escurrimiento pluvial. Hasta no hace mucho tiempo atrás, los sistemas de desagüe pluvial urbano se basaban principal y únicamente en el diseño de un sistema de alcantarillado que consiste en un conjunto de obras e instalaciones destinadas a dar flujo a las aguas

provenientes de las precipitaciones pluviométricas o residuales, procurando eliminarla lo más rápidamente posible sin tener en cuenta calidad, cantidad o afectación del recurso hídrico y el medio receptor. Estos métodos tradicionales de drenaje urbano presentan problemas y carencias que pueden solucionarse mediante el uso de métodos de drenaje sostenible.
Tiene como objetivo principal proteger y mejorar la calidad del agua, evitar las inundaciones, y permitir la recarga de los acuíferos y el desarrollo urbano de calidad en zonas donde el sistema de alcantarillado existente está a punto de saturarse (EPA, 1999).
Todo esto se consigue haciendo frente a la escorrentía desde el momento que la lluvia toca el suelo. La gestión de las aguas pluviales se fundamenta en tres pilares: la laminación de la cantidad de agua, la mejora de su calidad mediante procesos naturales, y el servicio al ciudadano con la mejora del paisaje urbano y la recuperación de hábitat naturales dentro de las ciudades (Fernández et al., 2003). Entre las medidas de LID se encuentran los dispositivos de detención o secos que son depósitos que permiten el almacenamiento temporario del agua pluvial, la cual es liberada a una tasa regulada a través de estructuras de descarga, en general, sin control de compuertas. De este modo, es posible atenuar el hidrograma de entrada, disminuyendo y atrasando el pico.

OBJETIVO

El objetivo general de este trabajo es investigar el desempeño de un diseño avanzado de dispositivo de detención extendida de espectro completo en la cuenca urbana experimental Caseros (ciudad de Salta, Prov. de Salta) y en 18 escenarios de cuenca, que resultan de combinar distintas impermeabilidades, pendientes y grupos hidrológicos de suelos. A tal efecto, se aplica un procedimiento propuesto de diseño del FSD, basado en la aplicación interactiva de una planilla de cálculo y del modelo SWMM 5.0. Las ecuaciones obtenidas pueden ser aplicadas a otras cuencas urbanas de la región que carezcan de suficiente información para la implementación y calibración del modelo, para estimar los principales parámetros de diseño de un FSD. La aplicabilidad de estas ecuaciones está sujeta a las siguientes condiciones: los valores medios areales de impermeabilidad, pendiente y grupo hidrológico de la cuenca de aplicación deben estar dentro de los rangos de variación considerados para estos parámetros, la distribución espacial de los mismos debe ser preferentemente uniforme y la curva IDF utilizada en este trabajo debe ser representativa de las lluvias críticas de dicha cuenca.

DISPOSITIVO DE DETENCIÓN

Uno de los objetivos fundamentales de la gestión del agua pluvial es mantener el caudal pico del posdesarrollo (Cuenca Urbanizada) aproximadamente igual al pico del predesarrollo (cuenca sin urbanizar), para una tormenta de diseño de una duración y recurrencia dadas. La Figura 1 muestra los hidrogramas correspondientes a las condiciones de predesarrollo y de posdesarrollo no controlado; es decir sin dispositivo de detención y el hidrograma de posdesarrollo controlado con un dispositivo de este tipo.
El hidrograma del posdesarrollo no controlado se caracteriza por tener un mayor volumen de escurrimiento y una forma más empuntada que el hidrograma del pre-desarrollo. Por lo tanto, el control de caudales pico requiere de la provisión de depósitos, superficiales o subterráneos, para almacenar temporalmente el volumen adicional de agua, que luego es liberado a través a de dispositivos de descarga a una tasa admisible. La regulación de caudales de crecida permite reducir la magnitud y frecuencia de los anegamientos, así como los costos de los sistemas de

drenaje, por reducción de las dimensiones requeridas para las conducciones aguas abajo.

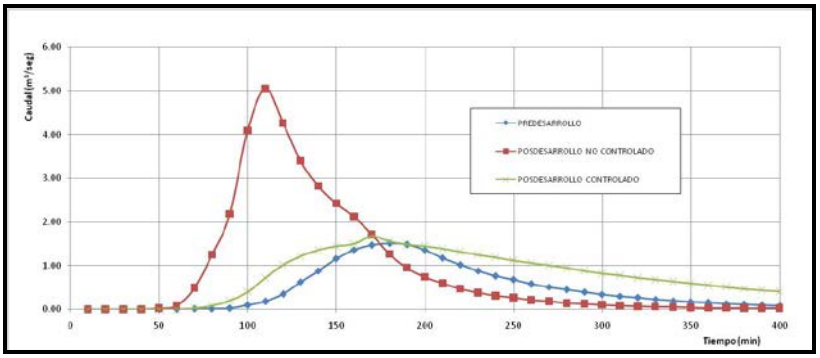


Figura 1.- Hidrograma resultado del uso de dispositivos de detención

Adicionalmente, los dispositivos de detención "extendida", que liberan el agua almacenada en un período mayor de 12 a 36 horas, permiten además mejorar la calidad del agua pluvial (ASCE y WEF, 1998). Estudios de laboratorio y de campo indican que la sedimentación significativa de contaminantes urbanos se produce en las primeras 6 a 12 horas de detención. La Figura 2 muestra la variación de la tasa de remoción en función del tiempo de drenaje para contaminantes seleccionados, como Plomo, Sedimentos Suspendidos (SS), Fósforo Total, Zinc, Demanda Química de Oxígeno y Nitrógeno Total.

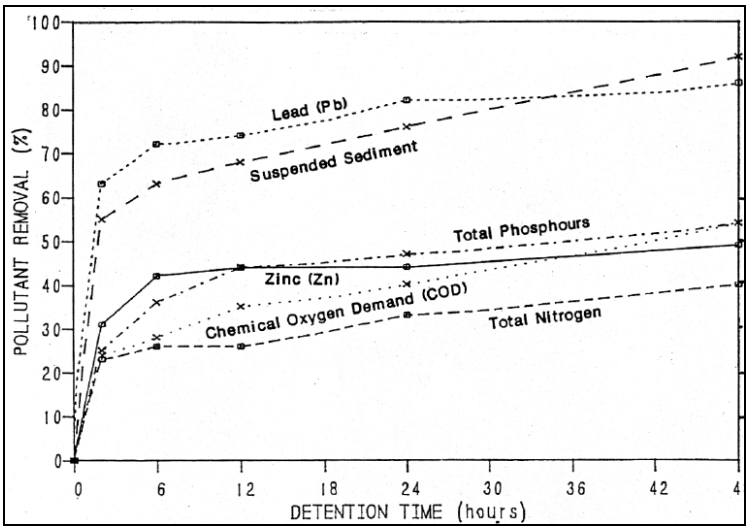


Figura 2: Variación de la tasa de remoción en función del tiempo de detención para contaminantes seleccionados (fuente: Schueler, 1987).

Se observa que para un tiempo de drenaje de 40 horas, se alcanza una remoción del 80% de los SS. El requerimiento de detención para el diseño de un cuenco de detención extendida es mayor al tiempo mínimo de 6 a 12 horas. El tiempo adicional es necesario para permitir condiciones ideales para desarrollar la sedimentación dentro del dispositivo. Además, el tiempo adicional permite el asentamiento de tamaños de partícula más pequeños y nutrientes.
El tiempo de drenaje típico de los cuencos de detención en EUA es de 6 a 48 horas. Cuanto más largo el tiempo de drenaje, más tiempo tienen las partículas de sedimentar antes de tener que el agua pluvial sea descargada a los cuerpos receptores. El tiempo de drenaje debe ser lo suficientemente largo como para que las partículas deseadas sedimenten desde el agua pluvial. Sin embargo, el volumen total de almacenamiento también debe estar disponible para la próxima crecida del agua pluvial. Así pues, un período de aproximadamente 2 días para el

almacenamiento temporal y el tratamiento de las aguas pluviales es el período máximo típico ya que parece equilibrar las metas de eliminación de contaminantes con el intervalo entre tormentas durante la temporada de lluvias en muchas localidades (EPA, 2004).

Grizzard et al. (1986) evaluaron la eficiencia de los dispositivos de detención extendida a través de un estudio de campo en el área de Washington DC y concluyeron que un tiempo de drenaje promedio de 24 horas para el Volumen de Captura de Calidad de Agua (WQCV) es eficaz para la mejora de la calidad del agua. En general, esto equivale a un tiempo de drenaje de 40 horas para la escorrentía almacenada hasta el borde del dispositivo (USDCM, 2011; Messamer, 2011). Los cuencos de retención y los humedales construidos admiten tiempos de drenaje más reducidos, de 12 horas y 24 horas, respectivamente, debido a que el tiempo de residencia del efluente se aumenta debido a la mezcla del agua de entrada con el agua almacenada en la piscina permanente. El WQCV se define como la escorrentía generada por una tormenta pequeña y frecuente, correspondiente al percentil 80 de la curva de frecuencia acumulada de las tormentas que producen escorrentía (USDCM, 2011). El valor de lluvia correspondiente se obtiene por medio de un análisis estadístico de la cantidad de ocurrencias de lluvias por intervalos de clase de altura de lluvia total, para un período de años suficientemente largo.

Para el estado de Colorado (EUA), el WQCV se calculó como la escorrentía generada por una lluvia de 0.6 plg (15.2 mm) (Urbonas et al., 1989). Suponiendo 0.1 plg de almacenamiento en depresión para las áreas impermeables, el volumen de captura máxima requerida es de aproximadamente 0.5 plg sobre el área de la cuenca. Los autores concluyeron que si el volumen de la escorrentía producida por estas tormentas sobre las áreas impermeables puede ser detenido y tratado eficientemente, la calidad del agua puede ser mejorada significativamente. La captura y tratamiento adecuado de este volumen permite remover entre el 80 y el 90% de la carga TSS anual, al tiempo que si se duplica el volumen de captura, la tasa de remoción aumenta sólo entre un 1 a un 2%.

Strecker et al. (2004), a partir de datos de la Base de Datos Internacional de BMPs (ASCE and EPA, 1999, 2007), encontraron pérdidas en los volúmenes de escorrentía superficial anual medios para los dispositivos de detención extendida, por efecto de evaporación e infiltración.

Actualmente, el enfoque regional de gestión del agua pluvial es utilizado exitosamente por varias áreas metropolitanas de EUA, incluyendo el área Metropolitana de Denver.

Desde esta corriente se sostiene que los controles regionales ofrecen un enfoque más racional que los controles locales (ASCE, 1998) y las ventajas siguientes:

a) Eliminan la incertidumbre de muchos controles locales.
b) Pueden utilizar dispositivos de evacuación de múltiples niveles para regular y liberar pequeñas crecidas en 12 a 24 horas y vaciar el volumen total de captura de calidad de agua en 24 a 48 horas.
c) Son percibidos de ser más efectivos en costo, debido a que menos controles son menos caros de construir y mantener que muchos controles locales (Wiegand et Al., 1986).
d) Sirven áreas de drenaje más grandes y los dispositivos de salida son más grandes y más fáciles de diseñar, construir, operar y mantener.
e) Están generalmente bajo la jurisdicción de una agencia pública y, por lo tanto, es más probable que reciban un mantenimiento continuo.
f) Pueden proveer tratamiento para desarrollos nuevos y existentes, y típicamente captar toda la escorrentía de las calles públicas, la cual a menudo no es recibida por controles locales.
g) Cubren superficies más grandes de suelo, por lo que permiten otros usos compatibles, tales como recreación, hábitat de fauna o espacios abiertos estéticos.

Sin embargo, algunas jurisdicciones locales de EUA que han experimentado con controles regionales identificaron ciertos defectos asociados al uso de estos dispositivos:

a) Los controles regionales, que son típicamente una estrategia de control de caudales máximos, fallaron para proporcionar un alivio significativo de inundación para propiedades aguas abajo, y para donde tal alivio fue proporcionado, los controles aguas abajo fueron muy limitados. PGC finalmente adoptó un programa de gestión de suelos inundables, que incluye advertencia temprana de inundación, seguro de inundación, y otras medidas.
b) Maryland está en una región húmeda de EUA, que recibe más de 1000 mm de lluvia anual. Los dispositivos regionales no sólo no resolvieron los problemas para lo cual fueron construidos, sino que los exacerbaron introduciendo problemas ambientales adicionales, de la siguiente manera: i) tendieron a ser ubicados en cursos permanentes y su construcción tendió a crear impactos en humedales que fueron inaceptables para los organismos de control (ej. crearon obstrucciones para el pasaje de peces); ii) los procesos de erosión en cuenca generaron aportes de grandes volúmenes de sedimento a los dispositivos regionales, que aceleraron mucho el programa de mantenimiento y hacen que la remoción de sedimentos en cuencos y lagos en áreas urbanas sea muy costosa.
c) Los controles regionales requieren una planificación avanzada y disponibilidad de financiamiento. La falta de financiamiento temprano en el proceso de desarrollo de una cuenca puede impedir la instalación oportuna de estos dispositivos.

DISPOSITIVOS DE DETENCIÓN DE ESPECTRO COMPLETO

Uno de los objetivos primarios de los dispositivos de detención ha sido durante años el control de los caudales pico. La mayoría de los dispositivos de detención fueron diseñados históricamente para controlar el caudal pico generado por una tormenta de diseño de una recurrencia dada. Típicamente, las tormentas de 5, 10, 25, 50 ó 100 años fueron seleccionadas como criterios de control. Sin embargo, en los últimos años la experiencia está demostrando que el criterio de diseño de estos dispositivos con una única recurrencia es bastante ineficiente, ya que tal diseño suele proveer poco control para otras tormentas de distinta recurrencia (EPA, 2004). Por ejemplo, un diseño para el control de eventos mayores y poco frecuentes (ej. 50 o 100 años de recurrencia) pueden proveer poca o nula atenuación para los eventos menores más frecuentes. El Distrito de Drenaje Urbano y Control de Inundaciones (UDFCD) del condado de Boulder, estado de Colorado (EUA), publicó en 1992 el Volumen 3 del manual “Urban Storm Drainage Criteria Manual, USDCM”, que fue actualizado completamente en 1999 (UDFCD, 1992 & 1999). Este manual reconoció oficialmente, por primera vez en el área de Denver, la necesidad de reducir al máximo como sea posible los volúmenes de escorrentía del agua pluvial y los caudales pico generados durante la gran cantidad de pequeñas tormentas menores o iguales a 2 años de recurrencia, en lugar de controlar sólo los caudales pico de las tormentas más grandes, como las de 5 a 100 años de recurrencia. Las tormentas pequeñas y frecuentes son las que generan la mayor parte de la escorrentía desde las cuencas urbanas. Consecuentemente, estas tormentas además generan una porción significativa de la carga anual de contaminantes. Las tormentas más pequeñas no estaban siendo controladas por las prácticas de detención hasta ese momento. El volumen 3 del USDCM recomendó BMPs que incluyan el control del WQCV y un requisito de que este

volumen sea liberado en un período de tiempo prolongado, de 12 a 40 hs, para proveer una remoción efectiva de contaminantes

Si bien las tasas y magnitud de los cambios geomórficos observados en cuerpos de agua efímeros, intermitentes y permanentes disminuyeron algo a partir de la implementación de las BMP recomendadas por USDCM en 1999, Wulliman y Urbonas (2005) plantearon la necesidad de mejorar los controles sobre un amplio espectro de eventos de escorrentía para reducir aún más las tasas de cambios geomórficos.

Wulliman y Urbonas (2005) sostuvieron que era de esperar que la degradación ocurra a tasas reducidas, y posiblemente a niveles menores, si el volumen de escorrentía y el caudal pico son mantenidos próximos a las condiciones de predesarrollo. Para reducir la degradación de los cursos receptores, analizaron diferentes enfoques de diseño de dispositivos de detención, basados en obtener caudales máximos cercanos a condiciones de predesarrollo para el espectro completo de eventos de escorrentía, con mayor confianza. El diseño final adoptado fue efectivo para controlar los caudales pico a lo largo del curso modelado, desde el evento más pequeño, denominado “tormenta media”, hasta la crecida de 100 años de recurrencia.

Si bien las conclusiones son principalmente aplicables para la región de Denver y otras localidades que tienen similar régimen de precipitación, los principios fundamentales son sólidos y pueden resultar la base para desarrollar protocolos de diseño similares en otros regímenes hidrológicos (Urbonas y Wulliman, 2007).

METODOLOGÍA DE TRABAJO

Con el objeto de disponer de una base de datos planialtimétricos, pluviométricos e hidrométricos para el modelo SWMM, se implementó y operó la cuenca urbana experimental Caseros (ciudad de Salta, Prov. de Salta). La cuenca seleccionada es representativa de muchas cuencas urbanas del NOA y se ubica en la zona Centro de la ciudad de Salta, a seis cuadras de la Plaza 9 de Julio, que es la plaza principal de la ciudad. La cuenca tiene una superficie de 188.8 ha, una pendiente media de 1.04 % y una impermeabilidad alta, del 75.2 %, con características de zona residencial de alta densidad poblacional y comercial. Está limitada al Norte por la Calle - Canal de la Av. Entre Ríos, al Sur por la Calle Alvarado, al Este por la Calle - Canal Alvear y al Oeste por el Canal Oeste. El drenaje pluvial tiene un sentido general de escurrimiento Oeste - Este. La cuenca es dividida en dos sectores de diferentes características por el terraplén del ferrocarril Gral. Manuel Belgrano. El sector Oeste tiene una superficie de 95 ha y una pendiente superficial que varía entre el 2.5% y el 1%, mientras que el sector Este tiene una superficie de 94 ha y una pendiente que oscila entre el 1% y el 0.3%. A partir de la información planialtimétrica relevada, del análisis de imágenes satelitales Google Earth georreferenciadas, de observaciones del flujo superficial durante eventos de lluvia y de entrevistas con vecinos de la zona, se elaboró un mapa base de la cuenca experimental en soporte digital, con las siguientes capas temáticas: manzanero o damero, cotas de calzada y dinámica hídrica superficial. Se realizó la calibración y verificación de los parámetros del modelo en base a 5 eventos precipitación-escorrentía observados; los eventos 29/10/2007, 27/01/2008 y 22/03/2008 se utilizaron para la calibración y los eventos 07/02/2008 y 19/02/2008, para la verificación. A diferencia del diseño propuesto por Urbonas and Wulliman (2007), que cuenta con 2 niveles de control, el FSD propuesto en este trabajo consta con tres niveles de control: H2, H10 y H100, que son los tirantes de agua máximos en el reservorio, por encima del nivel de depósito de basura, requeridos para controlar las crecidas de recurrencias de 2, 10 y 100 años.

Figura 3: Foto aérea de la cuenca experimental Caseros.

(a) (b)

Figura 4: a) Anegamiento originado por la tormenta del 24/12/06. b) El mismo lugar sin anegamiento.

Las estructuras de evacuación del dispositivo se componen de placas con orificios ubicados a distintos niveles y un vertedero superior. Se adoptó como escorrentía característica a detener en forma extendida al Volumen de Escorrentía Urbana en Exceso (EURV) correspondiente a 2 años de recurrencia. Este volumen contiene el WQCV (Calidad de Agua) y fue adoptado porque corresponde a las crecidas originadas por las tormentas pequeñas y medias. Se implementó un procedimiento iterativo propio que se sistematiza por medio de la aplicación interactiva de una planilla de cálculo y del modelo SWMM para el diseño final del dispositivo. Este procedimiento fue aplicado al diseño de 19 FSDs, uno de ellos para la cuenca urbana experimental Caseros y los restantes para 18 escenarios de cuenca resultan de combinar: 3 impermeabilidades (30%, 50 % y 80 %), 3 pendientes (0.5%, 2.5 % y 5.0 %) y 2 grupos hidrológicos de suelos (B y C) del método del Número de Curva (SCS, 1984). Las cotas de fondo de cada orificio se adoptaron de la siguiente manera: para O2, igual al nivel de depósito de basura; para O10, igual a H2 y para O100, igual a H10. El umbral del vertedero se ubica a H100. Se adopta una altura mínima de 0.40 m para O2 y de 0.20 m para O10 y O100, para evitar posibles obstrucciones. El ancho máximo de los orificios se restringió a 10 m, compatible con el ancho superficial del canal de descarga previsto a la salida del FSD. El diseño propuesto por Urbonas y Wulliman (2007) considera como escorrentía característica a detener en forma extendida al valor promedio de EURV entre 2 y 100 años de recurrencia y plantea una tasa de descarga suficientemente baja para este volumen, para reducir los efectos

de la energía del flujo sobre los cursos receptores. Para el área de Denver (Colorado, EUA), los autores proponen un tiempo de drenaje de 72 h.

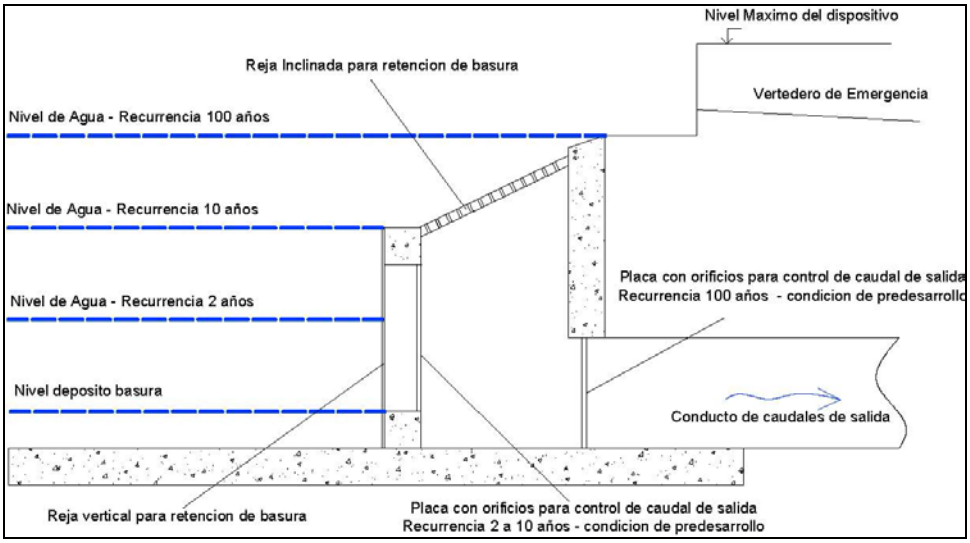


Figura 5.- Dispositivo de detención superficial de espectro completo.

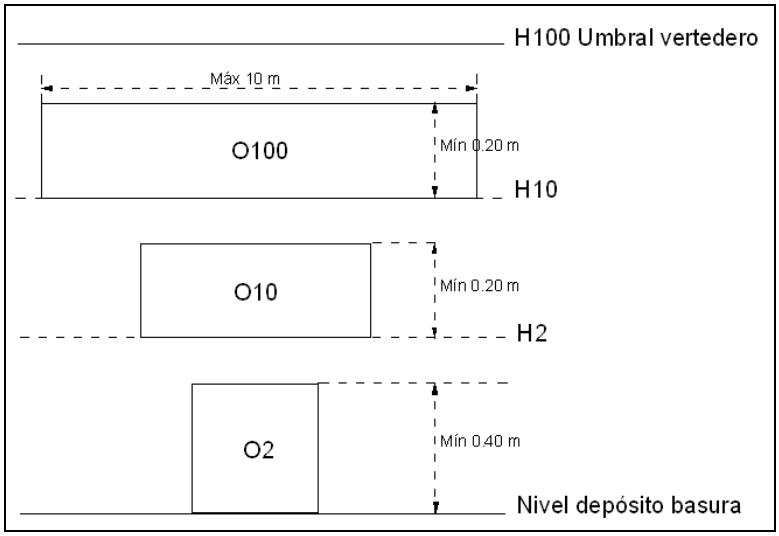


Figura 6: Esquema transversal de las estructuras de evacuación del FSD propuesto

Para este trabajo, se adoptó como escorrentía característica a detener en forma extendida al EURV correspondiente a 2 años de recurrencia, EURV2. Este volumen contiene el WQCV y fue adoptado porque corresponde a las crecidas originadas por las tormentas pequeñas y medias. Las tormentas pequeñas son las que contribuyen la mayor parte de la escorrentía y del lavado de contaminantes desde las superficies urbanas y las tormentas medias, son las dominantes en la conformación del tamaño y la forma de los cursos receptores. Por lo tanto, son las que más conciernen a los objetivos de mejora de la calidad del agua y mitigación de procesos de erosión y de degradación acelerados de los cursos receptores. Teniendo en cuenta los estudios antecedentes de Schueler, 1987; Grizzard et al., 1986 y Messamer, 2011, y de conformidad con lo recomendado en manuales de referencia (EPA, 2004; USDCM, 2011), para este trabajo se adoptó un tiempo de drenaje mínimo admisible de 40 horas para el EURV2. Se implementó un procedimiento que se sistematizó por medio de la aplicación

interactiva de una planilla de cálculo, desarrollada para el dimensionamiento preliminar automático de los dispositivos de evacuación del FSD, y del modelo SWMM para el diseño final del dispositivo. El esquema topológico utilizado se presenta a continuación:

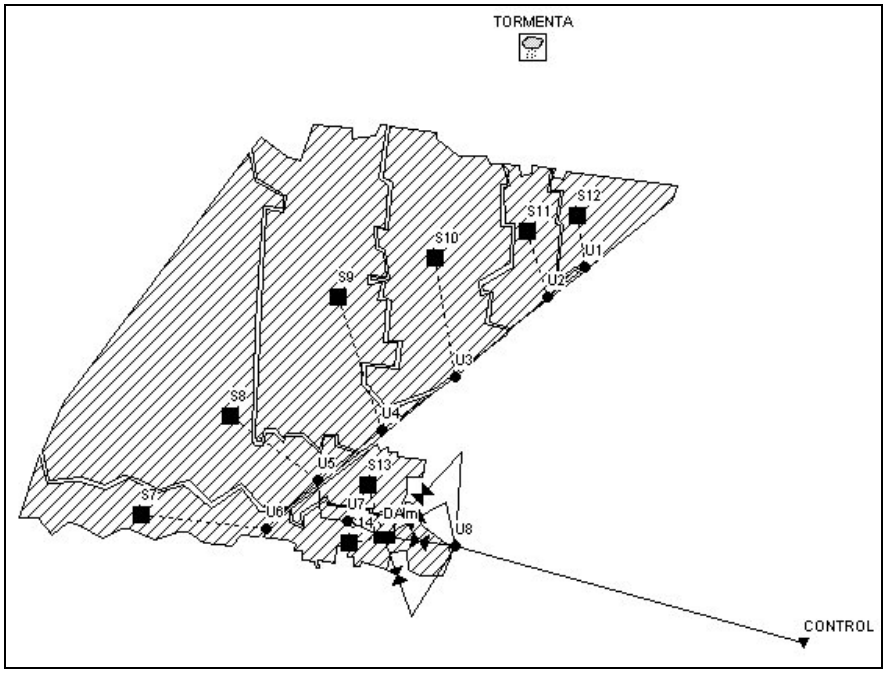


Figura 7: Esquema topológico para modelación de la condición POSCO.

OBTENCIÓN DE ECUACIONES DE DISEÑO

Para cada escenario, una vez concluido el diseño de cada orificio, se obtuvo el valor del tirante de agua máximo en el reservorio (Hmáx) a partir del limnigrama simulado para la unidad de almacenamiento DAlm, utilizando las opciones “Report”, “Table”, “By Variable”, “Depth”. El volumen máximo correspondiente (Vmáx) se calculó como producto de Hmáx por el área en planta del reservorio, igual a 1.21 ha. El caudal máximo de salida para cada recurrencia se obtuvo a partir del hidrograma simulado para el nodo Reservorio, utilizando las opciones “Report”, “Table”, “By Variable”, “Total Inflow”. La Tabla siguiente muestra las dimensiones de los orificios, secciones de paso y tiempos de drenaje del EURV2 obtenidos para los escenarios considerados.

Tabla 1: Dimensiones de orificios, secciones de paso y tiempos de drenaje obtenidos para los distintos escenarios.

Esc.	O2			O10			O100			Td
	H [m]	B [m]	S[m2]	H [m]	B [m]	S[m2]	H [m]	B [m]	S[m2]	[h]
1	0.40	1.10	0.44	0.20	2.60	0.52	0.30	4.00	1.20	49.0
2	0.40	1.50	0.60	0.20	5.50	1.10	0.30	8.00	2.40	40.0
3	0.40	1.40	0.56	0.20	8.90	1.78	0.30	8.50	2.55	41.7
4	0.40	0.80	0.32	0.20	2.20	0.44	0.20	4.70	0.94	62.8
5	0.40	1.30	0.52	0.20	4.30	0.86	0.20	7.00	1.40	45.3
6	0.40	1.50	0.60	0.20	6.30	1.26	0.20	8.00	1.60	41.2
7	0.40	0.60	0.24	0.20	1.90	0.38	0.20	4.50	0.90	79.5
8	0.40	1.00	0.40	0.20	3.50	0.70	0.20	7.00	1.40	56.0

Esc.	O2			O10			O100			Td
	H [m]	B [m]	S[m2]	H [m]	B [m]	S[m2]	H [m]	B [m]	S[m2]	[h]
9	0.40	1.30	0.52	0.20	4.50	0.90	0.20	7.00	1.40	46.8
10	0.40	1.30	0.52	0.20	3.30	0.66	0.20	6.00	1.20	43.8
11	0.40	1.40	0.56	0.20	8.00	1.60	0.30	8.00	2.40	42.2
12	0.40	1.40	0.56	0.30	9.80	2.94	0.30	9.00	2.70	41.5
13	0.40	1.00	0.40	0.20	2.20	0.44	0.20	4.70	0.94	53.8
14	0.40	1.30	0.52	0.20	5.30	1.06	0.20	8.00	1.60	45.0
15	0.40	1.50	0.60	0.20	8.00	1.60	0.30	7.50	2.25	41.0
16	0.40	0.70	0.28	0.20	2.10	0.42	0.20	4.50	0.90	71.0
17	0.40	1.30	0.52	0.20	4.00	0.80	0.20	7.00	1.40	46.7
18	0.40	1.60	0.64	0.20	4.50	0.90	0.30	7.00	2.10	40.5

A partir a los resultados obtenidos de las simulaciones de los escenarios 1 a 18, se realizó un análisis de regresión múltiple con el objeto de ajustar ecuaciones que permitan estimar parámetros de diseño de FSDs en base a características físicas y de cobertura de la cuenca. Los parámetros de diseño a determinar con estas ecuaciones son los caudales máximos de salida admisibles y los volúmenes de almacenamiento requeridos del FSD, para controlar las crecidas de 2, 10 y 100 años de recurrencia. Se aplicaron las regresiones y se obtuvieron los ajustes para:

- **Ajustes Caudales Máximos Admisibles a la salida del FDS**

A partir de los caudales máximos obtenidos por simulación para la condición PRE de los distintos escenarios, se ajustaron las siguientes ecuaciones de regresión múltiple lineal (1) y no lineal (2):

$$Qmáx = a_0 + a_1 S + a_2 CN \quad (1)$$

$$Qmáx = a_0 \; a_1^S \; a_2^{CN} \quad (2)$$

Los coeficientes de las ecuaciones (1) y (2) y los estadísticos de los ajustes obtenidos se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2: Coeficientes de las ecuaciones de regresión de caudales máximos de salida admisibles.

Tr	Regresión lineal					Regresión no lineal				
[años]	a0	a1	a2	r2	Er [%]	a0	a1	a2	r2	Er [%]
2	-7.02388	0.23836	0.09408	0.95	5.9	0.00706	1.17138	1.06003	0.92	8.3
10	-12.23126	0.50525	0.16842	0.95	5.9	0.03293	1.17036	1.05039	0.92	8.3
100	-22.08027	1.29813	0.32675	0.95	5.7	0.28462	1.16279	1.03624	0.92	7.9

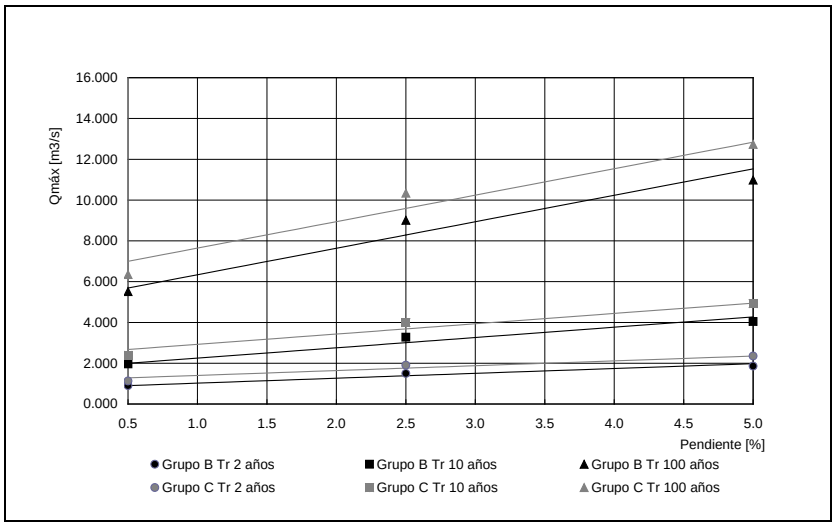


Figura 8: Ajustes de caudales máximos de salida admisibles.

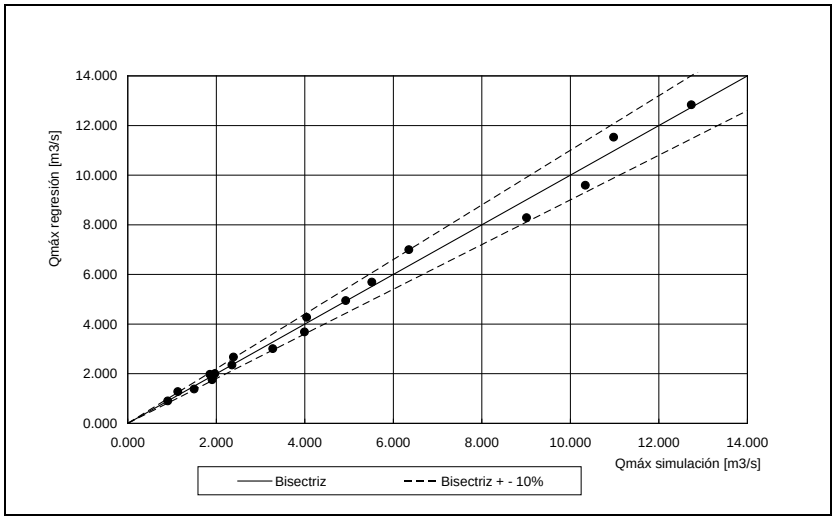


Figura 9: Caudales máximos de salida admisibles obtenidos por simulación versus caudales obtenidos por regresión lineal múltiple.

- **Volúmenes de Almacenamiento requeridos para el FDS**

A partir de los volúmenes de almacenamiento requeridos obtenidos por simulación para la condición POSCO de los distintos escenarios, se ajustaron las siguientes ecuaciones de regresión múltiple lineal (3) y no lineal (4):

$$Vmáx = a_0 + a_1 I + a_2 S + a_3 CN \quad (3)$$

$$Vmáx = a_0 \; a_1^I \; a_2^S \; a_3^{CN} \quad (4)$$

Los coeficientes de las ecuaciones (3) y (4) y los estadísticos de los ajustes obtenidos se muestran en la Tabla 3.

Tabla 3: Coeficientes de ecuaciones de regresión de volúmenes de almacenamiento requeridos.

Tr	Regresión lineal					
[años]	a0	a1	a2	a3	r2	Er [%]
2	-1562.00896	297.24605	83.31148	47.05556	0.98	4.4
10	3892.32907	411.98377	-283.98634	6.72222	0.99	3.4
100	13336.14649	595.12895	-790.46721	-53.77778	0.99	3.1

Tr	Regresión no lineal					
[años]	a0	a1	a2	a3	r2	Er [%]
2	4164.42038	1.01651	1.01239	1.00623	0.96	6.0
10	8328.03362	1.01647	0.99379	1.00253	0.97	4.9
100	17016.62477	1.01608	0.98042	0.99954	0.96	5.6

Los ajustes obtenidos con esta expresión se muestran en las Figuras 10 y 11.

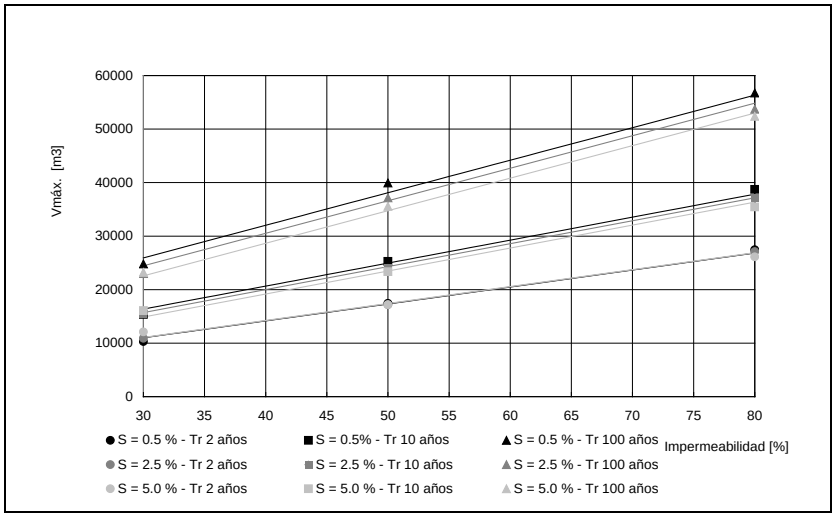


Figura 10: Ajustes de volúmenes de almacenamiento requeridos para Grupo B (CN = 83).

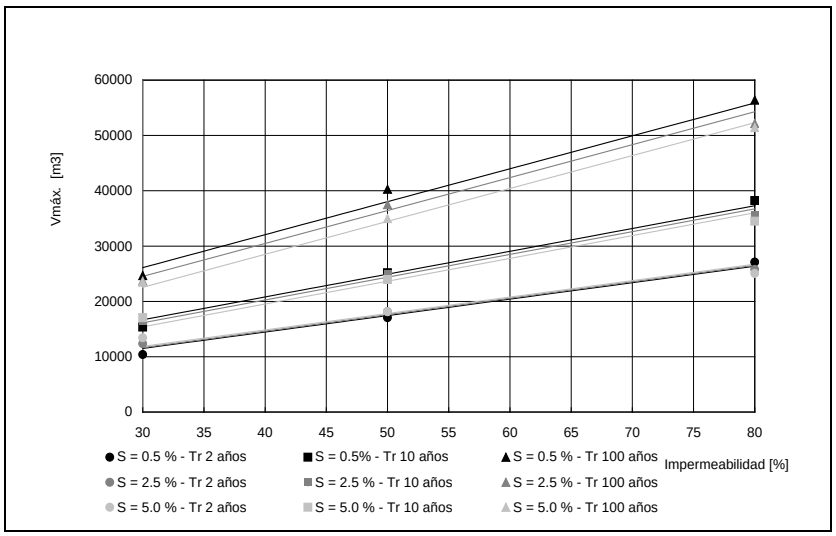


Figura 11: Ajustes de volúmenes de almacenamiento requeridos para Grupo C (CN = 87).

CONCLUSIONES

En este trabajo se investigó el desempeño de un diseño avanzado de dispositivo de detención extendida de espectro completo (FSD) en distintos escenarios de cuenca urbana del NOA. El dispositivo tiene como objetivos el control de crecidas, la mejora de la calidad del agua y la mitigación de los efectos erosivos del agua pluvial en los cuerpos de agua receptores. Consta de 3 niveles de control, mantiene los caudales pico del posdesarrollo en valores similares a los del predesarrollo para las crecidas de 2, 10 y 100 años de recurrencia y verifica un tiempo de drenaje mínimo admisible de 40 horas para el volumen de escorrentía urbana en exceso de 2 años. Se propone, además, un procedimiento de diseño del FSD basado en la aplicación interactiva de una planilla de cálculo, para el dimensionamiento preliminar automático de los dispositivos de evacuación del FSD, y del modelo SWMM 5.0 para el diseño final del dispositivo.

El procedimiento propuesto fue aplicado al diseño de 19 FSDs, uno de ellos para la cuenca urbana experimental Caseros (ciudad de Salta, Prov. de Salta) y los restantes para 18 escenarios de cuenca, que resultaron de combinar: 3 impermeabilidades (30%, 50 % y 80 %), 3 pendientes (0.5%, 2.5 % y 5.0 %) y 2 grupos hidrológicos de suelos (B y C) del método del Número de Curva. Las impermeabilidades, pendientes y grupos hidrológicos considerados cubren aproximadamente los rangos de variación de estos parámetros en la mayoría de las urbanizaciones del NOA. Para estos escenarios, la impermeabilidad y la pendiente se consideraron distribuidas en forma uniforme en la cuenca.

Con el objeto de evaluar los efectos de la distribución espacial de estos parámetros sobre los hidrogramas simulados, se consideraron 18 escenarios adicionales, denominados 19 a 36, cuyos parámetros tienen una distribución no uniforme (NU); es decir, son distribuidos por subcuenca. Para estos últimos escenarios, se aplicó una distribución proporcional a la observada en la cuenca experimental. Se encontró una gran similitud entre los caudales pico y las escorrentías simuladas con las distribuciones UN y NU, con diferencias relativas de las primeras respecto a las segundas inferiores a ± 10%. La gran similitud obtenida se debe a que las distribuciones no uniformes consideradas para la pendiente e impermeabilidad son proporcionales a las de la cuenca experimental hasta el nodo U8, la cual presenta una baja variabilidad espacial de estos parámetros.

A efectos de aplicar el procedimiento de diseño, se implementó el modelo a la cuenca Caseros y se calibró y verificó el mismo en base a 5 eventos precipitación-escorrentía observados.

Para cada aplicación del procedimiento, se evaluaron los efectos hidrológicos de la urbanización. Se encontró que tanto los caudales pico como las escorrentías aumentan sensiblemente con la urbanización; los aumentos relativos son más significativos para las tormentas de menor recurrencia y los efectos son mayores a medida que disminuye la pendiente y el potencial de escurrimiento del suelo y aumenta la impermeabilidad del posdesarrollo. Para la crecida de 2 años de recurrencia, los caudales máximos aumentaron hasta el 958% y las escorrentías, hasta el 327% entre los 18 escenarios de cuenca. Para la cuenca experimental, los aumentos fueron del 708 % y 234%, respectivamente.

Los resultados obtenidos indican que el desempeño del dispositivo propuesto es satisfactorio para los distintos escenarios considerados. Se encontró, además, que el volumen de almacenamiento requerido para controlar la crecida de una recurrencia dada aumenta principalmente con la impermeabilidad del posdesarrollo y en menor medida con la disminución de la pendiente de la cuenca.

A partir a estos resultados, se realizó un análisis de regresión múltiple y se ajustaron

ecuaciones que permiten estimar los caudales máximos de salida admisibles del FSD y los volúmenes de almacenamiento requeridos para controlar las crecidas de 2, 10 y 100 años de recurrencia, en base a características físicas y de cobertura de la cuenca de aplicación, para una superficie de aportes de referencia de aproximadamente 100 ha. Las ecuaciones de regresión obtenidas fueron aplicadas a la cuenca experimental, obteniéndose resultaron satisfactorios, con diferencias relativas inferiores a ± 10% respecto a los parámetros de diseño determinados con el procedimiento propuesto.

Las ecuaciones obtenidas pueden ser aplicadas a otras cuencas urbanas de la región que carezcan de suficiente información para la implementación y calibración del modelo, para estimar los parámetros de diseño de un FSD. La aplicabilidad de estas ecuaciones está sujeta a las siguientes condiciones: los valores medios areales de impermeabilidad, pendiente y grupo hidrológico de la cuenca de aplicación deben estar dentro de los rangos de variación considerados para estos parámetros, la distribución espacial de los mismos debe ser suficientemente uniforme y la curva IDF utilizada en este trabajo (IDF Ciudad de Salta Aeropuerto Internacional) debe ser representativa de las lluvias críticas de dicha cuenca.

Dados los importantes efectos encontrados de la urbanización sobre los caudales pico y la escorrentía, se recomienda para futuras investigaciones evaluar los efectos acumulativos a escala de cuenca de FSDs complementados con técnicas de control de volumen, como cunetas vegetadas, zanjas de infiltración y celdas de bioretención, bajo un enfoque de tren de tratamiento. Los efectos de este conjunto de medidas se pueden evaluar por medio de una simulación continua para un período de varios años.

Teniendo en cuenta que muchas urbanizaciones de la región se ubican en zonas de pie de monte, se recomienda evaluar la incorporación de una trampa de sedimentos a la entrada de los FSDs, a efectos de reducir la cantidad de sedimentos que ingresan al reservorio.

Finalmente, se recomienda monitorear las principales variables hidrometeoro-lógicas, hidrológicas y de calidad de agua en cuencas experimentales representativas de la región, a efectos de mejorar el conocimiento de los procesos y de optimizar las prácticas de mejor manejo del agua pluvial urbana.

LISTA DE SÍMBOLOS

FSD:	Dispositivo de Almacenamiento de espectro múltiple
CN:	Curva Número
SWMM:	Storm Water Model Managment
LID:	Low
IDF:	Intensidad Duración Frecuencia
SS:	Sedimento Suspendido
WQCV:	Volumen de Captura de Calidad de Agua
EURV:	Volumen de Escorrentía Urbana en Exceso

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Gómez Valentín M., 2007. “Curso de Análisis y rehabilitación de redes de alcantarillado mediante el código SWMM 5.0”. ISBN:978-84-611-7817-9. Distribuidora Alfambra de Papelería. Barcelona.

Huber W., Dickinson R., 1992. "Storm Water Management Model. User’s Manual", Versión 4,. U.S. Environmental Protection Agency. Athens, GA.

McCuen R. H., 1974. "A Regional Approach To Urban Stormwater Detention", Geophysical Research Letters, 74-128, p. 321 – 322.

Pedraza R., 2007. “Drenaje Urbano”. Curso de posgrado. Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas, Universidad Nacional del Litoral.

Tucci, C., Bertoni, J. C. (Eds.), 2003. “Inundaçöes urbanas na America do Sul”. Programa Asociado de Gerenciamiento de Cheias patrocinado por Organização Meteorologica Mundial y Global Water Partnership. 471 p., ISBN: 85-88686-07-4. Associação Brasileira de Recursos Hídricos

UDFCD, 1992 & 1999. “Urban Storm Drainage Criteria Manual, Volume 3 – Best Management Practices”. Urban Drainage and Flood Control District, Denver, Colorado. http://www.udfcd.org/usdcm/vol3.htm

Urbonas B. and Glidden M., 1983. “Potential Effectiveness of Detention Policies”, Southwest Storm Drainage Symposium, Texas A & M, November, 1983. (Copy available at http://udfcd.org/techpapers.htm).

Urbonas B., Wulliman J., 2007. “Full Spectrum Detention to Control Stormwater Runoff”.

Wulliman J., Urbonas B., 2005. “Peak Flow Control for Full Spectrum of Design Storms”. http://www.udfcd.org/downloads/pdf/tech_papers/Full%20Spectrum%20Detention%202007.pdf

DURACIÓN CRITICA DE LLUVIA DE DISEÑO APLICANDO MODELOS DE TRANSFORMACIÓN LLUVIA CAUDAL CUENCA DE APORTE DEL RÍO GUANUSACATE, JESÚS MARÍA -CÓRDOBA

Andrea Rico, Tomás S. Vaschalde, María Eugenia Capone, Clarita Dasso

1 Instituto Nacional del Agua (INA) Centro de la Región Semiárida (CIRSA), Córdoba Argentina
2 Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas, CONICET
E-mail: tomasvaschalde@gmail.com

RESUMEN

Las precipitaciones intensas y localizadas ligadas a células convectivas favorecidas por el efecto orográfico de la provincia de Córdoba son desencadenantes de procesos hidrológicos de gran magnitud con importantes consecuencias sociales y económicas. En el presente trabajo, se buscó definir la duración crítica de lluvias de diseño, aplicando un modelo agregado de transformación lluvia-caudal (P-Q) en la cuenca de aporte del río Guanusacate. Además, se verificó la sensibilidad del modelo para diferentes modos de atenuación espacial de la lluvia y se realizó un análisis de incertidumbre para los parámetros no calibrados.

En lo referente a la unidad hidrológica se seleccionó como punto de cierre del sistema la confluencia de los ríos Santa Catalina y Ascochinga que da origen al río Guanusacate, aguas arriba de la localidad de Jesús María. Se caracterizaron las subcuencas morfométricamente, se definieron los tiempos de concentración y los parámetros para los tránsitos de caudales. Para las abstracciones se empleó el modelo del servicio de conservación de suelos de los Estados Unidos (por sus siglas en inglés, SCS), al igual que para la transformación P-Q. Las lluvias de diseño modeladas, se definieron con el método DIT. Para la modelación se empleó la herramienta computacional HEC-HMS, desarrollada por el cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos.

De los hidrogramas de respuesta de la cuenca para las diferentes lluvias de diseño definidas, se definió la duración crítica de la lluvia de diseño para la cuenca de estudio.

ABSTRACT

The intense and localized precipitations linked to convective cells, favored by the orographic effect of Córdoba province trigger the onset of large hydrological processes with significant social and economic consequences. The aim of this paper is to define the critical duration of design storms by applying an aggregated model of rainfall-runoff transformation (P-Q) in the Guanusacate river basin. In addition, the sensitivity of the model was verified for different modes of spatial attenuation of rainfall and an uncertainty analysis for the uncalibrated parameters was performed.

Regarding the hydrological unit, the closing point of the system chosen was the confluence of the Santa Catalina and Ascochinga rivers, from which to the Guanusacate River, anupstreamfrom the town of Jesús María, originates. The sub-basins were characterized morphometrically, and the concentration times and the parameters for the flow transits were defined. For abstractions and P-Q transformation the United States Soil Conservation Service (SCS) method was used. Modelized design rains were defined using the DIT method. For the modeling the computational tool developed by the US Army Corps of Engineers HEC-HMS was used.

From the basin's response hyetograph, for different design storms, the critical duration of the design rain for the area of interest was defined.

INTRODUCCIÓN

Las precipitaciones intensas y localizadas ligadas a células convectivas favorecidas por el efecto orográfico, en las Sierras Chicas de la provincia de Córdoba, son desencadenantes de procesos hidrológicos de gran magnitud con importantes consecuencias sociales y económicas. Tal es el caso del evento hidrometeorológico severo acontecido en marzo de 2015, en la localidad de Jesús María, que desencadenó una importante crecida del río Guanusacate generando erosiones sobre las márgenes del cauce. Con la finalidad de conocer la magnitud de tales escurrimientos asociados a eventos hidrológicos de distintos períodos de retorno y ante la falta de registros históricos de caudales medidos, se realizó un estudio hidrológico utilizando modelos de simulación de los procesos de transformación lluvia–caudal (P-Q) alimentados con lluvias de diseño, las cuales parten de deducir combinaciones de intensidad y duración de la precipitación, según la recurrencia (funciones idT) fueron estimadas con el modelo DIT.

Uno de los interrogantes a la hora de establecer la lluvia de diseño es la duración crítica causal de tales eventos severos.

ÁREA DE ESTUDIO

La localidad de Jesús María, se ubica a 50Km al norte de la ciudad de Córdoba, en la zona de contacto del piedemonte oriental de la Sierra Chica con la Llanura Pampeana. La misma es atravesada de oeste a este por el río Guanusacate.

En lo referente a la unidad hidrológica de estudio, se seleccionó como punto de cierre, el que corresponde a la confluencia de los ríos Santa Catalina y Ascochinga y da origen al río Guanusacate, quedando definidas dos subcuencas principales, denominadas Santa Catalina, al norte, y Ascochinga, al sur (Figura 1).

La cuenca total de aporte de 402.2 km^2 presenta desniveles importantes del orden de los 1100m, entre la parte alta donde se ubican las Sierras chicas y el cierre en la confluencia.

Dentro de la zona de estudio, se han identificado 3 estaciones con información histórica de pluviometría y 2 estaciones pluviométricas de alta frecuencia con solo 2 años de registro.

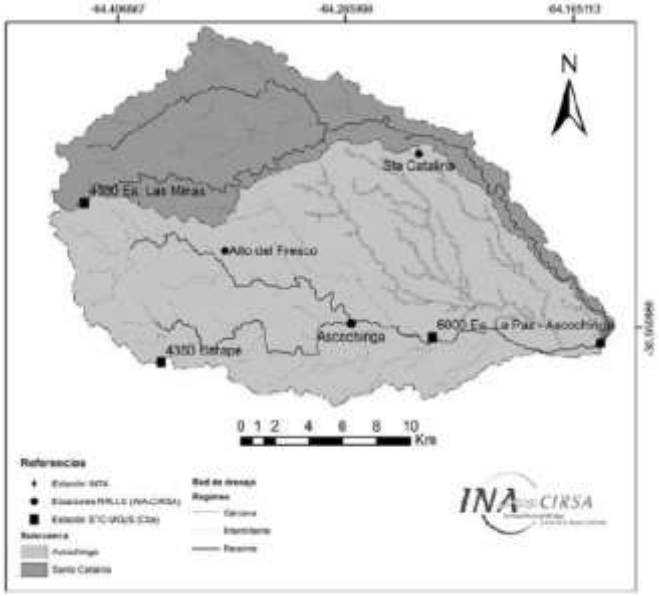


Figura1.- Ubicación de estaciones, cuenca y subcuencas principales.

OBJETIVO

Definir la duración crítica de lluvias de diseño, aplicando un modelo de transformación lluvia-

caudal (P-Q) en la cuenca de aporte del río Guanusacate, verificar la sensibilidad del modelo para diferentes modos de atenuación espacial de la lluvia y realizar un análisis de incertidumbre del mismo para los parámetros no calibrados.

METODOLOGÍA

En primer lugar, se definió la red de drenaje y se subdividió el área de estudio en 25 subcuencas, que fueron caracterizadas mediante sus propiedades físicas generales, las relacionadas con el relieve y con la forma de las mismas (ver Figura 2 y Tabla 1).

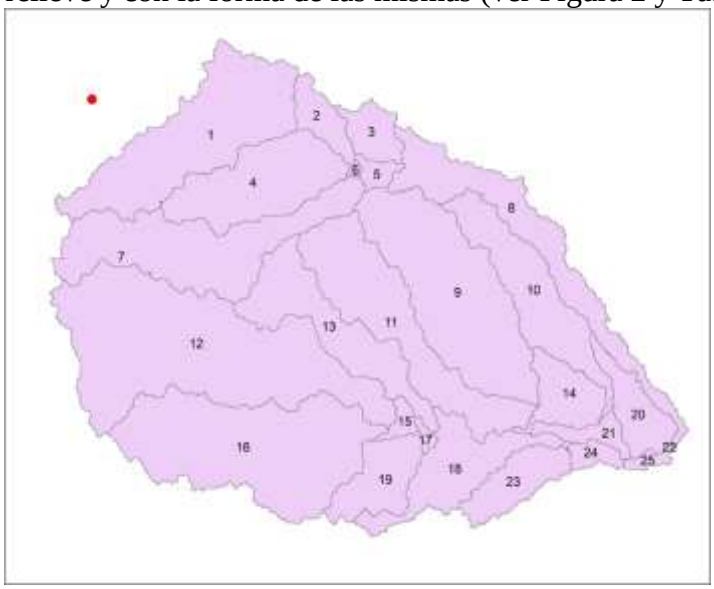


Figura2.- Delimitación y denominación de las subcuencas.

En la modelación hidrológica de las cuencas, se utilizó la herramienta computacional desarrollada por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos HEC-HMS adoptándose para cuantificar el escurrimiento superficial, el método de las abstracciones del Servicio de Conservación de Suelos de los EE.UU (SCS). Para definir el parámetro de la Curva Número (CN) se implementó la metodología propuesta por el CEDEX "Generación Automática del Número de Curva con Sistemas de Información Geográfica", esta metodología permite la obtención de manera automatizada del coeficiente CN basado en el análisis de imágenes satelitales y mapas de suelos en Sistemas de Información Geográfica (SIG). Para la transformación de P-Q, se utilizó el Hidrograma Unitario (HU) del SCS, cuya implementación requiere los parámetros hidrológicos de tiempos de concentración (Tc) y tiempos de retardo (Tr). Para el cual, se empleó la formulación de Kerby-Kirpich, que es un procedimiento popular en los Estados Unidos, que es generalmente aplicable a distancias de hasta 366m, aunque 91m de distancia es posiblemente mejor y es sólo para condiciones de flujo superficial. La ecuación de Kerby-Kirpich es:

$$T_c = \frac{k\,(LN)^{0,467}}{S^{0,235}} + \frac{K'\,L^{0,770}}{S^{0,385}} \qquad (1)$$

Donde:

k= coeficiente de conversión de unidades (k=1,44 para sistema internacional)

Tc= tiempo de viaje [min].

L =longitud del cauce principal [m]

N= coeficiente adimensional de retardación=0.2 (correspondiente a pasto pobre, cultivos, o superficies compactadas de moderada rugosidad).

S= pendiente adimensional de la cuenca [m/m]

K'= coeficiente de conversión de unidades (K'=0,0195 para sistema internacional)

El tiempo de retardo (Tr), se define como el tiempo transcurrido desde el centro de gravedad del hietograma de precipitación neta hasta que se da el caudal máximo en el hidrograma. El tiempo de retardo fue calculado según la fórmula del SCS (Ven Te Chow et al, 1994):

$$Tr = 0{,}6\,Tc \quad (2)$$

Tabla 1.- Parámetros mormétricos de las subcuencas de estudio.

Subcuenca	Area [km2]	Longitud [km]	ΔH [m]	Pendiente cauce [m/m]	Pendiente cauce [%]	Pendiente de la cuenca [m/m]	Longitud de escurrimiento en lámina [Km]
1	35,52	12,42	623	0,05	5,02	0,31	0,4
2	5,28	4,52	101	0,02	2,23	0,22	0,6
3	5,40	2,95	69	0,02	2,34	0,13	0,3
4	21,76	10,23	491	0,05	4,80	0,24	0,7
5	2,02	1,98	18	0,01	0,91	0,14	0,3
6	0,34	0,83	16	0,02	1,93	0,19	0,4
7	31,94	19,34	724	0,04	3,74	0,24	1,1
8	22,91	24,49	268	0,01	1,09	0,11	0,9
9	39,14	13,48	237	0,02	1,76	0,09	1,5
10	19,79	13,17	168	0,01	1,28	0,06	2,0
11	29,00	14,38	290	0,02	2,02	0,15	0,9
12	61,89	21,83	737	0,03	3,38	0,28	2,5
13	20,24	12,56	376	0,03	2,99	0,17	1,4
14	8,46	3,71	23	0,01	0,62	0,03	3,0
15	1,72	1,47	11	0,01	0,75	0,14	0,6
16	45,52	16,91	569	0,03	3,36	0,28	1,0
17	0,75	0,86	8	0,01	0,93	0,14	0,7
18	15,91	7,64	63	0,01	0,82	0,08	1,6
19	10,45	5,92	60	0,01	1,01	0,13	0,7
20	8,02	3,96	47	0,01	1,19	0,03	2,4
21	3,51	2,38	18	0,01	0,76	0,04	1,3
22	0,15	0,24	10	0,04	4,10	0,05	0,4
23	8,88	5,08	58	0,01	1,14	0,05	2,5
24	2,39	3,34	27	0,01	0,81	0,05	1,2
25	1,24	2,25	22	0,01	0,98	0,03	1,1
Cuenca	402,21	64,09	1272	0,02	1,98	0,14	1,2

Los tiempos de respuesta de las subcuencas 12; 13; 15; 16; 17 y 19 ubicadas aguas arriba de la estación La Paz-Ascochinga, fueron verificados con la reconstrucción del evento ocurrido el 9 de enero del 2017 de lo que se comprobó que los tiempos de concentración estimados a través de la formulación empírica propuesta son representativos de los tiempos de concentración del área de estudio.

Para los tránsitos de caudales, se implementó el modelo de Muskingum que responde a sistemas agregados y modela el almacenamiento volumétrico de creciente en los cauces. El método requiere de la estimación de un coeficiente de proporcionalidad K, el cual es el tiempo de tránsito de una onda de creciente a través del tramo de canal, y un factor de ponderación X que varía entre 0 y 0,5 (cuando X=0 no existe cuña), y depende de la forma de almacenamiento por cuña modelado. El modelo hidrológico HEC-HMS requiere la determinación de los valores de los parámetros K y X para cada tramo analizado. Para la obtención de los K de cada tránsito, se estimó en función de las velocidades de flujo en los cursos y las distancias de los mismos. Para obtener los X, según la bibliografía consultada, se recomienda un valor de 0.3 para ríos de montaña, donde el almacenamiento es menor que en los ríos de llanura.

En cuanto a la lámina de lluvia a simular, se definieron las curvas Intensidad-Duración-Recurrencia (idT) empleando el Modelo DIT (Caamaño Nelli, et al. 2003). Dichas curvas idT se estimaron a partir de la información pluviográfica de la estación La Suela, transpuesta por zonalización a la estación pluviométrica Alto de Fresco, donde se contaba con una serie de 38 años de longitud.

Para inferir la precipitación media sobre la cuenca, se empleó el algoritmo denominado CoDA (Catalini et al, 2011) mediante el cual se estimaron las tasas de atenuación de las láminas precipitadas, en función del área y la duración. La distribución temporal de la lluvia se realizó mediante los patrones de hietogramas tipo por Ordenamiento de Intervalos en sextiles (Caamaño Nelli et al, 2003).

Una vez validados los modelos se procedió a definir la duración crítica de la lluvia de diseño, para lo cual se evaluaron las respuestas de la cuenca ante diferentes duraciones y recurrencias. Previamente, en base al estudio de Baraquet, et al. (2016) se generó la curva S de la respuesta hidrológica de la cuenca, conociendo el tiempo de concentración de la misma (aprox. 7 horas) y el tiempo en que la cuenca entra en régimen (aprox. 9 horas). Entonces, en primer lugar, según un enfoque hidrológico, se modelaron lluvias de diferente duración, cuyo rango comprende el tiempo de concentración y el tiempo en que la cuenca entra en régimen, adoptando para ambas a Alto de Fresco como núcleo de atenuación:

1. Lluvia de diseño de 6 horas de duración.
2. Lluvia de diseño de 12 horas de duración.

Por otro lado, bajo un enfoque hidrometeorológico, en virtud de los mayores eventos severos de lluvia registrados, y del análisis comparativo de datos pluviométricos en la estación Las Minas (1723 msnm) y La Paz- Ascochinga (672 msnm), adoptando como núcleo de atenuación Las Minas se simuló también:

3. Lluvia de diseño de 3 horas de duración, corregida por efectos orográficos en base a información pluviométrica (Ea. Las Minas y La Paz- Ascochinga).

De manera complementaria se realizó un análisis de sensibilidad de la respuesta del modelo matemático ante la variación en la carga de las lluvias y la atenuación espacial de las mismas; ya sea concentrada, como una única lluvia para toda la cuenca o de manera distribuida para cada una de las subcuencas.

Finalmente, debido a que los eventos registrados por la estación limnimétrica (La Paz-Ascochinga) no son de gran magnitud, no se pudo realizar una calibración de los parámetros de abstracciones (CN), por lo que se decidió realizar un análisis de incertidumbre en su determinación, para observar la sensibilidad de la respuesta de la cuenca. Este análisis consistió en realizar 500 iteraciones, en las que se generó de manera aleatoria valores de CN para cada subcuenca asumiendo que, dichos valores tienen una distribución normal, cuya media es igual al valore de CN obtenido de la aplicación de la metodología de la CEDEX y que su desvío no genere un cambio en la condición de humedad antecedente.

RESULTADOS

En primer lugar, se presentan los hidrogramas de crecida de la cuenca ante las distintas lluvias de diseño propuestas para diferentes recurrencias (ver Figura. 3).

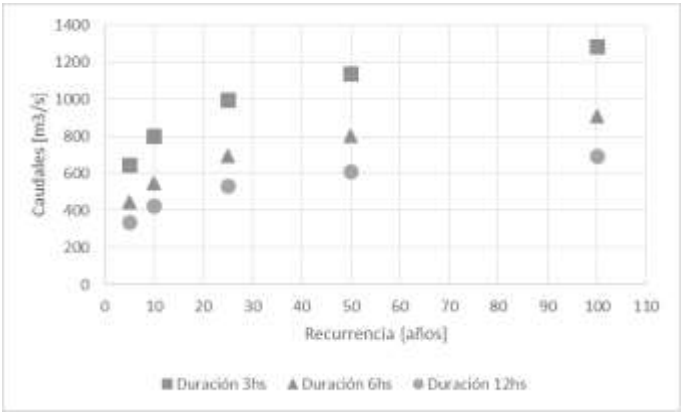


Figura 3.- Caudales picos [m3/s] en función de diferentes TR [años], para las distintas lluvias de diseño modeladas.

Se observa que los caudales máximos corresponden a la lluvia de 3hs de duración, definida con el enfoque hidrometeorológico. Las diferencias porcentuales de los caudales obtenidos a partir de una lluvia de 6hs. de duración y la de 12hs, con respecto a la lluvia de 3hs, son entre un 30 y un 47% menos respectivamente, manteniéndose constantes para todas las recurrencias.

Por otro lado, los resultados obtenidos del análisis de sensibilidad del modelo ante diferentes formas de atenuar espacialmente la lluvia de diseño, se determinó que la respuesta de la cuenca no es significativamente sensible a ello, ya que la diferencia entre los caudales pico, entre ambos casos, son menores al 5%. Luego, por practicidad se atenuaron de manera concentrada las lluvias de diseño.

Por último, dado que los CN no pudieron ser validados, debido a que en los dos años de registro de la estación limnimétrica no ocurrieron eventos de magnitud considerable se decidió realizar una simulación de Montecarlo, para definir la incertidumbre de la respuesta de la cuenca ante la variación del CN, asociado a la recurrencia de la lluvia (ver Figura 4).

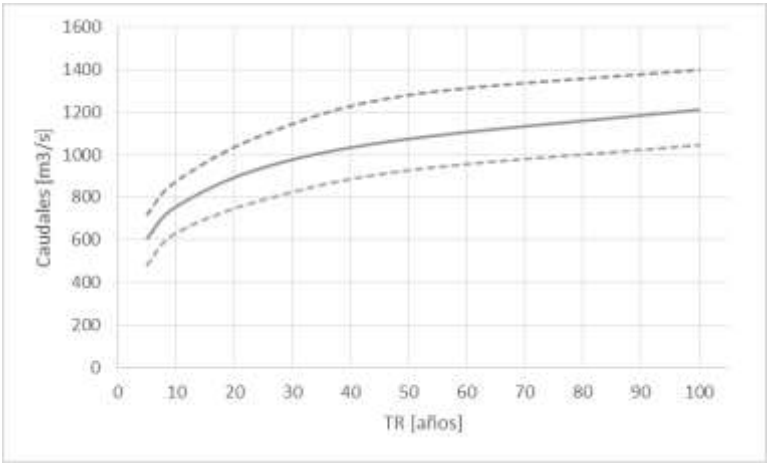


Figura 4.- Caudales picos [m3/s] máximos, medios y mínimos a la salida de la cuenca para diferentes TR [años], para distintos valores de CN.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En primer lugar, se verificó que la cuenca no es sensible ante diferentes formas de atenuar espacialmente la lluvia de diseño.

Por otro lado, se demuestra que la duración crítica de la tormenta no está asociada únicamente con los tiempos de concentración o a los tiempos en que la cuenca entra en régimen, sino que además se deben considerar otros efectos, como el aumento de las láminas de lluvia, debido a

efectos orográficos, según la ubicación del núcleo, siempre que se disponga de la información suficiente.
Finalmente, del análisis de incertidumbre en la determinación del parámetro de pérdidas del modelo, se puede observar que hay solapamiento de los intervalos para las distintas recurrencias, por lo que es necesario reducir la incertidumbre en la determinación del CN, para tener menor variabilidad de la respuesta de la cuenca, esta se logrará mediante un aforo permanente de las distintas variables hidrometeorológicas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Caamaño Nelli, G y C. M. Dasso (2003). "Lluvia de diseño: Conceptos, Técnicas y Experiencias". *Editorial Universitas.* 222pág. ISBN: 987-9406-43 5. Córdoba, Argentina.

Catalini, C. G., Caamaño Nelli, G. E. y C. M. Dasso (2011). "Desarrollo y aplicación sobre lluvias de diseño en Argentina. Estudios hidrológicos en la región Central de Argentina". *Editorial Académica Española*. 284 pág. ISBN-13: 978-3-8454-9722-8. Alemania.

Baraquet, M. M., Guillén, N. F., Garcia, C. M. y Botelli, M. C. (2016). "Análisis de la respuesta de una cuenca ante diferentes distribuciones temporales de lluvia". *V Taller sobre diseño hidrológico*. Salta Argentina.

ANÁLISIS DE UN EVENTO HIDROLÓGICO EXTREMO Y SU IMPACTO EN LOS BAÑADOS DEL RÍO DULCE Y LA LAGUNA MAR CHIQUITA, CÓRDOBA.

Andrés Rodriguez[1,3], Mariana Pagot[1], Cecilia Pozzi Piacenza[1], Leticia Tarrab[1], Gerardo Hillman[1], Gonzalo Plencovich[2], Inés Bernasconi[2] y Erica Díaz[1,2]

1.Laboratorio de Hidráulica. Centro de Estudios y Tecnologías del Agua (CETA). Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. UNC, Córdoba, Argentina.

2.Secretaría de Recursos Hídricos. Ministerio de Agua, Ambiente y Servicios Públicos de la Provincia de Córdoba, Córdoba, Argentina

3.CONICET, Córdoba, Argentina

Av. Filloy s/n. Ciudad Universitaria. cecilia.pozzi.piacenza@unc.edu.ar

Introducción

En este trabajo se presenta el análisis de los efectos de un evento hidrológico registrado a inicios del año 2017, generado por erogaciones realizadas desde el Dique Río Hondo hacia el río Dulce, principal tributario a la Laguna Mar Chiquita. Como consecuencia, el río Dulce registró una importante creciente cuyo impacto sobre la zona de Bañados del río Dulce se analizó con técnicas de teledetección utilizando un análisis multitemporal con apoyo satelital y se evaluó el crecimiento del nivel de agua de la Laguna Mar Chiquita con un modelo de balance de masa. Se estimaron (con una formulación simplificada) los volúmenes mensuales en la Laguna. Se calibró el modelo mensual para el periodo que comprenden desde enero de 2015 hasta abril de 2017.

A los fines de realizar una estimación de los efectos de este evento en los niveles de la Laguna Mar Chiquita, se analizó la serie histórica de caudales erogados por Río Hondo y la serie de niveles históricos de la Laguna, identificando escenarios similares al registrado durante el primer cuatrimestre de este año 2017. Sobre la base del conocimiento que actualmente se tiene respecto al comportamiento de la Laguna, se estimó el impacto en los niveles de Mar Chiquita de los volúmenes erogados en el Dique de Río Hondo.

Análisis de los caudales erogados por Río Hondo. Evento abril 2017

En la Figura 1, se grafican los datos disponibles de mediciones diarias correspondiente al año 2017, de nivel de agua en el embalse de Río Hondo y caudales que ingresan y egresan del mismo.

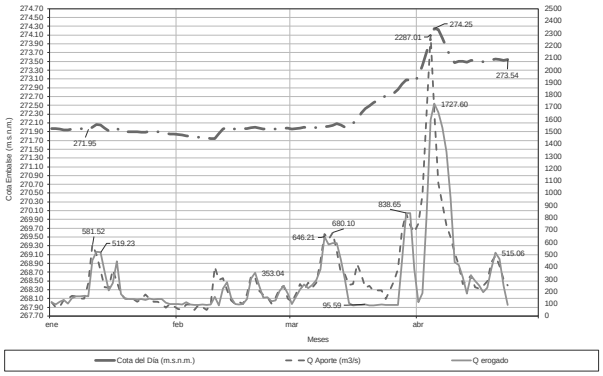


Figura 1.- Niveles de agua en el Dique Río Hondo, caudales de aporte y erogación. Fuente: SRRHH, 2017.

Seguimiento del avance de los bañados

Se realizó el seguimiento multitemporal de la formación de los Bañados del río Dulce para la crecida del año 2017. Este procedimiento se realizó en base a imágenes satelitales MODIS principalmente.

Las imágenes MODIS (MODerate resolution Imaging Spectroradiometer) cuentan con 36 bandas espectrales corregistradas entre 0,4 y 14,4 μm, y presenta una resolución espacial moderada de 250 m de tamaño de pixel en dos bandas, 500 m en cinco bandas y 1 km en 29 bandas.

En la Figura 2, se presentan los contornos de las áreas de Bañados digitalizados a partir del análisis de las imágenes adquiridas durante el mes de abril de 2017.

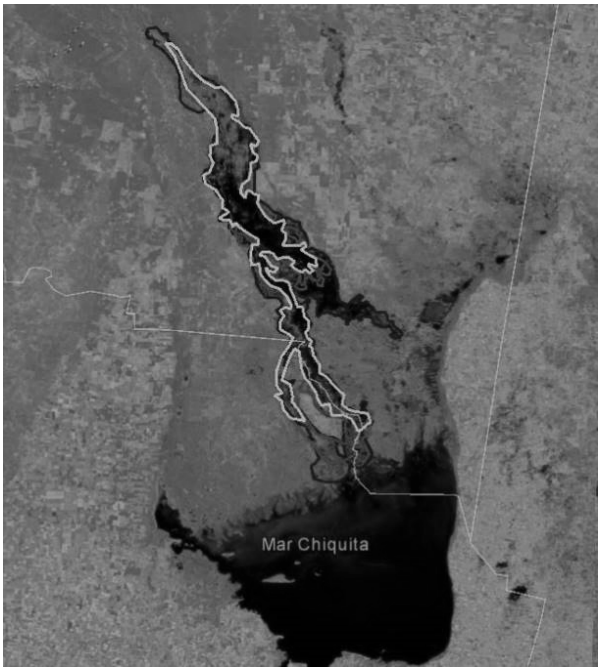


Figura 2.- Digitalización de áreas de Bañados para de los días 01, 10, 13 y 26 de abril de 2017.

El análisis multitemporal de las áreas de Bañados permite definir otras variables de interés para caracterizar la dinámica del Bañado durante este evento hídrico, como la velocidad del frente de avance del Bañado. Esta variable se deduce al medir el cambio en la posición límite del Bañado entre imágenes secuenciales.

Modelo de balance

En base a los datos hidrometeorológicos disponibles se comenzó con el ajuste de un modelo conceptual de balance de masas para la estimación de volúmenes mensuales en la Laguna Mar Chiquita. El periodo calibrado comprende desde enero de 2015 hasta abril de 2017.

La ecuación dinámica de balance hídrico anual que se aplicó a

la Laguna Mar Chiquita fue ajustada a los datos medidos para estimar los volúmenes y niveles de agua en la Laguna Mar Chiquita con un paso de tiempo mensual en el período [2015-2017].

Se utilizaron datos procesados en el Laboratorio de Hidráulica que fueron obtenidos de diferentes organismos y se trabajó en conjunto con la SRRHH (Subsecretaria de Recursos Hídricos de la Provincia de Córdoba) en los que respecta a la actualización de datos hasta mayo de 2017. Las series recopiladas fueron caudales de los ríos Suquia, Xanaes y Petri (o Dulce), precipitaciones, evaporaciones, niveles y volúmenes medidos en la Laguna Mar Chiquita.

Con respecto a los caudales en río Suquia (río Primero) y río Xanaes (río Segundo) se utilizaron datos históricos de manera de obtener los módulos (el caudal medio anual) correspondientes.

En el caso del caudal del río Dulce, se utilizaron datos erogados desde el embalse Río Hondo, ante la carencia de datos de caudal erogados al Río Dulce desde el embalse Los Quiroga. Con respecto a los datos meteorológicos, se usaron datos de precipitaciones provistos por la SRRHH correspondientes a la estación en Miramar

Los volúmenes y áreas de la laguna se calcularon con las funciones presentadas por Vargas (2014) en base a los niveles medidos en la laguna (datos provistos por SRRHH).

En la Figura 3 se presentan la simulación de los niveles medios mensuales estimados con el modelo propuesto.

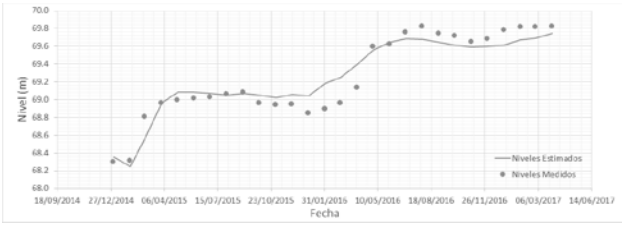


Figura 3.- Niveles medios mensuales calculados con el modelo y su comparación con valores medidos.

El modelo calibrado permitió realizar una estimación del aumento de niveles de la Laguna esperable en los meses posteriores al evento.

Análisis de eventos históricos.

En este apartado se ha puesto énfasis en detectar eventos históricos similares al escenario registrado durante el primer cuatrimestre de este año 2017 analizando la serie histórica de caudales erogados por el Dique Río Hondo.

Sobre la base del conocimiento que actualmente se tiene respecto al comportamiento de la laguna, estimar cómo será la evolución de los niveles en Mar Chiquita respecto a los volúmenes erogados en el Dique de Río Hondo.

A partir de los datos de caudal erogado en el Dique de Río Hondo se ha determinado que este evento se conformó por un hidrograma de aproximadamente 16 días de duración con un pico de 2287,04 y 1720,3 m^3/s (5 de abril de 2017), posteriormente se registra un pequeño pico de 511,79 m^3/s el día 20 de abril de 2017.

A los fines de cuantificar los volúmenes aportados a los Bañados del río Dulce y cuyo destino final será la Laguna Mar Chiquita, se ha determinado el volumen total del evento y el correspondiente a los hidrogramas generados en la presa y se realizó un análisis similar con eventos históricos. En la Figura 4 se presentan los caudales medios mensuales erogados en el Dique de Río Hondo y los niveles medios mensuales registrados en la Laguna Mar Chiquita para periodo de tiempo, que comprende desde noviembre de 1980 hasta agosto de 1983.

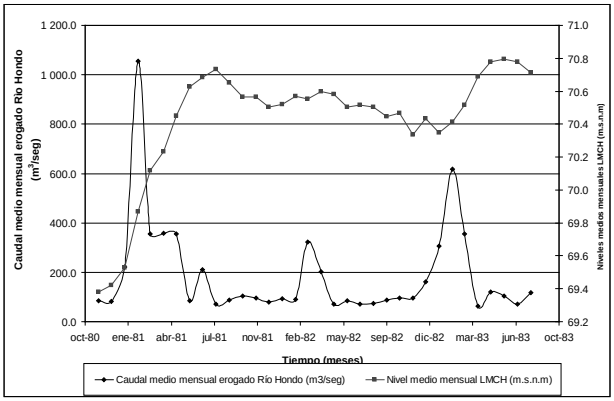


Figura 4.- Caudales medios mensuales erogados por Dique Río Hondo y niveles medios mensuales Laguna Mar Chiquita. Periodo: 1980-1983.

Conclusiones

Se analizó el evento hidrológico extremo a partir de los datos de caudal erogados por el embalse de Río Hondo.

El análisis y procesamiento de imágenes satelitales permitió evaluar el comportamiento de la crecida en el área de los bañados del Río Dulce.

Se analizó, a través del análisis multitemporal de las imágenes satelitales correspondientes a este evento, el avance del bañado, determinado su velocidad.

Se planteó y calibró un modelo de balance de masas para el sistema en estudio.

Se realizó el análisis de eventos de similares características al correspondiente a abril de este año.

El estudio de escenarios similares permitió inferir el efecto de los caudales erogados por Río Hondo en los niveles dela Laguna Mar Chiquita.

Referencias Bibliográficas

Hillman, G.; Mery, J.; Pagot, M.; Rodriguez, A.; Lips, B. (2011) "Dinámica hídrica de los Bañados del Río Dulce". XXIII Congreso Nacional del Agua. Resistencia, Chaco, Argentina.

Pagot, M. (2003). "Análisis y Simulación Hidrológica del Sistema Bañados del Río Dulce". Tesis de Maestria FCEFyN, UNC. Córdoba, Argentina.

Plencovich, G. (2011). "Simulación hidrológica de los humedales de Mar Chiquita con apoyo satelital". Tesis de Maestría FCEFyN, UNC. Córdoba, Argentina.

Pozzi, C., Plencovich, G., Corral, M., Pagot, M., Hillman, G., Rodríguez, A., y otros. (2006). "Bañados del río Dulce y laguna Mar Chiquita" Capítulo: Circulación de las aguas superficiales en la laguna Mar Chiquita. Córdoba, Argentina: Academia Nacional de Ciencias.

Vargas, C. (2014). Análisis de la dinámica hídrica espacial de la Laguna Mar Chiquita. Período 2001-2014. Tesis de grado. FCEFyN, UNC. Córdoba, Argentina.

MODELACIÓN HIDROLÓGICA DEL ARROYO VILLEGAS, VALLE DE UCO
CONAGUA 2017. CÓRDOBA, ARGENTINA, 2017

Matías Roselló y Matías Berardini

Departamento General de Irrigación, Gobierno de Mendoza, Argentina.
Barcala y Avenida España. Ciudad de Mendoza, Argentina.
E-mail: mrosello@irrigacion.gov.ar - mberardini@irrigacion.gov.ar Web: http:// www.irrigacion.gov.ar

RESUMEN

El presente trabajo tiene como objetivo desarrollar un modelo de precipitación – escorrentía para un arroyo ubicado en la cordillera frontal en el Valle de Uco, provincia de Mendoza, Argentina, como así también modelar la demanda agrícola de la cuenca y analizar el impacto que genera la obra "modernización de la red de riego del sistema Villegas". El proyecto de mejoramiento de la red de riego a través de la impermeabilización de los canales permitirá la recuperación de caudales que infiltran en los antiguos cauces de tierra. Esto genera un impacto negativo en el almacenamiento de agua en el acuífero, es por ello que en los meses donde la oferta supera la demanda de agua, y al no existir infraestructura capaz de embalsar el excedente, se plantea realizar una recarga artificial del acuífero, utilizando esta sobreoferta. A partir de la herramienta Balance Hídrico, y mediante el uso del software libre WEAP, se integra la información sobre usos de suelo, agua subterránea y el modelo de precipitación – escorrentía, todo en el mismo software. El trabajo concluye con la realización de tres escenarios donde se estudia la situación actual, la situación con el proyecto finalizado y la situación con el proyecto de modernización y recarga artificial del acuífero.

ABSTRACT

The objective of this study is to develop a precipitation – runoff model of a stream located in Valle de Uco, Argentina, also to model agricultural demand of basin and analyze the impact of an irrigation project called*: "Modernización de la red de riego del sistema Villegas"*. This project of improvement in water conveyance efficiency allows to reduce seepage losses. But this project has a negative impact on storage in the aquifer due to the loss of recharge. To reverse this situation, in the months where supply exceeds demand, this water can artificially infiltrate. From Water Balance tool using free software called WEAP, we can integrate the information of land uses, groundwater and precipitation - runoff model. The work concludes with the realization of three scenarios to study this impact: the current situation, the situation with the completed project and the situation with the project of modernization and artificial recharge of the aquifer.

INTRODUCCIÓN

El sistema Villegas se encuentra ubicado en la cuenca del Rio Tunuyán, en el Valle de Uco, provincia de Mendoza, Argentina. Este se compone de dos cauces de aguas permanentes, y una amplia zona agrícola que se abastece de los mismos, como así también del agua subterránea y aportes de agua de una cuenca vecina a través de un canal.

Con su cuenca de captación ubicada sobre la cordillera frontal (en la cordillera de los Andes) la escorrentía del principal cauce que compone el sistema, el arroyo Villegas, se ve influenciada tanto por las precipitaciones en el llano, como por las precipitaciones níveas de alta montaña.

La escorrentía que transita por la cuenca sedimentaria que se desarrolla al pie de la cordillera frontal, conforma un complejo diseño morfo estructural de acuíferos de tipo libre para la zona de estudio el cual en un breve recorrido hacia el este desarrolla un sistema mixto de acuíferos confinados, semiconfinados y libres.

A su vez se está construyendo, un proyecto de mejoramiento de la red de riego que consta de obras en la toma e impermeabilización de la red primaria de riego, también la construcción de un reservorio a fin de proveer caudales para un sistema de conducción presurizado, a fin de generar un ahorro en energía a la hora de presurizar los sistemas de riego, aprovechando el gran desnivel que existe en la zona; como así también obras de control y distribución. Este proyecto permitirá la recuperación de caudales que infiltran en los antiguos cauces de tierra, a través de un aumento en la eficiencia de conducción.

Esta obra de mejoramiento de la red de riego impacta negativamente en el almacenamiento del acuífero libre. Ya que el agua que antes infiltraba y recargaba el acuífero en los cauces, una vez en operación los nuevos canales impermeabilizados, no infiltrara.

Es por ello que se están realizando estudios con el fin de implementar un proyecto de recarga artificial del acuífero, utilizando la sobreoferta que se genera en los meses de invierno, a fin de compensar este impacto.

Como objetivos a desarrollar se plantea lo siguiente:

- Generar un modelo matemático de precipitación – escorrentía para el Arroyo Villegas y Cuevas. Aplicando el software libre WEAP: Water Evaluation And Planning, desarrollado por el Stockholm Environment Institute (SEI).

- Evaluar, mediante el modelo, el impacto que la obra “Modernización del sistema de riego Villegas e Hijuela La Pampa” tiene sobre la recarga del agua subterránea.

- Representar la interacción entre el agua superficial, la zona agrícola y el agua subterránea, a través del estudio de tres escenarios: 1) Situación Actual, 2) Situación con proyecto de modernización de riego y por ultimo 3) Situación con proyecto de modernización y con recarga artificial del acuífero.

IMPLEMENTACIÓN DEL SOFTWARE EN LA MODELACIÓN DE LA ESCORRENTÍA SUPERFICIAL

El software de modelación hidrológica WEAP permite realizar un balance de aguas con un paso de tiempo mensual, el periodo de modelación abarca los años 2000 a 2012.

El modelo se compone de la cuenca imbrifera o de captación, de una zona agrícola donde se representan los cultivos y las superficies con concesiones de riego; y del acuífero libre delimitado en la zona de estudio, donde se analizara la interacción del mismo con los escurrimientos superficiales.

El software permite simular el escurrimiento de cauces, ingresado datos de: área de captación entre cada banda de altura; precipitación; temperatura media diaria, temperatura de congelamiento y fusión (para el modelado de la fusión nival); velocidad del viento; humedad relativa; cobertura de nubes; latitud; datos que caracterizan el tipo de suelo, como son: conductividad hidráulica, factor de resistencia a la escorrentía y capacidad de almacenamiento de agua en las capas del suelo; todos estos datos, algunos ingresados como datos medidos como es el clima, otros extraídos de bibliografía y otros utilizados como variables a la hora de

la calibración, nos permite obtener un modelo de precipitación – escorrentía aceptable para el arroyo.

El procedimiento de aplicación es análogo al utilizado en el Balance Hídrico del Rio Tunuyán, para la modelación de la fusión nival, y el desarrollado en el trabajo "Guía metodológica. Modelación hidrológica y de recursos hídricos con el modelo WEAP"[1].

Las áreas entre bandas de altura, dato necesario para representar la diferencia entre la precipitación y la temperatura existentes entre los diversos niveles de altura, se extraen mediante el procesamiento de modelos digitales de elevación a través de imágenes ASTER.

Con respecto a la validación del modelo, al comparar las series de caudales simulados por el software con la serie de caudales observados en la realidad, obtenemos lo siguiente:

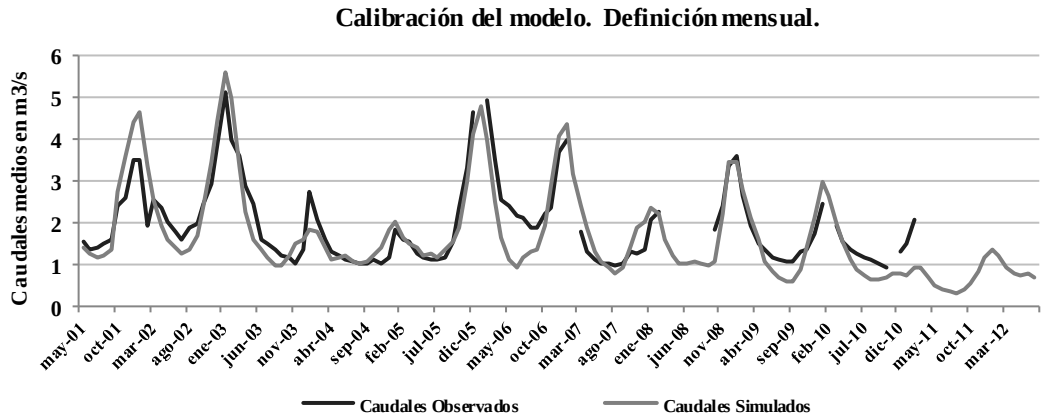


Figura 1.- Serie de caudales medios mensuales simulados por el modelo vs caudales observados para el arroyo Villegas.

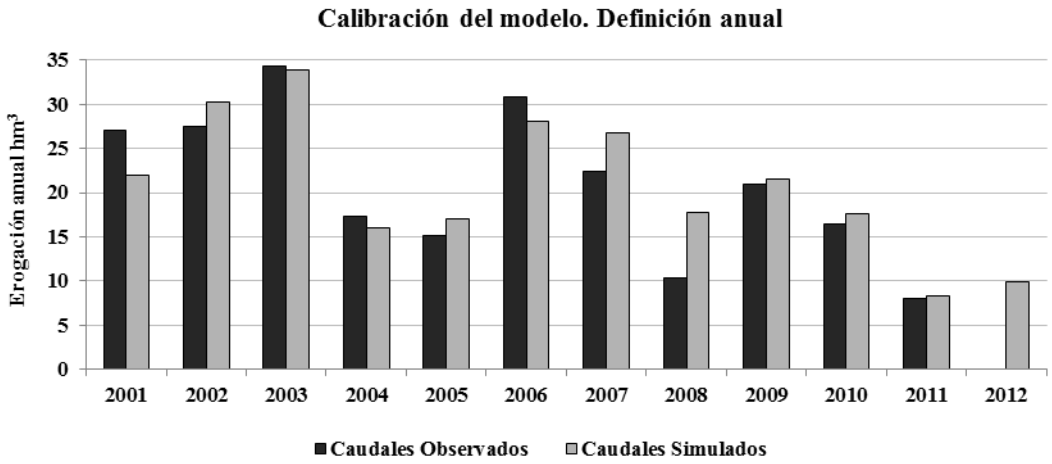


Figura 2.- Erogaciones anuales en hm^3 simulados por el modelo vs caudales observados para el arroyo Villegas.

1 Centro de Cambio Global-Universidad Católica de Chile, Stockholm Environment Institute, 2009. Guía Metodológica – Modelación Hidrológica y de Recursos Hídricos con el Modelo WEAP.
Desarrollada con contribuciones del PACC (Proyecto de Adaptación al Cambio Climático a través de una efectiva gobernabilidad del agua en Ecuador), Ministerio del Ambiente de Ecuador, y PROMAS (Programa para el Manejo del Agua y del Suelo) de la Universidad de Cuenca, Ecuador

CARACTERIZACIÓN DE LA ZONA AGRÍCOLA. DEMANDAS DE RIEGO DE LA CUENCA.

Una vez desarrollado e implementado el modelo de precipitación – escorrentía de los dos cauces que aportan agua de forma permanente al sistema, se procede a cargar al software la superficie cultivada con sus respectivas demandas para el periodo en cuestión.

Con respecto al área cultivada, se ingresa al modelo la superficie total de concesiones de riego: 3874 ha. Dentro del área agrícola representada se encuentra: la inspección Villegas, Inspección Hijuela La Pampa y la zona de uso exclusivo de aguas subterráneas. En adelante se llamara a la superficie que posee concesiones de riego, zona agrícola.

Observamos que el cultivo predominante, es la vid con el 54.5 % de la superficie cultivada, seguido por el frutal con el 20.5%, siembra con el 13,4 %, un 10.4 % sistematizada para riego o en rotación, hortalizas y pasturas con el 1.1 % y un 0.1% forestal.

Tanto las superficies de cultivos, como los datos de demanda bruta de riego se extraen del Balance Hídrico del Rio Tunuyán Superior, realizado por el Departamento General de Irrigación.

Tabla 1.- Superficies y usos de suelo.

Usos de Suelo		Inspección Villegas	Hijuela la Pampa	Exclusivo Subterraneo
Zona Agricola. Con concesiones de riego	Forestal	5.1	-	-
	Frutal	412.7	93.1	288.0
	Horticolas	4.1	-	5.2
	Pasturas	33.4	-	-
	Siembra	425.2	10.9	81.8
	Vid	539.8	398.1	1176.3
	Rotación	-	13.3	44.6
	Sistematizado para Riego	-	7.2	337.1
Zona no Agricola		1575.8	3339.8	-

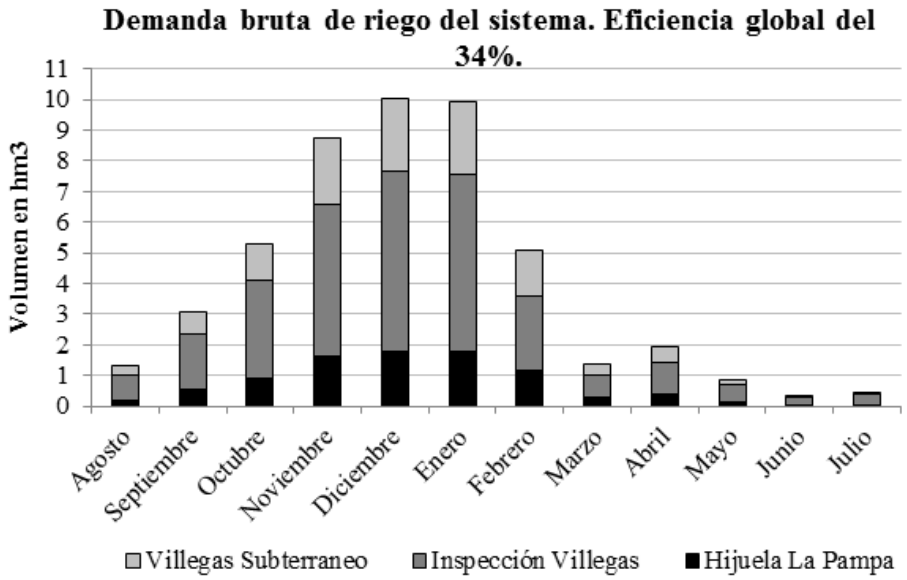


Figura 3.- Demanda bruta media mensual (eficiencia del 34%) expresada en hm3 por mes. Sistema Villegas e Hijuela la Pampa.

Estas demanda están calculadas para una eficiencia global del sistema del 34%, la cual se compone de un 43% de eficiencia de aplicación y de un 74% de eficiencia de conducción. Con la realización del proyecto de modernización, se busca aumentar la eficiencia de conducción en un 20% aproximadamente, esto eleva la eficiencia global de riego de 34% (actual) a 41%. La demanda de riego suponiendo una eficiencia global del sistema del 41% se presenta a continuación.

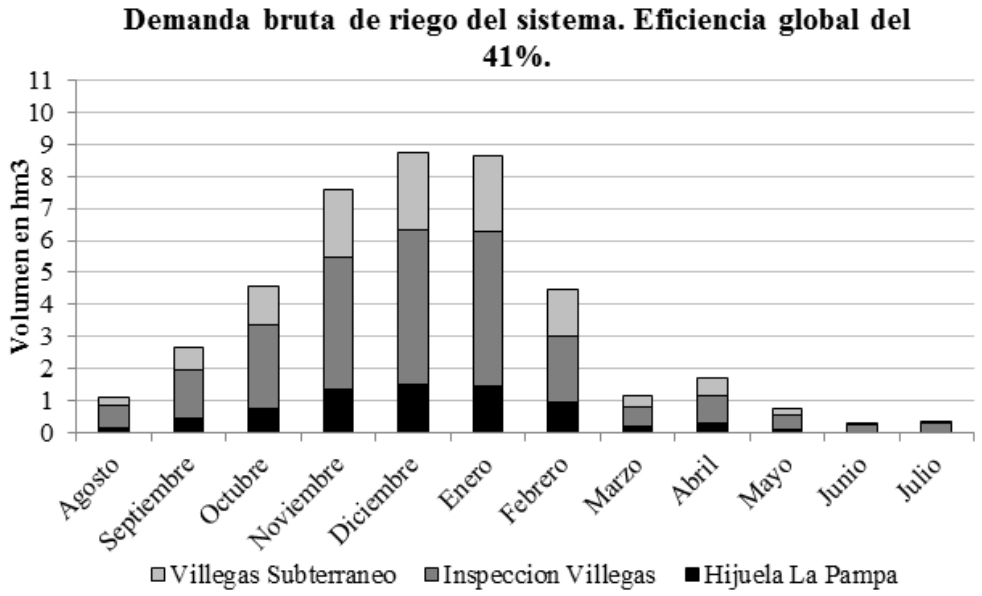


Figura 4.- Demanda bruta media mensual (eficiencia del 41%) expresada en hm3 por mes. Sistema Villegas e Hijuela la Pampa.

Con respecto a la oferta, el sistema tiene disponibilidad de agua subterránea y con respecto al aporte superficial: el aporte principal es el Arroyo Villegas, otro aporte es la Hijuela La Pampa (esta aporta agua extraída de una cuenca vecina que es el Rio Santa Clara y Las Tunas) y también existe otro aporte que es el arroyo Cuevas.

Con respecto al Arroyo Villegas, se tiene una serie de erogaciones con la que se calibra el modelo, y con respecto al arroyo Cuevas, al no poseer datos de caudales, se modela utilizando los paramentos obtenidos de la modelación del Arroyo Villegas, y el área de la cuenca calculada mediante un SIG.

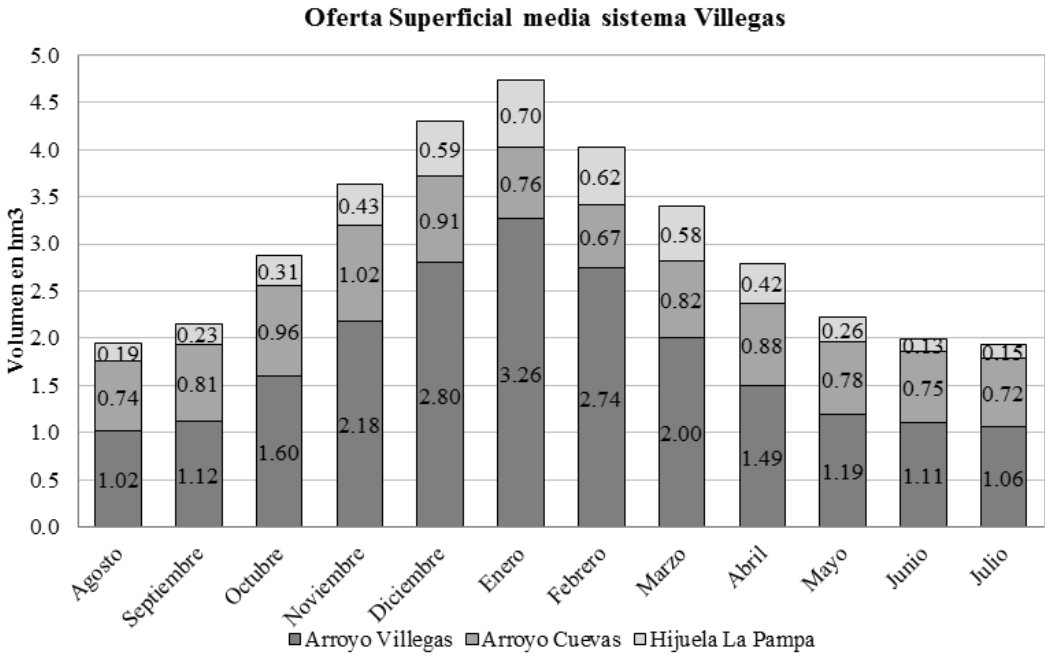


Figura 5.- Oferta superficial media del sistema Villegas. Periodo 2001 – 2012

Al realizar el balance de aguas, observamos un déficit importante en el periodo de verano que es suplido con agua subterránea.

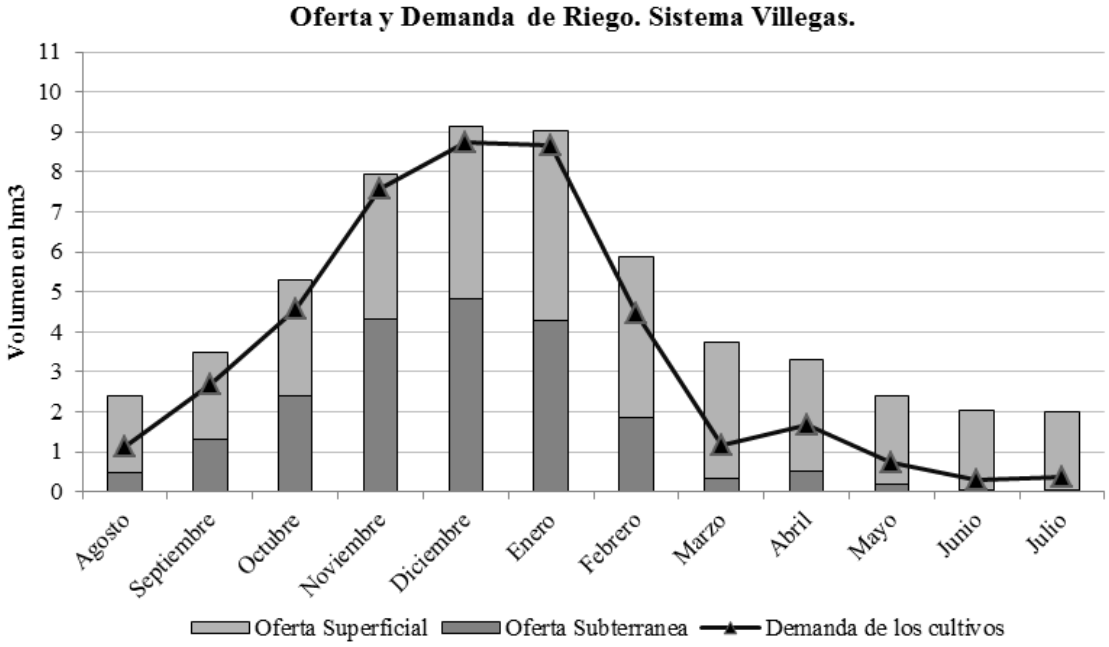


Figura 6.- Balance de Aguas. Periodo 2001 – 2012.

Tabla 2.- Balance de Aguas. Volúmenes en hm^3

.

Mes	Demanda de Riego	Oferta Superficial	Oferta Subterranea	Diferencia
Agosto	1.13	1.95	0.47	1.29
Septiembre	2.67	2.16	1.32	0.80
Octubre	4.56	2.87	2.41	0.72
Noviembre	7.58	3.63	4.32	0.37
Diciembre	8.74	4.31	4.82	0.39
Enero	8.65	4.73	4.30	0.38
Febrero	4.46	4.03	1.86	1.43
Marzo	1.17	3.40	0.34	2.58
Abril	1.69	2.79	0.53	1.63
Mayo	0.75	2.22	0.19	1.66
Junio	0.28	1.99	0.04	1.76
Julio	0.38	1.94	0.06	1.61

Al observar el gráfico Nº4 podemos notar que existe una sobreoferta importante en los meses de Marzo a Agosto que al no poseer infraestructura de retención de agua que sea capaz de embalsar agua por varios meses, esta sobreoferta o bien se infiltra o bien escurre aguas abajo.

Al plantear una situación donde se genere infiltración de una parte importante de esta sobreoferta, ósea un escenario de recarga artificial de los acuíferos, no solo se contrarresta el efecto negativo que tendría la impermeabilización de los canales de riego sobre el almacenamiento de agua subterránea, si no, que se estaría acumulando reservas del recurso en el acuífero.

AGUA SUBTERRÁNEA

El acuífero modelado, responde a una unidad hidrogeológica homogénea, la que representa un acuífero de tipo libre sobre la cual asienta el área cultivada.

Esta porción del acuífero modelado es parte de una unidad mayor conocida como: Cuenca hidrogeológica Valle de Uco. Esta cuenca en su límite Oeste pone en contacto dos tipos de acuíferos distintos, uno sobre medio fracturado y otro sobre medio sedimentario.

Teniendo presente el modelo conceptual hidrogeológico que fue definido para la porción norte del Valle de Uco, se observa que el sistema de riego (Figura Nº7), se ubica en la zona de recarga y tránsito para la cuenca hidrogeológica.

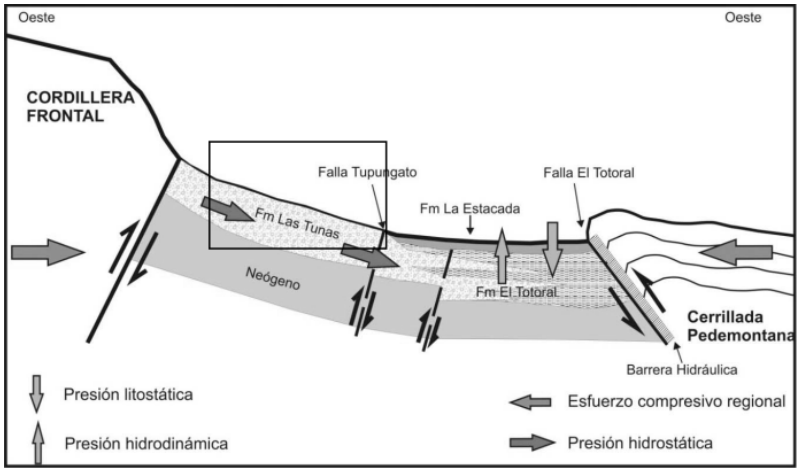


Figura 7- Esquema del modelo conceptual hidrogeológico (UNSL).

El software WEAP permite ingresar al modelo una fuente de agua subterránea. El elemento utilizado es Groundwater. Las variables principales de este elemento son: almacenamiento medido en hm3 (es nuestra variable principal estudiada), máximo volumen extraído (para las situaciones donde se restringe por alguna razón el bombeo) y recarga natural (aportes de otros acuíferos al acuífero modelado).

Se modela el acuífero con una capacidad de almacenamiento de 1558 hm3 de agua (resultado de multiplicar el volumen de la zona explotable de agua subterránea 17314 hm3 por el coeficiente de almacenamiento de 0.09); con respecto a las restricciones al bombeo: no se colocan restricciones, este puede satisfacer toda la demanda insatisfecha para la Inspección Villegas e inspección Hijuela La Pampa, y para el caso de la zona de agua subterránea exclusiva, satisface toda su demanda; por último la recarga natural media, que representaría agua que ingresa de acuíferos vecinos, la misma se expone en el gráfico Nº5, es importante destacar que se modela una salida al acuífero confinado inmediatamente aguas abajo del mismo, estimada en 45 hm3/año.

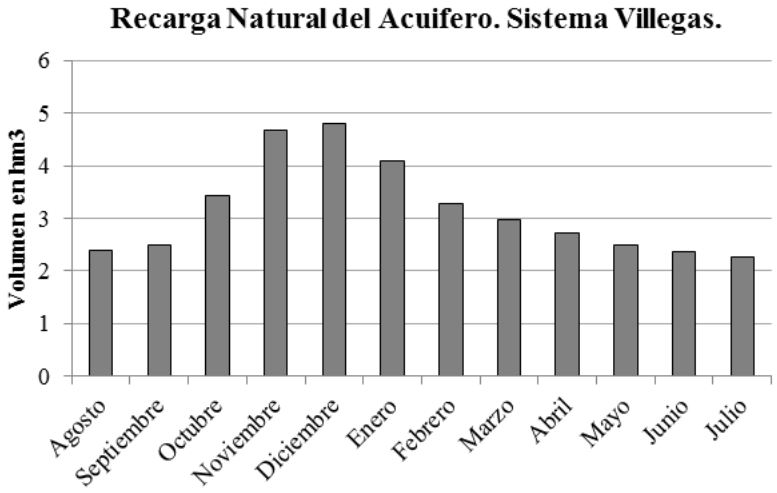


Figura 8- Aportes estimados de agua al acuífero de otras fuentes externas al sistema Villegas.

Resumiendo, el acuífero se modela como una "caja" donde existen ingresos: infiltración en los cauces de riego, ineficiencia del riego en la zona agrícola, infiltración de la precipitación en toda la zona estudia, aportes externos al área estudiada y también los egresos: el bombeo de agua para riego y salida del acuífero a acuíferos vecinos.

ESCENARIOS PROYECTADOS

Para el análisis del impacto que posee la obra de modernización de la red de riego sobre el almacenamiento del agua subterránea, se analizaron tres escenarios. El primero representa la situación actual, sin obra de mejoramiento, el segundo analiza el sistema con la obra de mejoramiento funcionando y el tercero, y último, estudia el comportamiento del almacenamiento con la obra de mejoramiento y la obra de recarga artificial de la sobreoferta.

El escenario actual, se modela con la eficiencia de conducción y aplicación determinada en el citado balance. La eficiencia global des sistema se estima en 34%, mientras que la realización del proyecto de modernización elevaría la misma al 41%.

Para el análisis del almacenamiento y cómo el modelo estima el impacto, se presenta a continuación un gráfico donde se aprecia cada escenario modelado.

En la figura Nº9, observamos la variación en el almacenamiento del acuífero a lo largo del periodo de modelación. Las unidades de volumen utilizadas son hm^3 de agua.

Rápidamente podemos observar que la situación con proyecto, donde el almacenamiento se ve afectada, por la impermeabilización de cauces, impacta sobre la recarga.

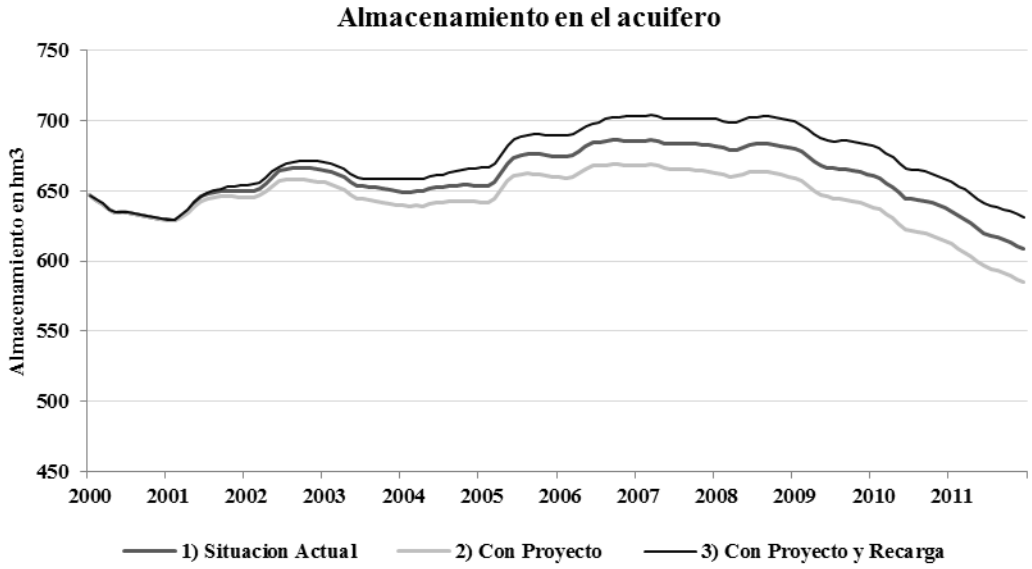


Figura 9- Almacenamiento del acuífero para cada escenario proyectado.

Al plantear un escenario donde la sobreoferta del recurso se infiltra artificialmente, observábamos que la situación se revierte y hasta se puede revertir. Si bien, no modifica las tendencias generales de movimiento del acuífero, que depende de la riqueza hídrica de cada año en particular.

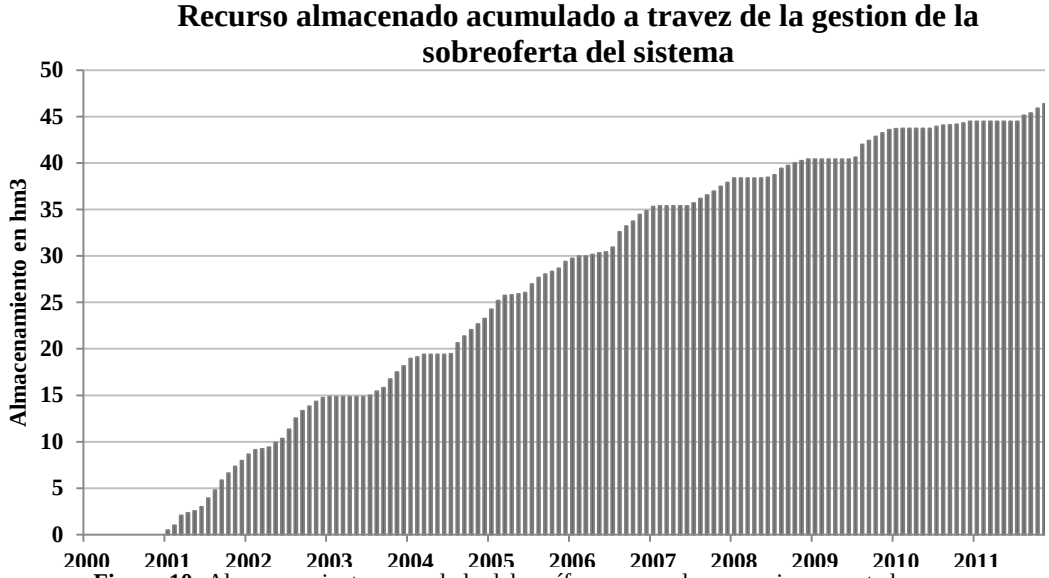


Figura 10- Almacenamiento acumulado del acuífero para cada escenario proyectado.

Otra manera de expresar el resultado es mediante el grafico de la figura Nº10, donde se aprecia la diferencia entre el almacenamiento en los escenarios con proyecto y con recarga, expresado como recurso almacenado a través del tiempo.

Este análisis nos entrega el recurso que potencialmente se podría infiltrar. Como se aprecia en la figura Nº 10 y 11 en promedio da 4.2 hm^3 por año, sabiendo que existen años donde el potencial de recarga es mucho menor (0.9 hm3 por año) y años donde es mucho mayor (7.9 hm^3 por año).

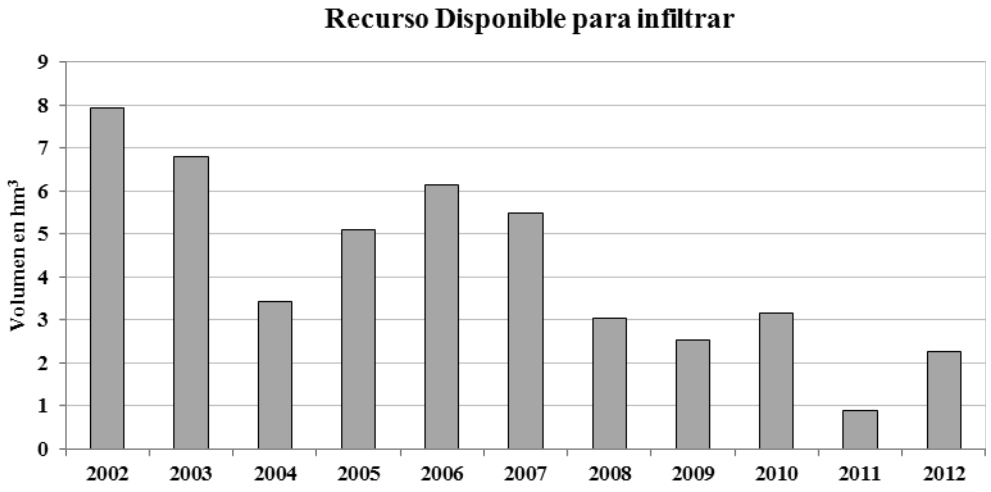


Figura 11- Recurso disponible para infiltrar, producto de la sobreoferta del sistema.

CONCLUSIONES

Es importante remarcar que existe una sobreoferta en el sistema, que puede ser infiltrada mediante celdas de infiltración o en los antiguos cauces de riego.

Cabría estudiar cual es el volumen de recarga más apropiado a fin de poder dimensionar las celdas. Este volumen debe ser el más adecuado en términos de costo de construcción y operación de las celdas, y poder reducir (y hasta revertir) el impacto de la obra en el agua subterránea.

Actualmente se está llevando a cabo estudios sobre pequeñas celdas de infiltración en la zona, a fin de obtener un caudal de infiltración por unidad de superficie, que permitirá (luego de obtenido el volumen optimo a infiltrar) la superficie de celda necesaria, si se opta por el procedimiento de recarga a través de balsas de infiltración. La profundidad de las celdas, que multiplicada por el área nos dará un volumen, tiene que ser la necesaria para poder absorber la sobreoferta en el periodo de tiempo, (que depende básicamente de la presentación de los caudales naturales en el arroyo) y producir la recarga del acuífero. No es más que el cálculo de un pequeño embalse donde la oferta es la sobreoferta de nuestro sistema, y la demanda es la capacidad de infiltración de la misma.

Con respecto al modelo de precipitación - escorrentía, este nos permite estimar un caudal que ingresa a nuestro sistema por el arroyo Cuevas, que no posee medición de caudales, queda pendiente la tarea de validar estos resultados con una serie de caudales aforados en el mismo. Para el caso del arroyo Villegas, el modelo arroja resultados satisfactorios para un paso de tiempo mensual y anual.

Este trabajo es una aplicación de la herramienta Balance Hídrico del Rio Tunuyán Superior desarrollada en el DGI, a través del software WEAP. Este permite rápidamente aislar una zona, para poder profundizar y analizarla más en detalle. En nuestro caso, un estudio sobre el impacto de una obra de riego y recarga de uno de los múltiples arroyos que existen en la zona.

LISTA DE SÍMBOLOS

hm^3: Hectómetro Cubico. Equivalente a 1 000 000 de metros cúbicos.
DGI: Departamento General de Irrigación. Gobierno de Mendoza.
WEAP: Water Evaluation and Planning. Software libre utilizado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Giaccardi A., Aguilera D. (2017). Convenio de Estudio Hidrogeológico UNSL, Depresión del Tunuyán, Mendoza, Argentina. Inédito.

Wetten, C. (2013). Evaluación hidrogeológica de la Cuenca del Río Tunuyán Superior, Mendoza, Argentina. Inédito.

Departamento General de Irrigación. (2015). Balance Hídrico Río Tunuyán Superior, Mendoza, Argentina.

Centro de Cambio Global-Universidad Católica de Chile, Stockholm Environment Institute (2009). Guía Metodológica – Modelación Hidrológica y de Recursos Hídricos con el Modelo WEAP. Desarrollada con contribuciones del PACC (Proyecto de Adaptación al Cambio Climático a través de una efectiva gobernabilidad del agua en Ecuador), Ministerio del Ambiente de Ecuador, y PROMAS (Programa para el Manejo del Agua y del Suelo) de la Universidad de Cuenca, Ecuador

DINÁMICA DE ÁREAS FUENTES VARIABLES EN SISTEMAS HIDROLÓGICOS DE LLANURA: NUEVO ÍNDICE DE SIMILITUD HIDROLÓGICA

Scioli, Carlos C.; Pedraza, Raúl A.; Elizalde Carrillo, Esteban R. y Contini, Guillermo F.

Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas – Universidad Nacional del Litoral
Ciudad Universitaria – Pj. El Pozo – RN 168 – Km 472,4 – CP S3000ADQ – Santa Fe – Argentina – Tel.: (342) – 4575233 (int. 166)
sciolicarlos@gmail.com ; rpedraza@fich.unl.edu.ar ; estebanec@unl.edu.ar ; gcontini@fich.unl.edu.ar

Introducción

El ascenso del nivel freático hasta las proximidades de la superficie del terreno en las zonas bajas de sistemas hidrológicos de llanura genera la saturación de estos sectores. La ocurrencia de precipitación sobre estas áreas origina un escurrimiento superficial “de saturación. El flujo superficial "de saturación" es el mecanismo dominante en la generación de escorrentía en pequeñas cuencas de regiones húmedas Las áreas que contribuyen flujo “de saturación”, denominadas “áreas fuente variables” (VSAs).

Estos procesos y sus características explican la fuerte no linealidad observada del escurrimiento de esto los sistemas de llanura en respuesta a la precipitación. El conocimiento sobre la dinámica y distribución espacial de las VSAs es esencial en la comprensión de los procesos hidrológicos en sistemas de llanura, al influir en la distribución espacio-temporal de la escorrentía.

Una herramienta utilizada para la identificación de estas áreas en sistemas serranos es el Índice Topográfico (ITop) originalmente propuesto por Beven y Kirby (1979). Este índice del terreno es uno de los más conocidos y ampliamente utilizados en varias ciencias (hidrología, ecología, biología, etc.). Se define como el logaritmo de la relación entre el área drenada a un punto en la ladera y su pendiente local. El ITop brinda información relativa, no absoluta, de la humedad del suelo en un área particular o pixel. Es considerado un predictor de la distribución espacial de las VSAs por brindar la probabilidad de saturación de cada punto de la cuenca.

En base a la revisión bibliográfica, se observa que no se encuentran formulaciones del ITop para zonas de llanura. Además, varios autores no han obtenido resultados aceptables al aplicar las distintas variantes del índice en zonas con pendientes bajas. Por el método de cálculo no es aconsejable utilizar el ITop y sus variantes en áreas planas debido a que pueden sobrestimar los valores del índice, generando alta incertidumbre en la distribución espacial de las áreas saturadas.

Dada la importancia que tiene la generación de escorrentía por el mecanismo de VSAs en zonas de llanura, se planteó la necesidad de determinar un índice que permita conocer la distribución espacial de las mismas (Scioli, 2016).

En este trabajo se presenta un nuevo Índice de Similitud Hidrológica (ISH) distribuido en reemplazo del ITop original. Este nuevo índice conceptual permite adaptar el TopModel a sistemas de llanura, brindando una herramienta simple y de pocos parámetros que contempla, entre otros, el mecanismo de flujo superficial "de saturación" y es aplicable con la información habitualmente disponible. En consecuencia, el ISH permitirá mejorar la evaluación de la distribución espacio-temporal de la escorrentía para aplicaciones ingenieriles en sistemas de llanura.

Objetivos

Como objetivo general se pretende investigar la dinámica y distribución espacial de las VSAs en sistemas de llanura con el fin de contribuir al conocimiento de la distribución espacio-temporal de la escorrentía en estas áreas.

Particularmente se busca desarrollar una metodología para determinar un nuevo Índice de Similitud Hidrológica (ISH) distribuido para sistemas de llanura, que permite adaptar el modelo TopModel a las características físicas de estos sistemas, aplicando técnicas de SIG y teledetección.

Además se pretende evaluar la performance del modelo TopModel con el nuevo ISH para representar la dinámica espacio-temporal de las VSAs en la cuenca.

Materiales y Métodos

Las investigaciones para este trabajo se desarrollaron sobre la cuenca de llanura experimental Arroyo Santa Catalina (141 km^2), ubicada en el Partido de Azul, Prov. de Buenos Aires.

El nuevo índice contempla no sólo la topografía, sino además las características físicas/génesis del suelo. La idea se basa en aprovechar los efectos que produce la permanencia de niveles freáticos altos sobre el suelo y la vegetación, para mejorar la identificación y evaluación topográfica de las VSAs en estos sistemas a través de una suma de evidencias.

Los valores del ISH representan la probabilidad de saturarse de las celdas en toda la cuenca, ya sea por ascenso de nivel freático o presencia de un estrato subsuperficial impermeable (zona serrana). Como el ITop representa adecuadamente la dinámica de las VSAs en áreas con pendientes mayores a un rango del 2% (Scioli, 2016), en estas zonas el ISH adopta el valor del ITop. En cambio para áreas con pendientes menores a esos valores el nuevo ISH se calcula a partir de una combinación *de factores de suelo y topografía*.

El mapa de tipo de suelo es fundamental para la nueva expresión del índice. El suelo actúa como control de la hidrología de la cuenca por gobernar el movimiento del agua, ya que influye sobre el tiempo de residencia y los mecanismos de almacenamiento. Además, el agua es un factor formador del suelo, hasta el punto que este último lleva firmas (propiedades morfológicas) de los procesos hidrológicos involucrados en la génesis del suelo (Van Tol et al., 2011).

En la cuenca baja, pendientes menores a 2 %, se delimitaron las zonas afectadas por el ascenso frecuente de niveles freáticos. Esta actividad se realizó combinando el mapa de la cuenca baja con los suelos que presentan problemas hídricos, ya que ellos representan la ubicación de las VSAs en la zona de llanura puesto que la génesis de los mismos pone en evidencia que han estado frecuentemente anegados por nivel freático.

Esta composición de información permitió sectorizar la cuenca baja en: zona VSAs (cuenca baja donde los suelos presentan problemas hídricos); zona sin VSAs (resto de la cuenca baja)

El paso siguiente fue asignarle a las zonas delimitadas los

valores de índice que les corresponde por su respuesta hidrológica. Por ejemplo, las celdas dentro de la zona con VSAs deben tener valores altos del ISH porque presentan una alta probabilidad de saturarse. Pero dentro de esta zona los ISH varían en función de la pendiente; valores altos del índice corresponden a zonas bajas y valores bajos a zonas altas.

Para evaluar la performance del modelo hidrológico TopModel Beven y Kirby (1979) se reemplazó el ITop por el ISH. La aplicación del modelo contemplo las etapas de implementación y calibración.

Resultados

En la Figura 1 se muestra el mapa del ISH, donde los mayores valores del índice en cuenca baja están distribuidos a lo largo de la red de drenaje y en áreas planas deprimidas, ya que son las primeras zonas que se anegan cuando ascienden los niveles freáticos. Valores intermedios del índice corresponden a una zona aledaña a la red de drenaje. Mientras que los valores mínimos se distribuyen en un área donde los suelos no son afectados por niveles freáticos altos.

Con el nuevo índice se identifican las VSAs generados por procesos de ascenso de napa freática y las producidas por flujo subsuperficial debido a estratos impermeables poco profundos. Por lo que el mapa del índice permite identificar la presencia de VSAs en zonas serranas y de llanura.

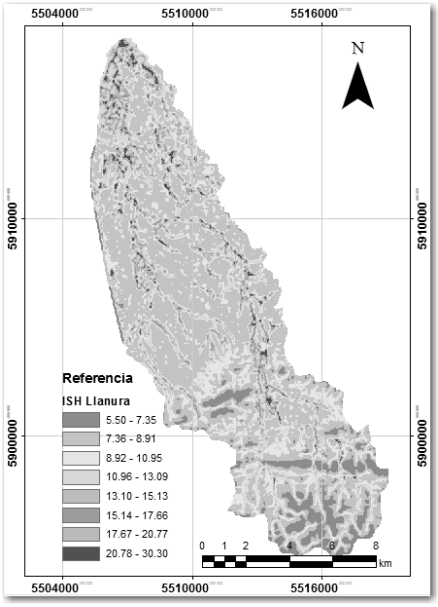


Figura 1.- Mapa del ISH para zonas de Llanura

Para la implementación del modelo TopModel fue necesario contar con información morfológica de la cuenca, datos meteorológicos y los parámetros del modelo.

El ISH es la información básica en el proceso de generación de la escorrentía del TopModel. Por ello para evaluar la capacidad del ISH de representar la variación espacio temporal de las VSAs en zonas de llanura fue prioridad representar con el modelo los volúmenes observados. Las diferencias obtenidas entre los volúmenes escurridos son satisfactorias, las mismas no superan el 7% de error.

El ajuste entre los caudales pico de cada evento no era el objetivo principal de la calibración, pero igualmente se lograron errores admisibles, siendo los errores relativos del caudal pico para cada evento inferiores al 6%.

Análisis de los resultados

La aplicación del ISH en el TopModel permitió determinar cómo fueron generados los escurrimientos para cada evento simulado. Con esta separación de volúmenes se analizó la preponderancia de un proceso sobre el otro en la generación de la escorrentía en áreas de llanura (Tabla 1).

La preponderancia de uno y otro proceso de generación de escorrentía varían con respecto al estado de saturación de la cuenca determinado en función de los niveles freáticos. La escasa profundidad de la napa ocasiona que el suelo no tenga capacidad de retener agua ante la ocurrencia de un evento. El proceso de generación de escorrentía predominante para este estado de la cuenca es el dunneano. Esto se observa en los eventos mayo, agosto y octubre del 2002 y septiembre 2012 donde los niveles freáticos estaban próximos a la superficie.

Tabla 1.- Aporte de los procesos generadores de escorrentía al volumen escurrido total para los eventos simulados con TopModel-ISH

Eventos	Resultado del TopModel (ISH)			Datos Observados		
	Q_d	Q_h	VSAs	PF [m]	P [mm]	Q_{obs} [m^3/s]
13/06/2001	41.00%	59.00%	N/A	3.55	136.00	112.00
13/05/2002	81.25%	18.75%	21.00%	2.40	66.70	20.40
18/08/2002	81.86%	18.14%	13.00%	2.88	100.00	38.00
13/10/2002	82.86%	17.14%	18.00%	2.60	70.00	13.70
07/03/2007	19.14%	80.86%	N/A	4.24	97.40	12.12
08/11/2011	8.99%	91.01%	N/A	3.48	75.40	6.63
03/09/2012	84.95%	15.05%	13.00%	1.40	23.00	6.34

Q_d: % del volumen total escurrido generado por el proceso dunneano;
Q_h: % del volumen total escurrido generado por el proceso hortoniano

En cuanto a la ubicación de las VSAs, se observa que existe una buena correspondencia entre los sectores identificados con las imágenes satelitales y los determinados con los resultados del TopModel. Los resultados del modelo presentan una coherencia física en la distribución de las VSAs en la zona baja de la cuenca.

Conclusiones

El nuevo índice ISH identifica las VSAs generadas por el ascenso de napa freática o por acumulación de flujo al pie de la ladera. Por consiguiente, el mapa del nuevo índice permite representar las áreas generadoras de escorrentía por mecanismos dunneanos en zonas serranas como en llanura.

Los resultados obtenidos en la etapa de calibración del TopModel con ISH muestran que existe una fuerte correspondencia entre la contribución de las VSAs al escurrimiento total y las fluctuaciones de las PF en la cuenca experimental. Además, representa satisfactoriamente la ubicación de las VSAs en la cuenca de estudio, mostrando una coherencia física en la delimitación de la VSAs.

Referencias Bibliográficas

Beven K. and Kirkby, M. (1979). *A physically-based, variable contributing area model of basin hydrology*. Hydrological Science Bulletin 24:43–69.

Scioli, C. (2016). *Un nuevo índice de similitud hidrológica para la simulación precipitación - escorrentía en sistemas de llanura* Tesis Doctoral. Doctorado en Ingeniería; mención Recursos Hídricos. FICH-UNL. pp145

Van Tol, J. J.; Le Roux, P. and Hensley, M. (2011). *Soil Indicators of Hillslope Hydrology*. Aplication and Assessment in Soil Science, Dr. Burcu E. Ozkaraova Guncor (ed.) ISBN: 978-953-307-740-6, InTech, doi: 10.5772/28724.

DINÁMICA DE ÁREAS FUENTES VARIABLES EN SISTEMAS HIDROLÓGICOS DE LLANURA: IMPLEMENTACIÓN DEL MODELO MIKE SHE

Scioli, Carlos C.; Pedraza, Raúl A. y Elizalde Carrillo, Esteban R.

Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas – Universidad Nacional del Litoral
Ciudad Universitaria – Pj. El Pozo – RN 168 – Km 472,4 – CP S3000ADQ – Santa Fe – Argentina – Tel.: (342) – 4575233 (int. 166)
sciolicarlos@gmail.com ; rpedraza@fich.unl.edu.ar ; estebanec@unl.edu.ar

Introducción

Los sistemas de llanura se caracterizan por poseer bajas pendientes superficiales, por lo que los procesos hidrológicos verticales (precipitación, evapotranspiración, infiltración, percolación y ascenso de niveles freáticos) suelen predominar sobre los horizontales (flujos superficial, subsuperficial y subterráneo) en el balance hídrico, excepto durante períodos de excedencia hídrica extrema (Fuschini Mejía, 1994).

Asociado a este fenómeno de balance vertical, en las cuencas de llanura se da, en general, una marcada dependencia de la respuesta de la escorrentía al estado de humedad de la cuenca (Sallies, 1999), en especial a la condición imperante del agua subterránea. Si bien los procesos dominantes son, en general, la evaporación y la infiltración, cuando el nivel freático alcanza niveles cercanos a los del terreno, la capacidad de infiltrar se reduce enormemente, por lo que pueden aparecer grandes excedentes superficiales en ocasión de precipitaciones incluso moderadas. Como resultado es difícil establecer relaciones simples entre la precipitación y el escurrimiento para cuencas de llanura (Sallies, 1999).

Este ascenso del nivel freático hasta proximidades de la superficie del terreno origina la saturación de las áreas deprimidas del paisaje y la ocurrencia de precipitación sobre ésta genera un flujo superficial “de saturación”.

El flujo superficial "de saturación" es el mecanismo dominante en la generación de escorrentía en pequeñas cuencas de regiones húmedas (Beven y Kirby, 1979). Se diferencia del flujo superficial "por exceso de infiltración" o “hortoniano”, que es el que ocurre cuando la intensidad de lluvia excede la capacidad de infiltración del suelo.

Las áreas que contribuyen flujo “de saturación” pueden considerarse como una extensión de la red de drenaje y varían en tamaño durante el desarrollo de la tormenta; se expanden durante el humedecimiento y se contraen con posterioridad a la lluvia. Se las denomina “áreas fuente variables” (Variable Source Areas, VSAs). Estos procesos y sus características explican la fuerte no linealidad observada del escurrimiento en respuesta a la precipitación.

Por lo general, grandes crecidas en sistemas de llanura se corresponden a eventos donde el mecanismo del VSAs fue el principal generador de escorrentía. Ejemplos de esto son las crecidas del Arroyo del Azul (Prov. Buenos Aires) en 2002 y 2012 o la del Rio Salado (Prov. Santa Fe) en 2003. En todos los casos mencionados, las cuencas antes de dichos eventos se encontraban con niveles freáticos altos, generando la saturación de los suelos.

El conocimiento sobre la dinámica y distribución espacial de las VSAs es esencial en la comprensión de los procesos hidrológicos en sistemas de llanura, al influir en la distribución espacio-temporal de la escorrentía.

Objetivos

Se pretende investigar la dinámica y distribución espacial de las VSAs en sistemas de llanura con el fin de contribuir al conocimiento de la distribución espacio-temporal de la escorrentía en estas áreas.

En este trabajo se analizan los procesos hidrológicos generadores de escorrentía en la cuenca de estudio mediante la aplicación de un modelo hidrológico distribuido de simulación continua y de base física.

Materiales y Métodos

Las investigaciones de este trabajo se desarrollaron sobre la cuenca de llanura experimental Arroyo Santa Catalina (141 km^2), ubicada en el Partido de Azul, Prov. de Buenos Aires.

La modelación hidrológica distribuida, integrada y continua se realizó por medio de la aplicación del software MIKE SHE (Refsgaard and Storm, 1995). Este modelo es determinístico, totalmente distribuido y de base física.

El modelo permite representar todos los mecanismos de generación de escorrentía: flujo superficial por exceso de infiltración, flujo superficial de saturación y flujo subterráneo. Simula el movimiento del agua mediante la resolución numérica de las ecuaciones diferenciales de conservación de la masa, de momento y de energía o bien mediante ecuaciones empíricas.

La aplicación del modelo comprendió las etapas de implementación, calibración y explotación.

Calibración y Verificación

En la calibración se ajustaron los parámetros del modelo para reproducir el comportamiento de los niveles freáticos y caudales observados durante un periodo de tiempo, aplicando los estadísticos coeficiente de eficiencia (Nash y Sutcliffe, 1971) y error estándar. El periodo de tiempo utilizado para la calibración fue desde 1996 al 2003, suficientemente extenso para abarcar períodos húmedos y secos. La alternancia de estos estados de humedad de la cuenca permitió ajustar los parámetros del modelo para que puedan ser representados los procesos intervinientes tanto en los eventos extremos como en los periodos de transición.

La calibración del modelo permitió representar adecuadamente las profundidades freáticas observadas de la parcela experimental La Vanguardia, dado que los niveles simulados representan la tendencia y variación de los valores registrados, siendo el coeficiente de eficiencia (Nash y Sutcliffe, 1971) superior a 0,8, con lo cual se concluye que el modelo reproduce adecuadamente los registros freáticos de esta parcela.

La comparación entre los caudales simulados y aforados se realizó sobre la sección del Arroyo Santa Catalina y la RN 3 para los eventos ocurridos en 2001 y 2002. En la Tabla 1 se presenta un resumen de la comparación, donde se observa que el error relativo para el volumen escurrido es inferior al 16% y en 3

eventos, se obtuvieron errores en el caudal pico inferiores al 15%. A partir de los errores relativos obtenidos del caudal pico y volumen escurrido se consideró como aceptable el desempeño del modelo siguiendo el criterio propuesto por Alley (1986).

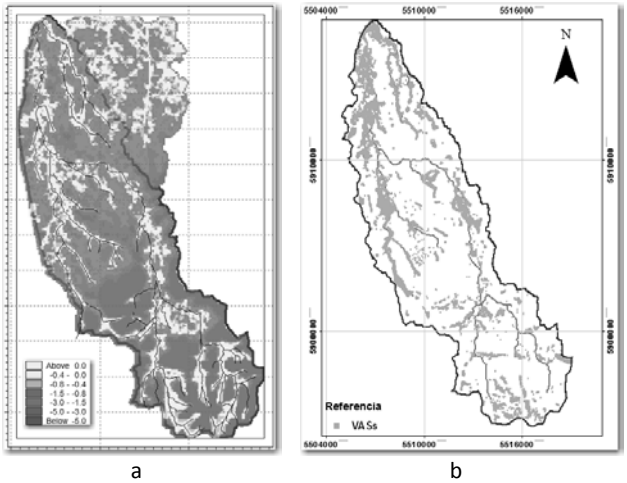
Cabe mencionar que el modelo al ser capaz de representar correctamente la transición de la respuesta del sistema entre condiciones hidrológicas variables (periodos secos y húmedos) es considerado por algunos autores como una verificación de la formulación del modelo (Refsgaard, 1997).

Tabla 1.- Resumen de la comparación entre hidrogramas observados y simulados

Eventos	Observados		Simulados		Errores Relativos	
	Volumen [hm^3]	Q_{pico} [m^3/s]	Volumen [hm^3]	Q_{pico} [m^3/s]	Volumen [hm^3]	Q_{pico} [m^3/s]
13/06/2001	9,1	112	10,4	82	14,29	26,79
13/05/2002	5,82	20,4	6,12	23,3	5,15	14,22
18/08/2002	4,2	38	4,84	33	15,24	13,16
13/10/2002	2,5	13,7	2,57	12,8	2,80	6,57

La verificación de los resultados del modelo consistió en una comparación cualitativa entre los mapas de profundidad freática obtenidos de la simulación con los de VSAs determinadas a partir de imágenes satelitales para las mismas fechas (Scioli, et al., 2013).

En la Figura 1 se presentan para una misma fecha los mapas de a. profundidades freáticas obtenidas de la modelación y b. los mapas de las VSAs. Los sectores que evidencian niveles freáticos cercanos a superficie (tonos de grises claros) se corresponden con las zonas VSAs identificadas con las imágenes. La mayor correspondencia se observa en la cuenca media baja, donde el ascenso de los niveles freáticos es la causa de la presencia de las VSAs.



a b

Figura 1.- Comparación de mapas de profundidad freática del Mike She con las VSAs determinadas con imágenes satelitales (Scioli et al., 2013)

Análisis de los resultados

Con el mapeo de la profundidad freática fue posible identificar sectores de suelo propensos a saturarse ante la ocurrencia de precipitaciones. En estos sectores, particularmente ubicados en la zona baja, las fluctuaciones del nivel freático influyen directamente en la generación de la escorrentía.

Un análisis temporal del agua libre en superficie permitió identificar el proceso generador de escurrimiento dominante en los distintos eventos simulados. El análisis de la expansión y contracción de los cuerpos de agua durante eventos en periodos secos y húmedos permitió identificar los procesos dominantes de generación de escorrentía en cada caso. Cuando ocurre un evento y las profundidades freáticas son pequeñas, se observa que el proceso dunneano es el dominante en la generación de la escorrentía en las zonas de llanura.

Por consiguiente, la representación de las fluctuaciones del nivel freático permitió evaluar la dinámica y distribución espacial de las de VSAs en la cuenca experimental para el periodo simulado. Como resultado de la simulación se obtuvieron mapas de escorrentía y de VSAs de la cuenca, pudiendo identificar los mecanismos dominantes de generación de escorrentía en las fases de crecida y estiaje.

Conclusiones

EL objetivo de la modelación fue analizar los mecanismos generadores de escurrimiento y evaluar la correspondencia de los mismos con la distribución espacial de áreas saturadas. En consecuencia, en el proceso de calibración se puso el foco en representación de las PF, obteniéndose un coeficiente de eficiencia 0,82, por lo que la calibración obtenida resulto satisfactoria.

El modelo Mike She permitió representar satisfactoriamente las interacciones entre los procesos hidrológicos en superficie, en la zona no saturada y zona saturada en la cuenca experimental.

El modelo permitió representar adecuadamente: a) la transición de la respuesta del sistema entre condiciones hidrológicas variables (periodos secos y húmedos), verificando con esto la correcta la formulación del modelo y b) los mecanismos de generación de escorrentía dunneanos.

Los resultados obtenidos de la modelación permitieron verificar la estrecha relación entre las variaciones de los niveles freáticos y las VSAs en la cuenca experimental.

Referencias Bibliográficas

Alley W. (1986). *Summary of experience with the Distributed Routing Rainfall-Runoff Model (DR3M). Urban Drainage Modelling (Proceedings, International Symposium on Comparison of Urban Drainage Models with Real Catchment Data, UDM 86, Dubrovnik)*. Edited by Maksimovic and Radojkovic, 403-415, Pergamon Press, Oxford, UK.

Beven K. and Kirkby, M. (1979). *A physically-based, variable contributing area model of basin hydrology*. Hydrological Science Bulletin 24:43–69.

Fuschini Mejía, M. C. (1994). *El agua en las llanuras*. UNESCO/ORCYT. Montevideo, Uruguay. 54 pp.

Nash, J. E. and Sutcliffe, J. V.(1971). *River flow forecasting through conceptual models.* Journal of Hydrology, 13: 297-324.

Refsgaard, J. C. and Storm, B. (1995). *MIKE SHE. In Computer Models of Watershed Hydrology*: Singh, V.P., ed., Highlands Ranch, Colo., Water Resources Publications, p. 809-846.

Refsgaard, J. C. (1997). *Parameterization, calibration and validation of distributed hydrological models*. Journal of Hydrology 198(1-4):69-97. doi: 10.1016/S0022-1694(96)03329-X

Sallies, A.R. (1999). *Clima e Inundaciones en la Pampa Deprimida.* Floodplain Management Assosiation – 17th Semiannual Conference, Sept-Oct 1999. Sacramento, California, U.S.A

Scioli C.; Pedraza, R.; Burgos, M.; Zimermann, E. (2013). *Identificación y Evaluación de Áreas Fuente Variables en Sistemas Hidrológicos de Llanura*. XXIV Congreso Nacional del Agua, realizado por el Comité Permanente de los Congresos Nacionales del Agua en La Ciudad de San Juan

SISTEMA DE ALERTA PRELIMINAR CONTRA INUNDACIONES (SAPI) BASADO EN EL USO DE DOS MODELOS COMPLEMENTARIOS

Carlos Scuderi[(1)], Gerardo Riccardi[(1,2)], Erik Zimmermann[(1,3)] y Hernán Stenta[(1)]

[(1)]Departamento de Hidráulica y CURIHAM. FCEIyA. UNR
[(2)]Consejo de Investigaciones de la Universidad Nacional de Rosario (CIUNR). UNR
[(3)]Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET)
Riobamba 245 bis. Rosario (2000). Santa Fe. Argentina. Tel: 54 341 4808541
E-mail: cscuderi@fceia.unr.edu.ar

RESUMEN

Las inundaciones generan pérdidas de vidas humanas y daños materiales a los bienes públicos y privados. El monocultivo de soja junto a la impermeabilización no planificada de los suelos potencian estos problemas. En este trabajo se aplican dos modelos de pronóstico de niveles de agua a cursos del sur de la provincia de Santa Fe: uno, físicamente basado de parámetros distribuidos (CTSS8) y otro de caja negra (MCNRF). El CTSS8 requiere conocer las características topográficas, hidrológicas, hidráulicas y físicas de la cuenca; mientras que el MCNRF necesita datos de precipitación y nivel de agua. Se cuenta con datos de precipitación y nivel de agua con muestreo cada 15 minutos durante 5 años. El desempeño de los modelos se evaluó con 12 índices estadísticos. Para el CTSS8, la diferencia media entre nivel pico observado y pronosticado fue de ± 0.40 m. Para el MCNRF, el error medio en el nivel pico para 6 horas de pronóstico fue de 0.27m/0.33m (aprendizaje/evaluación); por debajo de los valores registrados. El error medio del MCNRF es menor que el obtenido con el CTSS8 debido a la corrección en tiempo real. Ambos modelos son opuestos en su concepción, sin embargo pueden ser empleados en forma complementaria.

ABSTRACT

Flooding causes loss of life and damage to public and private property. Soybean monoculture together with the unplanned soil occupation increases these problems. In this work, two models of water level forecasting are applied to courses in the south of the province of Santa Fe: one, distributed parameters physically based model (CTSS8) and other a black box model (MCNRF). The CTSS8 requires knowing the topographical, hydrological, hydraulic and physical characteristics of the basin; while the MCNRF needs precipitation and water level data. Rainfall and water level data are collected with sampling every 15 minutes for 5 years. The performance of the models was evaluated with 12 statistical indices. For CTSS8, the mean difference between observed and predicted peak level was ± 0.40 m. For the MCNRF, the mean error at the peak level for 6 hours of forecast was 0.27m / 0.33m (learning / evaluation); below the recorded values. The average error of the MCNRF is lower than that obtained with the CTSS8 due to real-time correction. Both models are opposed in their conception; however they can be used in complementary form.

INTRODUCCIÓN

Las inundaciones son el desastre de mayor ocurrencia a nivel mundial, afectando la vida cotidiana y la salud de gran cantidad de habitantes, bienes particulares e infraestructura pública y originando pérdidas millonarias. A pesar de que son causadas por la precipitación (de origen natural) coexisten otras variables de origen antrópico como la impermeabilización del suelo y la falta de ordenamiento territorial, entre otras; las cuales en general amplifican sus consecuencias catastróficas. En cuanto a la mitigación de dichas consecuencias, no existen soluciones eficaces basadas solo en medidas estructurales, es decir obras de infraestructura; en este sentido se recomienda el uso conjunto de medidas estructurales y no estructurales. Estas últimas no son obras propiamente dichas y, si bien no evitan las inundaciones, mejoran la capacidad de respuesta de la comunidad para afrontarlas. El costo de estas medidas es bastante menor cuando se las compara con grandes obras de saneamiento.

Entre las acciones no estructurales pueden enumerarse la regulación del uso del suelo, las reglamentaciones para construcciones a prueba de inundaciones, los seguros, los planes de protección civil para evacuaciones, y los sistemas de previsión y alerta. Los sistemas de previsión y alerta contra inundaciones permiten conocer en tiempo real ciertas variables hidrológicas, principalmente lluvias, niveles y caudales. El objetivo del sistema es proteger a las personas, los bienes y la infraestructura pública, por medio de la emisión de alertas a la comunidad. A partir del conocimiento de dichas variables es factible pronosticar la evolución temporal de niveles y/o caudales, y con ello efectuar el seguimiento de una posible situación de inundación. El pronóstico se realiza por medio de un modelo matemático que puede ser físicamente basado, es decir considerando los procesos físicos desarrollados durante la transformación lluvia – escurrimiento superficial dentro de la cuenca; o de caja negra, que busca establecer relaciones funcionales entre gran cantidad de datos de entrada y de salida medidos, en este caso precipitación y niveles, sin considerar los aspectos físicos del problema.

La región del Gran Rosario, tercera metrópoli del país, se sitúa al sur–este de la provincia de Santa Fe a la vera del río Paraná. Pertenece a la llanura pampeana y cuenta con buenos suelos para agricultura y ganadería, y con fuentes de agua para consumo humano. Estos aspectos promueven la concentración de habitantes en una zona acotada, incrementando la presión sobre el ejido urbano y su infraestructura, como por ejemplo los sistemas de saneamiento. Sumado a lo anterior, la escasa pendiente del relieve junto con la moderada permeabilidad de los suelos, contribuyen a incrementar el volumen de escurrimiento superficial y a disminuir los tiempos de respuesta de las cuencas. Bajo estas condiciones, los sistemas de saneamiento que eran “adecuados” para mitigar las inundaciones en el pasado (básicamente medidas estructurales), pueden verse sobrepasados por las nuevas exigencias hidráulicas derivadas de la dinámica de la cuenca y de la variabilidad de las lluvias. Por lo tanto, la protección de la población vulnerable, como de bienes materiales e infraestructura cobra cada vez mayor importancia. De acuerdo a lo expuesto precedentemente, la mitigación de los daños derivados de las inundaciones (pérdida de vidas humanas, daños materiales, problemas sociales, etc.) no requiere solamente la mirada hidrológica – hidráulica o meteorológica, es decir la faceta técnica del problema, sino que también involucra aspectos sociales, económicos y políticos.

En este sentido, desde la década de 1950, se han ejecutado obras de conducción, alivio y regulación en diferentes sectores de la zona analizada; no obstante, los hechos demostraron que las obras por sí solas son insuficientes. Por otra parte, desde hace unos 30 años son implementadas distintas acciones no estructurales; destacándose algunas iniciativas legales, entre ellas la delimitación de zonas inundables y la estabilización de aportes. Otra medida no estructural, adoptada en el año 2007, es la instalación y operación de dos redes de sensores remotos para registro de variables hidrológicas (precipitación, nivel de agua en secciones particulares de los cursos de agua y variables meteorológicas). Dichas redes están ubicadas en las cuencas de los arroyos Ludueña y Saladillo (zona del Gran Rosario) y su objetivo es el de proveer la información de entrada para la constitución de un Sistema de Alerta Preliminar contra Inundaciones (SAPI).

El objetivo de este trabajo es analizar la puesta en funcionamiento, operatividad y robustez de dos modelos matemáticos de pronóstico de niveles de diferente concepción, aplicados en la zona del Gran Rosario, con el fin de constituir un Sistema de Alerta Preliminar contra Inundaciones (SAPI). Más aún, se plantea la idea de que ambos modelos puedan ser utilizados complementariamente.

MATERIALES Y MÉTODOS

Cuencas en estudio

Las dos cuencas en estudio se ubican al sur de la provincia de Santa Fe, con gran parte de ellas dentro de la región del Gran Rosario y siendo el curso receptor de ambas el río Paraná. El clima de la zona es templado subtropical sin estación seca (verano cálido) o Cfa, según la clasificación climática de Köppen. La temperatura media anual es de 17.5 ºC (1973-2012) y la precipitación media anual alcanza los 1018 mm (1936-2016), de los cuales el 70 % se registra durante el período primavera–verano (octubre a marzo). Los promedios anteriores se obtuvieron a partir de los datos meteorológicos registrados en la estación Rosario Aero suministrados por el Servicio Meteorológico Nacional (SMN, 2016).

La cuenca del arroyo Ludueña se ubica entre los paralelos 32º 45’ y 33º 07’ S y los meridianos 61º 06’ y 60º 41’ O, ocupando parte de los departamentos Rosario y San Lorenzo. El área de aporte es de 740 km^2 y su elevación varía entre 79 m IGN al oeste y 2 m IGN en su desembocadura. La red hídrica principal está conformada por el arroyo Ludueña y los canales Ibarlucea y Salvat que, junto con sus tributarios, alcanzan una longitud total del orden de 130 km; no obstante en épocas de lluvia se agregan gran cantidad de pequeños cursos que incrementan dicha longitud en hasta 370 km. La pendiente media de la cuenca es de 1.10 $m.km^{-1}$; mientras que para el curso principal, arroyo Ludueña, alcanza un valor medio de 1.33 $m.km^{-1}$. El caudal base del arroyo, que se produce durante la mayoría del año, es de 0.5 $m^3.s^{-1}$; en crecidas ordinarias se alcanzan caudales de 80 $m^3.s^{-1}$; llegando en eventos extraordinarios (R > 50 años) a caudales superiores a los 400 $m^3.s^{-1}$ (Riccardi et al., 2002).

La cuenca del arroyo Saladillo se ubica entre los paralelos 32º 59’ y 33º 37’ S y los meridianos 60º 36’ y 61º 54’ O, ocupando parcialmente los departamentos Caseros, Constitución, General López, Rosario y San Lorenzo. El área de aporte es de 3140 km^2 y su elevación varía entre 115.5 m IGN al suroeste y 18.5 m IGN en su desembocadura. La red hídrica principal está compuesta por el arroyo Saladillo y los canales Candelaria y Sanford–Arequito, entre otros. La longitud del curso principal, arroyo Saladillo, es de 145 km; mientras que si se consideran los afluentes de menor jerarquía la longitud de la red alcanza 380 km. La pendiente media del curso principal es de 0.57 $m.km^{-1}$ (Stenta, 2008). El caudal base del arroyo Saladillo es de 1.0 $m^3.s^{-1}$, caudales ordinarios se encuentran en torno a 400 $m^3.s^{-1}$. El mayor caudal evaluado hasta la fecha, ocurrido en abril de 1986, es del orden de 1140 $m^3.s^{-1}$, asociado con una recurrencia aproximada de 50 años (Riccardi, 2001).

El suelo en los sectores altos y medios de las cuencas, ubicados al oeste, posee buen drenaje con permeabilidad moderada a moderadamente lenta, no susceptible a ser anegado y apto para agricultura. Mientras que en las partes bajas de las cuencas, ubicadas al este, predominan suelos aptos para la agricultura de permeabilidad lenta (INTA, 1990 citado en Stenta, 2008).

La cuenca del arroyo Ludueña, presenta una alta actividad antrópica que se manifiesta, además del incesante incremento en las urbanizaciones privadas y municipales, por la gran cantidad de vías de comunicación, tanto viales como ferroviarias; las que modifican sustancialmente el escurrimiento superficial natural de la misma. La cuenca del arroyo Saladillo tiene un menor grado de intervención humana que la anterior. El principal uso del suelo, en ambas cuencas, está dedicado a la agricultura, destacándose la producción de soja, maíz y trigo.

Datos de precipitación

Cada red telemétrica de pluviómetros emplea sensores marca “Global Water”, modelo RG200, de 6 pulgadas de boca y apreciación de 0.25 mm. El valor de precipitación es registrado cada 15 minutos, transmitido en forma automática vía celular y almacenado en la estación central. Los datos están accesibles en formato crudo, sin verificar su consistencia, en una página web (MASPyMA, 2012). Los valores de lluvia medidos por los sensores fueron examinados para descartar datos espurios y posteriormente se contrastaron con una estación de referencia, para la cuenca Ludueña se utilizó Rosario AERO (SMN, 2016) y para la cuenca Saladillo AER Casilda (INTA, 2015), empleando el método de dobles acumulaciones. El período de datos utilizado comprende desde julio/2007 hasta junio/2012, totalizando 5 años.

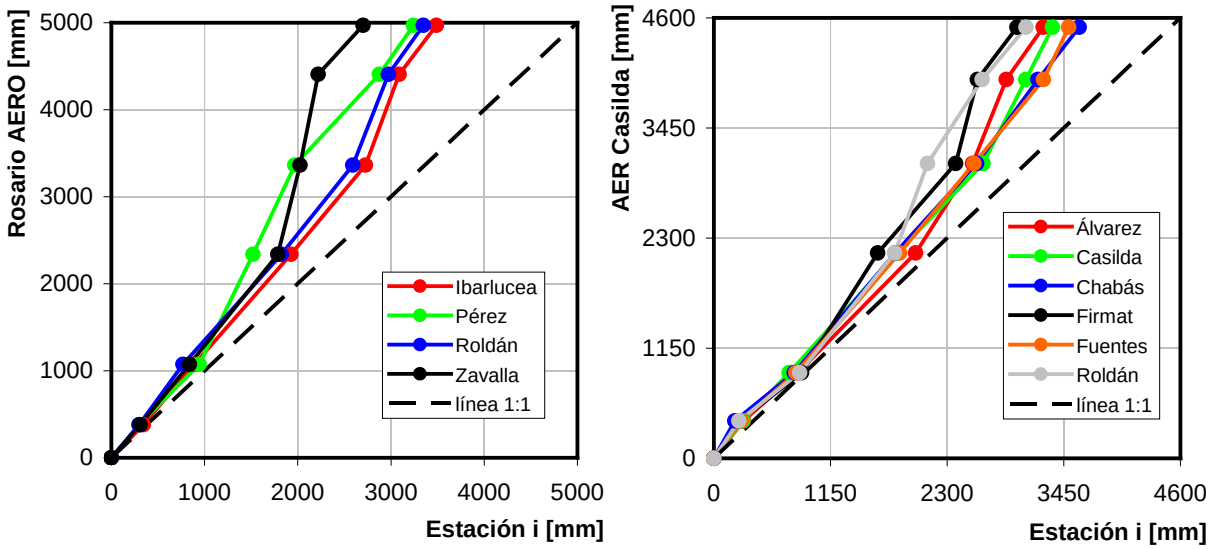


Figura 1.- Desempeño de sensores pluviométricos; (izq.) cuenca Ludueña y (der.) cuenca Saladillo.

Para que una serie de registros pluviométricos pueda ser considerada como tormenta, fueron definidas tres condiciones que deben darse de manera simultánea:
(a) deben existir registros en todos los pluviómetros que aportan a una sección de aforo o limnímetro, o sea, en caso de que al menos uno de los pluviómetros no presente registros debido a fallas, el evento es descartado a los efectos de este trabajo;
(b) se asume que un pluviómetro genera un dato válido cuando el valor informado por el mismo, considerando la duración total del posible evento, es mayor a 0.25 mm, por ser ésta la apreciación del instrumento;
(c) la fecha en que hay datos medidos en las estaciones pluviométricas debe coincidir con la fecha de las precipitaciones registradas en la estación de referencia.

Cuenca del arroyo Ludueña: cuatro sensores instalados. Las estaciones registran por debajo de la estación de testeo, con una diferencia media de 36%. El comportamiento de los sensores a nivel de cuenca es bueno en un 73% del período, regular en un 9% y malo en un 18%.
Cuenca del arroyo Saladillo: seis sensores instalados. Las estaciones registran por debajo de la estación de testeo, con una diferencia media de 27%. El comportamiento de los sensores a nivel de cuenca es bueno en un 76% del período, regular en un 8% y malo en un 16%.

Estos hechos demuestran la necesidad de realizar el seguimiento contínuo y sistemático del funcionamiento de ambas redes de sensores pluviométricos.

Datos de nivel de agua

Cada red de sensores limnimétricos está compuesta por sensores “Global Water”, modelo WL400, que poseen un transductor de presión sumergible con rango de 0 a 30 pies y precisión ±0.1 % de la escala completa. El muestreo de los niveles, la transmisión, el almacenamiento y la disponibilidad de los datos, se realizan de la misma forma que para los datos de precipitación. El período de registro coincide con el anterior.

Los datos de nivel se sometieron al siguiente tratamiento: una primera verificación fue la búsqueda de valores espurios (por ejemplo registros negativos o físicamente muy “elevados”). En una segunda etapa, para cada sensor se seleccionaron los limnigramas que presentaran un comportamiento “regular”, o sea, en los que se pudiera apreciar una rama ascendente, un pico y una rama descendente. Posteriormente, para cada limnigrama se analizó que el período de muestreo de los registros fuera de 15 minutos, en caso de haber alguna falla de datos, se completó con el valor inmediato anterior al dato faltante.

Respecto de la confiabilidad de los limnímetros no fue posible realizar una comparación rigurosa como en el caso de las precipitaciones. No obstante, para algunas tormentas y en ciertas estaciones fue posible cotejar el dato del sensor con la regla instalada en dicha sección de aforos. Se hace aquí una mención respecto al estado de conservación y funcionamiento de los sensores limnimétricos, que muy probablemente, por hallarse instalados en lugares alejados se han visto sometidos a episodios de vandalismo. Estos hechos motivan que la cantidad y calidad de los datos de nivel no estén en concordancia con los datos de lluvia.

Cuenca del arroyo Ludueña: en la tabla 1 (izq.) se presenta el desempeño de los sensores en porcentaje del tiempo total. Se verifica que en promedio el funcionamiento de los sensores es malo durante el 75% del período, regular durante el 16% del tiempo total y solamente un 9% del período en estudio los sensores presentaron un buen funcionamiento.
Cuenca Arroyo Saladillo: en la tabla 1 (der.) se muestra el funcionamiento de los sensores en porcentaje del período evaluado. Se verifica durante el 82% del período un funcionamiento deficiente, un funcionamiento regular durante el 10% del período y solo un 8% del tiempo un desempeño adecuado.

Tabla 1.- Desempeño de sensores limnimétricos; (izq.) cuenca Ludueña y (der.) cuenca Saladillo.

Estación	bueno	regular	malo
18. Presa Embalse	5	7	88
19. Presa Descarga	10	17	73
20. Ludueña cauce ppal.	22	15	63
21. Canal “Media Legua”	2	27	71
22. Canal “de la Legua”	27	22	51
23. Ludueña R33	3	13	84
24. Canal “Pérez Peretti”	15	23	62
25. Ibarlucea Camping	2	27	71
26. Ibarlucea 34S	8	13	79
27. Canal “Salvat”	3	7	90
28. Embocadura	7	10	83
media de la cuenca →	9	16	75

Estación	bueno	regular	malo
7. Villada	13	8	79
8. Bigand	3	22	75
9. Sanford	0	2	98
10. Coronel Arnold	20	18	62
11. Pueblo Muñoz	5	7	88
12. Ovidio Lagos	2	0	98
13. Piñero	12	15	73
media de la cuenca →	8	10	82

Modelo físicamente basado

El modelo físicamente basado empleado se denomina CTSS8 (Riccardi, 2001), y fue desarrollado en el Departamento de Hidráulica de la Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura de la UNR. Permite representar los principales mecanismos hidrológicos que se dan en el proceso lluvia–caudal, la propagación de crecidas en paisajes rurales y urbanos, y la simulación hidromorfológica en cursos de agua. Es un modelo matemático hidrológico–hidráulico cuasi–bidimensional de parámetros distribuidos basado en el esquema de celdas interconectadas propuesto por Cunge en 1975. Cuantifica el escurrimiento a través del intercambio de flujo entre celdas en cualquier dirección por medio de leyes unidimensionales. Las ecuaciones que gobiernan el flujo son la de continuidad y distintas simplificaciones de la de cantidad de movimiento. En cada unidad de discretización se consideran los procesos de precipitación, pérdidas por intercepción y almacenamiento e infiltración. El escurrimiento superficial remanente es propagado por ríos, canales, valles de inundación, calles y redes de conductos cerrados. Para mayor detalle, puede consultarse Riccardi (2001).

En este trabajo se evalúa la operatividad del modelo CTSS8 destinado al pronóstico de crecidas, sumando así una nueva aplicación a este entorno de simulación. Respecto del pronóstico de crecidas, Scuderi et al. (2006) emplearon el modelo con tamaño de grilla de 1 x 1 km^2 en la cuenca del arroyo Ludueña, para analizar 3 tormentas del año 1994. Scuderi et al. (2009) trabajaron en la cuenca del Ludueña con una nueva configuración de tamaño de grilla de 250 x 250 m^2 en el contexto del Convenio REHIDRO (Riccardi et al., 2008; 2009) para tormentas registradas en el período nov/2008 a mar/2009 y posteriormente Riccardi et al. (2013) y Scuderi et al. (2013, 2015) analizaron un mayor número de tormentas.

Para implementar el modelo CTSS8 es requisito cumplimentar una serie de etapas, a saber: (a) generar el modelo digital del terreno de la cuenca, (b) precisar las celdas y vinculaciones, (c) distribuir la precipitación total, (d) estimar las pérdidas y calcular la lluvia neta, (e) definir las condiciones iniciales y de borde. Dado que los modelos físicamente basados de parámetros distribuidos requieren información detallada de la cuenca, se emplea la versión surgida del Convenio REHIDRO, con tamaño de grilla de 250 x 250 m^2.

(a) Generación del modelo digital del terreno: el modelo precisa de la topografía del dominio de simulación, para lo cual se emplean datos que se hallan en diferentes soportes (papel, digital, gráfico, etc.), que a su vez provienen de distintas fuentes de información. La información recopilada fue escaneada, georreferenciada y vectorizada para ser compatibilizada, generando una nube irregular de ternas (x, y, z) de aproximadamente 96000 valores. Sobre dicha base se definió la cuenca en función de las curvas de nivel y de los terraplenes viales y ferroviarios, por medio de 11855 elementos.

(b) Definición de celdas y vinculaciones: las celdas del dominio pueden ser tipo río o valle, las primeras representan cursos de agua, mientras que las segundas constituyen las planicies que tributan a las anteriores. Se definieron 1479 elementos río (aproximadamente 370 km) y 10376 elementos valle. Las bases de fondo adoptadas para los cursos se hallan entre 2 m y 35 m y las profundidades consideradas variaron entre 1.5 m y 5.0 m. El coeficiente de rugosidad de Manning presenta los siguientes entornos: valle de inundación de 0.08 y 0.12 y cursos principales y secundarios de 0.030 a 0.040. Se precisaron vinculaciones específicas entre celdas, obteniendo 845 terraplenes (aproximadamente 211 km), 104 alcantarillas y 10

vertederos. Las acciones del hombre modifican la cuenca, en este sentido se realizaron recorridas de campaña para el relevamiento de nuevas obras hidráulicas.

(c) Distribución de la precipitación total: involucra el escalamiento de la precipitación ocurrida durante el evento a simular. Dada la arquitectura del modelo, es necesario pasar del dato puntual de lluvia registrada a un valor de lluvia distribuido en cada una de las celdas del dominio. Procedimiento que se realiza por medio de la metodología de polígonos de Thiessen.

(d) Algoritmo de pérdidas y generación de lluvia neta: el cálculo de la lluvia neta a escala de celda se realiza utilizando el algoritmo de pérdidas de Green y Ampt (Green y Ampt 1911, citados por Chow et al., 1994). La aplicación del método requiere establecer algunos parámetros como la condición de humedad antecedente del suelo y ciertas características físicas que rigen la tasa de infiltración que son función del tipo de suelo; conductividad hidráulica Kv y potencial de succión Ψ.

(e) Determinación de condiciones iniciales y de borde: para iniciar una simulación se requiere fijar el nivel de agua en cada celda que, en general, vale 0 para celdas valle. Mientras que para la red de cursos puede hacerse una simulación previa usando el caudal base, para posteriormente usar en las celdas río las cotas de agua generadas en dicha simulación. La condición de borde aguas abajo está impuesta por la cota del cuerpo receptor (río Paraná); siendo necesario saber la cota del mismo el día de ocurrencia de las tormentas empleadas.

Modelo de caja negra de redes funcionales

El modelo de caja negra usado es un modelo de redes funcionales (MCNRF) basado en los trabajos de Castillo (1998) y Bruen y Yang (2005). Las redes funcionales son una generalización de las redes neuronales (RN). Los elementos componentes de una red funcional (Figura 2) se relacionan organizadamente a través de la topología de la red, siendo detallados en Castillo (1998) y Castillo y Gutiérrez (1998):

(a) una capa de unidades de entrada, que contiene los datos de entrada (x_1, x_2, x_3);
(b) una capa de unidades de salida, que contiene los datos de salida (x_6);
(c) una o varias capas de neuronas o unidades de cómputo, cada una evalúa un grupo de valores provenientes de la capa anterior y produce otro grupo de valores de salida a la capa siguiente (f_1, f_2, f_3);
(d) un conjunto de enlaces dirigidos que conectan diferentes capas de neuronas, desde la capa de entrada a la capa de salida (flechas);
(e) una o más capas de unidades de almacenamiento intermedio (x_4, x_5)

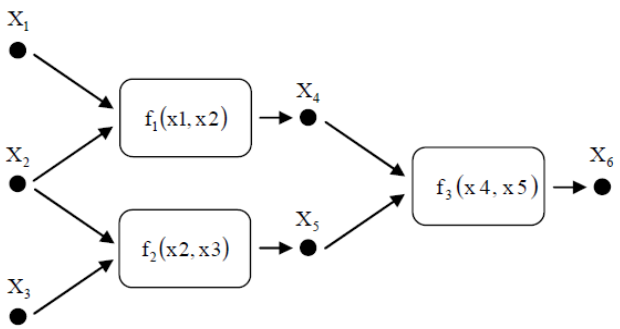


Figura 2.- Esquema típico de una red funcional (Fuente: Bruen y Yang, 2005).

En las RF se suprimen los pesos w que aparecen en las RN, en realidad dichos pesos w están contenidos en las funciones de activación f, las que deben ser aprendidas; no obstante dichas funciones f se derivan de familias funcionales conocidas previamente (Castillo, 1998).

Bruen y Yang (2005) destacan que el aprendizaje es fácil y rápido en las RF, siendo esto beneficioso para series largas de datos. Dichos autores también sostienen que el proceso de aprendizaje (o entrenamiento) es una etapa determinante, siendo en la práctica semejante a la estimación de los parámetros para un modelo hidrológico convencional. El entrenamiento se lleva a cabo minimizando una función de error, como por ejemplo la suma de los errores cuadráticos, que contempla la diferencia entre el valor calculado por la red y el observado.

Zealand et al. (1999) enuncian ciertas ventajas de estos modelos: (a) logran inferir soluciones de los datos sin conocer las regularidades en los mismos, (b) aprenden las similitudes entre patrones a partir de ejemplos de ellos, (c) generalizan a partir de ejemplos anteriores a los nuevos, (d) dada su no linealidad, pueden resolver algunos problemas complejos con mayor precisión y, (e) su arquitectura les permite hacer varias operaciones idénticas e independientes que se ejecutan al mismo tiempo, haciéndolos más rápidos que otros modelos.

Mientras que los autores anteriores también destacan como sus principales puntos débiles a que pueden no alcanzar una solución satisfactoria debido a la insuficiente cantidad y/o calidad de los datos, o que si hay variaciones en el proceso estudiado (no homogéneo) se requiere del cambio de las ecuaciones para entrenamiento y por lo tanto en la programación. La selección del período de aprendizaje y de evaluación puede afectar la capacidad de pronóstico de la red.

Distintos autores consideran a los modelos de caja negra más eficientes que los físicamente basados de parámetros distribuidos, dado el alto costo de recolección de datos y la complejidad en la calibración de estos últimos. Dicha afirmación se justifica en caso de no requerir el conocimiento del balance hidrológico en cada punto de la cuenca analizada; y que solamente sea necesario estimar valores de niveles en ciertas secciones de un curso de agua.

Respecto de la exactitud en el comportamiento del modelo, varios autores advierten que la misma se degrada apreciablemente a medida que el horizonte de pronóstico se incrementa, afectándose de esta forma su confiabilidad. La literatura señala que un tiempo de pronóstico del orden de unas 6 horas puede ser considerado aceptable. En este sentido, se afirma que la disminución en la precisión del modelo, dentro de un cierto límite, es tolerable si el mismo logra alcanzar los objetivos de alerta temprana en forma razonable.

El modelo de caja negra aplicado en este trabajo corresponde a una red funcional separable de dos entradas (precipitación y nivel) y una salida (nivel para un tiempo de pronóstico particular). Como su nombre lo indica, este modelo considera el efecto de cada una de las variables de entrada en forma separada, es decir sin interacción entre las mismas. El modelo ya fue testeado por este autor en trabajos anteriores (Scuderi et al., 2011 y 2014). Para conocer las ecuaciones empleadas pueden consultarse Bruen y Yang (2005) y Scuderi (2016).

Fueron propuestas para testear tres familias funcionales: polinómica, exponencial y de Fourier; a su vez, se consideró el análisis de diferentes grados de aproximación de las mismas, tomando 9 grados de aproximación, desde 1 hasta 9. Finalmente, cada una de estas opciones fue aplicada para diferentes tiempos de pronóstico, que variaron entre 15 minutos y 6 horas.

Implementación de los modelos

La totalidad de limnigramas registrados durante el periodo de 5 años, se divide en dos grupos, uno que se emplea para calibración o aprendizaje del modelo (dependiendo si es físicamente basado o de caja negra) y el otro para evaluación del mismo. La idea es en el caso del modelo físicamente basado calibrar sus parámetros en función del primer grupo de limnigramas y emplear esos parámetros en el segundo grupo de eventos para evaluar su desempeño. De la misma forma, para el caso del modelo de caja negra el primer grupo de limnigramas se emplea para el aprendizaje de la red y el segundo grupo para evaluar su comportamiento. La elección de los grupos de limnigramas es de suma importancia, por lo que para eliminar la arbitrariedad en el armado de cada grupo, fueron contempladas todas las combinaciones posibles de grupos de limnigramas para las etapas de calibración/aprendizaje y evaluación de los modelos.

Los parámetros seleccionados para calibrar el modelo CTSS8 son la conductividad hidráulica saturada K, el potencial de succión Ψ, el grado de saturación efectiva Se y las pérdidas iniciales. Se definen los primeros dos en función del tipo de suelo y el tercero a partir de un estimador que depende de la precipitación caída hasta el día anterior al evento considerado. Posteriormente se aplican una serie de multiplicadores a estos cuatro parámetros y se busca cuál de las combinaciones de multiplicadores es la que mejor resultados otorga.

El modelo físicamente basado de parámetros distribuidos, debido a su funcionamiento interno, pronostica el nivel de agua en todos los puntos del dominio a partir de la señal de entrada, es decir una tormenta. Por esta razón, para el armado de los grupos de limnigramas se emplea la totalidad de las 11 tormentas observadas en el período de estudio, donde fueron registrados 57 limnigramas en las distintas secciones de aforo. A partir de esta instancia quedaron definidos 691 grupos de limnigramas para calibración y evaluación del modelo; tener en cuenta que se descartan los grupos donde la cantidad de limnigramas entre calibración y evaluación sea muy dispar (en esta ocasión de descartan los grupos con 18 limnigramas o menos).

Una de las principales diferencias entre el modelo de caja negra de redes funcionales y el físicamente basado es que en el primero pueden considerarse en forma independiente las distintas estaciones de aforo, mientras que en el segundo es preciso conocer el comportamiento de toda la cuenca. Es decir que el modelo de caja negra permite realizar pronósticos en cualquiera de las estaciones sin necesidad de considerar el comportamiento en las otras. Esta característica hace que pueda trabajarse con una cantidad desigual de limnigramas asociados a cada estación de registro y, de esta manera, constituir diferentes grupos de limnigramas. Particularmente, para este trabajo se obtuvieron entre 6 y 28886 grupos de limnigramas, en función de la estación de registro considerada.

Una vez llevadas a cabo las corridas de ambos modelos para los diferentes grupos de datos de entrada descritos anteriormente y dado que la evaluación completa de la capacidad de un modelo para, en este caso, pronosticar niveles, requiere de la utilización conjunta de diferentes índices; se decidió trabajar con 12 índices, luego de realizar algunas pruebas preliminares. Algunos de estos índices son: la diferencia máxima entre niveles pronosticados y observados; la diferencia máxima entre niveles observados y pronosticados; la diferencia máxima absoluta y relativa en el nivel pico; la pendiente y ordenada de la recta de regresión; el coeficiente de correlación concordancia rc (Lin); la eficiencia del modelo CE (Nash y Sutcliffe); la raíz del error cuadrático medio RECM y el desvío o error medio DM.

RESULTADOS OBTENIDOS Y ANÁLISIS

En esta primera parte se presenta, a modo de ejemplo, el desempeño del modelo físicamente basado CTSS8 en términos de niveles para la tormenta del día 31-10-2007, donde se registró la mayor cantidad de limnigramas en forma simultánea, 6 sobre 11 instalados en la cuenca Ludueña (Figura 3). En la parte superior de la misma, se muestran los niveles observados y pronosticados para los juegos de parámetros A y B. La combinación de parámetros A surge de considerar cada tormenta aisladamente, mientras que el juego de parámetros B resulta de efectuar el análisis para la totalidad de tormentas. El área gris representa los limnigramas obtenidos para todas las simulaciones efectuadas. En la parte inferior izquierda se presentan los niveles y tiempos al pico observados y pronosticados con sus respectivas diferencias (absolutas y relativas), mientras que en la parte inferior derecha se muestra la correlación existente entre niveles observados y pronosticados para los dos limnigramas mayores.

En la Figura 3 se verifica que la forma de los limnigramas pronosticados acompaña en general los niveles observados, excepto en las estaciones RTU18 y RTU27 donde los limnigramas pronosticados se apartan de los observados. En cuanto al nivel pico se tiene que en 4 de los 6 limnigramas el valor pronosticado se encuentra por debajo del medido en promedio 0.88 m y en 2 por arriba, en promedio 0.74 m. Considerando el tiempo al pico se verifica que hay 3 limnigramas retrasados en promedio un tiempo del orden de 11 horas, 2 adelantados con valores medios entorno a las 4 horas y uno coincidente con respecto al limnigrama medido.

El análisis elaborado anteriormente, respecto de las diferencias medias entre nivel pico pronosticado y observado, se realiza para los 11 eventos medidos y los resultados se resumen en la Tabla 2. Considerando la totalidad de eventos, las diferencias medias en el nivel pico entre valores pronosticados y medidos se encuentran en el orden de ±0.40 m. Al evaluar estas diferencias medias respecto de los niveles pico promedio registrados, se verifica que la diferencia en exceso se sitúa en un 34%, mientras que en el caso de niveles pico pronosticados menores a los medidos, la misma disminuye al 24%. Por lo tanto, puede establecerse que la diferencia entre nivel pico pronosticado y observado se encuentra en media en el orden del 30%, tanto en exceso como en defecto. Una consecuencia importante de ello es que el modelo logra pronosticar niveles con la misma tendencia por arriba o por abajo de los niveles medidos.

Tabla 2.- Diferencias medias entre nivel pico pronosticado y observado.

Evento	absoluta (m)		relativa (%)	
	exceso	déficit	exceso	déficit
01. 26/10/2007	s/d	s/d	s/d	s/d
02. 31/10/2007	0.74	0.88	85	46
03. 27/11/2008	0.31	0 .20	40	20
04. 29/11/2008	s/d	0.74	s/d	37
05. 02/02/2009	0.68	0.32	37	18
06. 10/02/2009	0.57	0.27	32	16
07. 20/02/2009	0.31	0.08	20	8
08. 03/03/2009	0.21	0.66	12	29
09. 10/10/2009	0.11	0.63	14	45
10. 13/03/2012	s/d	0.11	s/d	13
11. 19/03/2012	0.29	0.11	29	9

media de la cuenca →	0.40	0.40	34	24

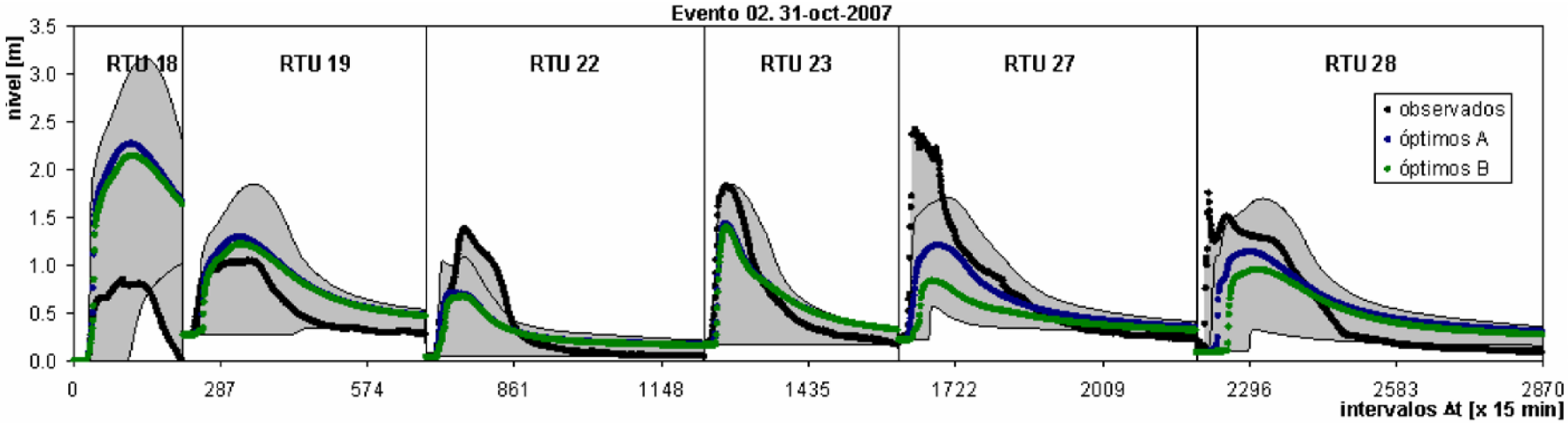
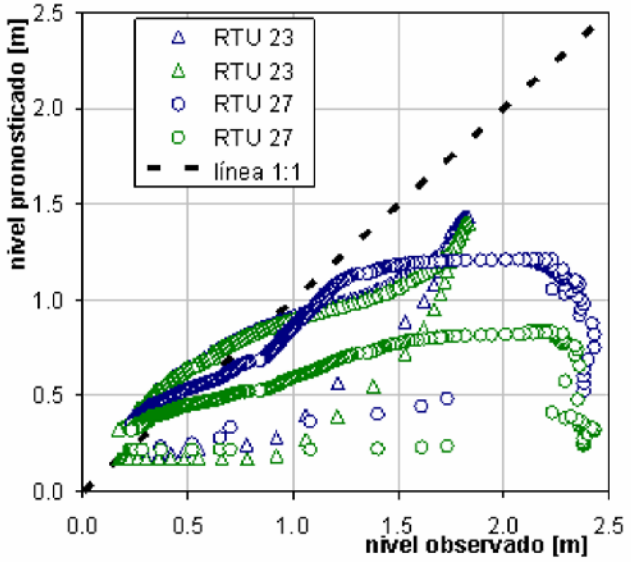


Figura 3.- Evento 02. 31-10-2007, 6 limnímetros activos, cuenca Ludueña.

magnitud	RTU	observado	pronóstico		dif. absoluta (m)		dif. relativa (%)	
			A	B	A	B	A	B
nivel pico [m]	18	0.85	2.28	2.15	+ 1.43	+ 1.30	+ 168	+ 153
	19	1.05	1.30	1.22	+ 0.25	+ 0.17	+ 24	+ 16
	22	1.38	0.71	0.67	- 0.67	- 0.71	- 49	- 51
	23	1.83	1.44	1.40	- 0.39	- 0.43	- 21	- 23
	27	2.43	1.21	0.84	- 1.22	- 1.59	- 50	- 65
	28	1.76	1.14	0.96	- 0.62	- 0.80	- 35	- 45
tiempo pico [hs:min]	18	23:30	27:00	26:30	+ 03:30	+ 03:00	+ 15	+ 13
	19	31:30	26:00	26:00	- 05:30	- 05:30	- 17	- 17
	22	18:15	11:30	15:15	- 06:45	- 03:00	- 37	- 16
	23	10:00	10:00	10:10	00:00	00:00	0	0
	27	08:00	17:15	15:15	+ 09:15	+ 07:15	+ 116	+ 91
	28	06:15	23:30	28:00	+ 17:15	+ 21:45	+ 276	+ 348



En cuanto al modelo de caja negra de redes funcionales (MCNRF), dada la amplia variedad de resultados obtenidos, se muestran los valores medios para dos indicadores estadísticos empleados. En la Figura 4 se presenta la diferencia máxima en el pico en metros y en la Figura 5 se exhibe la eficiencia del modelo. En ambas figuras, la gráfica de la izquierda representa la fase de aprendizaje del modelo y la gráfica de la derecha la fase de evaluación del mismo.

Analizando la Figura 4 (en valores medios calculados considerando las 6 estaciones limnimétricas), se verifica en la etapa de aprendizaje un valor mínimo de 0.01 m para 15 minutos y un máximo de 0.25 m para 6 horas (valor medio 0.10 m); mientras que en la etapa de evaluación se halló un valor mínimo de 0.01 m para 15 minutos y un máximo de 0.30 m para 5 horas (valor medio 0.12 m). Dado que el valor crítico para alerta de crecidas es el nivel máximo alcanzado por el limnigrama, resultan sumamente auspiciosas las diferencias obtenidas por los pronósticos generados por los modelos de redes funcionales.

Si se observa ahora la Figura 5 (en valores medios calculados considerando las 6 estaciones limnimétricas), se tiene que durante el proceso de aprendizaje se obtiene en promedio un valor máximo de 0.998 para 15 minutos y un valor mínimo de 0.796 para 6 horas de horizonte temporal (valor medio 0.927); mientras que durante la etapa de evaluación, en promedio se obtuvo un máximo de 0.998 para 15 minutos y un mínimo de 0.735 para 6 horas de antecedencia (valor medio 0.898).

Para ambos indicadores se observa que a medida que se incrementa el tiempo de pronóstico se degrada la calidad de los mismos. Por otra parte, también se infiere que los indicadores durante el aprendizaje son levemente mejores que para la etapa de evaluación del modelo.

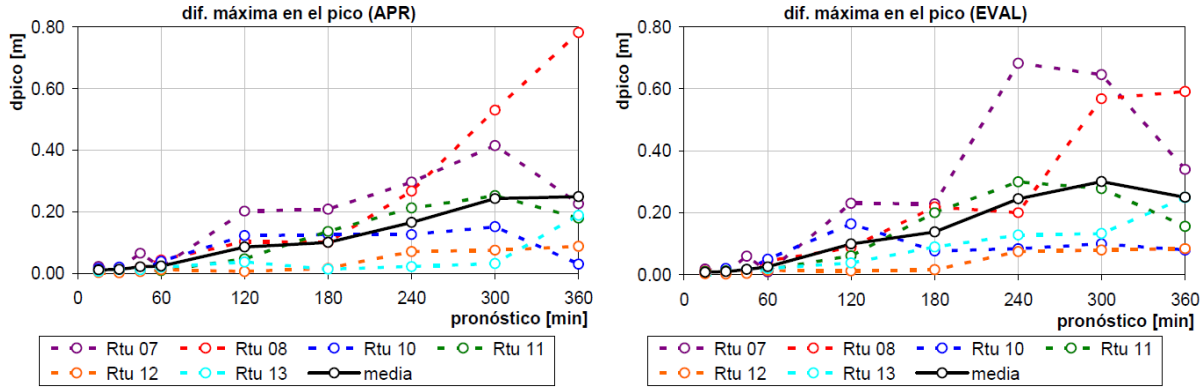


Figura 4.- Diferencia máxima en el nivel pico, cuenca Saladillo.

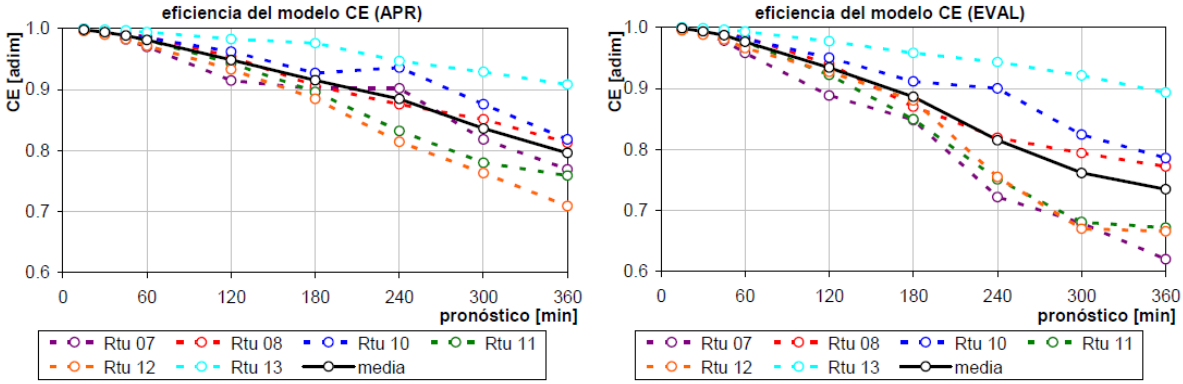


Figura 5.- Eficiencia del modelo, cuenca Saladillo.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El empleo conjunto de medidas estructurales y no estructurales constituye el método más eficaz para afrontar las inundaciones. Las obras de saneamiento por si mismas no otorgan la suficiente seguridad para la población, ya que la continua modificación en las condiciones físicas e hidráulicas de la cuenca hace que las obras que hoy resultan “adecuadas” dejen de serlo a mediano plazo. Esto se ha reflejado en la zona del Gran Rosario, donde las obras de infraestructura requieren cada vez mayor área de conducción y dada la creciente antropización de la región, existe mayor dificultad en la definición técnica y el financiamiento de las mismas.

Una medida no estructural recomendable y de bajo costo es la implementación de un Sistema de Alerta Preliminar contra Inundaciones (SAPI), que permite pronosticar los niveles de agua en secciones particulares de los cursos. Es una herramienta de apoyo en el proceso de toma de decisiones de las autoridades de la defensa civil para emitir un alerta o iniciar una evacuación. Una segunda función de estos sistemas, es la de recabar información hidrometeorológica (principalmente precipitaciones, niveles de agua, temperaturas, etc.) en forma continua con el objeto de generar una base de datos para futuros análisis hidrológicos de la cuenca.

La confiabilidad del sistema depende del buen funcionamiento de los sensores que miden los datos hidrológicos; demandando su constante seguimiento tanto desde la estación central como desde cada lugar de emplazamiento. Es recomendable realizar el mantenimiento preventivo de la red en forma periódica como el mantenimiento correctivo inmediatamente se detecten problemas en la recepción de datos. Es muy importante lograr una serie continua de datos, tanto de precipitaciones como de niveles, para aumentar la robustez de los pronósticos.

El modelo físicamente basado CTSS8 ha demostrado un desempeño más que satisfactorio. Respecto del manejo y de la estabilidad en el cálculo ha quedado evidenciado a través de numerosos testeos y de un uso intensivo que este desarrollo local es confiable, robusto, de buena respuesta y de manejo sencillo. Una de las mayores potencialidades del modelo es simular el comportamiento del flujo en todo punto del dominio, lo que permite estimar la altura de agua en cada celda y el caudal y la velocidad del escurrimiento en cada vinculación entre celdas. Esta característica puede ser empleada para pronosticar el nivel de agua en toda la red hidrográfica de la cuenca así como también en las celdas valle en caso de producirse desbordes.

El principal punto negativo que tienen este tipo de modelos es la necesidad de gran cantidad de datos y el tratamiento de la información para representar la cuenca, dado que es necesario recabar información topográfica, física, de cobertura y de uso del suelo, de las obras de arte y terraplenes, etc. No obstante, una vez caracterizada la cuenca y calibrado el modelo, el mismo permite analizar el comportamiento de la misma para una amplia gama de situaciones.

Las diferencias medias en el nivel pico entre valores pronosticados y medidos se encuentran en el orden de ±0.40 m. El modelo pronostica tanto por arriba como por abajo de los niveles pico medidos, sin detectarse tendencia a generar pronósticos por exceso o por defecto. Esta característica es de fundamental importancia en aplicaciones de alerta, ya que además del pronóstico de niveles, es inportante que el modelo no presente una tendencia a generar falsos alertas o a ignorar situaciones de posibles alertas pronosticando niveles muy bajos. En general

el modelo representa la forma de los limnigramas; los valores y tiempos asociados con los niveles pico registrados son reproducidos en forma adecuada.
El modelo de caja negra de redes funcionales (MCNRF) es una buena herramienta para pronosticar niveles con diferentes tiempos de antecedencia; siendo ampliamente testeado, resultando confiable y estable en la resolución de los cálculos. Una de sus principales características es que permite ser implementado en cualquier cuenca que posea datos de precipitación y de niveles de agua sin realizar ninguna modificación en su programación.

Para 6 horas de pronóstico, las diferencias medias para la cuenca Saladillo son de 0.25 m en aprendizaje y de 0.30 m en evaluación. Para la cuenca Ludueña se verificaron los siguientes valores, 0.29 m para aprendizaje y 0.35 m para evaluación. A mayor horizonte de pronóstico, la precisión en el cálculo de los niveles y de los indicadores estadísticos se degrada. Esto se puede fundamentar en que a medida que se incrementa el tiempo de pronóstico, aumentan las incertidumbres asociadas al proceso de transformación de la lluvia en escurrimiento superficial.

Contrastando las etapas de aprendizaje y de evaluación se observa que, en general, los resultados son superiores en la primera; esto puede ser explicado porque los parámetros del modelo son calculados a partir de los datos de entrada durante dicha etapa. Siendo lógico pensar que la red tendrá un mejor comportamiento frente a dicho juego de datos de entrada, antes que a un segundo juego de datos para el cual se evalúa el desempeño de la misma.

Ambos modelos pese a ser opuestos en su concepción pueden ser empleados en forma complementaria. El modelo físicamente basado representa los procesos desarrollados durante la transformación lluvia - escurrimiento superficial, mientras que el modelo de caja negra solo busca una relación matemática entre precipitación y niveles a partir de gran cantidad de datos.

Se verificó que durante la ocurrencia de tormentas el funcionamiento de la red telemétrica presentó dificultades en el registro y la transmisión de los datos, por lo que el uso del modelo de redes funcionales se ve seriamente amenazado. En contraposición, el modelo físicamente basado permite su uso incluso en caso de fallar el registro o la transmisión de los datos de niveles debido a la característica de que no utiliza la recepción de datos de nivel para su funcionamiento. Lo que en principio pareciera ser una limitación del modelo resulta ser una ventaja, ya que es posible generar pronósticos a partir del conocimiento de los datos de precipitación solamente. Obviamente que para poder ser empleado es un requisito necesario tener la cuenca definida en sus características topográficas, hidrológicas, hidráulicas y físicas.

Agradecimiento. *Los autores agradecen al Proyecto PID 1ING509 UNR y al Ministerio de Aguas, Servicios Públicos y Medio Ambiente de la provincia de Santa Fe.*

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bruen, M. y Yang, J. (2005). “Functional networks in real-time flood forecasting–a novel application”. *Advances in Water Resources*, 18(9): 899-909. Sept. 2005.
Castillo, E. (1998). “Functional Networks”. *Neural Processing Letters*, 7: 151-159.
Castillo, E. y Gutiérrez, J. (1998). “Nonlinear time series modeling and prediction using

functional networks. Extracting information masked by chaos". *Physics Letters A*, 244: 71-84.
Chow, V.; Maidment, D. y Mays, L. (1994). *Hidrología Aplicada*. McGraw-Hill INTERAMERICANA, S.A. Santafé de Bogotá, Colombia, 584 p.
INTA (2015). Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria. Agencia de Extensión Rural Casilda. Santa Fe. Suministro de datos de precipitación en formato digital.
MASPyMA (2012). Ministerio de Aguas, Servicios Públicos y Medio Ambiente de Santa Fe. Datos de precipitación y niveles en las cuencas Ludueña y Saladillo. Período 2007 a 2012.
Riccardi, G. (2001). "Un sistema de modelación hidrológica-hidráulica cuasibidimensional para ambientes rurales y urbanos". Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Universidad Nacional de Córdoba. Tesis de Doctorado, 279 p., feb de 2001.
Riccardi, G.; Scuderi, C. y Stenta, H. (2002). "Modelado de escurrimiento superficial con alto nivel de detalle en la cuenca del arroyo Ludueña, Santa Fe, Argentina". *XIX Congreso Nacional del Agua*, T33, Villa Carlos Paz, Córdoba, Argentina.
Riccardi, G.; Zimmermann, E.; Basile, P.; Mancinelli, A.; Scuderi, C.; Rentería, J. y García, P. (2008, 2009). "Rehidrología y Modelo de Simulación a Tiempo Real en Sistema de Alerta Hidrológico en las Cuencas de los Arroyos Ludueña y Saladillo". Informes Técnicos 1 a 4. Convenio entre el Ministerio de Aguas, Servicios Públicos y Medio Ambiente y el Departamento de Hidráulica de la FCEIyA - UNR. Rosario, Argentina.
Riccardi, G.; Stenta, H.; Scuderi, C.; Basile, P.; Zimmermann, E. y Trivisonno, F. (2013). "Aplicación de un modelo hidrológico-hidráulico para el pronóstico de niveles de agua en tiempo real". *Revista Tecnología y Ciencias del Agua*, Vol. IV, núm. 1, ene-mar 2013, p. 83-105. México.
Scuderi, C.; Riccardi, G. y Zimmermann, E. (2006). "Pronóstico preliminar de crecidas en tiempo pseudo real en una cuenca de llanura". *XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Asociación Internacional de Investigaciones Hidráulicas División Latinoamericana*, 53-HSS-S3120, 10 p. En CD. Ciudad Guayana. Venezuela.
Scuderi, C.; Riccardi, G.; Zimmermann, E.; Basile, P.; Stenta, H.; Rentería Beltrán, J. y Ciabattari, M. (2009). "Sistema de alerta a tiempo real en la zona del Gran Rosario. Resultados Preliminares." *XXII Congreso Nacional del Agua*, Trelew, Chubut, nov 2009, 11p.
Scuderi, C.; Riccardi, G. y Zimmermann, E. (2011). "Redes Funcionales aplicadas al pronóstico de niveles para un curso de llanura en la zona del Gran Rosario". *XXIII Congreso Nacional del Agua*. Resistencia. Chaco. Junio 2011. 25 pp.
Scuderi, C.; Riccardi, G. y Zimmermann, E. (2013). "Pronóstico de niveles para alerta de crecidas en el Gran Rosario, Santa Fe, Argentina". *Revista Ingeniería Hidráulica y Ambiental*, Vol. XXXIV, No. 2, May-Ago 2013, p. 88-102. Cuba.
Scuderi, C.; Riccardi, G. y Zimmermann, E. (2014). "Modelo de Redes Funcionales orientado a pronóstico de crecidas en cursos de llanura del Gran Rosario, Santa Fe, Argentina". *2do. Congreso Internacional de Hidrología de Llanuras*. Santa Fe. set 2014. 10p.
Scuderi, C.; Riccardi, G. y Zimmermann, E. (2015). "Aplicación de un modelo distribuido físicamente basado al pronóstico de niveles para un curso de llanura del sur de Santa Fe". *XXV Congreso Nacional del Agua*. Paraná. Entre Ríos. Junio 2015. 12 pp.
Scuderi, C. (2016). "El modelado de escurrimiento superficial orientado a sistemas de alerta en sistemas hidrológicos de llanura". Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura. Universidad Nacional de Rosario. Tesis de Doctorado, 285 p., abr de 2016.
SMN (2016). Servicio Meteorológico Nacional. Centro de Información Meteorológica. Series de datos de diferentes variables meteorológicas suministradas en formato digital.
Stenta, H. (2008). "Efectos del tamaño de grilla sobre la modelación matemática distribuida del escurrimiento superficial en cuencas de llanura". Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería

y Agrimensura. Universidad Nacional de Rosario. Tesis de Doctorado, 314 p., nov de 2008.
Zealand, C.; Burn, D. y Simonovic, S. (1999). "Short term streamflow forecasting using artificial neural networks". *Journal of Hydrology*, 214: 32-48.

INDICADORES DE CAUDALES MÁXIMOS EN CUENCOS URBANOS DE COMODORO RIVADAVIA OCASIONADOS POR LA TORMENTA SEVERA DE MARZO – ABRIL DE 2017

Serra Juan [1], González Daniel [2], Chachero María Jesús [1], Malnero Héctor [1], González Alicia [3] y Brandizi Laura [1]

[1] Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco, Chubut, Argentina
[2] Municipalidad de Comodoro Rivadavia [3] Profesional Independiente
Av. 9 de Julio 25, +54-0280-4428403,
juanjoseserra@hotmail.com

RESUMEN

Comodoro Rivadavia, en la región centro-sur de la Patagonia, es la ciudad más poblada de la Provincia del Chubut. Fundada en 1901 creció conforme lo hacía la exploración, perforación, extracción y comercialización petrolera, y los servicios asociados. A partir de los años ’80 estas características se aceleran al ritmo del crecimiento de Comodoro Rivadavia, en coincidencia con el desguace del Estado que sobreviene en los años ’80.
La vulnerabilidad social urbana en un ambiente físico altamente complejo ha sido parte de su historia: aridez, vientos, lluvias, nieve, suelos, fundaciones, marejadas, frio, todo ello en un limitado espacio físico del asentamiento urbano entre cerros, cañadones y el mar.
El reciente evento extremo producido entre fines de marzo y principios de abril, alcanzó los 232mm en un día. Una magnitud que excede toda inferencia resultante de los datos históricos. Esta tormenta impactó gravemente la infraestructura urbana, provocando crecidas desconocidas de cañadones urbanos y periurbanos.
En este trabajo se analizaron, con criterio expeditivo y ausencia de datos hidrométricos, indicadores de caudales máximos compatibles con dicha lluvia, al pie de cada cuenca urbano. Sus resultados contribuyen a disponer de un indicador útil en la planificación urbana.
Palabras Clave: Comodoro Rivadavia, eventos severos, aluviones, caudales máximos, torrentes urbanos.

ABSTRACT

Comodoro Rivadavia, in the south and central of the Patagonia, is the popularest city in the south of Argentina.
The city was founded in 1901, and grew as did oil exploration, drilling, extraction and marketing, and associated services. These characteristics accelerated, at the rate of Comodoro Rivadavia's growth, coinciding with the dismantling of the state that began in the 1980s.
The urban social vulnerability, in a highly complex physical environment, has been part of its history: aridity, winds, rains, snow, soil, foundations, swells, cold. All in a limited physical space of the urban settlement between hills, canyons and the sea.
The recent extreme event produced between late March and early April 2017 reached 232 mm in one day. This magnitude exceeds any inference resulting from historical data. This storm severely impacted the urban infrastructure, causing unknown floods of urban canyons.
In this paper, we analyzed the maximum flow rates inferred with this rainfall, in the final discharge of each urban basin, applying hydrological simulation with expeditious methods without hydrometric data. Their results contribute to having a useful indicator in urban planning
Keywords: Comodoro Rivadavia, severe events, alluviums, maximum flows, urban torrents.

INTRODUCCIÓN

Comodoro Rivadavia ubicada en la región centro-sur de la Patagonia es la ciudad más poblada de la Provincia del Chubut. Es productora petrolera con un importante puerto de exportación, entre otras actividades, y un gran nodo vial de concentración comercial y de transporte regional.

Fue fundada en 1901, "en torno a una necesidad, la de un asentamiento costero, que permitiera la salida al mar de la producción agrícola ganadera del interior de la región. De esta manera se convirtió en el centro vital para la comercialización de la producción ovina, y del abastecimiento de los insumos necesarios para el desarrollo de esta actividad" (Diaz, 2011). Díaz agrega que la existencia del puerto y las conexiones que éste permitió entablar a través del cabotaje entre las localidades patagónicas y Buenos Aires, incentivó el surgimiento y asentamiento de firmas comerciales.

Creció conforme lo hacía la exploración, perforación, extracción y comercialización petrolera, y los servicios asociados.

Con esta impronta se desarrolló con una errática urbanización, en un contexto de contraste permanente entre el planeamiento del desarrollo urbanístico deseable y la inmediatez necesaria de respuestas al desarrollo humano, y de ofertas del mercado inmobiliario. A partir de los años '80 estas características se aceleran al ritmo del crecimiento de la ciudad, y en coincidencia con el desguace del Estado que sobreviene en los años '80.

La vulnerabilidad social urbana en un ambiente físico altamente complejo ha sido parte de su historia: vientos, lluvias, nieve, marejadas, frio, complejidad de sus suelos y fundaciones, todo ello en un limitado espacio físico del asentamiento urbano entre cerros, cañadones y el mar. Debe señalarse también la baja frecuencia de lluvias, que son además de escasa magnitud (Chachero, 2012, 2013, 2014). Sin embargo en la última década ocurrieron eventos severos que impactaron la ciudad: alud en 2010, lluvias e inundaciones en 2011, 2014, 2016. El reciente evento excepcional producido entre fines de marzo y principios de abril, alcanzó los 232mm en 24 horas. Una magnitud que excede toda inferencia resultante de los datos medidos para el lugar. Esta tormenta impactó gravemente la infraestructura urbana, provocando crecidas desconocidas de cañadones urbanos y periurbanos, y de otras cuencas como la del Rio Chico que descarga en el Embalse Florentino Ameghino.

OBJETIVOS

Este trabajo tiene el propósito de contribuir a la prevención y alerta de amenaza de crecidas y aluviones, el planeamiento del desarrollo urbanístico, y el mayor conocimiento para el manejo en situaciones de emergencia hídrica de Comodoro Rivadavia. El objetivo es determinar indicadores de caudal máximo (IQM) para distintos cuencos urbanos, por distintos métodos, relacionados con la tormenta excepcional del 29 de marzo de 2017, y días subsiguientes.

Este trabajo tiene el propósito de contribuir a la prevención y alerta de amenaza de crecidas y aluviones, el planeamiento del desarrollo urbanístico, y el mayor conocimiento para el manejo en situaciones de emergencia hídrica de Comodoro Rivadavia. El objetivo es determinar indicadores de caudal máximo (IQM) para distintos cuencos urbanos, por distintos métodos, relacionados con la tormenta excepcional del 29 de marzo de 2017, y días subsiguientes.

MATERIALES Y MÉTODOS

Se recopilaron datos de la lluvia caída para la tormenta ocurrida entre el 29 de marzo y el 3 de abril de 2017, registrados por el Servicio Meteorológico Nacional (SMN) en la Estación del Aeropuerto de Comodoro Rivadavia, con un paso de 6 horas (Figura 1). Se agregaron además datos e información de mapas (SIG) de cuencas urbanas (González, 2017), características

geológicas y geomorfológicas, cobertura vegetal, geometría hidráulica de la red de drenaje, modelo digital de terreno, y otros datos físicos relevantes.

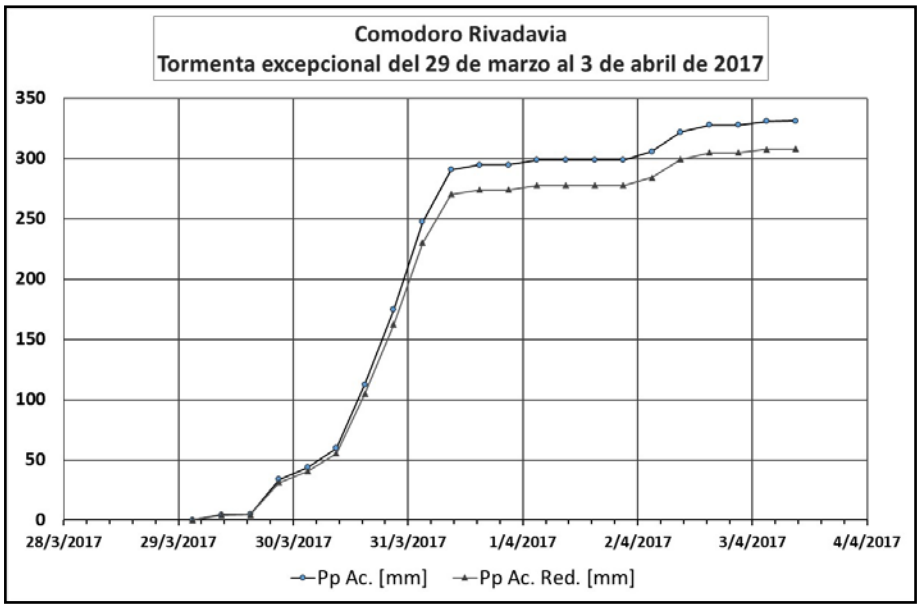


Figura 1.- Precipitación acumulada para la tormenta excepcional ocurrida en Comodoro Rivadavia entre el 29 de marzo y el 3 de abril. Datos proporcionados por Servicio Meteorológico Nacional

La falta de datos hidrométricos llevó a considerar métodos alternativos de estimación de indicadores de caudal máximo obtenidos por modelación hidrológica del torrente (Serra, 2009).

Figura 2.- Ejemplo formulario gráfico de carga de parámetros físicos de las unidades de estudio hidrológicas para modelo MHIG

Para este trabajo se seleccionaron diferentes aplicaciones conocidas, de tipo lluvia-caudal, que han sido utilizadas en modelaciones hidrológicas en cuencos aluvionales de la región:
- Modelación agregada MHIG (Serra 2007);

- Modelación agregada HEC-HMS (Sharffenberg, 2015);
- Modelación distribuida 2D, modelo WMS-GSSHA (Watershed Modeling System-Gridded Surface Subsurface Hydrologic Analysis), desarrollado por “US Army Corps of Engineers Engineering Research and Development Center” (USACE ERDC)”.

En la figura 2 se muestra un ejemplo de carga de datos de parámetros físicos de la cuenca para modelación MHIG. En las figuras 3 y 4 los hidrogramas resultantes de aplicar esa lluvia en la cuenca del Arroyo “La Mata”, obtenidos con modelación MHIG y HEC-HMS. En la figura 5 el hidrograma que resulta de la modelación del cuenco “Km8”, y en la figura 6 una salida tipo de modelación con WMS-GSSHA.

A pesar de utilizar distintos modelos de subprocesos, los tiempos, picos y escorrentías de los tres modelos corridos son de magnitudes comparables, para la lluvia ingresada.

EVALUACIÓN DE RESULTADOS

Sus resultados contribuyen a disponer de manera inmediata un indicador de la magnitud de la crecida, que permita una caracterización preliminar de la amenaza de ese evento, con el fin de apoyar ciertas decisiones inmediatas en la planificación y reconstrucción urbana. Para un trabajo futuro se plantea como método comparativo la reconstrucción por métodos expeditivos de los niveles máximos y su modelación hidráulica.

Los modelos agregados aplicaron los mismos parámetros físicos medibles tales como subcuencas, áreas, longitudes de cauces, pendientes. Para MHIG se adoptó evaluar pérdidas en subcuencas por modelo infiltración de Kostiakov, para HEC HMS se aplicó el método del Número de Curva de USSCS, en tanto que para WMS-GSSHA se utilizó el modelo de infiltración de Green-Ampt. La propagación en cauce en los modelos MHIG y HEC-HMS se aplicó el método Muskingum, con similares parámetros, mientras que en WMS-GSSHA se utilizó las capacidades de propagación superficial propias del modelo. Los tiempos de concentración de cada subcuenca se ajustaron teniendo presente la expresión de California Culvert.

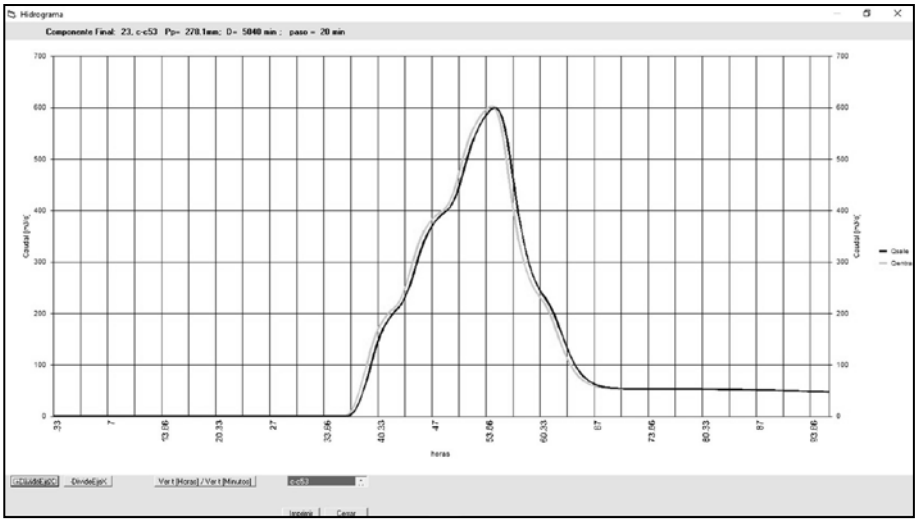


Figura 3.- Hidrograma resultante de simulación hidrológica modelo MHIG. Descarga final cuenca del Arroyo La Mata

La tabla 1 resume los resultados de modelación obtenidos para una selección de las cuencas aluvionales urbanas de mayor impacto, cerca de su descarga al mar. Los índices de caudal máximo (IQM) obtenidos resultan muy altos, como consecuencia de simular una lluvia máxima diaria muy elevada.

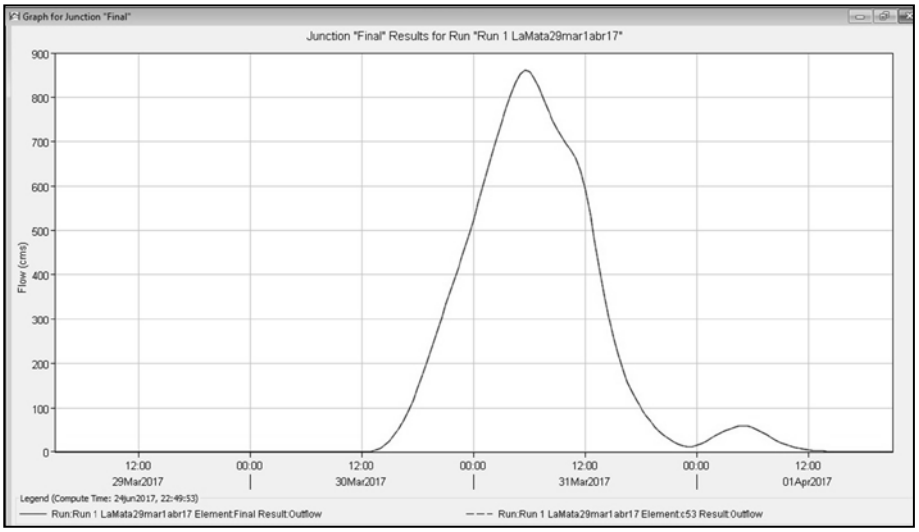


Figura 4.- Hidrograma resultante de simulación hidrológica modelo HEC-HMS. Descarga final cuenca del Arroyo La Mata

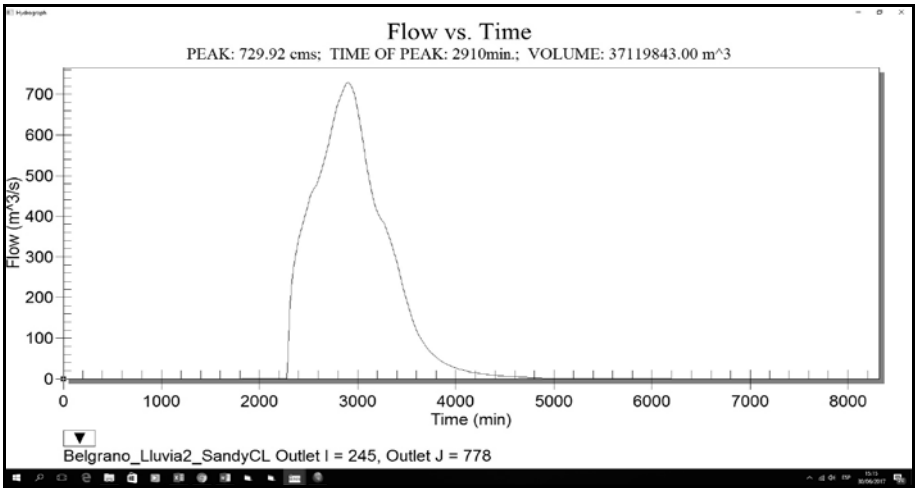


Figura 5.- Hidrograma resultante de la simulación hidrológica descarga final de la cuenca urbana “Belgrano”. Modelo: WMS-GSSHA

Los resultados pueden ser muy altos en relación a la “percepción” que se pueda esperar para los cañadones señalados. Sin embargo los distintos modelos corridos dan resultados de magnitudes y tiempos comparables (tiempo al inicio, pico y final). Son compatibles con las características geomorfológicas propias de cada cañadón, con los daños ocurridos y lo excepcional de la tormenta.

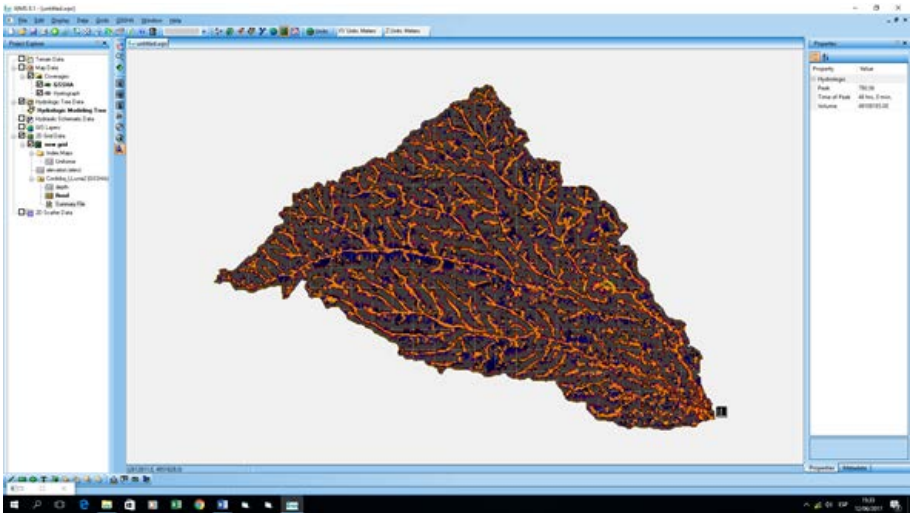


Figura 6.- Ejemplo salida 2D resultante de la simulación hidrológica descarga final de la cuenca urbana "Km8". Modelo: WMS-GSSHA

Los resultados tienen la incertidumbre propia de los métodos de modelación, aplicados "sin calibrar" con hidrogramas conocidos. Pero se aceptan como indicadores en magnitud válidos para diversas actividades de planificación.

Tabla1.- Resultados de modelación de índices de caudales máximos (IQM) y escorrentías (IE) para 3 cuencos urbanos de gran impacto

Cuenca	Area	MHIG	HMS		WMS-GSSHA
	[Km^2]	IQM [m^3/s]	IQM [m^3/s]	IE [Hm^3]	IQM [m^3/s]
La Mata	576,2	600	860	48	980
Las Quintas	40,6	60	76	4	120
Belgrano	457,7	440	680	38	730
Km 8	365,7	400	430	21	540
G. Mosconi	11,7	27	30	1,8	24

APLICACIONES

Con estas limitaciones, los indicadores resultarán de gran utilidad en las etapas de reconstrucción y remediación urbana. Es conveniente realizar futuros trabajos que evalúen en campo la línea de máxima crecida, y la modelación hidráulica que estime con mayor certeza el caudal que la produjo.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los resultados son indicadores de la magnitud de los caudales máximos producidos en estas cuencas urbanas por una tormenta similar a la ocurrida entre el 29 de marzo y el 3 de abril de 2017, en Comodoro Rivadavia, que se asume la máxima histórica medida, y reconocida por sus pobladores desde la fundación de la ciudad. Los IQM y el índice de escorrentía (IE) son útiles fundamentalmente en la etapa más inmediata de planificación de la reconstrucción urbana.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Chachero, M.J. (2012) "Estudio de Precipitaciones en la ciudad de Trelew- Análisis Estadístico y Ecuación de Lluvia". Cuadernos del CURIHAM, UNR Editora, Vol 18, Año 2012, pp. 23-37.

Chachero, M.J. (2013) "Análisis de Precipitaciones Máximas en Comodoro Rivadavia" Cuadernos del CURIHAM, UNR Editora, Vol 20, Año 2014, URI:http://hdl.handle.net/2133/7139.

Chachero, M.J. (2014) "Precipitaciones Máximas en Puerto Madryn. Análisis de caso: Tormenta de abril de 2014". Revista Argentina de Ingeniería (RADI), Año 2 Vol. IV, Octubre de 2014, pp. 65 a 72.

Díaz E. (2011). Espacio urbano de comodoro rivadavia a través de las etapas de la historia de la economía. (1901/2010). crecimiento, cambios y continuidades. Trabajo presentado en el marco del bicentenario. USAL.

2010-2011

Serra, J. (2007). MHIG, modelo hidrológico Gaiman: GMRT, Guía de Modelos y Referencias Técnicas. Autor-editor, 2007. e-Book. ISBN 978-987-05-6274-0. http://www.librosar.com.ar/portal/detallesLibro.aspx?codigo=271448.

Serra J. (2009). Estimación de Crecidas Máximas en Paisaje de Meseta. e-Book. Univ.Nac. de Guadalajara, México. Acervos Científicos tecnológicos, Contribución 2-2009-05-11. e-Thesis: http://www.e-acervos.udg.mx/poeUDG/servlet/poe.GUIproducto/ETHESIS/ES .

Sharffenberg W. (2015). User's Manual. Hydrologic Modeling System HEC-HMS.

SELECCIÓN DE EVENTOS HIDROMETEOROLÓGICOS SEVEROS EN LA PATAGONIA ARGENTINA

Serra Juan, Chachero María Jesús y Brandizi Laura

Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco, Chubut, Argentina
Av. 9 de Julio 25, +54-0280-4428403, juanjoseserra@hotmail.com

RESUMEN

La extensa región patagónica muestra una gran diversidad climática, demográfica, meteorológica, hidrológica, y de paisajes extremos de mesetas, montañas y áreas llanas.
Meteorología, hidrología, y paisaje combinan de manera diferente distintos patrones de comportamiento de sus cuencas fluviales y su régimen hidrológico. Las características desérticas a semidesérticas de gran parte de su superficie, la extensión de sus mesetas, la baja densidad media poblacional en su geografía, dejan una percepción que suele ser errónea en relación a la presencia y frecuencia de eventos hidrológicos severos.
Sin embargo la combinación de estos factores que determinan la amenaza, y la elevada concentración poblacional existente en zonas vulnerables son concurrentes para determinar zonas “enclaves” de alto riesgo hidrológico de crecidas.
El trabajo investigó una selección de eventos hidrometeorológicos severos en diferentes cuencas patagónicas, de meseta, valle, montaña o costa, que impactaron en centros de concentración urbana o rural. En sus conclusiones se muestra que si bien las precipitaciones medias, y las frecuencias de lluvias, pueden ser reducidas en la mayor parte del territorio, los eventos severos no están ausentes y sus impactos han sido graves, modificando la percepción que se tiene sobre la escasa presencia de crecidas en la Patagonia.
Palabras Clave: cuencas patagónicas, eventos severos, hidrología, hidrometeorología.

ABSTRACT

The extensive Patagonian region shows great climatic, demographic, meteorological, hydrological diversity, and extreme landscapes of plateaus, mountains and flat areas.
The Meteorology, the hydrology, and landscape combine differently patterns of behavior of their river basins and their hydrological regime. The desert characteristics of a large part of its surface, the extension of its plateaus, the low population density in its geography, leave a perception that is often erroneous in relation to the presence and frequency of severe hydrological events.
However, the combination of these factors that determine the threat, and the high population concentration in threat zones, are concurrent to determine great areas of high hydrological flood risk.
The study investigated a selection of severe hydrometeorological events in different basins Patagonian, of plateau, valley, mountain or coastal, that impacted urban or rural concentration centers.
It is concluded that although in the greater part of its surface the average rainfall and the rainfall frequencies are low, severe events occur and their impacts have been hight, modifying the perception that has on the scarce presence of floods in Patagonia
Keywords: Patagonian basins, severe events, floods, hydrology, hydrometeorology.

INTRODUCCIÓN

La extensa región patagónica muestra una gran diversidad climática, demográfica, meteorológica, hidrológica, y de paisajes extremos de mesetas, montañas y áreas llanas.
Meteorología, hidrología, y paisaje combinan de manera diferente distintos patrones de comportamiento de sus cuencas fluviales y su régimen hidrológico. Las características desérticas a semidesérticas de gran parte de su superficie, la extensión de sus mesetas, la baja densidad poblacional media en su geografía, dejan una percepción que suele ser errónea en relación a la presencia y frecuencia de eventos hidrológicos severos.
La concentración poblacional es elevada, en conglomerados urbanos vulnerables y susceptibles a la amenaza de eventos hidrometeorológicos severos. Vulnerabilidad que se potencia con hábitos culturales convivientes con la escasez de agua, propios de zonas áridas.
La combinación de estos factores de amenaza por eventos extremos y de urbanizaciones altamente vulnerables, concurren para determinar zonas de "enclaves" de alto riesgo hidrológico de crecidas. También es impactante en zonas rurales y despobladas, como lo es comúnmente la "meseta", donde parajes y habitantes suelen padecer directamente las inclemencias, quedar aislados de conexión terrestre, o desconectados de las ciudades cercanas por períodos prolongados.
Comodoro Rivadavia, ubicada en la región centro-sur de la Patagonia, es la ciudad más poblada de la Provincia del Chubut y del sur argentino. Fundada en 1901 es productora petrolera con un importante puerto de exportación, entre otras actividades, y un gran nodo vial de concentración comercial y de transporte.
A lo largo de su historia destacan diversos eventos severos, los más recientes en 1999, 2008, 2011 y otros. Pero en los días finales de marzo y principios de abril de 2017 conmocionó al País con la mayor tormenta registrada en la ciudad, y posiblemente en toda la costa y meseta patagónica: 231 mm en 24 horas y 290mm en 48 horas, según datos del Servicio Meteorológico Nacional.
¿Cuál es la recurrencia o retorno de esta lluvia? Es posible que por cualquier método de inferencia que se aplique resulte un valor inferido tan elevado que pone en duda el mismo dato, u obliga a revisar el método o teoría aplicado. En ese supuesto, este dato, ¿es un clásico "outliers"?, es decir ¿es un dato sospechoso de no pertenecer al conjunto de datos del cual procede?. La información recogida de la fuente, como así también de otros registros cercanos proporcionados por otras fuentes da certeza a la magnitud de este dato. Otros trabajos futuros podrán abordar estos interrogantes y profundizar su análisis. Pero sí es procedente preguntarse ¿cuál es la probabilidad de ocurrencia de un evento similar en un lugar dado pero de una región más amplia?.
Considerando este interrogante se investigan una selección de eventos hidrometeorológicos severos en dicha región ampliada y que impactaron en centros urbanos y rurales. En sus conclusiones se muestra que si bien las precipitaciones medias, y las frecuencias de lluvias, son bajas en la mayor parte de su superficie, los eventos severos no están ausentes y sus impactos han sido graves, modificando la percepción que se tiene sobre una escasa presencia de grandes lluvias en la Patagonia.

OBJETIVOS

Este trabajo tiene el propósito de contribuir a la prevención y alerta de amenaza de crecidas y aluviones, al planeamiento del desarrollo urbanístico, y al mayor conocimiento para el manejo

en situaciones de emergencia hídrica en Comodoro Rivadavia. El objetivo es demostrar la ocurrencia y magnitud de eventos hidrológicos severos en la Patagonia, con énfasis en la región árida y semiárida de la costa atlántica y la meseta, a través de una selección y análisis de los mismos.

MATERIALES Y MÉTODOS

La región del Valle Inferior del Rio Chubut, y en particular las ciudades de Trelew y Puerto Madryn, han sido motivo de diversas investigaciones hidrológicas por este grupo de investigadores. En los años recientes, producto de la ocurrencia de eventos severos costeros, esta recopilación se amplió a Comodoro Rivadavia, y en 2017, a zonas de la meseta, Viedma y San Antonio Oeste.
Para este trabajo se sumó la búsqueda y recopilación de datos de una selección de casos en Comodoro Rivadavia y ciudades más pobladas del litoral atlántico y de la meseta en la región central patagónica.
Para estudiosos de los eventos severos en la región del VIRCh es bueno remitirse a los relatos de inicios de la colonia Galesa. En "A orillas del Rio Chubut en la Patagonia" (Hughes, 1929) se relatan las crecidas de 1899, 1901, 1903, y la destrucción total de "Trerawson", hoy ciudad capital Rawson, refundada en otro sitio. Resulta asombrosa la comparación con hechos recientes, por ejemplo el siguiente párrafo:

> Julio de 1903: "*Es muy adecuado llamar a estos años irreconciliables, porque era imposible para la colonia conformarse con el desastre de las inundaciones que hubo durante los cuatro años pasados…*". "*…por el color grisáceo de sus aguas, como los de la segunda de 1901, que no fue de las inmediaciones de Los Andes que vino, sino de regiones no muy lejanas del interior y de los alrededores del Colhué Huapi…*"

Relatos como estos ponen en evidencia antecedentes de eventos severos de gran magnitud en la meseta y la costa atlántica patagónica.
La información de base para este trabajo fue recopilada por docentes investigadores de distintos proyectos de investigación pertenecientes al Departamento de Ingeniería Civil Hidráulica, de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco (Chachero, 2012, 2013 y 2014). Remiten a la ocurrencia de fenómenos de tormentas severas y excepcionales, y sus consecuentes crecidas en distintas cuencas regionales, con afectación de áreas urbanas y rurales.
Se consideraron fuentes de datos de información institucional (Servicio Meteorológico Nacional, Subsecretaría de Recursos Hídricos de Nación e Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria). Asimismo, se tuvieron en cuenta solamente las estaciones con medias inferiores a los 260 mm, extrayendo todos aquellos eventos diarios que superaran el 25% de la precipitación media anual en cada estación. La tabla 1 muestra una recopilación de eventos severos en distintos lugares de la Patagonia Argentina.

Tabla 1.- Recopilación de eventos severos en distintos sitios de la Patagonia Argentina (DICH-UNPSJB)

ESTACIÓN	MEDIA	PERÍODO		AÑOS DE REGISTRO	PRECIPITACIÓN			
		Ini.	Fin.		Diaria	Fecha	2 días	24 hs
	Mm				mm		mm	mm
TRELEW	187	1933	2015	78	112.2	4/23/1998	250	151
Fuente: SMN					97.9	4/26/1905		
Coordenadas:					89.3	2/18/1976		
Lat. 43.25					68	4/7/2014	88	
Long. 65.31					64	5/11/1992		
					59.5	3/15/1997		
					58.2	10/13/1985	65	
					52	12/22/1949		
					51.5	2/20/1992	62	
					48.2	12/10/1991	80	
COMODORO RIVADAVIA	235	1930	2012	83	231	3/30/2017		
Fuente: SMN					56	12/4/2011		98
Coordenadas:					76.5	5/7/1958	107	
Lat. 45.87					63.9	7/9/1991	100	
Long. 67.48					63	4/6/2017		
					60.5	4/8/1980		
					58.6	5/18/2008		
PUERTO MADRYN	205	1991	2016	23	109	4/7/2014	129	116
Fuente: SMN					96.5	4/24/1998	178.5	143.9
Coordenadas:					68	1/20/2016	64 /3 hs	
Lat. 42.77					51	3/16/1997		
Long. 65.03					47.5	7/26/2006		
LOS ALTARES	142	1943	2017	75	76	11/2/1962		
Fuente: BDHI (SRH)					72	12/5/1962		
Coordenadas:					46	4/22/1998		
Lat. 43.83					44.5	2/20/2005		
Long. 68.42					44	4/11/1963		
					40.1	12/27/1972		
					40	2/24/1987		
AMEGHINO	149	1972	1992	8	73.5	11/5/1992		
Fuente: BDHI (SRH)					41.5	8/8/1991		
Coordenadas:					38	2/18/1976		
Lat. 43.8								
Long. 66.48								
GUALJAINA	121	1957	2016	58	80	7/3/1998		
Fuente: BDHI (SRH)					65	8/25/1993		
Coordenadas:					62	7/18/2004		
Lat. 42.7					54.7	9/23/1982		
Long. 70.41								
LOS MOLINOS	129	1987	2009	14	39	6/10/1997		
Fuente: BDHI (SRH)					32.9	3/28/1995		

Coordenadas:									
Lat.	45.91								
Long.	69.51								
RIO MAYO		129	1978	2017	37	67	11/10/1992		
Fuente: BDHI (SRH)						62	3/30/2017		
Coordenadas:						55	1/15/1994		
Lat.	45.65					50	9/29/2015		
Long.	7.025					39	11/21/1986		
						38	1/16/2015		
SARMIENTO		152	1979	2017	38	57	6/26/1991		
Fuente: BDHI (SRH)						54	11/21/1986		
Coordenadas:						51.5	12/6/1997		
Lat.	45.61					49.5	7/14/1987		
Long.	69.08					45	10/7/1991		
						42	3/28/1995		
						40	7/17/2013		
						38	6/5/1992		
						37.8	5/24/2008		
LAS GRUTAS		256	1999	2014	11	92.6	4/7/2014		
Fuente: BDHI (SRH)						92.3	4/4/2014		
Coordenadas:						90.3	8/24/2014		
Lat.	40.81					66.6	21/10/2006		
Long.	65.09					65	10/3/2008		
SAN ANTONIO OESTE		252	1959	2014	55	102	4/4/2004		
Fuente: SMN						81	2/28/2013	92	
Coordenadas:						76	4/7/2014		
Lat.	40.83					68.9	3/16/1969		
Long.	63.02					65.3	3/14/1994	86	
						65	3/24/2012		
ÑORQUINCO		210	1982	2017	36	75.5	4/8/2014		
Fuente: BDHI (SRH)						70.5	5/22/2009		
Coordenadas:						52			
Lat.	41.85								
Long.	70.9								
ALTO VALLE		204	1970	2013	40	94.1	2/20/1988		
Fuente: INTA						93.3	9/20/1988		
Coordenadas:						81.2	4/20/1973	92	
Lat.	38.92					62.8	10/3/2000	73	
Long.	67.75					60.3	11/1/1999		
						58	3/12/1975		
CERRO MESA		174	1963	2016	47	90.9	3/12/1975		
Fuente: BDHI (SRH)						64	4/8/2014		
Coordenadas:						49.2	5/22/2009		
Lat.	41.7					45.8			
Long.	70.45					45			

						45			
CATRIEL		210	1989	2013	25	106	9/29/2001		
Fuente: BDHI (SRH)						80	2/28/1997		
Coordenadas:						74.5	10/30/1999		
Lat.	37.8					68	2/10/2004		
Long.	67.75					66.3	9/27/2010		
						62.5			
PUERTO SANTA CRUZ		174	1959	2017	46	70	11/7/1994		
Fuente: SMN						60	5/29/1995		
Coordenadas:						50	2/7/1971		
Lat.	50.03					49	3/19/2000		
Long.	68.52								
PUERTO SAN JULIÁN		239	1956	2017	60	92.1	9/7/1967		
Fuente: SMN						67.1	4/10/1967		
Coordenadas:						61.8	9/18/1963		
Lat.	49.31					50	3/19/2000	87	
Long.	67.73					59	3/8/2017	73	
						45.2	5/31/1998		

La información precedente se analizó conformando una serie anual combinada. Para ello se seleccionaron las estaciones costeras (San Antonio Oeste, Puerto Madryn, Trelew, Comodoro Rivadavia, Puerto San Julián y Puerto Santa Cruz), extrayendo un máximo anual del conjunto y conformando la serie que se muestra en la tabla 2.

Tabla 2.- Selección de eventos severos en 5 sitios poblados de la región costera atlántica de la Patagonia Central: San Antonio Oeste, Puerto Madryn, Trelew, Comodoro Rivadavia, Puerto San Julián y Puerto Santa Cruz

Año	Fecha	Pp	Localidad	Año	Fecha	Pp	Localidad
1956	6/14/1956	23.6	San Julián	1987	3/3/1987	54	San Antonio Oeste
1957	7/2/1965	43.2	Comodoro Rivadavia	1988	3/1/1988	18	San Antonio Oeste
1958	7/5/1958	76.5	Comodoro Rivadavia	1989	3/21/1989	35.1	Comodoro Rivadavia
1959	2/24/1959	45.6	San Antonio Oeste	1990	2/15/1990	48	San Antonio Oeste
1960	3/21/1960	41.8	Trelew	1991	7/9/1991	63.9	Comodoro Rivadavia
1961	7/19/1961	42	Trelew	1992	5/11/1992	64	Trelew
1962	10/24/1962	35.1	San Julián	1993	4/13/1993	32.5	Comodoro Rivadavia
1963	9/18/1963	61.8	San Julián	1994	11/7/1994	70	Puerto Santa Cruz
1964	4/29/1964	38	San Antonio Oeste	1995	5/29/1995	60	Puerto Santa Cruz
1965	7/2/1965	32.1	Comodoro Rivadavia	1996	12/5/1996	55	San Antonio Oeste
1966	4/10/1966	33	San Antonio Oeste	1997	3/15/1997	59.5	Trelew
1967	9/7/1967	92.1	San Julián	1998	4/23/1998	154	Trelew
1968	3/23/1968	33	Comodoro Rivadavia	1999	10/28/1999	56.5	Comodoro Rivadavia
1969	3/16/1969	68.9	San Antonio Oeste	2000	3/19/2000	50	San Julián
1970	3/4/1970	43.2	San Antonio Oeste	2001	10/6/2001	45	San Antonio Oeste
1971	2/7/1971	50	Puerto Santa Cruz	2002	12/14/2002	40	Puerto Madryn
1972	1/2/1972	56.8	Comodoro Rivadavia	2003	5/21/2003	54	Comodoro Rivadavia
1973	8/23/1973	35.4	Comodoro Rivadavia	2004	4/4/2004	102	San Antonio Oeste

1974	5/19/1974	42.2	Comodoro Rivadavia	2005	6/16/2005	45	Comodoro Rivadavia
1975	6/18/1975	42.1	Comodoro Rivadavia	2006	7/26/2006	62	San Antonio Oeste
1976	2/18/1976	89.3	Trelew	2007	4/30/2007	39.4	Comodoro Rivadavia
1977	12/17/1977	55.6	San Antonio Oeste	2008	5/18/2008	58.6	Comodoro Rivadavia
1978	12/22/1978	31.7	San Antonio Oeste	2009	11/24/2009	32.5	Puerto Madryn
1979	5/24/1979	37.6	Comodoro Rivadavia	2010	2/17/2010	41.1	San Antonio Oeste
1980	4/8/1980	60.5	Comodoro Rivadavia	2011	12/4/2011	98	Comodoro Rivadavia
1981	1/27/1981	48.2	San Antonio Oeste	2012	3/24/2012	65	San Antonio Oeste
1982	6/26/1982	24.5	Trelew	2013	2/28/2013	81	San Antonio Oeste
1983	9/26/1983	34.5	Comodoro Rivadavia	2014	4/7/2014	109	Puerto Madryn
1984	6/10/1984	35	Comodoro Rivadavia	2015	4/15/2015	45	San Antonio Oeste
1985	10/13/1985	58.2	Trelew	2016	1/20/2016	67	Puerto Madryn
1986	12/28/1986	22.5	Trelew	2017	3/30/2017	231	Comodoro Rivadavia

Pruebas de calidad de las muestras:

Previo a ajustar la serie y realizar inferencias estadísticas, se evaluó la homogeneidad e independencia de la misma. Para ello, se verificó a través de test de independencia, que no exista ningún grado de correlación en la muestra, y mediante los test de homogeneidad, determinar si las variables que integran las serie de datos pertenecen estadísticamente a una misma población.

Prueba de independencia de Anderson:
Existen numerosas técnicas para definir la independencia de los valores que conforman una serie, se eligió la prueba de Anderson, cuyos conceptos fundamentales son los siguientes:
La prueba de independencia de Anderson hace uso de un coeficiente de autocorrelación serial r_k, para diferentes tiempos de retraso k.
La expresión para obtener el coeficiente de autocorrelación serial de retraso k, se representa mediante la siguiente expresión:

$$r_j^k = \frac{\sum_{i=1}^{n_j-k}(Q_i^j - \bar{Q}^j)(Q_{i+k}^j - \bar{Q}^j)}{\sum_{i=1}^{n_j}(Q_i^j - \bar{Q}^j)} \quad (1)$$

Para k = 1, 2, 3…….nj/3

Además, los límites del 95% de confianza para r_k se pueden obtener con la expresión:

$$r_{j(95\%)}^k = \frac{-1 \pm 1.96\sqrt{n_j - k - 1}}{n_j - k} \quad (2)$$

Las gráficas de los valores estimados de rk (ordenadas) contra los tiempos de retraso k (abscisas), junto con sus correspondientes límites de confianza, se denomina correlograma de la muestra. Si no más del 10% de ls valores de rk sobrepasan los límites de confianza, se dice que la serie es independiente, y por lo tanto es una variable a la que se le puede aplicar las leyes de probabilidad.
El correlograma de la serie combinada (Costa Patagónica) es el que se indican en la figuras 1.

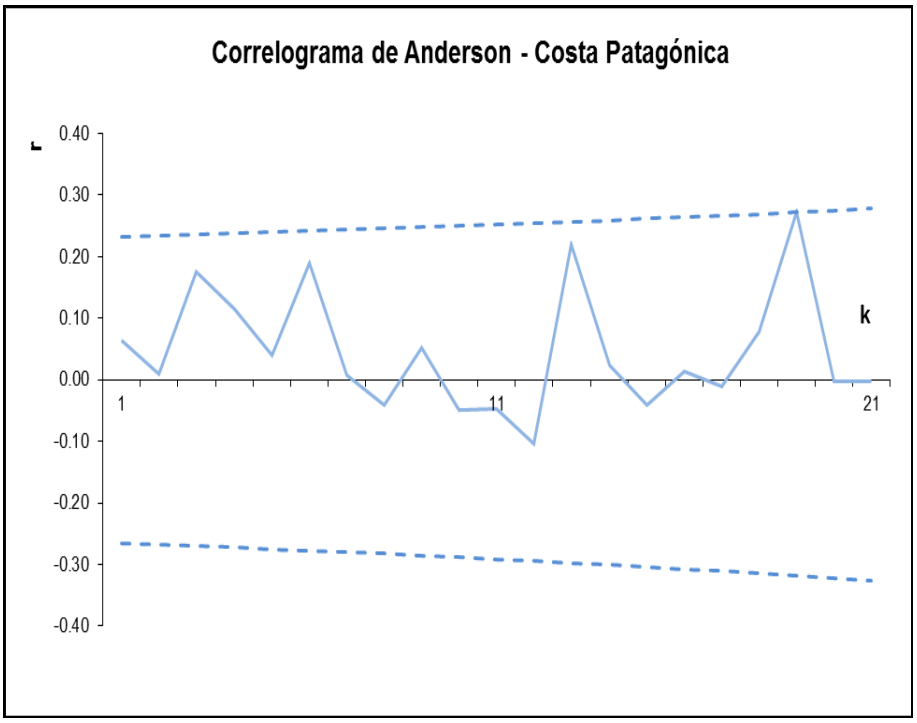


Figura 1.- Correlograma de Anderson para la Serie Costa Patagónica

Del correlograma de la serie combinada se observa que los coeficientes r resultan dentro de los intervalos de confianza por lo que se concluye que la serie es independiente y por lo tanto son variables a las que se les puede aplicar las leyes de probabilidad.

Pruebas de homogeneidad de Student:

Para demostrar la homogeneidad de una serie de datos, pueden emplearse diferentes pruebas de hipótesis. Dichas pruebas permiten determinar si las variables que integran una serie de datos pertenecen estadísticamente a una misma población. La prueba que se hizo para verificar la homogeneidad de la serie fue la de t de Student.

Si se considera una serie de datos n datos y se subdivide en dos conjuntos de igual tamaño, n1 y n2, entonces el estadístico de prueba se define con la expresión:

$$t_d = \frac{\bar{x}_1 + \bar{x}_2}{\left[\frac{n_1 s_1^2 + n_2 s_2^2}{n_1 + n_2 - 2}\left(\frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2}\right)\right]^{1/2}} \qquad (3)$$

Donde

x_1 y s_1^2 son la media y la varianza de la primera parte del registro de tamaño n_1

x_2 y s_2^2 son la media y la varianza de la segunda parte del registro de tamaño n_2

El valor absoluto de t_d se compara con el valor de la distribución t de Student y con $\nu = n_1 + n_2 - 2$ grados de libertad y un nivel de significancia $\alpha = 0.05$.

Si el valor absoluto del estadístico t_d es menor que el valor correspondiente del estadístico de Student, $t_{\nu,\alpha}$ la serie es homogénea. Los resultados se exponen en la tabla 3, donde se verifica que las serie es homogénea.

Tabla 3.- Estadístico de prueba y estadístico de Student para la serie combinada (Costa Patagónica)

n	60
t_d	1.86
$t_{\nu,\alpha}$	1.992

Leyes de Distribución

En el análisis estadístico de lluvias máximas suelen emplearse modelos de series anuales de máximos, con lo que sólo se considera el mayor valor de cada uno de los años con datos, y métodos paramétricos que utilizan diversas leyes de distribución cuyos parámetros son ajustados a partir de los datos. (Ferrer Polo, 1993)
Esta modelación requiere la elección de:

Ley de distribución de la población.
Método de estimación de parámetros.

Para asignar la frecuencia a la información disponible, se emplea la expresión de Gringorten:

$$F_{exp} = \frac{m - 0{,}44}{n + 0{,}12} \tag{4}$$

Siendo m, el número de orden del valor considerado dentro de la serie de n valores.
Dentro de un amplio conjunto de posibilidades, los modelos elegidos en este trabajo son los de Gumbel, SQRT-ET, Valores Extremos Generalizados y Log Pearson III, que se describen a continuación. El software aplicado es el CHAC, diseñado por el Centro de Experimentación de Obras Públicas de España (Cedex) y disponible en Internet. Además de las leyes incluidas en ese software, se consideró la expresión de Frechet y los ajustes directos proporcionados por Excel (exponencial y polinómico).

Distribución Gumbel:
La función de distribución de probabilidad, obedece a la siguiente expresión:

$$F_{(x)} = \exp\left[-\exp\left(-\frac{x-\mu}{\alpha}\right)\right] \tag{5}$$

En la distribución de Gumbel los parámetros son μ, de localización, y α, de escala, que mediante el método de los momentos se determinan con las siguientes expresiones, siendo μ la media y σ el desvío de la muestra

$$\mu = \bar{x} - 0.45\sigma$$

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi}\sigma \tag{6}$$

Distribución SQRT-ET$_{MAX}$:
La distribución SQRT-ET$_{MAX}$, originalmente propuesta en el contexto de precipitaciones máximas en Japón, ha venido siendo recomendada por la Dirección General de Carreteras de España, para la modelización de las precipitaciones máximas (Ferrer Polo y Ardiles, 1994). La estimación directa de los parámetros de la función SQRT-ET$_{MAX}$, no se puede hacer de forma analítica, ya que F(x) carece de primitiva conocida. Por esto, se debe realizar de forma aproximada mediante métodos numéricos. (Sáez Castillo, 2009; Zorraquino Junquera, 2004).

$$F_{(x)} = \exp[-k\left(1 + \sqrt{\alpha \cdot x}\right)\exp\left(-\sqrt{\alpha x}\right) \tag{7}$$

Es una distribución de dos parámetros, α y k

Distribución de Valores Extremos Generalizada:
Los parámetros de la distribución de valores extremos generalizada, GEV, ajustan el dominio según:

$$F_{(x)} = \exp\left[-\left(1 - k\frac{x-\mu}{\alpha}\right)^{1/k}\right] \tag{8}$$

Los parámetros de localización, μ, de forma, k y de escala α, pueden determinarse por los métodos de momentos, momentos ponderados o máxima verosimilitud y deben satisfacer las siguientes expresiones:

$$k < 0 \qquad x > \mu + \frac{\alpha}{k}$$
$$k > 0 \qquad x < \mu + \frac{\alpha}{k} \tag{9}$$

Distribución Log Pearson tipo III:
En la distribución Log Pearson tipo III

$$f_x = \frac{1}{\alpha \Gamma_{(r)}} (x-\mu)^{r-1} \exp\left(\frac{x-\mu}{\alpha}\right) \tag{10}$$

El parámetro de posición μ, debe cumplimentar:

$$\mu \le x < \infty$$
$$-\infty < \mu < \infty$$

Y obedece a la expresión:

$$\mu = \overline{x}\ln x - \frac{2\sigma_{\ln x}}{C_{\ln x}} \tag{11}$$

Mientras que los parámetros de forma r y de escala α están definidos entre 0 e infinito. Determinando los parámetros mediante el método de los momentos, resulta:

$$r = \frac{4}{C_{\ln x}^2}$$
$$\alpha = \frac{C_{\ln x}\sigma_{\ln x}}{2} \tag{12}$$

Siendo respectivamente $\overline{x}$, $\sigma_{\ln x}$ y $C_{\ln x}$ la media, el desvío estándar y el sesgo del logaritmo natural de la variable x.

Se ajustó la serie muestral a las distribuciones teóricas de probabilidades seleccionadas, para distintos tiempos de recurrencia, obteniendo los resultados que se muestran en la tabla 4 para cada uno de los métodos de estimación de parámetros de la correspondiente ley de frecuencia.

Tabla 4.-ajustes de funciones teóricas de distribución

	GUMBEL			SQRT	GEV			LPIII	FRECHET	EXPON.	POLIN.
T	(1)	(2)	(3)		(1)	(2)	(3)				
2	51	51	51	49	48	49	48	48	47	68	49
5	79	71	75	71	73	71	70	71	70	94	68
10	98	85	91	88	92	89	89	91	91	116	86
25	122	102	111	111	121	115	119	120	125	151	132
50	140	115	126	130	146	138	147	147	164	184	199
100	157	128	141	150	174	164	181	177	210	223	312
200	175	140	156	172	205	194	221	212	268	271	488
500	198	157	175	201	253	240	287	264	372		
1000	215	170	190	225	295	280	348	314	475	425	1277
2000	233	182	204	250	343	326	422	371	608		
5000	256	199	224	287	416	398	544	459	842	515	
10000	273	211	238	314	480	461	658	538	1076	807	

Pruebas de bondad del Ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste son métodos de cálculo que otorgan elementos de juicio con la finalidad de discernir si una ley de distribución teórica de probabilidades representa adecuadamente la muestra de la población analizada. Es decir permiten medir la certidumbre que se obtiene al hacer una hipótesis estadística sobre una población, calificando el hecho de suponer que una variable aleatoria, se distribuya según una cierta función de probabilidades.
Consisten en comparar gráfica y estadísticamente si la frecuencia empírica de la serie analizada se ajusta a una determinada función de probabilidades teórica, seleccionada a priori, con los parámetros estimados con base en los valores muestrales.

Análisis gráfico:
Consiste en comparar gráficamente la función acumulada de la serie de datos, con la función acumulada teórica. La función teórica que más se apegue visualmente a los datos medidos será la de mejor ajuste. Es un método con alto grado de subjetividad y no se recomienda su uso aisladamente, sin embargo es muy ilustrativo y muy recomendable para usar como complemento de otros métodos.
Con este criterio se seleccionaron las funciones de Valores Extremos generalizados, con selección de parámetros por métodos de momentos y momentos ponderados y la función de Log Pearson III, cuyas gráficas se exponen en las figuras 2, 3 y 4.

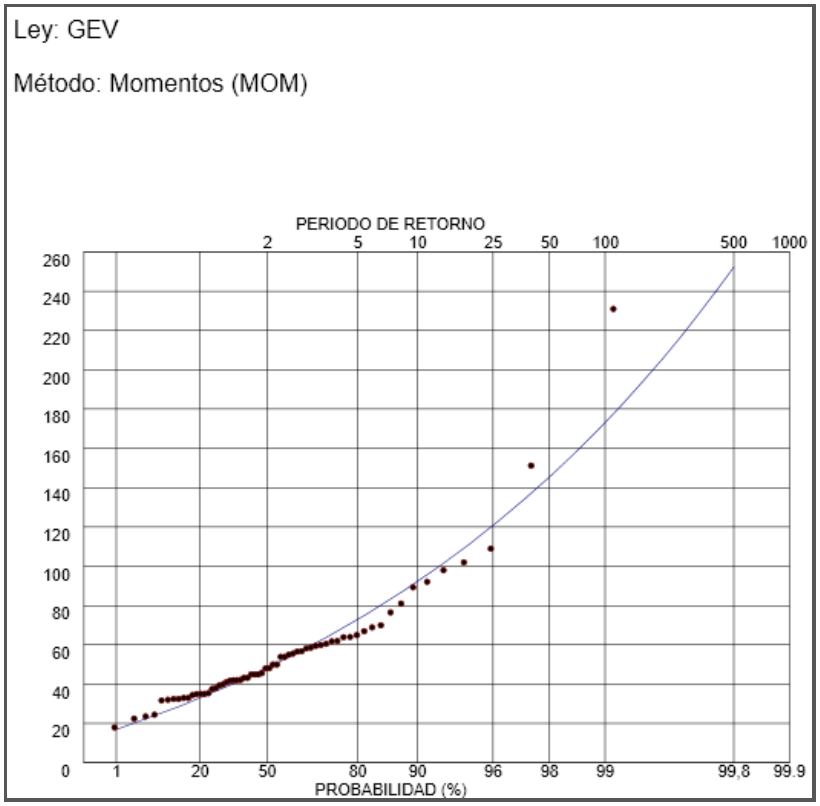


Figura 2.- Ajuste Ley GEV (momentos)

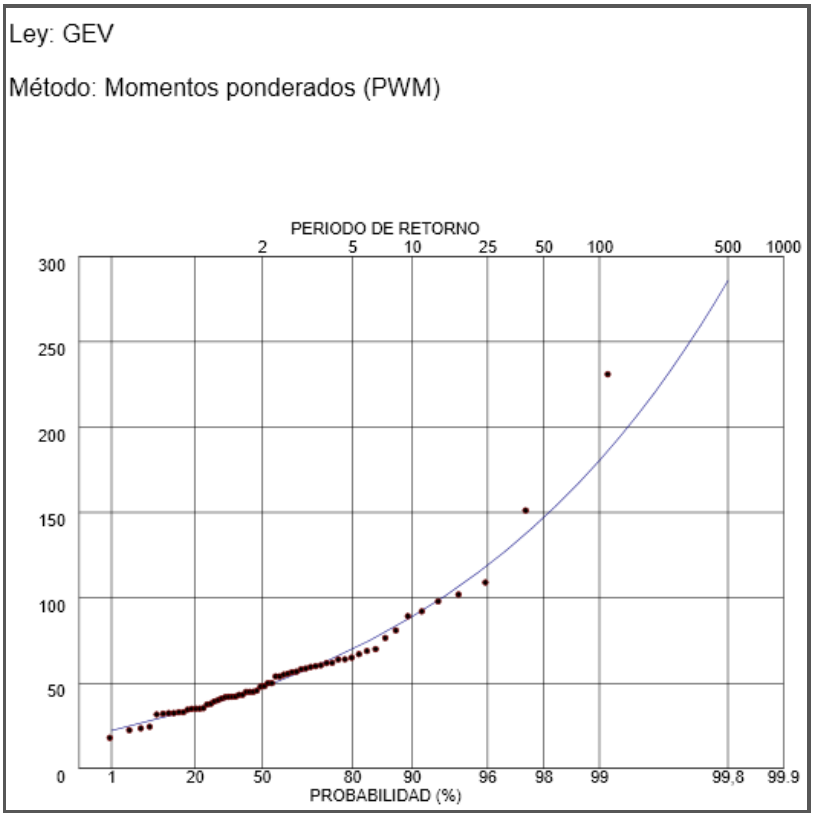


Figura 3.- Ajuste Ley GEV (Momentos ponderados)

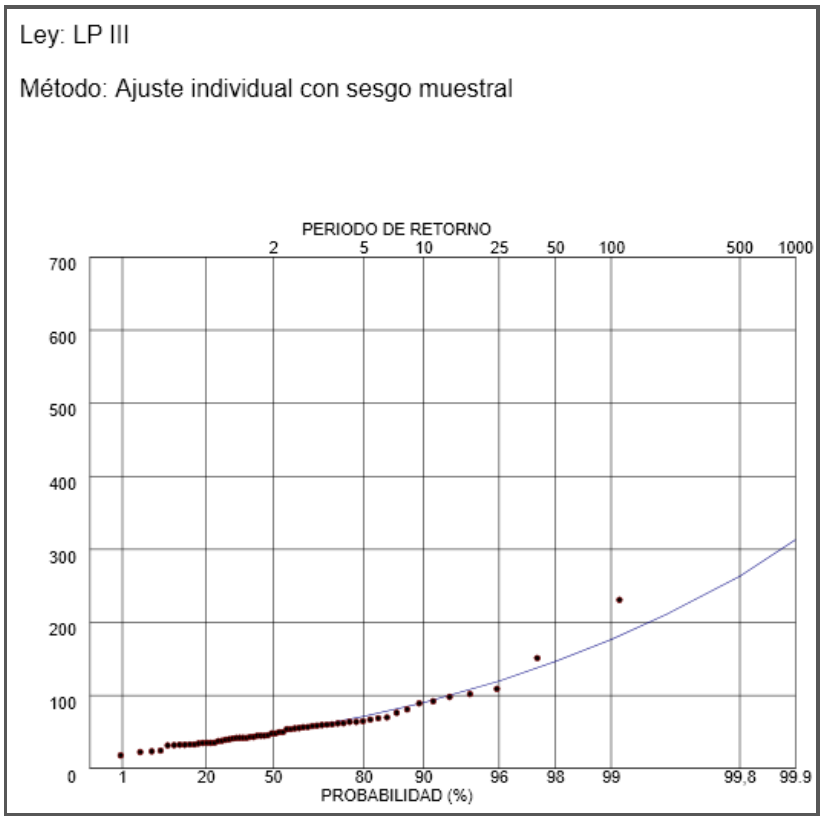


Figura 4.- Ajuste Ley LP III , individual con sesgo maestral

Prueba $\chi 2$

La prueba Chi-cuadrado se basa en el cálculo de frecuencias, tanto de los valores observados, como de los valores esperados, para un número determinado de intervalos.

Para aplicar la prueba deben dividirse los datos en un número k de intervalos de clase, para luego calcular el parámetro estadístico Δ.

$$\Delta = \sum \frac{\left(\theta_i - \varepsilon_i\right)^2}{\varepsilon_i} \qquad (13)$$

Donde θ_i es el número observado de eventos en el intervalo i y ε_i es el número esperado de eventos en el mismo intervalo.

Una vez calculado el parámetro Δ para cada función de distribución considerada, se determina el valor de una variable aleatoria con distribución $\chi 2$, para ν= k-1-m grados de libertad y un nivel de significancia α, donde m es el número de parámetros estimados a partir de los datos.

Para aceptar una función de distribución dada, se debe cumplir:

$$\Delta \leq \chi^2_{1-\alpha,\nu} \qquad (14)$$

El valor de $\chi^2_{1-\alpha,\nu}$ se obtiene de tablas de la función de distribución χ^2

Así, seleccionando un nivel de significancia α = 0,05, y dividiendo la muestra en 11 intervalos de 15 mm, se obtienen de la tabla de la distribución, los estadísticos para las funciones de dos parámetros (Gumbel, Frechet y SQRT) y de tres parámetros (GEV y LogPearson III) (tabla 5).

Tabla 5: Parámetros Δ de la serie combinada (Costa Patagónica)

GUMBEL			SQRT	GEV			LPIII	FRECHET
Mom.	Mx.Ver.	M.Pond.	Mx.Ver	Mom.	Mx.Ver.	M.Pond.	Unif.	Log
26.430	*35.044*	*26.524*	*22.503*	15.045	*21.745*	*25.365*	19.975	*36.698*

Según este método, el mejor ajuste corresponde a la ley de valores extremos generalizada, con ajuste de parámetros por el método de momentos. En segundo lugar, Log Pearson III, no cumpliendo las demás leyes el requisito expuesto en la expresión (14).

Prueba de Kolmogorov – Smirnov:

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia Δ entre la función de distribución de probabilidad observada Fo(xm) basada en n observaciones y la función teórica bajo prueba estimada F(xm), con un valor crítico d que depende del número de datos (n) y el nivel de significancia seleccionado (α).

$$\Delta = \max\left|F_{o(xm)} - F_{xm}\right|$$

Que debe compararse con el estadístico d, función del nivel de significancia y del número de datos:

$$d = \frac{1.36}{\sqrt{n}}$$

Resultando para α = 0.05, y 62 datos, d = 0.172.

Los resultados para las diferentes funciones de ajuste son los que se exponen en la tabla 6, observando que todas las leyes satisfacen el criterio de Kolmogoroff – Smirnov.

Tabla 6: Parámetro Δ de del análisis de Kolmogoroff . Smirnov, para la serie combinada (Costa Patagónica)

GUMBEL			SQRT	GEV			LPIII	FRECHET
Mom.	Mx.Ver.	M.Pond.	Mx.Ver	Mom.	Mx.Ver.	M.Pond.	Unif.	Log
0.156	0.063	0.097	0.064	0.102	0.063	0.061	0.070	0.076

Resumiendo el orden de calidad de las pruebas resultan en la tabla 7:

Tabla 7: resultados de calidad de las pruebas

Orden	**Kolmogoroff**	**Chi cuadr**	**Gráfica**
1	GEV (3)	GEV (1)	GEV (3)
2	GEV (2)	LPIII	GEV (1)
3	GUMBEL (2)		LPIII
4	SQRT		GEV (2)
5	LPIII		GUMBEL (1)

Mediante ese orden de calidad se evalúan como mejor ajuste la Ley de Valores Extremos Generalizada con ajuste de parámetros por el Método de Momentos.
En la tabla 8, se indica el ajuste seleccionado, considerando intervalos de confianza de +/- 10% (tabla 10):

Tabla 8: Ajuste GEV (momentos)

Años	GEV (1)		
2	43.2	48	52.8
5	65.7	73	80.3
10	82.8	92	101.2
25	108.9	121	133.1
50	131.4	146	160.6
100	156.6	174	191.4
200	184.5	205	225.5
500	227.7	253	278.3
1000	265.5	295	324.5
2000	308.7	343	377.3
5000	374.4	416	457.6
10000	432	480	528

RESULTADOS

Tormenta extraordinaria de Comodoro Rivadavia, 29 de marzo al 3 de abril de 2017
Fue el mayor fenómeno extremo medido de toda la historia de la ciudad, con un total de 231 mm en 24 hs; ese valor es 2,4 veces mayor a la máxima histórica previa, dada en 2011 con 98 mm en 24 hs. La lluvia caída en 48 horas fue de 290 mm y la lluvia total hasta el 3 de abril a las 9 hs fue de 331 mm. Estos datos proporcionados por el SMN fueron comparados con otros recogidos en estaciones pluviométricas cercanas, de magnitudes similares (tabla 9).
En una publicación reciente de análisis de precipitaciones máximas diarias en Comodoro Rivadavia

(Chachero, 2013), efectuada con posterioridad a la tormenta extrema del año 2011, se concluyó seleccionando como función de mejor ajuste la distribución de Valores Extremos Generalizados (GEV) con ajuste de parámetros por máxima verosimilitud, realizado para una serie de valores extremos de 50 años.

Tabla 9.- Evento extremo en Comodoro Rivadavia. Registros de lluvia entre el 29 y 31 de marzo de 2017, en distintas estaciones.

Estación	Pp [mm]	
	29 al 31 marzo	Max 24 hs
SMN	**290**	**231**
Termap	221,6	191,5
Energías del Sur	246,1	196,4
Universidad	232,3	213,4

Proyectando esta función para la tormenta de marzo de 2017, sin incorporar este dato a la serie, el retorno cayó “fuera de escala” del gráfico publicado. Su proyección con este ajuste indicaría una recurrencia de 55.000 años (figura 5).

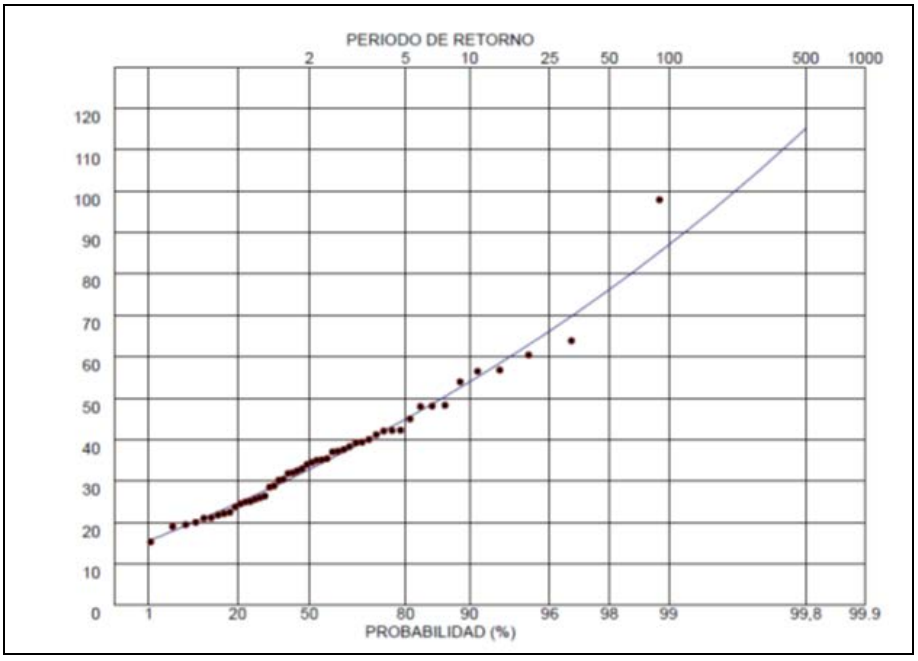


Figura 5.- Comodoro Rivadavia: ajuste de Valores Extremos Generalizados para la serie histórica de precipitaciones máximas diarias (1956-2011), previo a la tormenta de marzo de 2017

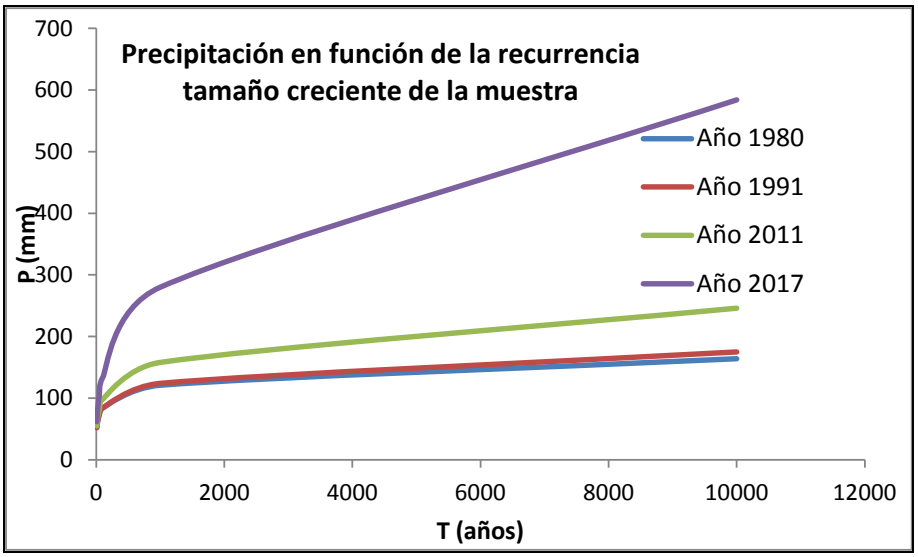


Figura 6.- Precipitación vs. Recurrencia de la tormenta en el sitio, para tamaños de muestras crecientes. Fuente datos: estación aeropuerto del SMN, Comodoro Rivadavia

En la figura 6 se muestra la variación de los ajustes considerando períodos crecientes, desde el inicio de la serie, hasta los años 1980, 1991, 2011 y 2017. Obsérvese la enorme variación de los ajustes y sus proyecciones, y el error que conlleva asumir tales inferencias como "lluvia de diseño".

Al incorporar a la serie el dato de la tormenta extrema de 2017, y 5 nuevos datos, esta proyección cayó a 550 años de recurrencia.

Si bien el caso merece la atención y estudio estadístico más profundo y específico, fue suficientemente demostrativo de una tormenta extrema de magnitud no prevista con las funciones de inferencia estadística que al momento se disponían.

Probabilidad de ocurrencia de eventos severos en la región

Sin embargo al tomarse los eventos extremos medidos en distintos lugares del área de estudios mencionada, se hallaron registros de eventos de cierta frecuencia y gran magnitud. ¿Cuál es la probabilidad de ocurrencia de un evento severo en el área de estudio?, o bien, ¿Cuál es el retorno de una tormenta de lluvia dada, en la región costera?.

Para aproximar una primera respuesta se analizó un indicador, a partir de una serie de eventos extremos conformada por la precipitación máxima diaria anual en la región, para una selección de estaciones con series de 62 años comunes. La figura 7 muestra las ubicaciones de una selección de eventos más impactantes en urbanizaciones sobre gran parte de la costa atlántica.

Los resultados obtenidos (figura 8) mostraron un retorno significativamente menor a los obtenidos para una estación, que detalla el trabajo final. Es decir que la recurrencia para un evento extremo como el ocurrido en 2017 en Comodoro Rivadavia, que pudiera darse en algún lugar de la costa atlántica analizada, se reduce así a unos 300 años, con una máxima decenal de 115mm.

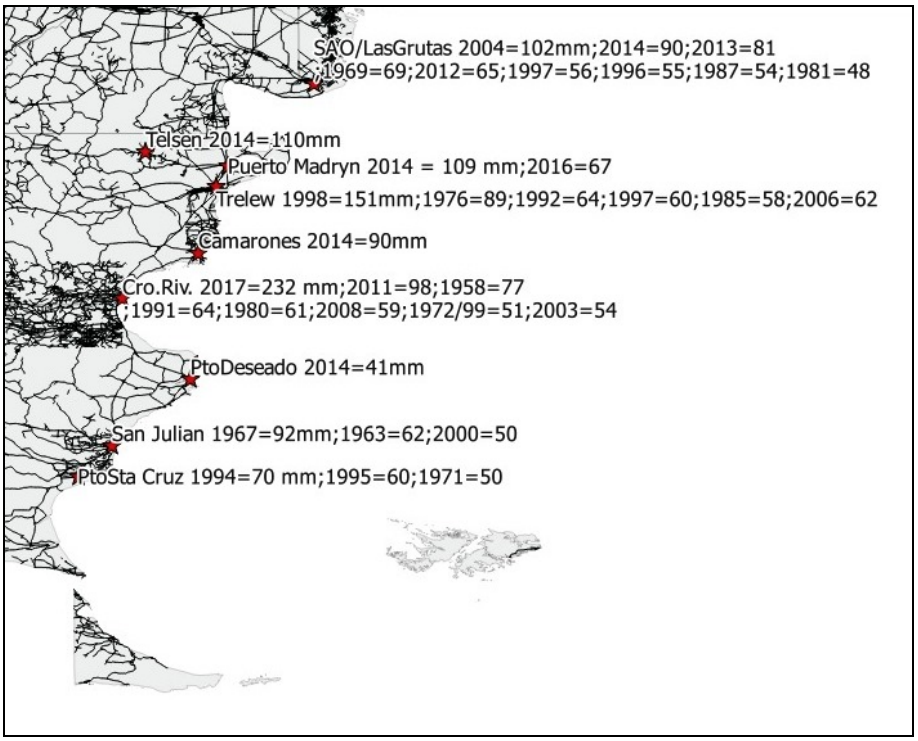


Figura 7.- Selección de lluvias máximas diarias anuales en el periodo1956-2017 para la costa atlántica, región central de Patagonia

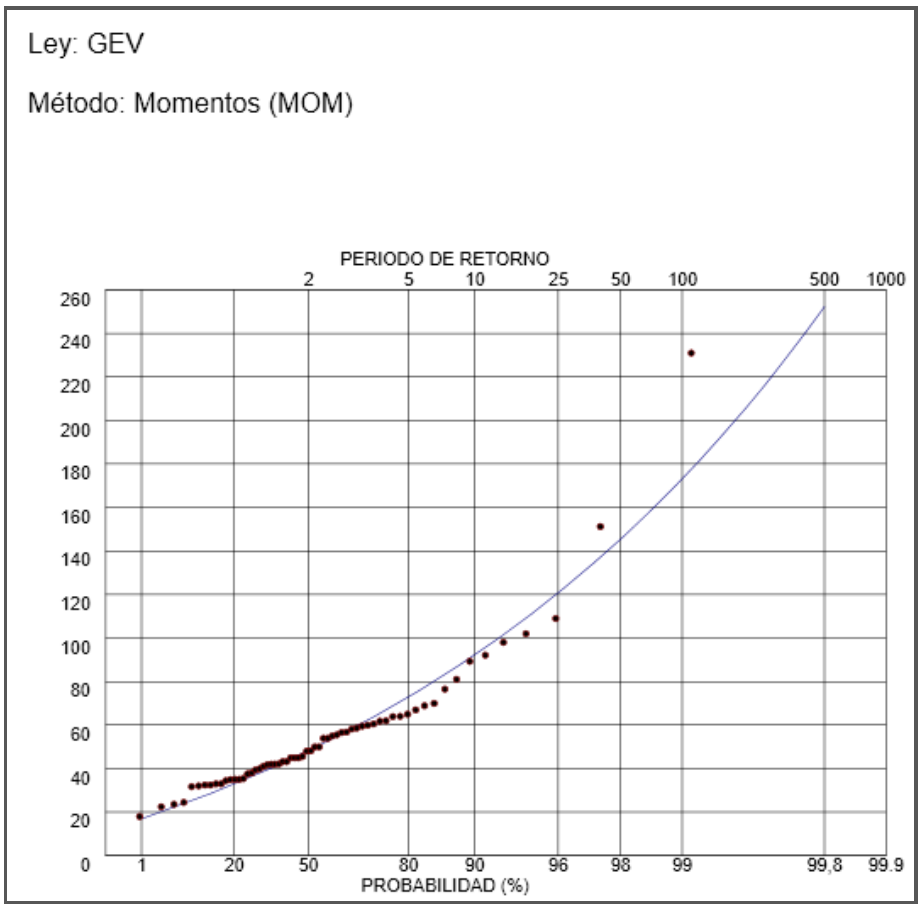


Figura 8.- Selección de lluvias máximas diarias anuales en el periodo1956-2017 para la costa atlántica, región central de Patagonia

APLICACIONES

Los resultados aplicarán a la toma de decisiones de fortalecimiento de acciones preventivas, establecimientos de sistemas de alertas, radarización meteorológica, y organización de la defensa civil durante emergencias. Asimismo, contribuirá a la correcta determinación de variables de diseño de acciones estructurales de mitigación de efectos.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Este trabajo contribuye a recomponer la falsa idea de ausencia de eventos severos por lluvias en la Patagonia, particularmente en la región de la costa atlántica, y de mesetas cercanas a la costa.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Serra, J. (2014). Radares Meteorológicos en Patagonia: contribución a la evaluación y selección de sitios de emplazamiento. Documento electrónico: FI-14-IT-001.14.2.pdf. Páginas: 23. CD-DICH, Centro de Documentación del DICH, Facultad de Ingeniería, UNPSJB, Chubut.

Hughes, William M. (1926). "A orillas del Río Chubut en la Patagonia". Ed. Martínez y Rodríguez.

Chachero, M.J. (2014) "Precipitaciones Máximas en Puerto Madryn. Análisis de caso: Tormenta de abril de 2014". Revista Argentina de Ingeniería (RADI), Año 2 Vol. IV, Octubre de 2014, pp. 65 a 72

Chachero, M.J. (2013) "Análisis de Precipitaciones Máximas en Comodoro Rivadavia" Cuadernos del CURIHAM, UNR Editora, Vol 20, Año 2014, URI:http://hdl.handle.net/2133/7139.

Chachero, M.J. (2012) "Estudio de Precipitaciones en la ciudad de Trelew- Análisis Estadístico y Ecuación de Lluvia". Cuadernos del CURIHAM, UNR Editora, Vol 18, Año 2012, pp. 23-37.

Agradecimientos

A Carlos Paoli, Juan Carlos Bertoni, Andrés Rodríguez y Ricardo Ingaramo, con quienes se compartieron ideas previas de algunos aspectos que motivaron a enfocar este trabajo.

LISTA DE SÍMBOLOS Y ACRÓNIMOS

a

UNPSJB:	Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco
DICH:	Departamento de Ingeniería Civil Hidráulica, de la Facultad de Ingeniería, UNSJB
SMN:	Servicio Meteorológico Nacional
INTA:	Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria
INA:	Instituto Nacional del Agua
SSRH:	Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación
RMA:	Radar Meteorológico Argentino (SINARAME, INVAP)
VIRCh:	Región del Valle Inferior del Rio Chubut

ANÁLISIS PRELIMINAR DE LA DISTRIBUCIÓN TEMPORAL DE TORMENTAS CON DATOS DE LA RED TELEMÉTRICA DE LA CUENCA DEL RÍO SALADO

Serra Silvina, Gagliardi María Paula y Ojeda Diego

Ministerio de Infraestructura y Transporte de la Provincia de Santa Fe
Av. Almirante Brown 4751 – Tel. 342-4573733
E-mail: silviserra08@gmail.com

RESUMEN

Durante la modelación hidrológica de una cuenca, la duración total de la tormenta de diseño implementada y la distribución temporal de la lámina acumulada influyen directamente en el tiempo y la magnitud del caudal pico del hidrograma generado. De no existir las curvas IDF de la estación, se aplican distintos métodos desconociendo si éstos representan la verdadera distribución temporal de las tormentas regionales más probables.

La red de estaciones telemétricas de la cuenca del Río Salado del MIT cuenta con una serie de estaciones registradoras de precipitación que, si bien tiene baja densidad a los fines de conocer la distribución areal de una determinada tormenta, es relevante a los fines de realizar un análisis de la distribución temporal de las mismas. Gracias a un software desarrollado en el área de Prevención Hídrica, los registros de precipitación continuos pueden ser discretizados en distintos intervalos de tiempo. Es así como, el método de las curvas de Huff (Huff 1969, 1990), pudo aplicarse a los fines de explorar sobre el conocimiento de las distribuciones temporales de tormentas más frecuentes en cada estación pluviométrica de la cuenca del río Salado.

ABSTRACT

The total duration of the design storm and the temporal distribution of the accumulated precipitation directly influence the time and magnitude of the peak flow in the generated hydrograph during the hydrological modeling of a basin. If the station's IDF curves do not exist, different methods are applied regardless of whether they represent the true temporal distribution of the most likely regional storms.

The network of telemetric stations in the Salado River Basin of MIT has a series of rainfall stations that, although it has low density in order to know the distribution of a particular storm, is relevant for the purpose of performing an analysis of its temporal distribution. A software was developed in the area of Water Prevention, for the discretized of continuous rainfall records at different time intervals. Thus, the Huff curves method (Huff 1969, 1990) could be applied for the purpose of exploring the knowledge of the most frequent temporal distributions of storms in each rainfall station in the Salado river basin.

INTRODUCCIÓN

Durante la modelación hidrológica aplicada a diseño de obras, la duración total de la tormenta de diseño implementada y la distribución temporal de la lámina acumulada influyen directamente en el tiempo y la magnitud del caudal pico del hidrograma generado. La lluvia a tal fin implementada puede corresponder con una determinada tormenta medida que responde a una recurrencia definida o con una "Tormenta de diseño", que puede definirse como un patrón fijo de la distribución temporal de las intensidades de lluvia, referido a un determinado perfil de tormenta característica de la zona. Las tormentas de diseño se aplican cuando, además de no tener datos medidos de un determinado evento, se cuenta con registros de lluvia diarios que no permiten conocer las intensidades de esas lluvias medidas, ni su variación durante el desarrollo de la tormenta. Para éste caso, se incorpora un modelo de tormenta de diseño y se asume que la misma es representativa de la tendencia general de la variación de las intensidades durante el desarrollo de un evento característico de la zona.

En muchos problemas de diseño se requiere que éste patrón presente incrementos de tiempo menores al día, pero lo usual es que se cuente con datos de lluvia diarios que ignoran aspectos

importantes de las tormentas como intensidades, ráfagas, e intervalos sin lluvia. Entonces, la distribución temporal de la tormenta usada como estímulo del modelo hidrológico responde a la metodología que el modelista defina para su confección, si se cuenta con las curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF) en una estación cercana, la tormenta puede estimarse para las duraciones tabuladas, en caso contrario suelen aplicarse distintos métodos (ej. Bloque Alterno, Hietograma de Chicago, Hietograma Triangular) desconociendo si éstos representan la verdadera distribución temporal de las tormentas regionales más probables.

Huff (1967) ha desarrollado un método que tiene en cuenta las características de aleatoriedad y alta variabilidad de las curvas de masa de tormentas medidas. El autor propone separar tormentas en función del momento en el que se dan las máximas intensidades y analizar en forma estadística la precipitación acumulada en intervalos de tiempo tan pequeños como lo permita el registro a los fines de tener un análisis estadístico confiable para cada grupo de tormentas. Su método incorpora un gran rango de duraciones y de intensidades considerándose más flexible que otros, su implementación para la determinación de tormentas de diseño ha sido llevada a cabo en varios países (Akan and Houghtalen, 2003) y sugerido por algunos programas de modelación hidrológica (ej. SWMM), aunque a pesar de sus ventajas no es ampliamente usado por requerir el desarrollo de un programa computacional para su elaboración.

La cuenca inferior del río Salado ocupa una importante área productiva de la provincia de Santa Fe, la misma, con sus 34.449,9km^2 cubre el 23.65% de la provincia, y contiene una importante variedad productiva, entre agricultura, ganadería y tambo. La red de estaciones telemétricas de la cuenca del Río Salado del Ministerio de Infraestructura y Transporte de la Provincia de Santa Fe (MIyT) cuenta con una serie de estaciones que registran precipitación, las que, si bien presentan baja densidad espacial a los fines de determinar la distribución areal de tormentas (una estación cada 2.65km^2), producen una detallada información sobre la distribución temporal de las mismas. Gracias a un software desarrollado en el área de Prevención Hídrica, los registros de precipitación continuos pudieron ser discretizados y transformados en curvas de masa de tormentas adimensionales. Es así como, el método de las curvas de Huff pudo aplicarse a los fines de explorar sobre el conocimiento de las distribuciones temporales de tormentas más frecuentes en cada estación pluviométrica de la red de alerta de la cuenca del río Salado.

OBJETIVOS

Confeccionar las curvas de Huff para cada estación pluviométrica del sistema de alerta de la cuenca inferior del río Salado en la provincia de santa Fe, a los fines de la construcción de tormentas de diseño con distribuciones temporales de la lámina precipitada representantes del régimen de lluvias local. Caracterizar el desarrollo de tormentas en los distintos sectores de la cuenca y aportar conocimiento sobre las características de las mismas a los fines de la modelación hidrológica.

DATOS PLUVIOMÉTRICOS ANALIZADOS

En la Dirección General de Servicios Técnicos Específicos del Ministerio de Infraestructura y Trasporte se gestiona la información recabada por el sistema de alerta de la Cuenca Inferior del río Salado, implementado a los fines de prevenir desastres hídricos en ésta importante zona productiva. El sistema cuenta con una red de estaciones hidrométricas, pluviométricas y

meteorológicas, que registran datos en forma continua y los transmiten en forma telemétrica a una central.

En las estaciones pluviométricas y meteorológicas, puestas en marcha desde el año 2007, los datos de lluvia son registrados por cada movimiento de canjilón con paso de tiempo variable, por lo que cada lluvia registrada consiste de una serie de mediciones con incrementos de tiempo y lámina caída variable y acumulada dentro de las 24 hs.

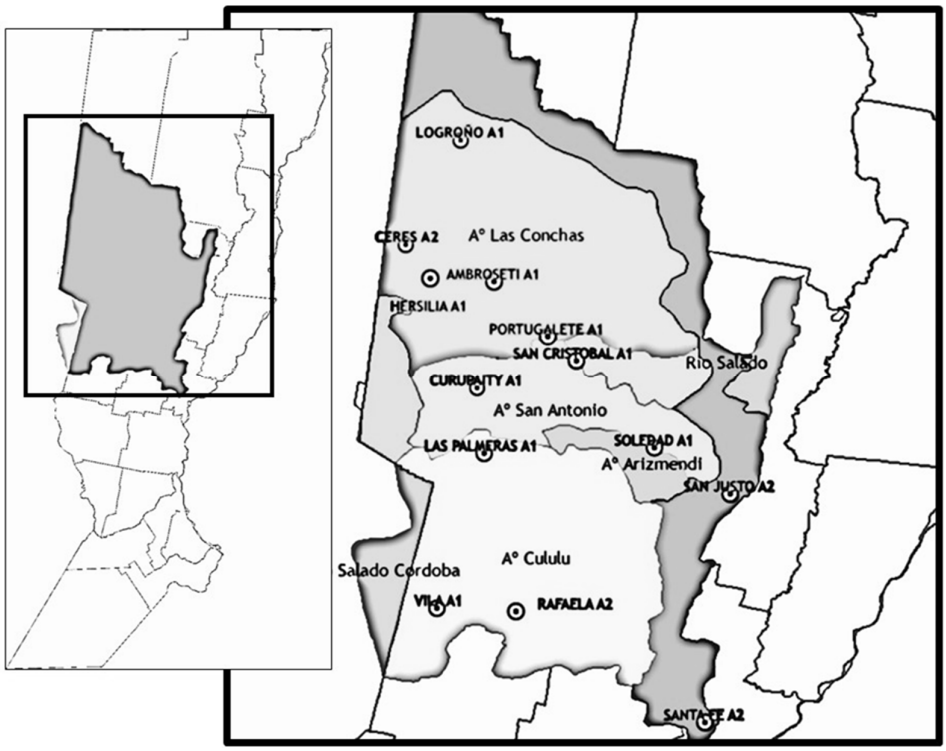


Figura 1.- Ubicación de la cuenca inferior del río Salado en Pcia. de Santa Fe, subcuencas principales y estaciones con datos analizados.

El sistema de alerta cuenta con 13 estaciones que registran la variable precipitación en forma telemétrica y continua sobre la cuenca inferior del río Salado y dentro de la provincia de Santa Fe (Figura 1). La distribución espacial de las mismas no responde a una cuadrilla de puntos equidistantes, las estaciones fueron ubicadas preferentemente en las cabeceras de las principales subcuencas que aportan al cauce principal dentro de la provincia de Santa Fe, como son las cuencas de los arroyos Cululú, San Antonio y Las Conchas, su distribución no es uniforme y la distancia entre ellas varía desde los 16 km hasta los 96km.

Estas estaciones tienen un registro de 9 años, aunque durante los primeros años presentan baches de información, producto de las pruebas y error de la puesta en marcha del sistema. Asimismo, los registros presentan faltantes de datos por problemas varios como rotura o falla de sensores, rotura o falla del sistema de automatización, así como por problemas de transmisión. Debido a éstas faltantes se realizó el control de longitud y calidad de las series. Como muestra la figura 2, la mayoría de las estaciones presentan períodos cortos con falta de información, excepto la estación San Cristóbal que tiene una faltante importante en el año 2012, todo el 2013 y parte del 2014, por tal razón es una de las estaciones con menor colección de tormentas.

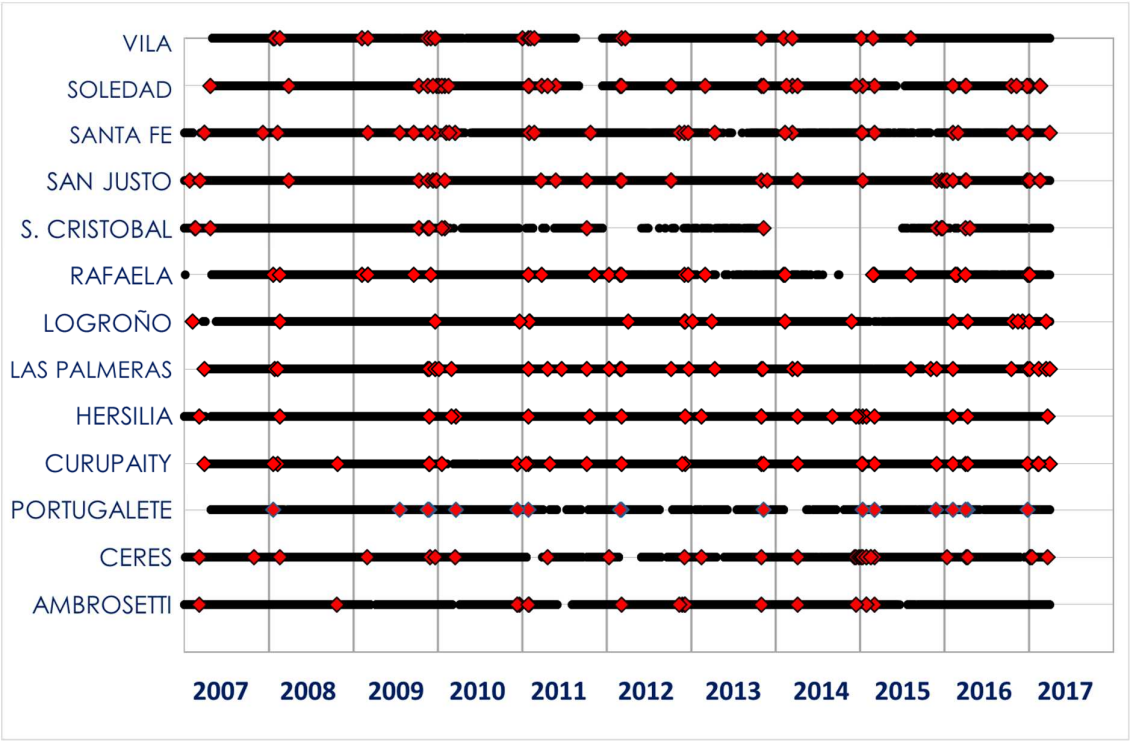


Figura 2.- Disponibilidad de información. En negro datos registrados, en blanco datos faltantes, en rojo tormentas seleccionadas mayores o iguales a 50mm.

METODOLOGÍA

Este trabajo tiene como fin contribuir con el proceso de construcción de tormentas de diseño, por lo tanto se consideró trabajar con tormentas reales que aporten información a tal fin, en ese proceso se eliminaron de las series las tormentas o lluvias de montos no relevantes. Para ello se tuvo que definir el concepto de tormenta relevante.

Huff (1967, 1990) considera tormenta relevante a aquella mayor o igual a 12.7mm o aquella tormenta que en alguna de las estaciones supere los 25.4mm, sin detallar su fundamento. En este trabajo interesan las tormentas de diseño, por lo tanto podría considerarse a la lámina correspondiente a la mínima recurrencia de diseño de obras como parámetro. Sin embargo, esta consideración requiere de series de importante longitud que provean la cantidad de tormentas necesarias para un análisis estadístico confiable. Como la longitud de las series disponibles constituye una limitante, el proceso para la selección de la tormenta relevante fue inverso, analizando las características de las series, se eligió la mayor lámina precipitada que garantice la mínima colección de tormentas requeridas para un análisis estadístico robusto. De aquí que, a medida que la serie se extienda, la tormenta relevante puede ir aumentando su parámetro hasta llegar a la magnitud de una recurrencia de diseño.

En éste primer análisis con series de 9 años de longitud sólo tormentas mayores o iguales a 50mm generan series con las condiciones propuestas.

Tabla 1.- Características de las series analizadas

ESTACIÓN	N° DE TORMENTAS	LÁMINA ACUM PROMEDIO (mm)	DURACIÓN PROMEDIO (min)	DURACIÓN PROMEDIO (hs)	INTENSIDAD PROMEDIO (mm/hr)
VILA	20	96	412	6.9	14
LOGROÑO	29	81	376	6.3	13
CNIA. PORTUGALETE	17	88	479	8.0	11
HERSILIA	30	104	447	7.5	14
AMBROSETTI	20	92	459	7.7	12
CURUPAITY	38	97	447	7.5	13
SAN CRISTOBAL	18	100	460	7.7	13
SOLEDAD	43	105	421	7.0	15
CERES	26	130	354	5.9	22
SAN JUSTO	33	119	474	7.9	15
LAS PALMERAS	38	104	482	8.0	13
RAFAELA	38	101	468	7.8	13
SANTA FE	37	105	524	8.7	12

Para la selección de la tormenta, además de la lámina caída, se debió definir el comienzo y fin de la misma. En este caso, si bien Huff (1965) propone que dos tormentas son independientes cuando las separa un intervalo de tiempo igual o mayor a 6hs, han sido desarrollados varios métodos para determinar el tiempo mínimo para la independización de eventos, es así como Bonta (2004) define a éste tiempo como un parámetro y lo denomina MDPD (minimum dry period duration), y demuestra (Bonta, 2001) que presenta una importante variabilidad estacional. En este trabajo preliminar no se acentúa en la metodología para la separación de tormentas, y se definen los límites de una tormenta comparando los períodos secos entre lluvias, definiéndose como separadores de tormentas a "aquellos períodos secos que sean de duración superior a la duración de la lluvia". Es así como en las series analizadas existen registros con montos precipitados diarios mayores a 50mm sin ninguna tormenta seleccionada, ya que la precipitación tuvo una distribución uniforme durante las 24hs con muy bajas intensidades y tiempos secos entre lluvias mayores al tiempo total de lluvia, no representando este evento a los fenómenos que interesan.

De esta forma, con un programa desarrollado a tal fin, se separaron de la serie de precipitaciones medidas, todas las tormentas que hayan acumulado una lámina igual o mayor a 50mm. Entre todas las estaciones de la red se construyó una colección de 387 tormentas con duraciones e intensidades variables. La Tabla 1 presenta las características de las series analizadas, la cantidad de tormentas seleccionadas y los valores promedio de láminas acumuladas, duraciones e intensidades de las tormentas. En promedio se seleccionaron unas 30 tormentas por estación, número aceptable para un análisis estadístico. La figura 2 muestra con puntos rojos las tormentas seleccionadas en cada estación. Puede verse como hay eventos que se repiten en todas las estaciones, como el del 2007, excepto en las estaciones que se pusieron en marcha medir más tarde, los eventos de fines del 2009 y comienzo del 2010, entre otros.

Las tormentas seleccionadas fueron analizadas y graficadas a los fines de identificar errores en los datos medidos. La figura 3 muestra un ejemplo del resultado de esta selección para la estación Ceres, las tormentas se visualizan con gráficos de precipitaciones acumuladas o curvas de masas de precipitaciones. Las curvas de masas de las tormentas fueron adimensionalizadas para intervalos de duraciones fijos del 10% de la duración total de la

tormenta. A modo de ejemplo, la figura 3 muestra las mismas tormentas de la figura 2 adimensionalizadas de ésta forma para la estación Ceres.

La adimensionalización se llevó a cabo con un programa desarrollado en el área, que realiza una interpolación de los valores de precipitaciones acumuladas para cada duración porcentual en cada tormenta seleccionada. La tormenta de ingreso al programa es un registro de lluvias acumuladas en el tiempo con intervalo de tiempo variable y la salida es una serie de 10 valores de precipitaciones interpoladas y adimensionalizadas, correspondiendo cada valor a un porcentaje de duración de la tormenta. De esta forma, el programa provee para cada estación una colección de 10 series de datos, cuya longitud es el número de tormentas identificadas en esa estación.

CONFECCIÓN DE LAS CURVAS DE HUFF

En su trabajo el autor separa a las tormentas en cuartiles de su duración total según el momento en el que se den las máximas intensidades. Es así como el grupo del primer cuartil presenta las máximas intensidades antes de que ocurra el 25% de la duración de la tormenta, y así para los tres cuartiles restantes. Esto le permitió clasificar a las tormentas según la forma del hietograma (centrado, asimétrico hacia adelante o hacia atrás) y lo llevó a construir 36 curvas de precipitaciones adimensionales acumuladas por estación, (9 por cada cuartil) para la confección de la 10 curvas de probabilidades. Pero la clasificación en cuartiles puede ser arbitraria, las tormentas también podrían clasificarse en función de la estación del año, y el agrupamiento de tormentas sería estacional, y siguiendo el mismo concepto también podrían agruparse en forma mensual. Por lo tanto puede desconsiderarse a esa agrupación y trabajar sobre sólo un grupo que contenga a todas las tormentas. Siguiendo este razonamiento, Bonta (2004) elaboró las curvas de Huff para un solo grupo de tormentas divididas cada 2% de la duración total de la tormenta, por lo que generó 50 curvas por estación, mientras que Allado Arguello (2009) trabajó con 10 curvas.

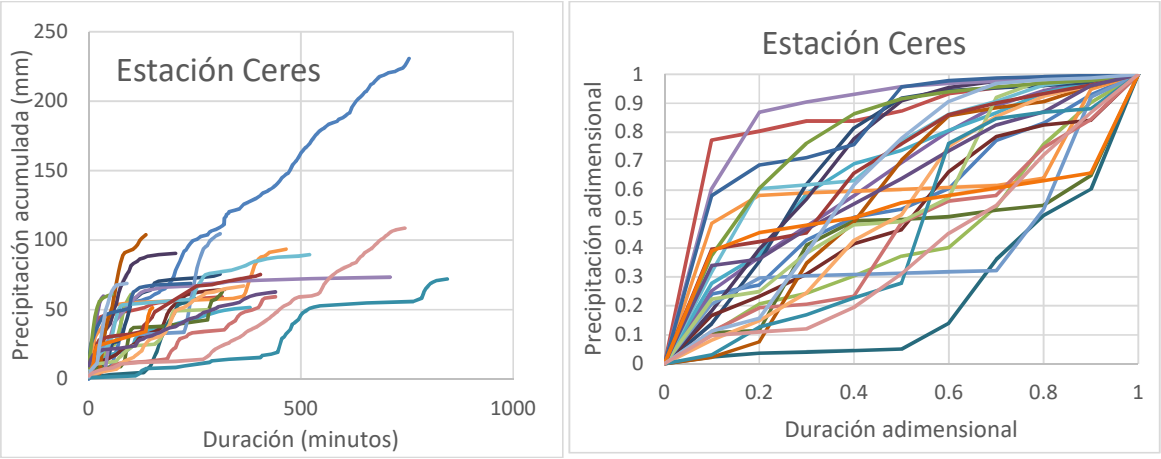


Figura 2.- Curvas de masa de las tormentas identificadas en la estación Ceres entre los años 2007 y 2016 y Curvas de masa de las tormentas adimensionalizadas de la misma estación.

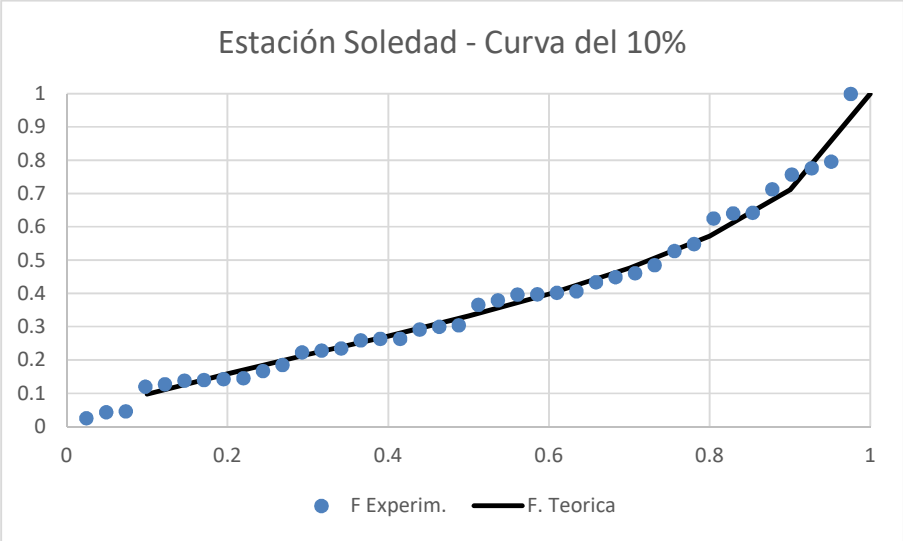


Figura 4.- Curvas Frecuencia – Precipitación para el 10% de Duración de las tormentas de la estación Soledad empírica (puntos) y teórica.

En el presente trabajo se realizaron sólo diez divisiones, con las que se conformaron las series de trabajo. Se determinaron las frecuencias experimentales y a las series resultantes se las ajustó a funciones de probabilidad teórica, obteniéndose así 10 funciones de probabilidad para cada estación.

Las curvas de Huff se confeccionaron con las 9 curvas de probabilidad teórica – precipitación (probabilidades del 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80 y 90%) para cada duración, en cada estación.

RESULTADOS

Se obtuvieron las curvas de Huff para cada estación analizada. Las curvas fueron confeccionadas con tormentas mayores o iguales a 50mm, separadas centre si con el criterio de tiempo de duración seco mayor que tiempo de duración de lluvia y sin separar tormentas por cuartiles ni en forma estacional.

Si bien Huff presentó un método para determinar sus curvas con representación areal, debido a la lejanía de las estaciones entre sí se aplicó el método en forma puntual a cada estación.

Se obtuvieron diez series por estación a las que se les ajustó una función probabilística y, de la interpolación de las curvas Probabilidad – Precipitación para las 10 duraciones de trabajo se construyeron las curvas de Huff para todas las estaciones. El resultado consiste en un juego de 9 curvas para duraciones adimensionales (eje de abscisas) y precipitaciones adimensionales (eje de ordenadas). Cada curva corresponde a un porcentaje de probabilidad de ocurrencia, desde el 10% (curva inferior) hasta el 90% (curva superior).

La figura 5 presenta las curvas para todas las estaciones.

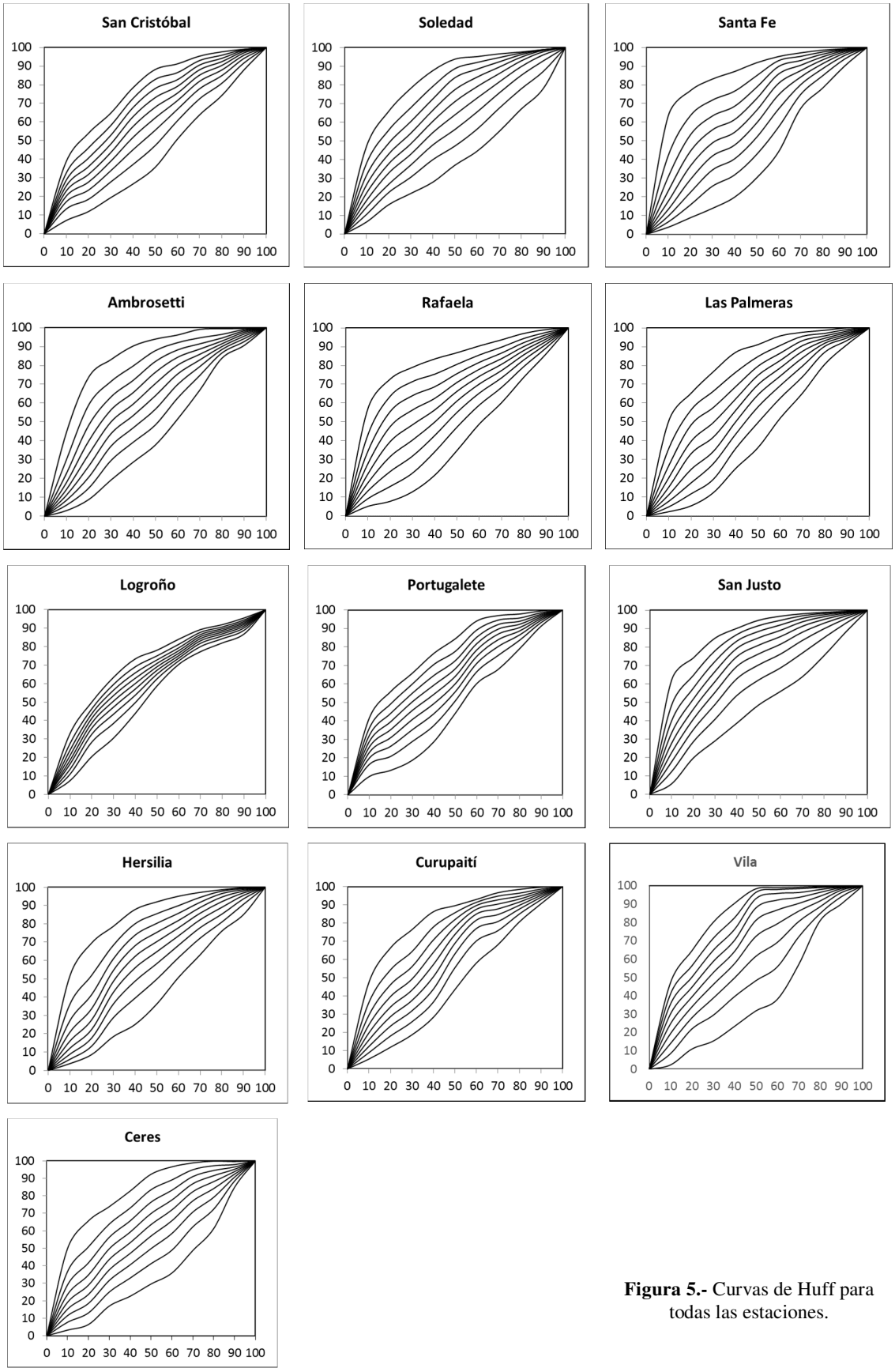


Figura 5.- Curvas de Huff para todas las estaciones.

En una estación, para cada curva de probabilidad, se puede confeccionar un hietograma diferente. Bonta (2004), lista antecedentes en los que distintos autores recomiendan el uso de la curva de 50% por ser la más estable. Se compararon las curvas del 50% en las estaciones analizadas (figura 6) y sólo la estación San Cristóbal se alejó del resto en todas las duraciones, la estación Vila en las duraciones entre el 50 y el 70% y Curupaití para el 60%.

El resto de las estaciones se mantienen en una banda de variación de menos del 10% de duración y de un 10% de precipitación. En la figura 7 se aprecia que lo mismo no ocurre con las curvas extremas del 90% y 10%. En la figura se plotearon sólo 3 estaciones a los fines de que se aprecie su diferencia.

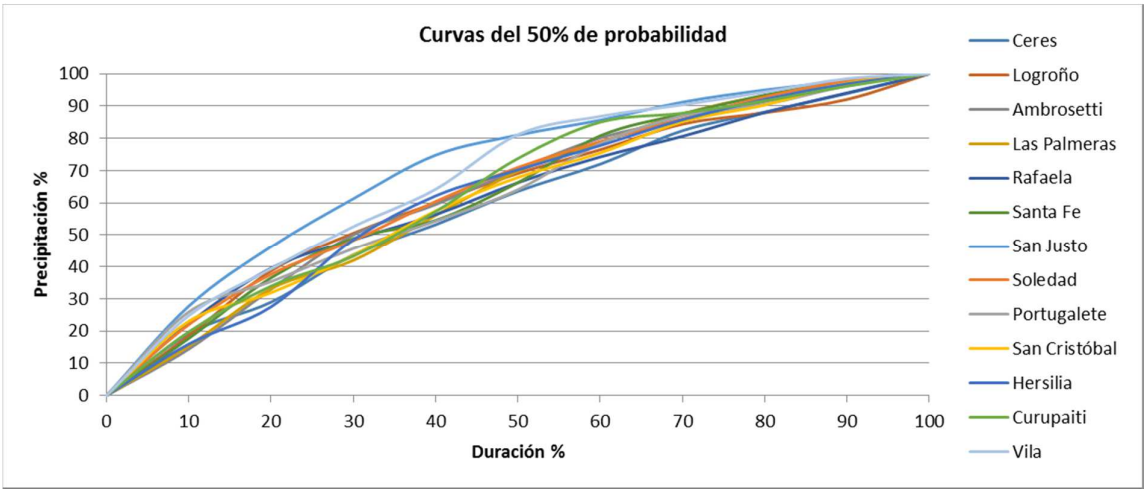


Figura 6.- Curvas de Huff del 50% de probabilidad en todas las estaciones.

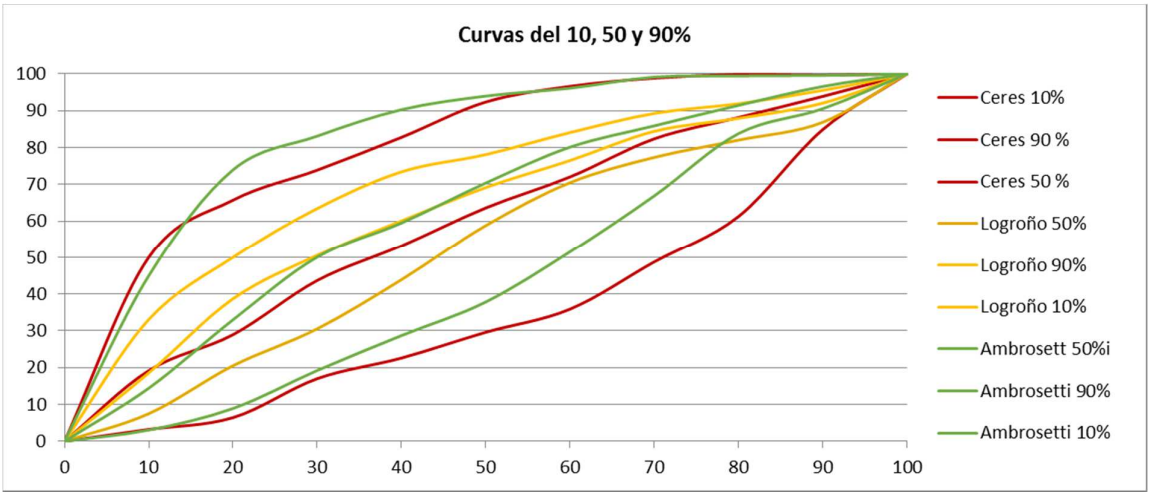


Figura 7.- Curvas de Huff del 10%, 50% y 90% de probabilidad en 3 estaciones.

Las curvas permiten la construcción de los hietogramas adimensionales. La figura 8 presenta las diferencias en la distribución temporal de las lluvias para curvas extremas del 10% y 90% y del 50%.

Ferreira y Sanchez, (1998), confeccionaron un hietograma adimensional en la estación Portugalete, con registros de lluvia entre los años 1970 y 1974, años durante los cuales el régimen de precipitaciones era diferente al actual. Trabajaron con 9 tormentas, adimensionalizándolas y promediando cada intervalo de tiempo. La figura 9 presenta la comparación entre el hietograma adimensional que los autores construyeron y los generados con las curvas de Huff.

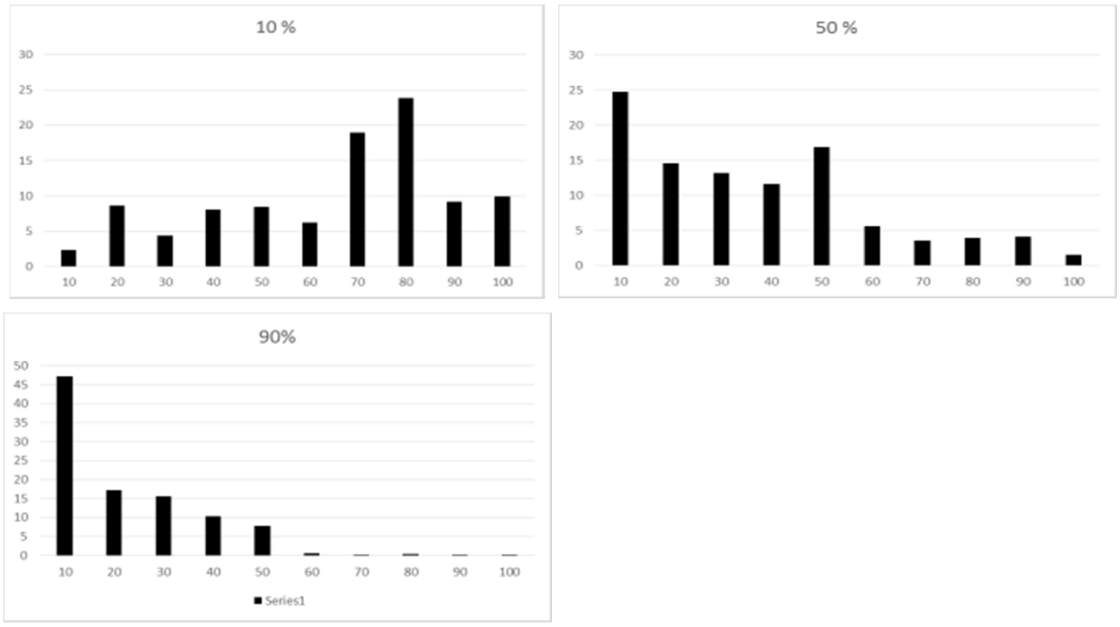


Figura 8.- Hietogramas resultantes para probabilidades del 10, 50 y 90% en estación Vila.

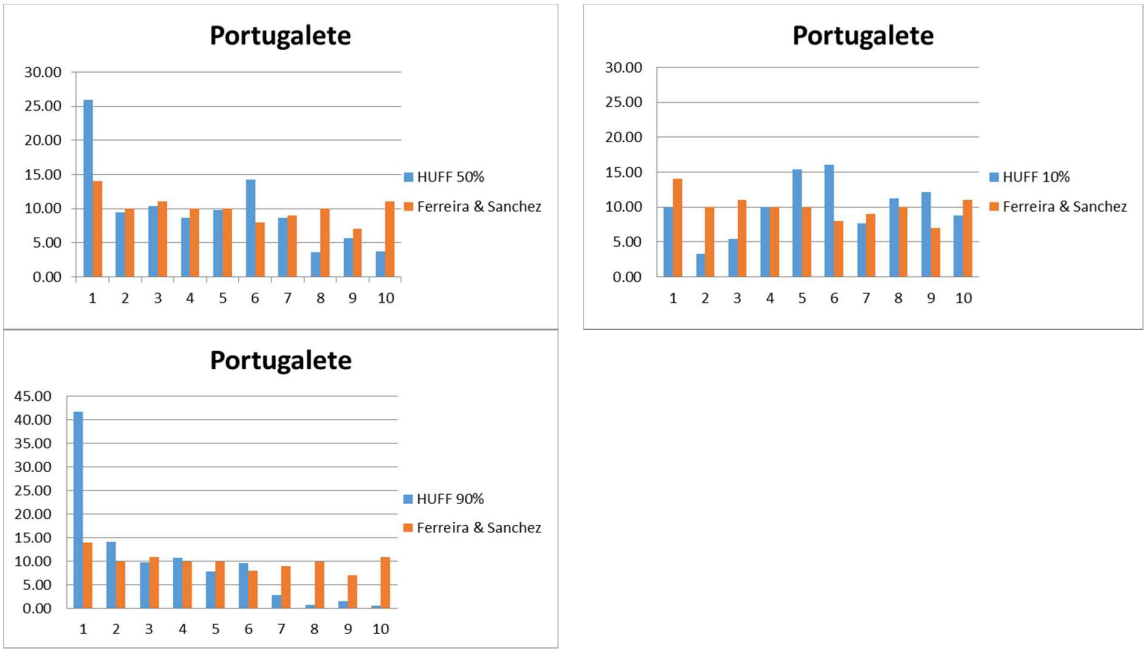


Figura 9.- Hietogramas de Ferreira y Sanches comparados con hietogramas construidos con las curvas de Huff para probabilidades del 10%, 50% y 90% en estación Portugalete.

Si bien es esperable que existan diferencias entre ambos hietogramas, debido al cambio del régimen de lluvias a partir de los años 70, puede destacarse como diferencia entre ambos, las importantes intensidades que se dan, con los datos actuales, al comienzo de la tormenta.

CONCLUSIONES

En este trabajo se intenta incursionar en la confección de hietogramas adimensionalizados que sirvan para la modelación hidrológica y puedan aplicarse en estaciones cercanas a las analizadas que posean solamente datos diarios de lluvia.

Las curvas de Huff del 50% de probabilidad pueden aplicarse a estos fines ya que se presentan bastante estables en todas las estaciones de la cuenca (figura 6).

La aplicación del resto de las curvas es motivo de análisis para próximos trabajos, así como la incorporación de nuevos eventos al análisis estadístico. A este fin, queda desarrollado un programa computacional que permite separar las tormentas, discretizarlas y adimensionalizarlas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Akan, A. O., and R. J. Houghtalen.(2003). *Rainfall for designingurban drainage systems.* Urban Hydrology, Hydraulics, andStormwater Quality*,* Chapter 2, 5−19. New York: John Wiley &Sons, Inc.

Allado Arguello, C. D. y Fuentes Torres L. J. (2009). "Determinación de tormentas de diseño a partir de datos pluviográficos en zona media de la cuenca del Río Frío", *Universidad Industrial de Santander.*

Bonta, J. V. (2004). *Development and utility of Huff curves for disaggregating precipitation amounts*. Applied Engineering in Agriculure. Vol 20(5):641-653.

Bonta, J. V.(2001). *Characterizing and estimating spatial and temporal variability of times between storms.* Transactions of the ASAE44(6): 1593−1601.

Ferreira G. y Sánches J. (1998). "Determinación de hietogramas adimensionales en la Provincia de Santa Fe - Argentina", Anales de XVII del Congreso Nacional del Agua, Santa Fe.

Huff, F. (1967). *Time Distribution of Heavy RainstormsinIllinois*,Water Resources Research, 3, 1007-1019.

Huff, F. (1990). *Time Distribution of Rainfall in Heavy Storms*, Illinois State Water Survey 173/90, Champaing, U.S.A.

Pagán Trinidad I. (1989). *Statistical Análysis of spatial and temporal storm rainfall characteristics in Puerto Rico*.Final Technical Report. U.S. Department of the Interior.

APLICACIÓN Y CALIBRACIÓN DE UN MODELO HIDROLÓGICO DISTRIBUIDO EN UNA CUENCA URBANA

Pablo Tomás Stehli [a], Juan Francisco Weber [a], Leandro Redin Vestena [b]

a Laboratorio de Hidráulica – Dpto. de Ingeniería Civil. Facultad Regional Córdoba Universidad Tecnológica Nacional.
b Laboratório de Hidrologia, Departamento de Geografia, Universidade Estadual do Centro-Oeste, Guarapuava - Paraná – Brasil.
E-mail: pablo_stehli@hotmail.com – jweber@civil.frc.utn.edu.ar - lvestena@unicentro.br

Introducción

El avance de las urbanizaciones en las cuencas es un problema cada vez más acentuado. La infraestructura instalada, muchas veces sin previsión o estudio previo, genera grandes cambios a los procesos hidrológicos que suceden en las mismas.

La modelación hidrológica de cuencas afectadas por urbanizaciones se vuelve cada vez más importante en la planificación, previsión de infraestructura, desarrollo de nuevos asentamientos y localización de sectores críticos. Debido al desarrollo de los sistemas de información geográfica (SIG), nuevas técnicas de levantamiento topográfico (datos LiDAR, levantamientos por DRON, etc) y los nuevos procesadores la modelación hidrológica distribuida se volvió más factible aun así en ámbitos urbanos. Hay un apunte "clásico" en la modelación de cuencas urbanas, el cual presenta modelos donde la cuenca es dividida en distintas subcuencas con sus consiguientes características, el mayor exponente de este tipo de modelos es SWMM. Existen otros modelos distribuidos que dividen la cuenca en celdas, siendo totalmente distribuidos. A la vez, éstos pueden resolver las relaciones que los gobiernan celda a celda (CASC2D, TREX) o con las denominadas celdas geomorfológicas (modelo HIDRA).

En este trabajo se presentan los avances, con las técnicas y procedimientos realizados para aplicar el modelo hidrológico distribuido TREX en una cuenca fuertemente antropizada y la calibración de sus parámetros en una cuenca urbanizada.

Modelo TREX

TREX (Two-dimensional Runoff, Erosion, and eXport model) es un modelo bidimensional de escurrimiento, erosión y transporte de sedimentos y contaminantes (England et al, 2007; Velleux et al, 2008). Los procesos hidrológicos simulados son: precipitación, intercepción, infiltración y pérdidas por transmisión en el cauce, almacenamiento, flujo superficial y en canales y derretimiento de nieve.

Para modelar la infiltración tanto en cuenca como en cauces se utiliza la relación de Green y Ampt. El flujo superficial está gobernado por las leyes de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento. TREX utiliza la aproximación de la onda difusiva unidimensional en cauces y bidimensional en la superficie de la cuenca, suponiendo que el flujo es turbulento y que la resistencia al flujo se puede describir utilizando la formulación de Manning.

Para simular el proceso hidrológico, TREX plantea una solución numérica explícita de las ecuaciones de balance de masa mediante la segmentación de la cuenca en elementos cuadrados iguales, a los cuales se le asignan los parámetros correspondientes.

Validación del Modelo TREX para aplicarlo en una cuenca urbana

Al existir en la bibliografía escasos antecedentes de aplicación de un modelo hidrológico totalmente distribuido en una cuenca urbana, por ejemplo las aplicaciones con el modelo Multi-Hydro (Giangola-Murzyn, 2013) el cual no se encuentra disponible, se realizó la aplicación del modelo TREX y del modelo ampliamente difundido en cuencas urbanas SWMM en un mismo ejemplo teórico.

Este ejemplo consiste en una pequeña cuenca urbana, la misma está basada en un proyecto de sistematización de escurrimientos superficiales urbanos de un barrio real. Del trabajo mencionado, se tomaron como referencias las cotas de proyectos de los cordones cunetas y los puntos bajos donde se colocarían las bocas de tormentas. También como referencia se tomaron las áreas impermeables de la zona (viviendas, calles, etc). De lo anterior, se estableció una cuenca de 0,145 km2, compuesta de 13 manzanas regulares de 90 metros x 90 metros, 2 manzanas irregulares y calles de 10 metros de ancho. La cuenca cuenta con 3 puntos de descarga.

En el modelo TREX se utilizaron los puntos de nivel del proyecto para elaborar el Modelo Digital de Elevación, al mismo, se le realizó una sobreelevación de 15 cm a las manzanas para tener en cuenta el desnivel con respecto a las calles y una sobreelevación de 2,00 metros a los sectores correspondientes de viviendas. Con ayudas de imágenes satelitales se realizaron los mapas de tipo de suelo y uso de suelo. Se utilizó el modelo con 3 puntos de descarga (outlets) que se encuentran dentro del dominio. La resolución de la modelación fue de celdas de 5 metros de ancho. En el modelo SWMM se delimitaron 104 subcuencas, a las cuales se definió los parámetros del modelo como: ancho, área, pendiente, punto de descarga, área permeable, flujo entre áreas, parámetros de infiltración y rugosidad. Se definieron los 3 puntos de descarga. A ambos modelos se les aplicó la misma precipitación teórica.

Al comparar los resultados de ambas modelaciones se encontró una correlación adecuada entre lo modelado con TREX y lo modelado con SWMM (Figura 1). Se observa que este ajuste depende principalmente de las relaciones de áreas impermeables que se definen en SWMM.

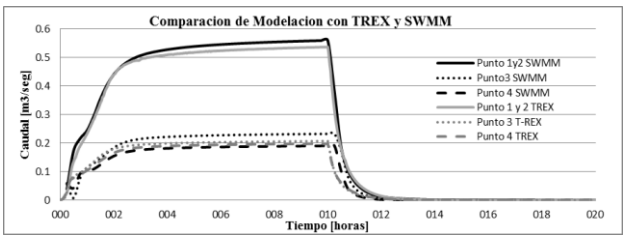


Figura 1.- Comparación de hidrogramas de respuestas para el mismo ejemplo obtenido con TREX y SWMM.

Aplicación y calibración del modelo TREX

El objetivo final del trabajo, es aplicar el modelo hidrológico distribuido TREX a la cuenca del Río Cascavel, estado de Parana, Brasil. Dicha cuenca tiene la particularidad que el 68 % de la extensión de la misma se encuentra urbanizada, ya que allí se ubica la localidad de Guarapuava.

De la comparación del modelo TREX con SWMM en la aplicación anterior y por las características de la cuenca del Río Cascavel, se tuvo que desarrollar un procedimiento y herramientas complementarias para poder aplicar TREX a dicha cuenca ya que el modelo TREX, a pesar de su buen desempeño, contiene varias limitantes para la modelación de una cuenca urbana, las más importantes son la imposibilidad de modelar conducciones cerradas y bocas de tormentas.

Por lo anterior, en primer lugar, se modificó el código fuente de TREX para que el mismo simule las bocas de tormentas. Estos cambios fueron validados con ejemplos teóricos. Las modificaciones fueron realizadas de forma tal que el programa presente 7 opciones de modelación de outlets: outlets clásico de TREX, bocas de tormenta a cordón abierto en punto intermedio y en punto bajo, boca de tormenta horizontal en punto intermedio y punto bajo y boca de tormenta combinada en punto intermedio y punto bajo. A cada una de estas bocas de tormenta se les puede indicar las características básicas que gobiernan las ecuaciones de las mismas como ser: longitud de la boca, área de reja, pendiente longitudinal de la calle, etc.

Posteriormente a lo anterior, se estableció un procedimiento de modelación ya que la ciudad de Guarapuava presenta numerosas bocas de tormentas con sus consiguientes conducciones. El procedimiento establecido es el siguiente: en primer lugar se modelará la cuenca con el modelo TREX teniendo en cuenta las innumerables bocas de tormentas existentes teniendo como ingreso una precipitación histórica, posteriormente se modelará las conducciones del sistema de drenaje con el modelo SWMM teniendo como ingreso las salidas correspondientes a las bocas de tormenta y finalmente se modelará con TREX la cuenca con el ingreso de las precipitaciones (como en el primer paso), con todas las bocas de tormentas y con los aportes de caudal puntual en los cauces correspondientes a las conducciones ya obtenidos con el modelo SWMM.

Previo a aplicar el modelo TREX modificado con el procedimiento mencionado a la cuenca completa del Río Cascavel, se aplicó el mismo a un sector representativo de esta cuenca.

Al aplicarlo, se tuvieron que realizar tres programas ad-hoc para elaborar los archivos "input" de TREX y SWMM para automatizar y agilizar los ingresos de las números bocas de tormentas con sus coordenadas, sus caudales (en SWMM) y los caudales puntuales en el último paso del procedimiento.

Se aplicó en primer lugar en la Subcuenca del Arroyo Barro Preto que forma parte de la cuenca del Rio Cascavel. Esta subcuenca tiene un área de 3,308 km^2 lo que debido a la resolución utilizada cuenta con 132.300 celdas activas. Se realizaron para la misma los mapas de tipo de suelo, uso de suelo, máscara y elevación (Figura 2). Se conformó del mismo modo el modelo en SWMM de dicha cuenca.

Se utilizaron lluvias históricas de una estación pluviográfica y dos estaciones pluviométricas como ingreso al modelo. Se calibraron los parámetros con el valor de caudal medio medido en la salida de dicha subcuenca. Se tienen también valores medidos de caudal medio en 3 subcuencas más y valores medidos de caudales cada 15 minutos en el cierre de la cuenca del Rio Cascavel. Por lo que la calibración de las subcuencas se utiliza como un primer paso para calibrar la cuenca completa del Rio Cascavel.

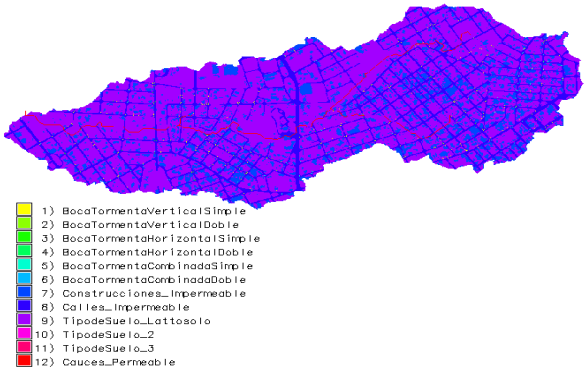


Figura 2.- Mapa de tipo de suelo de la Subcuenca Barro Preto.

Se obtuvieron aceptables resultados, teniendo en cuenta que los valores de caudal eran valores medios, por lo que no se tiene la certeza de que la curva del hidrograma calculado sea aproximadamente coincidente con la curva de crecida real (Figura 3).

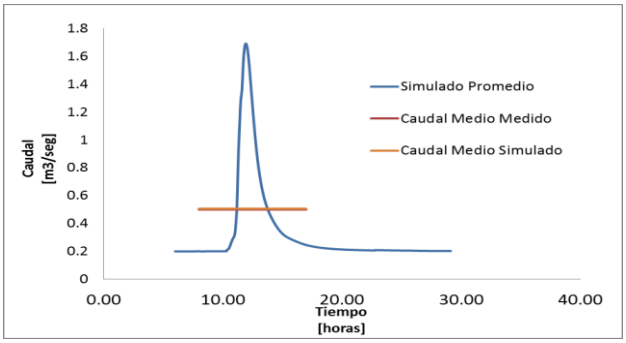


Figura 3.- Hidrograma simulado en TREX y SWMM.

CONCLUSIÓN

Se aplicó el modelo hidrológico TREX en un ejemplo sencillo de una cuenca urbana con buenos resultados. Éstos fueron comparados con los obtenidos para el mismo ejemplo con el modelo hidrológico SWMM y se observaron resultados similares con ambos modelos.

Se modificó el código fuente de TREX para que el mismo tenga la capacidad de modelar bocas de tormenta. Se incorporó en el código fuente las opciones para que el usuario pueda simular el efecto de bocas de tormenta del tipo vertical, horizontal o mixta. Se verificaron dichas modificaciones aplicando TREX a ejemplos teóricos presentes en bibliografía especializada. Posteriormente, se estableció un procedimiento en conjunto con los modelos TREX y SWMM para modelar de forma completa una cuenca urbana. Finalmente, se aplicó el modelo TREX modificado y el procedimiento propuesto combinando TREX con el modelo SWMM a un sector urbano de la cuenca del Río Cascavel. No se encontraron mayores dificultades en el funcionamiento de TREX ni en el funcionamiento de SWMM. El procedimiento propuesto se consideró correcto.

Referencias Bibliográficas

England, J., Velleux, M., Julien, P. (2007). "Two-dimensional simulations of extreme floods on a large watershed". Journal of Hydrology, 347(1):229-241.

Giangola-Murzyn, (2013). Modelación y parametrización hidrológica de la ciudad, resistencia a inundaciones. Tesis de Doctorado. Université Paris-Est

Velleux, M., England, J., Julien P. (2008). "TREX: Spatially Distributed Model to Assess Watershed Contaminant Transport and Fate". Science of the Total Environment, 404(1):113-128.

MODELACIÓN DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL EN LA CUENCA DEL Aº SECO (SANTA FE) PARA EL EVENTO EXTREMO DEL DÍA 15 DE ENERO DE 2017 CONAGUA 2017. CÓRDOBA, ARGENTINA, 2017

Hernán Stenta[(1)(2)]; Gerardo Riccardi[(1)(2)(3)]; Pedro Basile[(1)(2)] y Carlos Scuderi[(1)(2)]

(1)Depto. de Hidráulica-Esc. de Ing. Civil, Fac. de Cs Exactas, Ing. y Agrim., Univ. Nac. de Rosario (Santa Fe, Argentina).
(2)Centro Universitario Rosario de Investigaciones Hidroambientales, Fac. de Cs Exactas, Ing. y Agrim., Univ. Nac. de Rosario (Santa Fe, Argentina).
(3)Consejo de Investigaciones de la Universidad Nacional de Rosario (Santa Fe, Argentina).
Dirección: Riobamba 245 bis (Rosario, SF), Tel.: 341 – 4808541.
E-mail: hstenta@fceia.unr.edu.ar - Web: http://www.fceia.unr.edu.ar/curiham/

RESUMEN

Se presenta la explotación de un modelo matemático distribuido, hidrológico-hidráulico físicamente basado en la cuenca del Arroyo Seco (Santa Fe). El día 15 de Enero de 2017 ocurrió un evento extraordinario, donde se registraron aproximadamente 320 mm en 10 hs en la parte baja de la cuenca. Se produjo la mayor inundación de la historia de la localidad, con un total de 235 evacuados e innumerables pérdidas materiales. A partir de dicho evento se realizaron una serie de recorridas y búsqueda de información, lo que permitió recopilar principalmente datos de lluvias; niveles de agua en sectores característicos y la estimación de la zona de afectación (mancha de inundación). Se utilizó el modelo matemático VMMHH 1.0 el cual ha sido ampliamente utilizado en cuencas similares obteniéndose resultados satisfactorios en la reproducción del proceso de transformación lluvia-caudal y tránsito de escurrimiento. Para el proceso de calibración del modelo se consideró el evento ocurrido; los datos de niveles de agua observados en 4 puntos característicos y la zona de inundación. Los resultados de la calibración fueron satisfactorios en función de la información disponible, lo que permite continuar en esta línea para poder realizar futuros trabajos.

ABSTRACT

The exploitation of a distributed, hydrological-hydraulic mathematical model physically based on the A° Seco basin (Santa Fe) is presented. On January 15, 2017 an extraordinary event occurred, where approximately 320 mm were observed in 10 hours in the lower part of the basin. The greatest flood in the history of the locality occurred, with a total of 235 evacuees and innumerable material losses. From this event a series of surveys and information search were carried out, which allowed to collect mainly rainfall data; water levels in characteristic sectors and the estimation of the affected area (flood map). The mathematical model VMMHH 1.0 was used, which has been widely used in similar watersheds obtaining satisfactory results in the reproduction of the process of rainfall-flow transformation and transit of runoff. For the calibration process of the model, the event occurred; the data of water levels observed in 4 characteristic points and the flood map was considered. The results of the calibration were satisfactory based on the available information, which allows to continue in this line to be able to carry out future work.

INTRODUCCIÓN

Según De Wrachien et al. (2010) un tercio de los desastres naturales anuales y las pérdidas económicas, y más de la mitad de las víctimas respectivas están relacionados con las inundaciones. Es probable que estos peligros se vuelvan más frecuentes y más relevantes en el futuro, debido a los efectos del aumento de la población, la urbanización y los impactos del cambio climático.

Los procesos de concentración de población urbana han contribuido a incrementar las afectaciones de las inundaciones sobre la sociedad. En efecto, los procesos de urbanización han contribuido a (a) aumentar el riesgo de inundación; (b) producir un decrecimiento de la

calidad del agua superficial y subterránea; (c) incrementar los procesos de erosión y sedimentación. El aumento de riesgo de inundación se manifiesta mediante (i) aumento de caudales máximos y volúmenes de escurrimiento en conjunto con la disminución de los tiempos de respuesta de las cuencas debido fundamentalmente al reemplazo gradual de cobertura de suelos naturales por superficies impermeables (calles, techos, etc); y (ii) ocupación paulatina de los valles de inundación de cursos de agua debido a múltiples y complejos factores sociales y económicos como: presiones urbanísticas, expulsión de habitantes del sistema productivo, pobreza, marginalidad, etc. (Riccardi et al., 2011)

La representación de la dinámica del escurrimiento superficial mediante modelación matemática resulta de importancia para sus diversas aplicaciones; tales como utilización en sistemas de alerta de inundaciones, delimitación de zonas de inundación, zonas de riesgo para la vida humana, impacto de obras de infraestructura (carreteras, terraplenes), impacto de desarrollo de ciudades, evaluación y diagnóstico de la situación actual, y estudio e impactos de obras destinadas al saneamiento hídrico. En particular un aporte de la modelación matemática es la determinación de mapas de inundación, siendo estos mapas de inundación de suma utilidad para la planificación y desarrollo en una región determinada. En esta línea de trabajo, esta unidad de investigación ha llevado adelante diversos estudios vinculados con el mapeo de zonas de inundación en la región sur de la provincia de Santa Fe. Tales antecedentes involucran la cuenca del A° Ludueña dentro del distrito Rosario (Riccardi, 1997; DH-FCEIA, 2001 y 2009); cuenca del A° Saladillo dentro de la ciudad de Rosario (Riccardi, 1997); Ciudad de San Gregorio (DH-FCEIA, 2007) y Ciudad de San Lorenzo (DH-FCEIA, 2005).

En particular en este trabajo se presenta la explotación de un modelo matemático distribuido, hidrológico-hidráulico físicamente basado en la cuenca del Arroyo Seco (410 km²; ubicada en el sur de la provincia de Santa Fe). En tal sistema hidrográfico Stenta et al. (2016) han realizado un estudio específico de manchas de inundación en la cuenca del A° Seco. Culminada la delimitación de los mapas de amenaza para recurrencias de R= 100 y 500 años, el día 15 de Enero de 2017 ocurrió un evento extraordinario, donde se registraron aproximadamente 320 mm en 10 hs en la parte baja de la cuenca. Se produjo la mayor inundación de la historia de la localidad, con un total de 235 evacuados e innumerables pérdidas materiales. En la Figura 1 se muestra una fotografía de la crecida en el A° Seco en su cruce con la Ruta Provincial N° 21 (RP21). Otro impacto, en este caso hidromosedimentologico producido por la crecida del A° Seco, fue el retroceso de la casaca (caída hidráulica, Figura 2). En dicha cascada se observó un retroceso debido a la crecida de aproximadamente 170 m, quedando ubicada a aproximadamente 600 m aguas abajo del puente de la RP21.

A partir de la presentación de dicho evento extremo y teniendo el modelo constituido, se decidió simular tal evento real y contrastar las variables hidráulicas y manchas de inundación computadas versus observadas como así también comparar con las variables hidráulicas estimadas a partir de un evento hipotético extremo de 500 años de recurrencia.

OBJETIVOS

El objetivo general del trabajo es avanzar en la determinación de manchas de inundación mediante modelación matemática distribuida. En particular en este trabajo se avanzó en la reproducción de la inundación ocurrida en la Ciudad de Aº Seco, producida por el evento

extremo del día 15/01/2017; enfocando en la determinación de niveles de agua y zonas de afectación por inundación. Un objetivo asociado fue la validación de la constitución del modelo como herramienta de planificación y su posible uso en alerta hidrológica durante eventos extremos.

Figura 1.- Crecida en el A° Seco y ruta RP21 (Conclusión, 2017).

Figura 2.- Cascada del A° Seco (Conclusión, 2017).

MATERIALES Y MÉTODOS

Breve Descripción del Modelo Matemático

Para la modelación matemática distribuida se utilizó el sistema de modelación matemático hidrológico-hidráulico, físicamente basado y espacialmente distribuido cuasi-bidimensional, basado en un esquema de celdas interconectadas; denominado VMMHH 1.0 (Riccardi et al., 2013). Numerosos trabajos han sido desarrollados utilizando este modelo matemático obteniéndose resultados satisfactorios.

El sistema básicamente se conforma de una plataforma de pre y post procesamiento de datos y resultados y un algoritmo matemático de modelación. El modelo VMMHH 1.0 está basado en el esquema de celdas interconectadas originalmente propuesto por Cunge (1975). Las ecuaciones gobernantes consideradas son la de continuidad (en celdas) y distintas simplificaciones de la ecuación de cantidad de movimiento transformadas en formulaciones de descarga entre celdas (vinculaciones entre celdas). La distribución espacial de los parámetros y variables hidrológicas se realiza mediante la subdivisión de la cuenca en celdas de igual tamaño (cuadrangulares) interconectadas entre sí, que definen el dominio del sistema hídrico a modelar. Las celdas pueden ser tipo valle o río que representan el flujo superficial y en canal respectivamente. Las vinculaciones entre celdas pueden ser tipo río-río; tipo valle-río, tipo valle-valle; tipo terraplén, puente, alcantarilla, compuerta y vertedero sin control. Para representar vinculaciones entre celdas de los cursos el modelo permite emplear diversos tipos de secciones simples. Adicionalmente, en las celdas se deben definir coeficientes de resistencia al escurrimiento en el curso principal y en el valle de inundación. En las vinculaciones donde se definen puentes son requeridos la geometría y los coeficientes de gastos asociados ya que en este tipo de vinculaciones el modelo utiliza la ecuación de descarga de vertedero de cresta ancha con hasta tres escalones de diferentes niveles (o cotas) y anchos.

Descripción de la Cuenca del Aº Seco

La cuenca del Arroyo Seco y otros cursos menores tiene un área de aproximadamente 410 km² (Sur de la Provincia de Santa Fe, Figura 3).

La cuenca presenta en su parta alta una pendiente media del orden de 2.5‰, con divisorias de aguas con el sistema del Aº Pavón claramente definidas en el sector oeste y sur y con la conformación de cañadones y cursos bien definidos; luego, en el sector de la cuenca media se presenta un relieve de menor pendiente (del orden de 1.9 ‰), con curvas de nivel más espaciadas y escurrimiento difuso, finalmente, en el sector del Aº Seco previo a la desembocadura se observan curvas de nivel que definen las trazas de los cursos de agua. El sentido general de escurrimiento es suroeste-noreste.

También se observan bajos locales en cercanía con la barranca del Río Paraná, entre el Aº Seco y el Aº Pavón. Estos bajos locales no son parte de la cuenca del Aº Seco.

La red de drenaje está formada por cursos naturales y cursos artificiales. Los de mayor relevancia son el Aº Seco y el canal Savoca. Ambos cursos de agua naturales han sido intervenidos mediante recanalizaciones y ampliación del ancho y de la profundidad. El A° Seco desemboca en el Río Paraná y el canal Savoca desemboca en el A° Seco.

A nivel de subcuenca entre el A° Seco y el canal Savoca es posible indicar en forma general que la ciudad de A° Seco drena la mitad este hacia el canal Savoca y la mitad oeste hacia el A° Seco.

El A° Seco presenta en todo su trayecto numerosos cruces con caminos y rutas secundarias pero en particular en la parte baja se encuentra el cruce con la Autopista Ros. – Bs. As. (a aproximadamente 4660 m de la desembocadura en el Río Paraná); el FFCC NCA (a aproximadamente 2450 m de la desembocadura en el Río Paraná) y la Ruta provincial RP21 (a aproximadamente 1525 m de la desembocadura en el Río Paraná).

En la modelación se incluyeron otros cursos de aguas de menores recorridos que no aportan al Aº Seco y se incorporo como limite sur del área de aporte modelada un tramo del Aº Pavón. Esto se debe a que no se identificó claramente la divisoria de aguas topográfica entre la cuenca del Aº Seco y del Aº Pavón. Por lo que se amplia el área en estudio de modo que el modelo matemático calcule sin condicionamientos los distintos sectores de aporte superficial en zonas donde se presenta escurrimiento difuso. A lo anterior se debe sumar el hecho que tanto la Autopista Ros.-Bs. As. como el FFCC NCA actúan como modificadores de la dinámica hídrica en este sector plano de divisoria de aguas. En la Tabla 1 se resumen algunas características morfológicas.

Se estimó un valor de tiempo de concentración para la cuenca de aproximadamente 48 hs, considerando la formulación de Ventura, con un valor de coeficiente α = 0.12; Área = 295 km² (corresponde al área de la cuenca estimada del A° Seco y canal Savoca) y S = 1.85‰.

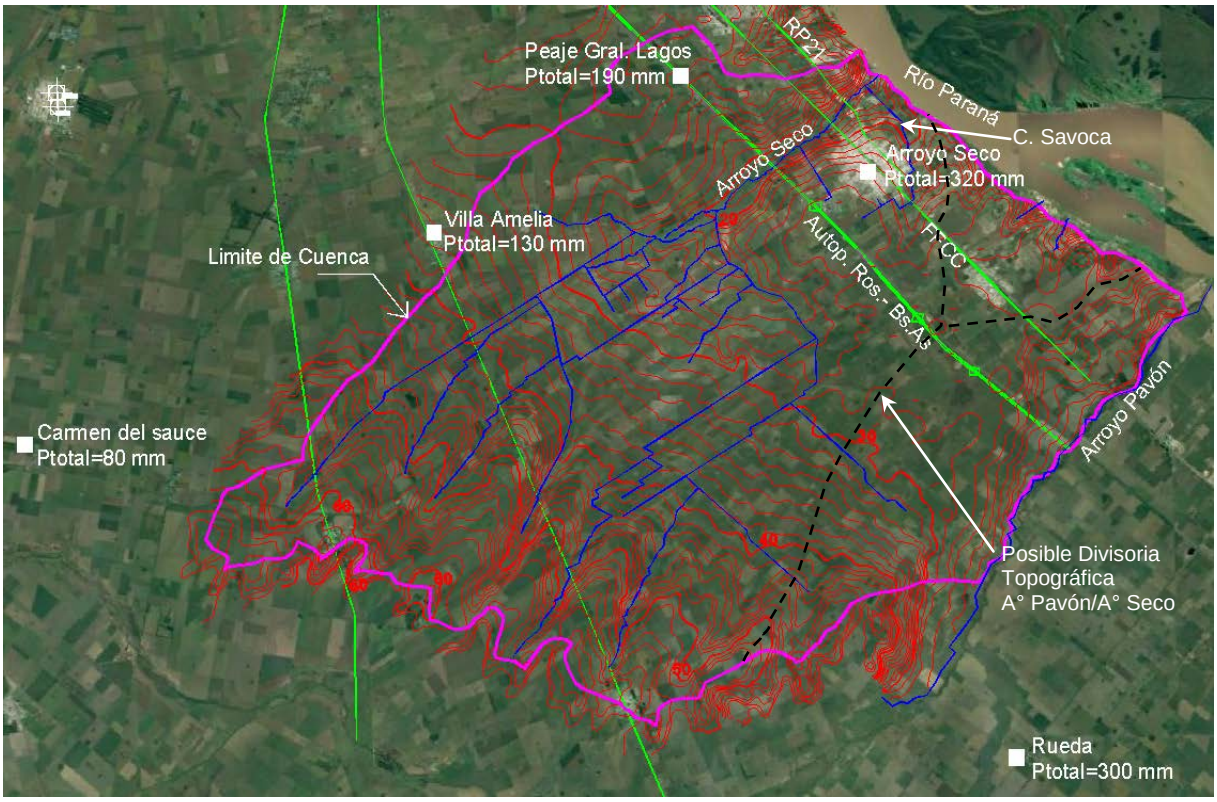


Figura 3.- Cuenca del Aº Seco y parte de la cuenca del Aº Pavón.

Tabla 1.- Características generales de la cuenca del Aº Seco.

Descripción	Valor
Área Total (km²)	410
Cota Máxima (m IGN)	66.5
Cota Mínima (m IGN)	14.0
Pendiente media (m/km)	1.85
Tiempo de Concentración (hs)	48
Densidad de Drenaje (km/km²)	0.68
Índice de Compacidad de Gravelius (-)	1.30
Índice de Rugosidad (-)	35.0
Uso predominante	Agrícola-ganadero
% Área Urbana, respecto al área de la cuenca	1.6
Sección (m) de curso ppal. (ancho/prof.)	18 m / 3.5 m

Constitución del modelo matemático en la cuenca del Aº Seco.

A partir de trabajos previos (Stenta et al., 2016), se disponía del modelo matemático constituido en esta cuenca. El modelo matemático (Figura 4) está constituido con 163900 celdas cuadrangulares de 50 m de lado (5598 celdas río y 158302 celdas valle) y 326512 vinculaciones. Existen definidos un total de 79 km de rutas y FFCC NCA; 280 km de cursos y 43 vinculaciones tipo puentes y alcantarillas. Se consideró como condición de borde aguas abajo la cota del río Paraná el día 15/01/2017.

Lluvia del 15 de Enero de 2017

En el evento del 15 de Enero de 2017 se registraron en el casco urbano de la ciudad de Aº Seco una precipitación total de aproximadamente 320 mm en 10 hs, ocurrida entre las 08:00 hs a las 18:00 hs.

La lluvia antecedente también fue de importancia ya que se produjeron dos eventos: uno de ellos ocurrido entre el 25 y 26 de diciembre de 2016 con un registro de 124 mm (FFCC NCA en Gral. Lagos a 5 km de la ciudad Aº Seco) y el otro ocurrido entre el 03 y 04 de Enero de 2017 con un registro de 157 mm (Registro de precipitaciones, INTA Arroyo Seco, en la ciudad de A° Seco).

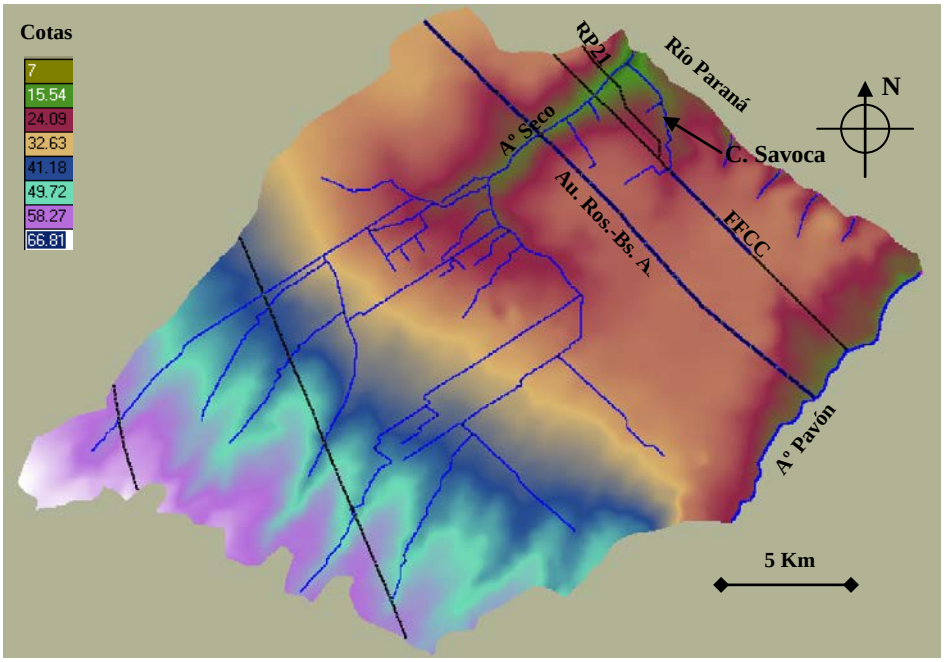


Figura 4.- Modelo con esquema de celdas (50 m x 50 m) de la cuenca del Aº Seco y parte de la cuenca del Aº Pavón.

Adicionalmente, se menciona: “Los registros de precipitaciones desde el 15 de Diciembre de 2016 al 17 de Enero de 2017 están por encima de los 900 mm en muchas de estas localidades como Pueblo Esther, General Lagos, Arroyo Seco, Fighiera; Empalme Villa Constitución y Villa Constitución: Algunas de ellas sufrieron incluso inundaciones en el casco urbano” (Mondino, 2017).

Para la distribución temporal de la lluvia se consideró la variación del registro del pluviómetro del Peaje de Gral. Lagos (Autopista Ros.-Bs.As., ubicado a 5.5 km del centro de la ciudad de Aº Seco).

Para la distribución espacial se consideraron mediante la técnica de polígonos de Thiessen las estaciones: A° Seco, Rueda, Peaje Gral. Lagos, Villa Amelia y Carmen del sauce (Figura 3). La duración de la lluvia considerada fue de 10 hs, y se utilizó un valor de CN igual a 90 para la evaluación de las pérdidas. Para este evento, la lluvia neta en toda la cuenca es de 209 mm. En la Tabla 2 se resumen los valores de lluvia total, área de incidencia por Thiessen, lluvia neta y lluvia neta en toda la cuenca. En la Figura 5.a se muestra el hietograma de lluvia neta ponderada a nivel de cuenca (209 mm) y en la Figura 5.c se muestran los valores acumulados de lluvia neta ponderada a nivel de cuenca y la lluvia neta acumulada de la estación A° Seco (288 mm).

Tabla 2.-Lluvia total; neta y área de incidencia de las estaciones de lluvia. Evento 15/01/2017.

Estación	Lluvia total (mm)	Área de incidencia (km²)	Lluvia neta (mm)
A° Seco	320	162	288
Rueda	300	73	269
Peaje Gral. Lagos	190	41	159
Villa Amelia	130	115	101
Carmen del sauce	80	19	54
Totales	**240**	**410**	**209**

Impactos de la lluvia del 15/01/2017

A partir de los datos recopilados fue posible establecer los principales impactos por desbordes del A° Seco y del Canal Savoca en sectores urbanos (Figura 6 y Tabla 3):

- Inundación en Barrios Güemes, Doña Pepa y Versalles (asociados al desborde del canal Savoca).
- Inundación en Barrio Las Ranas, asociado al desborde del A° Seco.
- Sobrepaso de la rasante de la autopista Ros.-Bs. As. y RP21 en el curso del A° Seco.
- Sobrepaso del FFCC NCA y RP21 en el Canal Savoca.
- El tiempo de ocurrencia de niveles máximos en el Barrio Güemes (sector más afectado) fue de aproximadamente 12 hs desde el inicio de la tormenta (hora 20:00 del día 15/01/2017). Asimismo, debido al aguacero ocurrido al inicio de la tormenta (primeras 2 hs), se observó que a las 4 hs de iniciada la tormenta ya se evidenciaban los primeros impactos de la inundación, con calles y sectores de vivienda ya inundados.

Evento estadístico. R = 500 años.

El evento estadístico asociado a una lluvia de recurrencia de 500 años utilizado para su comparación con el evento del 15/01/2017 tiene las siguientes características: Duración: 5 días; $P_{5\ días}$:357 mm ($P_{día\ 1}$: 23 mm; $P_{día\ 2}$: 55 mm; $P_{día\ 3}$: 231 mm; $P_{día\ 4}$: 26 mm y $P_{día\ 5}$: 22 mm); distribución diaria mediante bloques alternos; distribución subdiaria según coeficientes de relación entre láminas de diferentes duraciones; distribución areal uniforme; condición de humedad antecedente con CN variable: $CN_{día\ 1}$: 87.3; $CN_{día\ 2}$: 88.8; $CN_{día\ 3}$: 90; $CN_{día\ 4}$:90; $CN_{día\ 5}$: 90; Lamina neta: 253 mm. Este evento es considerado extraordinario y ha sido utilizado en otras cuencas para evaluar el impacto por inundaciones (DH-FCEIA, 2009). En La Figura 5.b se muestra el hietograma de lluvia neta y en la Figura 5.c se muestra la lluvia neta acumulada.

Calibración del modelo

Para el proceso de calibración del modelo se consideró el evento ocurrido del 15/01/2017; los datos de niveles de agua observados en 4 puntos característicos y la zona de inundación. Se

recopilaron datos de niveles de agua en el A° Seco y la Autopista Ros.-Bs.As. (Punto 1, Figura 6); A° Seco y FFCC NCA (Punto 2, Figura 6); A° Seco y RP21(Punto 3, Figura 6) y canal Savoca y FFCC NCA (Punto 4, Figura 6). Adicionalmente la recorrida permitió establecer la zona de afectación (mancha de inundación) en el A° Seco y el Canal Savoca aguas abajo del FFCC NCA.

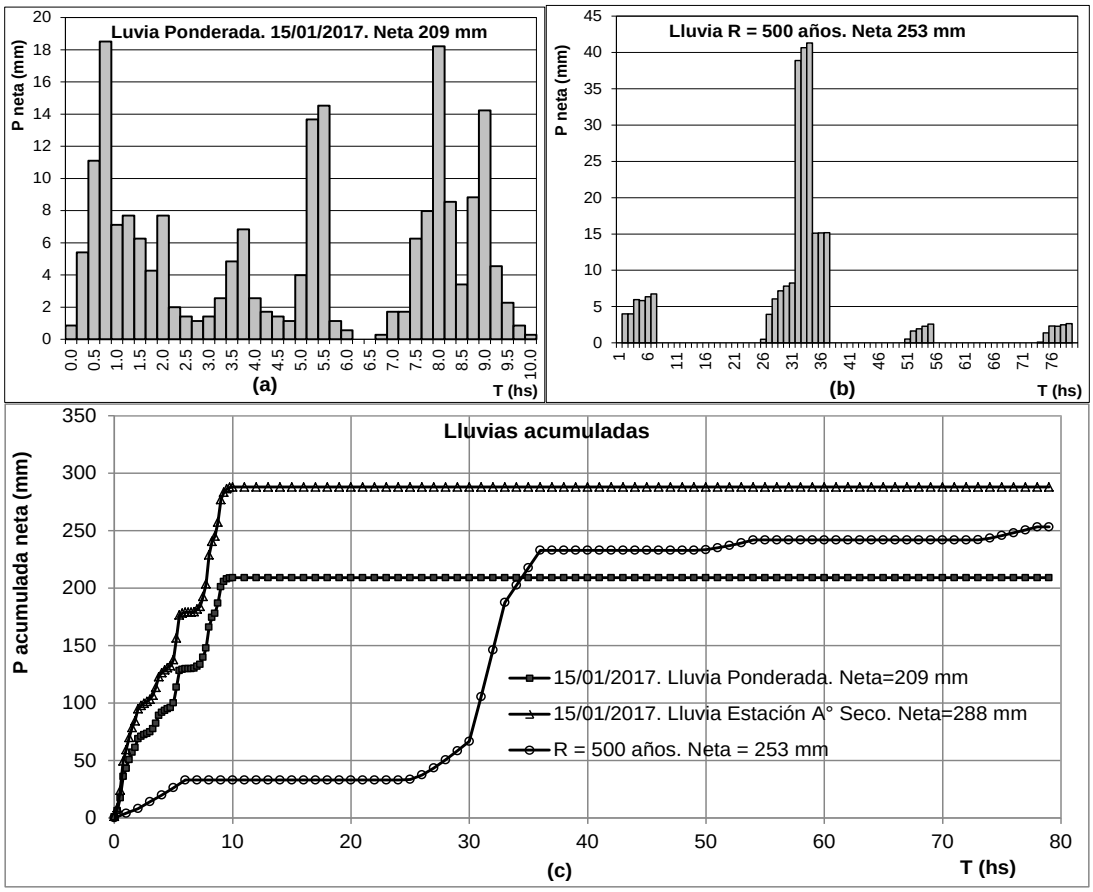


Figura 5.- a) Hietograma de lluvia neta ponderada a nivel de cuenca del 15/01/2017; **b)** Hietograma de lluvia neta R = 500 años y **c)** Lluvia neta acumulada del 15/01/2017 (ponderada y en estación A° Seco) y R = 500 años.

El modelo quedó calibrado con coeficientes de rugosidad de Manning en cursos variable entre 0.028 y 0.033; coeficiente de rugosidad en valle variable entre 0.08 y 0.10 y coeficiente de gasto en puentes y alcantarillas variable entre 0.65 y 0.80.

RESULTADOS

Evento del 15 de Enero de 2017

En la Tabla 3 se resumen los valores de cotas de pelo de agua observados y calculados en 4 puntos representativos de la red de drenaje que rodea a la ciudad de Aº Seco, compuesta por el Aº Seco y el canal Savoca (Figura 6). El punto 1 corresponde al Aº Seco en el cruce con la Autopista Ros. – Bs.As.; el punto 2 es el Aº Seco y el FFCC NCA.; el punto 3 es el Aº Seco y la RP21 y el punto 4 es el canal Savoca y el FFCC NCA.

En el evento ocurrido se produjo, respecto al A° Seco: 1) el sobrepaso de la Autopista Ros.- Bs. As. en un valor aproximado de 0.40 m; 2) el no sobrepaso de las vías del FFCC NCA; 3) el sobrepaso de la RP21 en aproximadamente 0.80 m (Figura 1). Respecto al canal Savoca se produjo el sobrepaso de las vías del FFCC NCA en aproximadamente 0.10 m (y el sobrepaso de la RP21 ubicada paralela e inmediatamente aguas abajo del FFCC NCA en el cruce con el Canal Savoca).

El mayor impacto en la ciudad se produjo en el Bº Güemes (aguas arriba del canal Savoca y el FFCC NCA., con alturas de agua cercanas a los 2.0 m). Otros barrios afectados son el Bº Doña Pepa y Versalles (por desborde del canal Savoca) y Bº Las Ranas, por desborde del Aº Seco (Figura 6).

En la Tabla 3 puede observarse que los valores de cotas de pelo de agua calculados en los 4 puntos indicados difieren respecto a los observados entre +0.20 m (punto 1) y -0.20 m (punto 3).

En la Figura 7 se muestra a modo representativo el resultado obtenido en términos de perfil hidráulico de un tramo del A° Seco entre la Autopista Ros.- Bs. As. y la RP21. Allí se presentan las cotas de fondo del A° Seco, los niveles del terreno natural y los valores observados y calculados de niveles de agua en el cruce del A° Seco y la Autopista Ros.- Bs.As.; A° Seco y FFCC NCA y A° Seco y RP21. Entre los puntos observados se realizó el trazado lineal de la cota de pelo de agua del curso. Se evidencia una adecuada reproducción de la crecida del A° Seco en este tramo considerado.

Respecto a la reproducción de la zona de inundación, se realizó una recorrida en todo el sector afectado recabando información de niveles de agua y alcance de la mancha de inundación que luego se reprodujo en el mapa digital. A partir de la modelación se realizo el cálculo de la mancha de inundación modelada y se comparó con la mancha observada (Figura 6).

Se consideró el sector de mancha comprendido desde el FFCC NCA hasta la desembocadura en río Paraná y considerando el conjunto del Aº Seco y canal Savoca, debido a que en este sector fue posible realizar la reconstrucción de la mancha de inundación.

Los resultados indican un valor de área de inundación observada de 3.94 km²; un valor de área de mancha calculado de 3.34 km² y un valor de área de coincidencia entre mancha observada y calculada de 3.24 km², por lo tanto el porcentaje de reproducción de la mancha observada es del 82 % (relación entre el área de coincidencia entre machas y área de la mancha observada).

Tabla 3.-Valores de cotas máximas observadas y calculadas. Evento 15/01/2017

Punto	Ubicación	Curso	Cota Obs. [m IGN]	Cota Cal. [m IGN]	Cal. – Obs. [m]	Cota de Rasante [m IGN]	Observaciones
01	Autop. Ros.- Bs.As	Aº Seco	21.40	21.60	+ 0.20	21.00	Sobrepaso de la rasante: + 0.40 m. Observado
02	FFCC NCA	Aº Seco	18.00	17.94	- 0.06	18.60	NO Sobrepaso de riel. Observado
03	RP21	Aº Seco	16.20	16.00	- 0.20	15.40	Sobrepaso de la rasante: + 0.80 m. Observado.
04	FFCC NCA	Canal Savoca	25.10	25.20	+ 0.10	25.20	Sobrepaso del riel: + 0.10 m. Observado

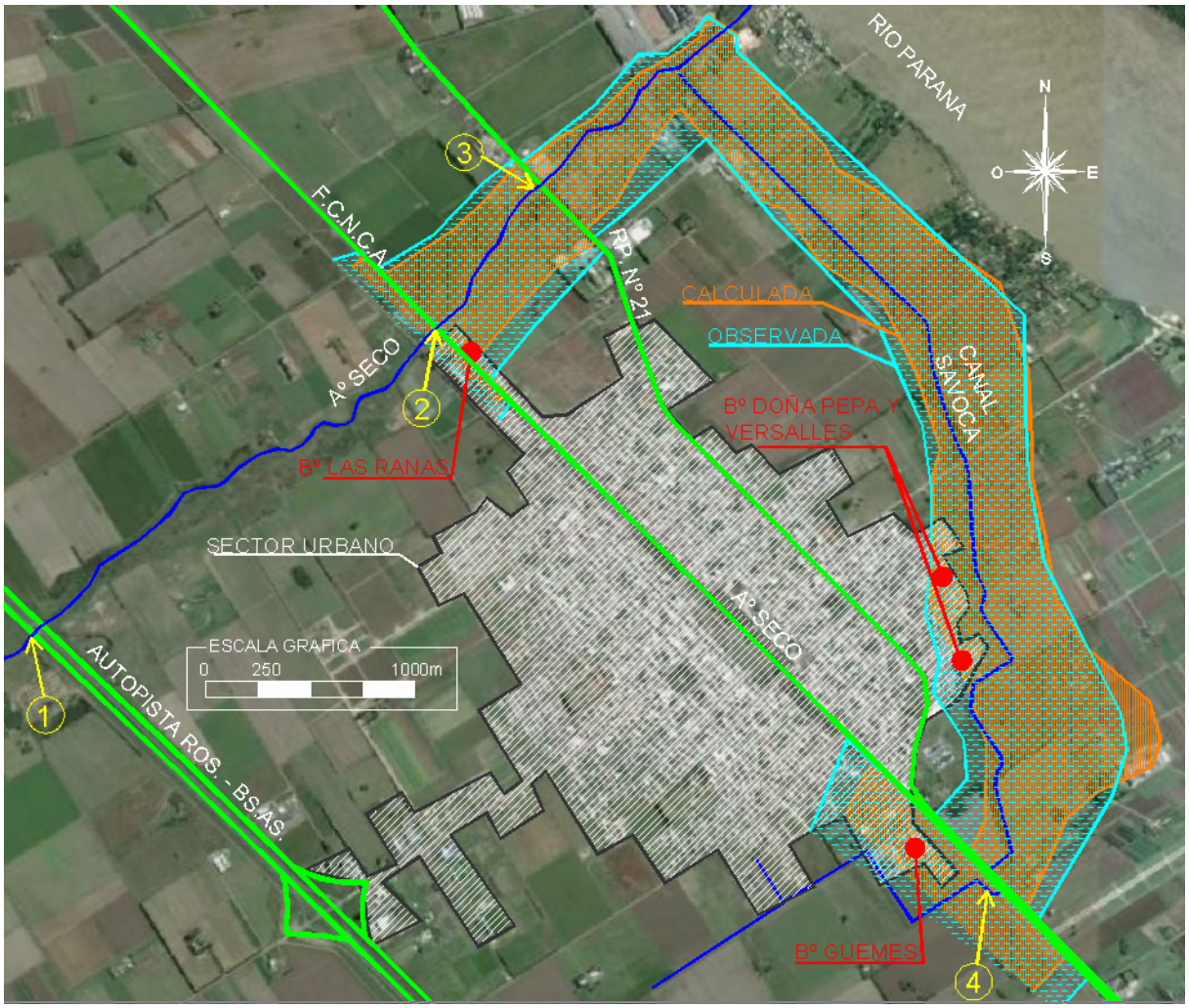


Figura 6.- Manchas de inundación observada y calculada. Ciudad de Aº Seco, Santa Fe, Argentina. Evento 15/01/2017.

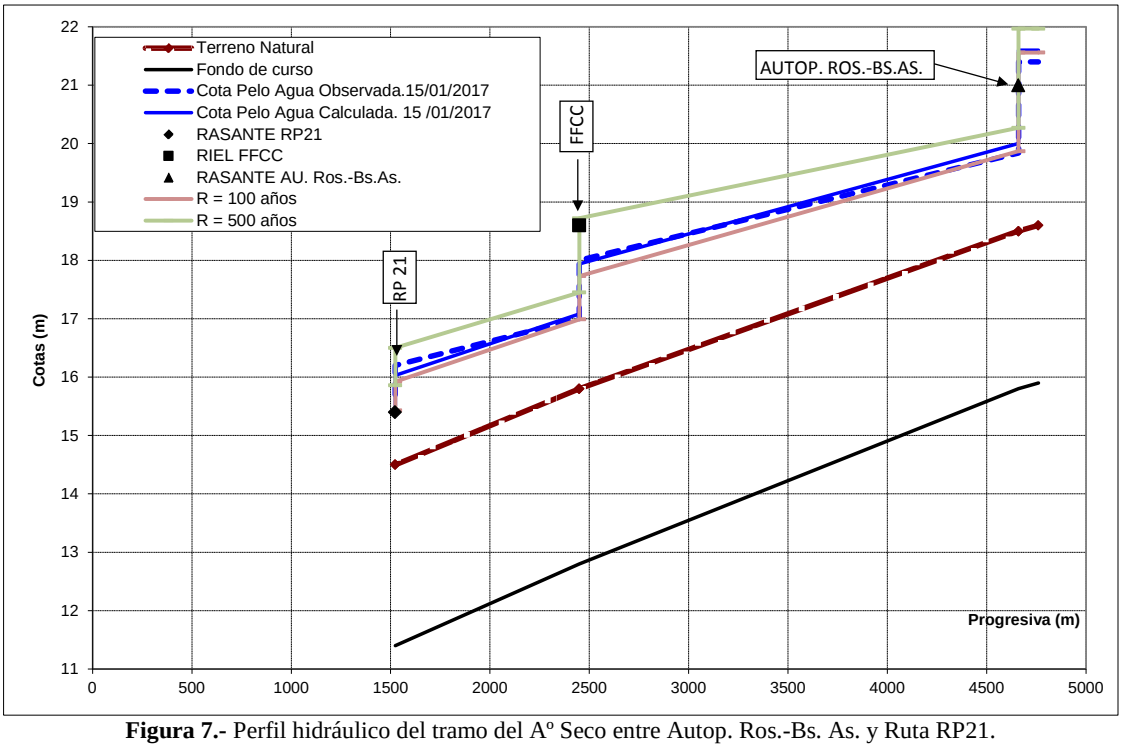


Figura 7.- Perfil hidráulico del tramo del Aº Seco entre Autop. Ros.-Bs. As. y Ruta RP21.

Respecto al tiempo de reproducción de niveles máximos, donde se contó con información, que se corresponde al canal Savoca en el sector del B° Güemes (Punto 4, Figura 6), el modelo reprodujo adecuadamente los tiempos de respuesta, alcanzándose valores de niveles máximos a las 13 hs de iniciada la tormenta. El valor observado fue de 12 hs, por lo que se considera una adecuada reproducción de la respuesta temporal en este sector de la cuenca. Esta capacidad de simular con satisfactorio nivel de error el tiempo al pico reafirma la potencialidad del uso del modelo en alerta temprano. El tiempo de cálculo computacional para reproducir 13 hs (pico de la respuesta en la subcuenca del canal Savoca en la zona del B° Güemes) es de 1.5 hs utilizando un procesador Intel i7 de 3.4 GHz y 8GB de RAM.

Evento estadístico R = 500 años y su comparación con el evento del 15/01/2017

Se realizó la conformación de la mancha de inundación a partir de los valores de alturas de aguas máximas para este evento estadístico. En la Figura 8 se muestran los resultados obtenidos donde se realiza la comparación entre la mancha observada para el evento ocurrido el 15 de Enero de 2017 y el evento estadístico de lluvia total asociada a 500 años.

En función de la reproducción de la mancha observada es posible indicar que la mancha asociada a R = 500 años es mayor en el tramo entre FFCC NCA y RP21 del A° Seco; luego, aguas abajo de la RP21 y hasta la desembocadura en el Río Paraná, la mancha del 15/01/2017 es mayor (es decir, tiene mayor área de afectación que la mancha asociada a R = 500 años). Respecto al canal Savoca, es posible indicar que la mancha observada es mayor en todo el recorrido desde el FFCC NCA hasta la desembocadura en el A° Seco que la mancha asociada a R = 500 años.

Resulta interesante la comparación realizada ya que permite evidenciar lo extraordinario del evento ocurrido el día 15/01/2017.

Adicionalmente es posible indicar que si bien la lluvia neta del evento asociado a R = 500 años es superior (a nivel de cuenca) que la del evento del 15/01/2017, se observan resultados diferentes en términos de mancha de inundación entre el curso del A° Seco y el canal Savoca, debido a la variabilidad espacial del evento del 15/01/2017.

En este sentido, en el caso del canal Savoca, se produjo en el sector de aporte a dicho canal mayores valores de lluvia neta asociada al evento del 15/01/2017 (Estación A° Seco) respecto al evento de R = 500 años, lo que se tradujo en mayores valores de niveles de agua. En el caso del curso del A° Seco, se evidencia el mayor peso del evento estadístico de R = 500 años con lluvia uniforme que se traduce en mayores niveles de agua por lo menos hasta la RP21. En el curso del A° Seco intervienen las estaciones Peaje Gral. Lagos, A° Seco, Villa Amelia y Carmen del Sauce lo que para el evento del 15/201/2017 se produjeron (salvo en la estación A° Seco) valores menores de lluvia neta respecto al evento de R = 500 años. El cambio aguas abajo de la RP21 en el curso del A° Seco se debe a la influencia de los niveles en el canal Savoca, que por curva de remanso eleva los niveles de agua y resultan estos niveles superiores en el tramo del A° Seco aguas abajo de la RP21.

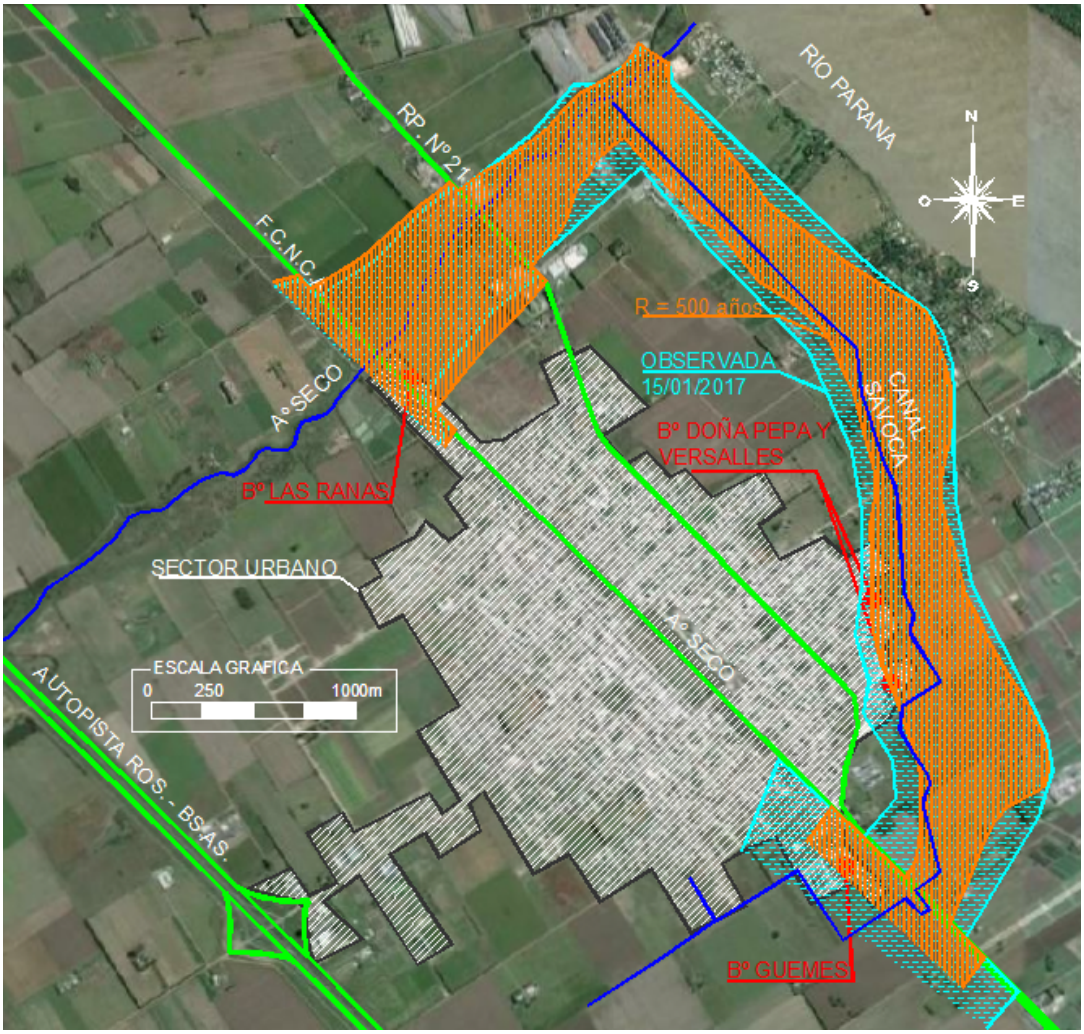


Figura 8.- Mancha de inundación observada (15/01/2017) y mancha asociada a R = 500 años.

CONCLUSIONES

Se ha avanzado en la representación de la dinámica del escurrimiento superficial en la cuenca del Aº Seco (Prov. de Santa Fe) y en este caso en particular se realizó la reproducción del evento extraordinario ocurrido el 15 de Enero de 2017.

Este evento produjo la mayor inundación de la historia de la localidad, con un total de 235 evacuados e innumerables pérdidas materiales.

Se alcanzaron resultados satisfactorios en términos de reproducción de niveles en puntos característicos (cursos de agua y rutas o FFCC) y en la reproducción de la mancha de inundación de los cursos que rodean a la ciudad de Arroyo Seco.

Los niveles de agua se reprodujeron en 4 puntos (3 pertenecientes al Aº Seco y uno al canal Savoca) con diferencias entre los valores observados y calculados de ±0.20 m.

La mancha de inundación se reprodujo en un 82% de coincidencia respecto a la observada. El área estudiada es entre el FFCC NCA y la desembocadura en el Río Paraná, que incluye

al A° Seco y al canal Savoca.

En el canal Savoca se logró una adecuada reproducción de la respuesta temporal de esta subcuenca respecto a los valores observados de tiempo de ocurrencia de niveles máximos.

Se realizó la mancha de inundación asociada a un evento estadístico de 500 años de recurrencia y se compararon la mancha observada y asociada al evento estadístico. Se concluye que solo en el tramo del A° Seco entre el FFCC NCA y la RP21 es superior la mancha de R = 500 años respecto a la observada del día 15/01/2017. En el tramo del A° Seco aguas abajo de la RP21 hasta el Río Paraná y en todo el tramo del canal Savoca la mancha observada es mayor a la mancha asociada a R = 500 años. Adicionalmente esta comparación permite definir lo extraordinario del evento ocurrido el 15/01/2017.

No se realizó la comparación en términos de mancha de inundación aguas arriba del FFCC NCA en el curso del A° Seco debido a que no se obtuvieron datos observados de niveles de agua para el evento 15/01/2017 para poder reproducir la mancha observada. Aunque, a partir de los resultados del modelo, es posible concluir que el evento de R = 500 años tiene un impacto superior al evento observado aguas arriba del FFCC NCA en el curso del A° Seco.

Se resalta la operatividad del modelo, ya que estudios previos han sido realizados con la finalidad de obtener impactos por inundaciones para eventos estadísticos en esta cuenca, por lo que ya se disponía del modelo matemático constituido. Luego, a partir de la ocurrencia del evento del 15/01/2017 el modelo se utilizó para la reproducción de dicho evento.

Respecto al tiempo computacional requerido se infiere que en la situación actual de constitución del modelo y equipo utilizado no se disponen con tiempos holgados para el aviso de alerta temprana ante inundaciones. Si se asume que la respuesta de la subcuenca del canal Savoca en el sector del B° Güemes (sector vulnerable) es de 2 a 3 hs hasta alcanzar valores máximos una vez finalizada la tormenta y que el tiempo de cálculo del modelo es de 1.5 hs (para reproducir 13 hs), solo se disponen de entre 0.5 y 1.5 hs de tiempo entre el posible aviso y la ocurrencia de máximos niveles. Esta condición pone de manifiesto la necesidad de trabajar en la mejora del modelo para la reducción de los tiempos de cálculo.

Agradecimiento. *A la UNR por el apoyo brindado en el marco de los PID-UNR: 1ING 509 y 1ING 514. Al Ing. Horacio Garzia, por sus datos brindados de lluvias, sectores afectados y recorrida en la cuenca.*

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Conclusión (2017). Página web: http://www.conclusion.com.ar/2017/01/inundaciones-en-santa-fe-los-vecinos-de-arroyo-seco-sufren-las-intensas-lluvias/. Consultada el día 06/02/2017.

Cunge, J. (1975). “Two Dimensional Modelling of Flood plañís”. Cap. 17 Unsteady flow in open channels (Ed. Mahmood K. and Yevjevich V.) Water Resources Publications, Fort Collins.

De Wrachien, D., Mambretti, S. & Sole, A. (2010) “Mathematical models in flood

management: overview and challenges" *Transactions on Ecology and the Environment*, Vol 133. Flood Recovery, Innovation and Response II. doi:10.2495/FRIAR100061.

DH-FCEIA. (2001). "Áreas Inundables en el Sistema Hídrico del Arroyo Ludueña mediante Modelación Matemática Hidrodinámica". Convenio entre FCEIA-UNR y Munic. de Rosario.

DH-FCEIA. (2005). "Plan director de los desagües pluviales de la Ciudad de San Lorenzo". Convenio entre FCEIA-UNR y Municipalidad de San Lorenzo.

DH-FCEIA. (2007). "Plan director de los desagües pluviales de la comuna de San Gregorio". Convenio entre FCEIA-UNR y comuna de San Gregorio.

DH-FCEIA. (2009). "Manchas de inundación en el sistema hídrico del arroyo Ludueña para eventos hidrológicos extremos dentro del distrito Rosario". Convenio FCEIA-UNR y Munic.de Rosario.

Mondino, M. C. (2017). "Informe de estado en el cinturón hortícola de Rosario (Diciembre 2016-Enero 2017)". Informe INTA. 11 pags.

Riccardi, G. (1997)."The flood propagation modelling for the management of flood plains of Rosario Region, Argentina", *River Flood Hydraulics*, J. Watts, ed., UK, 127-136.

Riccardi, G.; Postiglione, R.; Stenta, H. y Scuderi, C. (2011) "América Latina y Argentina. Aspectos sociales, económicos y los recursos hídricos". Cátedra: Recursos Hídricos III. Departamento de Hidráulica, Escuela de Ingenieria Civil, Facultad de Ciencias Exactas, Ingenieria y Agrimensura, Universidad Nacional de Rosario. 46 pags.

Riccardi, G., Stenta, H., Scuderi, C., Basile, P., Zimmermann, E., Trivisonno, F. (2013). "Aplicación de un modelo hidrológico-hidráulico para el pronóstico de niveles de agua en tiempo real", *Tecnología y Ciencias del Agua*, vol. IV, núm. 1, pp. 83-105.

Stenta, H.; Riccardi, G. y Basile, P. (2016). "Simulación hidrológica-hidráulica en pequeñas cuencas del sur santafesino. Caso de estudio: cuencas del Arroyo Seco y del Arroyo Frías". X Jornada de Ciencia y Tecnología, Universidad Nacional de Rosario. 8 pags.

CARACTERIZACIÓN DE LA SEQUÍA (2015-2016) OCURRIDA EN LA PUNA JUJEÑA

Valdiviezo, M.[1]; Hurtado, R.[1]; Portal, M.[1]; Moreno, C.[1]; Domenech, P.[2]; Bilbao, L.[3]; Zerpa, D.[2]; Zamora, J.P.[3]

[1] Facultad de Ciencias Agrarias-UNJu., [2] Secretaria de Agricultura Familiar. [3]INTA (IPAF NOA). Jujuy, Argentina.

hurtado@agro.uba.ar

RESUMEN

La sequía es una de las adversidades naturales más desbastadoras que paraliza la producción de alimentos y promueve la migración de las zonas rurales a las urbanas, inclusive acarrea conflictos entre las comunidades. Supone una anomalía transitoria de restricción de agua prolongada en el tiempo para una determinada zona, que se puede convertir en un desastre natural cuando la capacidad de gestión de los recursos hídricos es inadecuada. En la Puna Jujeña, uno de los principales factores de variabilidad de las precipitaciones, es el fenómeno ENOS, generando una disminución del 65, 72 y 100% en primavera, verano y otoño (Hurtado et al, 2016). Con la información de precipitación mensual de La Quiaca, como única estación meteorológica representativa de la región (periodo enero 2015 a marzo 2017), se han estimado el SPI (Índice estandarizado de precipitación) y las anomalías de las temperaturas máximas y mínimas, para contrastar estas variables con los valores climáticos. Los resultados muestran que la severidad de la sequía fue muy elevada, categorizada como extrema, que sumado a la ocurrencia de temperaturas muy elevadas, tanto mínimas como máximas, provocó el incremento la demanda atmosférica.

ABSTRACT

Drought is one of the most difficult natural adversities that paralyzes food production and promotes migration from rural to urban areas, including conflicts between communities. It implies a transient anomaly of prolonged water restriction over time for a given area, which can become a natural disaster when water management capacity is inadequate. In the Puna Jujeña, one of the main factors of variability of precipitation is the ENSO phenomenon, generating a decrease of 65, 72 and 100% in spring, summer and autumn (Hurtado et al, 2016). With the monthly precipitation information of La Quiaca, as the only meteorological station representative of the region (period January 2015 to March 2017), the SPI (Standardized Index of Precipitation) and the anomalies of the maximum and minimum temperatures have been estimated to contrast these variables with climatic values. The results show that the severity of the drought was very high, categorized as extreme, which added to the occurrence of very high temperatures, both minimum and maximum, caused the increase in atmospheric demand.

INTRODUCCIÓN

Según Wilhite y Glantz (1985) existen 150 definiciones de sequía, sin embargo la que más se ajusta a este estudio, es la que se refiere a una anomalía transitoria de restricción de agua, prolongada respecto de la normal en una determinada zona, que puede convertirse en un desastre natural cuando la capacidad de gestión de los recursos hídricos es inadecuada.

La sequía producida en la Puna Jujeña entre 2015 y 2016, se ha caracterizado por la disminución de las precipitaciones y el aumento de las temperaturas en esta árida región de la provincia, causando graves pérdidas a los productores, especialmente a los ganaderos, haciendo estragos en las zonas rurales. Las lluvias de la temporada estival fueron menores a las ocurridas en otros años y con el transcurrir de los meses la situación se fue agravando, a tal punto que se enviaron técnicos y maquinarias para extraer agua y llenar las aguadas secas y polvorientas (El Tribuno de Jujuy, 2016). Estos esfuerzos no fueron suficientes debido a lo extenso de la región afectada.

Numerosos trabajos muestran que una de las causas de la variabilidad natural del clima es el fenómeno El Niño Oscilación del Sur (ENOS) (Fernández Long et al, 2010 y Hurtado et al, 2010, 2015/16) que pone en evidencia la teleconección entre la Puna Argentina y la disminución de la precipitación cuando tiene lugar la fase cálida del mismo.
Maggi, et al (2015) hacen referencia a las relaciones existentes entre las oscilaciones climáticas y el comportamiento de la superficie de los espejos de agua de algunas lagunas de la Puna Jujeña; encontrando por ejemplo, que la de Pozuelos, durante los eventos fuertes del Niño muestra una relación directa entre las precipitaciones y la disminución de la superficie de la misma, cuantificada a partir de imágenes satelitales.
En la porción chilena del Desierto de Atacama, Ortlieb (1995), encuentra relación entre la precipitación y la ocurrencia de eventos El Niño, aunque esto no constituye una regla general. Con respecto a la intensidad de la misma, no halla una correlación, ésta solo se dá cuando los eventos El Niño se categorizaron como muy fuertes.
Por otra parte estudios realizados por Maldonado y Calle (1998) en el lado boliviano del Lago Titicaca, encuentran una relación directa entre el fenómeno del ENOS y la disminución de las precipitaciones y afirman que el año previo a la aparición de esta fase del fenómeno siempre las precipitaciones estuvieron por encima de lo normal.
El objetivo de este trabajo es caracterizar la sequía del periodo 2015-2016 en la Puna Jujeña con el Índice estandarizado de precipitación (SPI) y las temperaturas máximas y mínimas de la localidad de La Quiaca como estación representativa de la región.

Materiales y Métodos

Se ha trabajado con datos mensuales de precipitación y temperatura máxima y mínimas medias de la Estación Meteorológica La Quiaca perteneciente al Servicio Meteorológico Nacional (22º 06´S y 65º 36´W, 3459 msnm) del periodo 2014-2016.

Con los valores de precipitación mensual, se determinaron las anomalías mensuales y anuales y además se elaboró el índice estandarizado de precipitación (SPI) para un lag de tres meses.

Con los valores de SPI se determinaron el máximo y mínimo, mediana y percentil del 25 y 75 % para cada mes, para realizar los diagramas de caja (boxplot) y compararlos con los valores mensuales. Este procedimiento también se aplicó a las temperaturas máximas y mínimas.

Se graficaron las fases del ENOS (NIÑO, NIÑA y NEUTRO) junto a las precipitaciones mensuales a través del índice ONI “Oceanic Niño Index”, que es elaborado con las anomalías de las temperaturas de la superficie del mar (ATM) de la región Niño 3.4 (NOAA, 2017) y ha sido utilizado por los autores, ya que muestra una teleconección entre las ATM y las precipitaciones de la Puna Jujeña (Hurtado et al, 2016).

Resultados y Discusión

La Quiaca es la única estación meteorológica oficial perteneciente al Servicio Meteorológico Nacional (SMN), que se encuentra incluida en la región de la Puna y presenta continuidad en la información.
La Figura 1, muestra las precipitaciones anuales y mensuales ocurridas desde enero de 2014 a marzo de 2017. Se observa que en los años 2014, 2015 y 2016, la lluvia anual estuvo por debajo del valor medio (335 mm), en 63, 69 y 124 mm respectivamente; disminución que varía entre el 19% y 37%.También se muestran los periodos de las distintas fases del ENOS los que, hasta marzo de 2015 presentan una fase NEUTRA; luego continua una cálida (EL NIÑO) de gran duración e intensidad, hasta mayo de 2016. Antes de la fase fría, los meses de

junio y julio, se manifestaron NEUTROS. La NIÑA finaliza luego de seis meses, en enero de 2017, volviéndose NEUTRA a partir de allí. Se puede observar la disminución de las precipitaciones anuales en el año 2016, intensificadas por la ocurrencia de El Niño, el cual accionó notoriamente en las lluvias de verano y otoño.

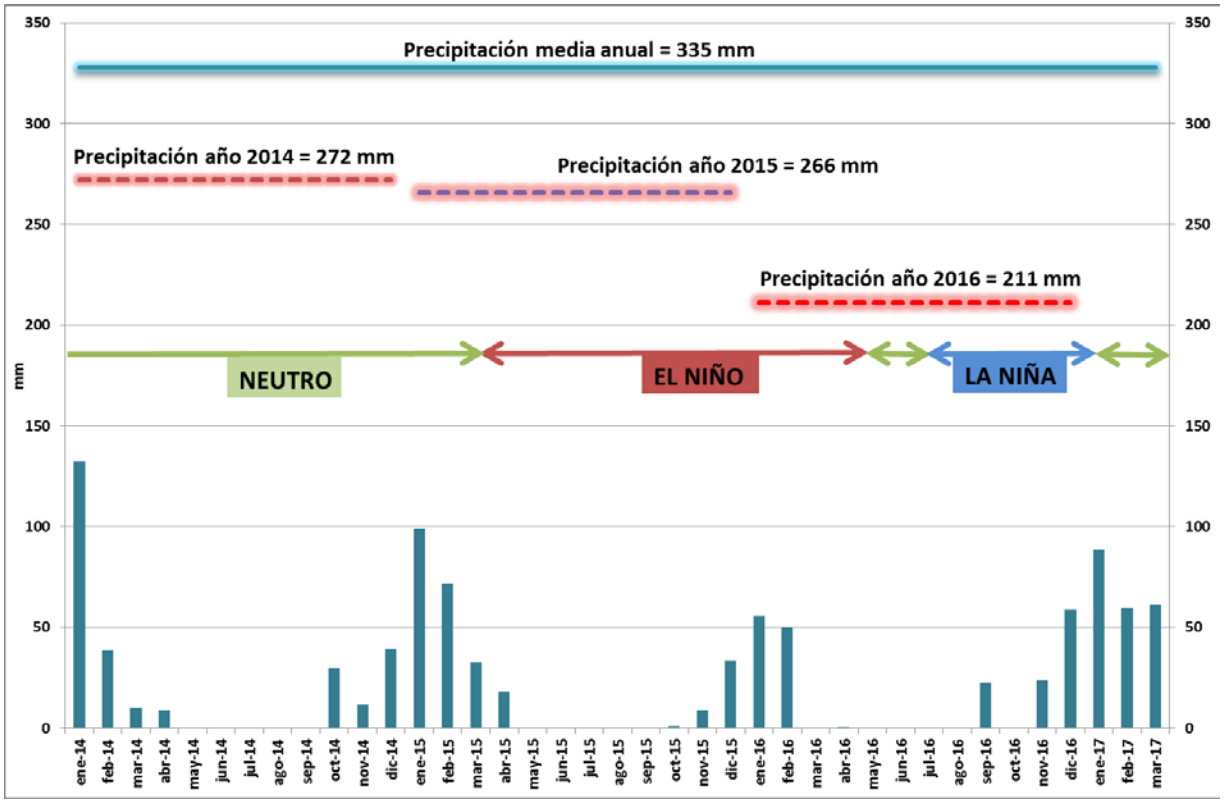


Figura 1.- Precipitación mensual, anual y media anual de La Quiaca del período Enero de 2014 a Marzo de 2017. Las líneas continuas verde, roja y azul indican la presencia de la fase neutra, cálida y fría del ENOS.

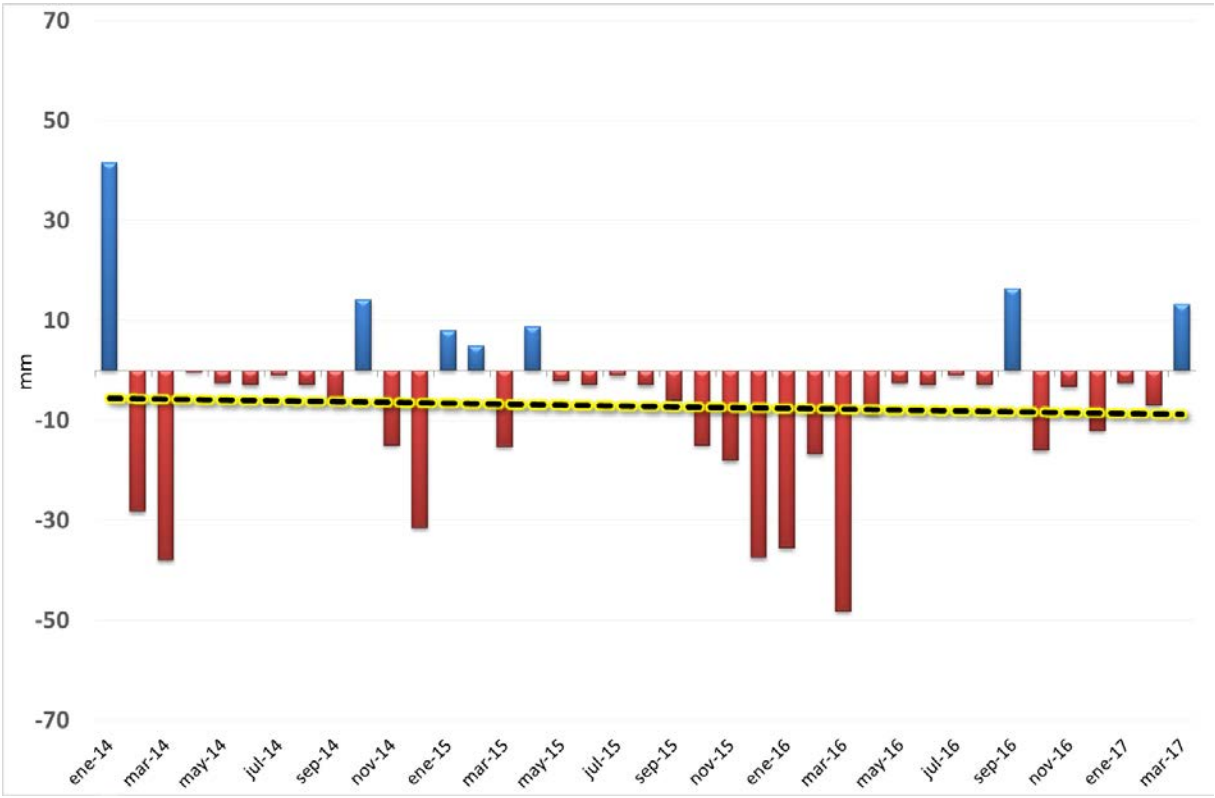


Figura 2.- Anomalías de Precipitación mensual y línea de tendencia. Las columnas en rojo muestras precipitaciones por debajo del valor medio y las azules por encima.

En la Figura 2 se observan las anomalías de las precipitaciones (diferencia entre las lluvias del mes correspondiente y el valor medio mensual) desde enero de 2014 hasta marzo de 2017 y la tendencia lineal del período. Se percibe que ésta última es negativa y se encuentra siempre, para éste periodo, debajo del valor normal (0 mm de anomalía).

La intensidad de la sequía se muestra mediante un diagrama de cajas en el cual se representan los valores máximos y mínimos, la mediana, el primer y tercer cuartil (probabilidad de ocurrencia del 25 % y 75 %) del SPI de cada mes. En la Figura 3, también se incorpora el índice mensual (en línea roja) que en general se encuentra por debajo del percentil 25, entre octubre del 2015 y mayo de 2016 (valor histórico más bajo), lo que confirma que la sequía fue muy intensa. Los espacios vacíos entre junio y septiembre no se estiman, porque los valores de precipitación son nulos o muy bajos, lo que dificulta el cálculo de este índice.

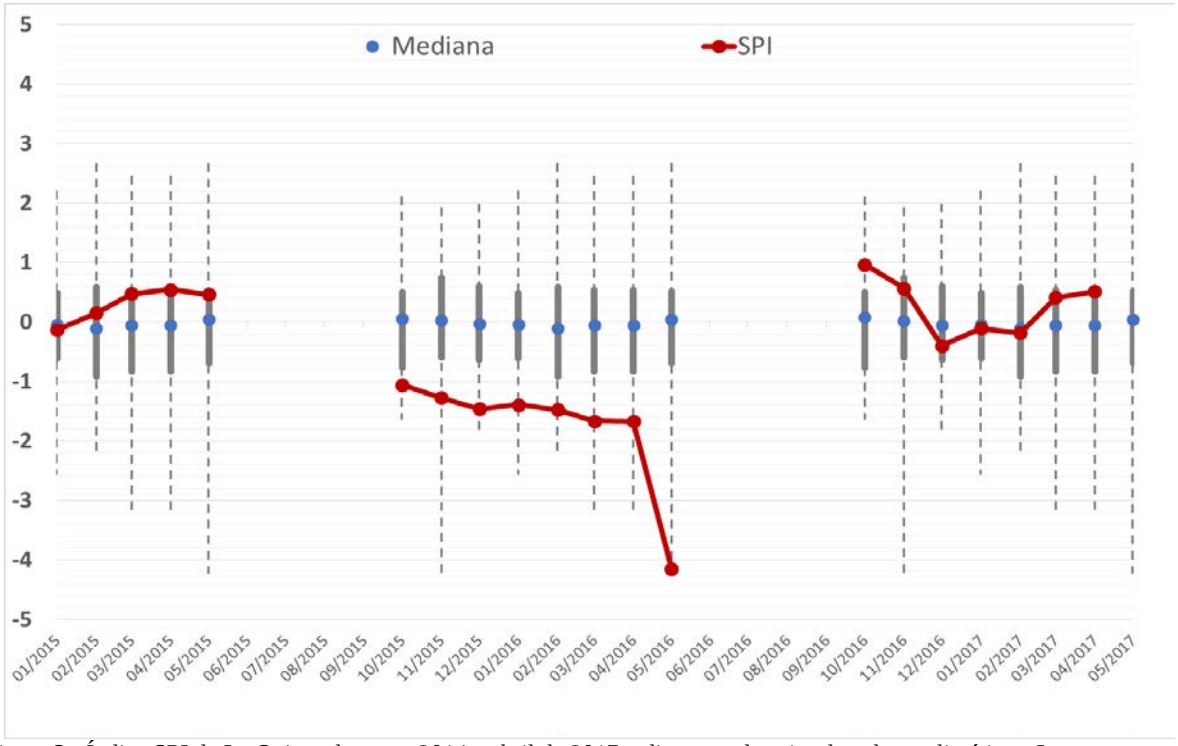


Figura 3.- Índice SPI de La Quiaca de enero 2014 a abril de 2017 y diagrama de cajas de valores climáticos. Los extremos de las líneas punteadas representan los máximos y los mínimos, los de la línea gris más ancha a los percentiles de 25 y 75%. El punto azul muestra la mediana y la línea roja el SPI mensual.

También se analiza el comportamiento de la temperatura como otro factor influyente en la ocurrencia y severidad de la sequía.

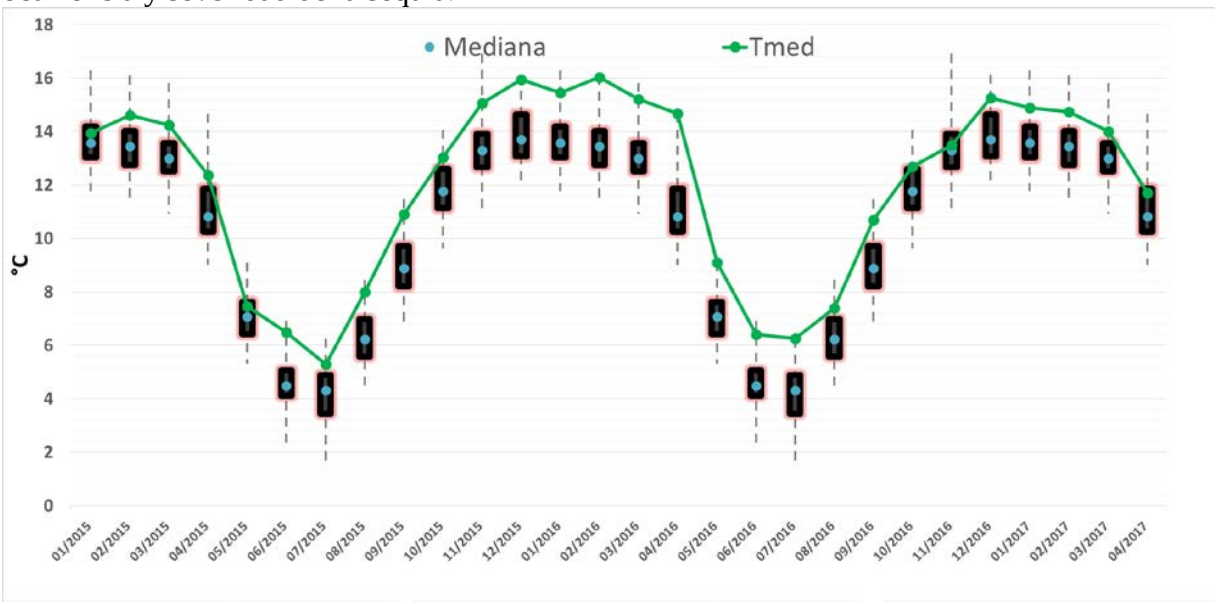


Figura 4.- Temperaturas medias mensuales de La Quiaca de enero 2014 a abril 2017 y diagrama de cajas de los valores climáticos. Los extremos de las líneas punteadas representan los máximos y los mínimos, los de la línea gris más ancha a los percentiles de 25 y 75%. El punto verde muestra la mediana y la línea verde la temperatura media mensual.

El comportamiento de la temperatura media mensual, se muestra en la figura 4, donde se observa que la misma se mantuvo por encima del percentil 75 entre junio de 2015 hasta agosto de 2016, coincidiendo con la manifestación cálida del ENOS, lo que influyo el efecto

de la sequía.

La ocurrencia de las temperaturas máximas medias, para el mismo período que las temperaturas medias mensuales se describen en la Figura 5. Desde junio de 2015 a octubre de 2016, estuvieron por encima del percentil 75, alcanzando en varios meses el máximo histórico. Los valores extremos de temperaturas máximas, arrastraron al promedio a superar ampliamente el valor de la mediana.

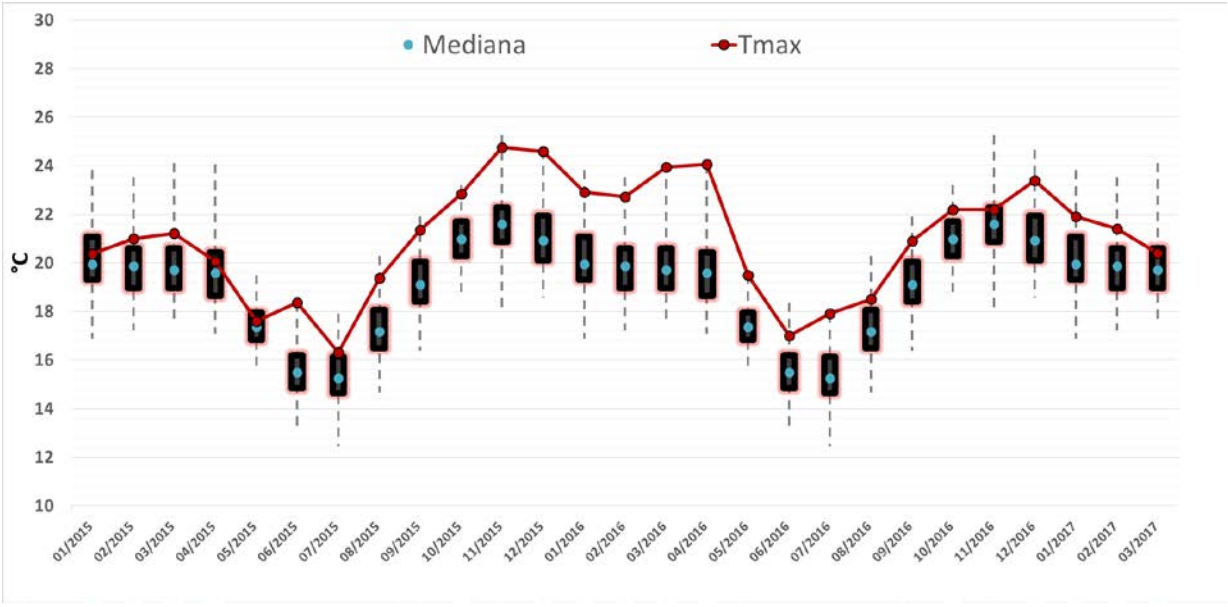


Figura 5.- Temperaturas medias máximas mensuales de La Quiaca enero de 2014 hasta abril de 2017 y diagrama de cajas de los valores climáticos. Los extremos de las líneas punteadas representan los máximos y los mínimos y los de la línea gris más ancha a los percentiles de 25 y 75%. El punto azul muestra la mediana y la línea roja el SPI mensual.

Conclusiones

La sequía, se produce cuando las condiciones hídricas se apartan significativamente de la normalidad.
Las precipitaciones anuales del 2014, 2015 y 2016 disminuyeron un 19, 21 y 37% respectivamente, en relación al valor medio anual de 335 mm. En el verano del 2015/2016, se observa que la lluvia precipitada entre diciembre y marzo, se encuentra por debajo del 50%, respecto a los valores medios mensuales.
Las anomalías de las precipitaciones mensuales de enero 2014 a marzo de 2017, muestran una tendencia negativa muy marcada. De los 38 meses analizados solo 7 presentan anomalías positivas y 16 meses consecutivos negativas.
El índice de sequía SPI revela que la severidad de la misma fue muy alta; categorizada como severa en octubre de 2015 y extrema a partir de noviembre. El comportamiento de las temperaturas máximas y medias, sinergiza esta adversidad climática, lo que incrementa la demanda atmosférica.
La sequía ocurrida en la región, pone de manifiesto la necesidad de implementar una red de estaciones meteorológicas de manera de prevenir cualquier tipo de eventos adversos, los cuales se presumen se incrementen como consecuencia del cambio climático.

LISTA DE SÍMBOLOS

ENOS: El Niño – Oscilación del Sur.

SPI: Índice Estandarizado de Precipitación.

ONI: Oceanic Niño Index – Índice Oceánico de El Niño.

ATM: Anomalía de la temperatura de la superficie del Mar.

NOAA: National Oceanic and Atmospheric Administration - Administracion Nacional Oceánica y Atmosférica.

SMN: Servicio Meteorológico Nacional.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Fernández Long M. E., R. Hurtado y L. Serio. (2008). "Señales del ENOS sobre la región noroeste argentina". *Actas XII Congreso Argentino de Agroclimatología*. Jujuy. Argentina.

Hurtado, R; Zalazar, E. M.; Portal, M. R.; Valdiviezo Corte, M.; Spescha, L.; Moreno, C. Mayo H y Riquelme Guzmán A. (2015/16). "Probabilidad de ocurrencia de precipitación para Jujuy y Salta durante las fases del fenómeno del Niño – Oscilación del Sur (ENOS)". *AGRARIA. Vol. IX, Nº 16*: 3-11. ISSN 2362-4035.

Hurtado R., Maio S., Faroni A. Y Vich H. (2010). "La temperatura mínima durante el verano y su relación con las fases del ENOS en la Argentina". *Actas de la XIII Reunión Argentina y VI Latinoamericana de Agrometeorología*. Bahía Blanca. Argentina. ISBN: 978-987-26317-0-3.

Maggi, A.E.; Navone, S. M. y Kindgard, F. A. (2010). "Monitoreo de los cambios en el comportamiento de algunas lagunas debido a la oscilación climática utilizando imágenes satelitales en la puna jujeña". *Editor SELPER Internacional*. Revista Selper. Vol 2: 34-45.

Maldonado, R; Calle, S. (1998). "Comportamiento de las precipitaciones en el sector del lago Titicaca (Bolivia) durante "El fenómeno El Niño". *Bulletin de l'Institut français d'études andines*, vol. 27, (3): 699-707.

Ortlieb, L. (1995). Eventos El Niño y Episodios lluviosos en el Desierto de Atacama: el registro de los últimos dos siglos. *Bulletin de l'Institut français d'études andines*, vol 24, (3): 519-537.

Wilhite, D.A. y Glantz, M.H. (1985). 'Understanding the drought phenomenon: the role of definitions'. *Water International*, vol. 10: 111-120.

http://www.eltribuno.info/jujuy/nota/2016-5-3-17-26-0-grave-sequia-en-la-puna-jujena

NOAA.2017.http://www.cpc.ncep.noaa.gov/products/analysis_monitoring/ensostuff/ensoyears_1971-2000_climo.shtml

IDENTIFICACIÓN Y CARACTERIZACIÓN DE SEQUÍAS HIDROLÓGICAS CON DEMANDA VARIABLE EN LOS VALLES DE TULUM, ULLÚM Y ZONDA

Cristian Vega Pedrozo y Hugo William Fernández

Instituto de Investigaciones Hidráulicas, F. I. – U.N.S.J.
Urquiza 91 Norte, San Juan (5400), San Juan, Argentina, Tel. 0264 4272251 Int. 116 y 109.
E-mail: cvega@unsj.edu.ar; hferna@unsj.edu.ar - Web: http://www.idih.unsj.edu.ar/idih/

RESUMEN

Las sequías forman parte intrínseca y natural del acontecer climático; son inevitables e impredecibles, sin trayectoria ni epicentro, y eventualmente, se presentan en cualquier lugar y en cualquier tiempo. Son, probablemente, la manera más dramática en que se manifiesta la naturaleza en relación con el agua. Sus características principales son duración, severidad o el déficit acumulado –demanda no suministrada-, magnitud o el déficit promedio en la duración, y extensión geográfica. El déficit es el fenómeno humano inducido como consecuencia de la sequía, cuando el agua es insuficiente para satisfacer la demanda hídrica de las actividades de la sociedad. La investigación tradicional en la identificación y caracterización de sequias, ha basado sus estudios comparando la disponibilidad del recurso hídrico con una demanda media constante para el periodo analizado. Ahora, se presenta una metodología que evalúa la presencia de sequías, considerando una demanda del recurso hídrico variable, dependiente de las áreas y tipos de cultivos en la región estudiada, para el periodo analizado, y sus necesidades de riego. Finalmente se presentan conclusiones de la comparación en la identificación y caracterización de sequías considerando un umbral de demanda constante y una demanda variable.

ABSTRACT

Droughts are an intrinsic and natural part of climatic events; Are inevitable and unpredictable, without trajectory or epicenter, and eventually, they appear in any place and at any time. They are probably the most dramatic way in which nature manifests itself in relation to water. Its main characteristics are duration, severity or accumulated deficit -demand not provided-, magnitude or the average deficit in duration, and geographical extent. The deficit is the human phenomenon induced because of drought, when water is insufficient to meet the water demand of society's activities. The traditional research in the identification and characterization of the droughts, has based its studies comparing the availability of the water resource with a constant average demand for the analyzed period. Now, a methodology is presented that evaluates the presence of droughts, considering a demand of the variable water resource, dependent on the areas and types of crops in the region studied, for the period analyzed, and their irrigation needs. Finally, we present conclusions of the comparison in the identification and characterization of droughts considering a threshold of constant demand and a variable demand.

INTRODUCCIÓN

Las sequías generan efectos negativos sobre la población y los ecosistemas. Sus orígenes se manifiestan como déficit en el patrón de precipitaciones, trasmitiendo posteriormente sus efectos a todas las componentes del ciclo hidrológico.

Las sequías hidrológicas, entendiendo como tales aquellos periodos durante los cuales los recursos hídricos superficiales son insuficientes para satisfacer la demanda hídrica de un determinado sistema, se identifican apelando a procesos de corte entre series de oferta y demanda del recurso. La oferta representada por una serie cronológica de caudales, mientras que la demanda, normalmente representada por percentiles considerados constantes en el tiempo, dados por la probabilidad de excedencia del recurso. Por último, la caracterización de las mismas se efectúa sobre propiedades tales como duración, intensidad y magnitud.

OBJETIVOS

El objetivo principal es la identificación y caracterización de sequías hidrológicas, a partir de

la utilización de una serie de demanda del recurso hídrico, función de la evolución de las áreas cultivadas, los tipos de cultivos y necesidades estacionales de riego,

Posee como hipótesis de partida el hecho de que considerar una demanda variable tiene como resultado un mejor ajuste en el número de periodos identificados. Además, se logra una mayor precisión de aquellos parámetros que las caracterizan, en comparación a cuando dicha caracterización, se realiza a partir de una demanda constante para el periodo analizado.

METODOLOGÍA

Los análisis llevados a cabo se fundamentan en metodologías ampliamente aceptadas y utilizadas para el análisis de la variabilidad espaciotemporal de las sequías hidrológicas a escala regional. En tal sentido se puede citar a Paredes et al. (2015); Díaz et al. (2016); Fernández (2012), Fernández & Buscemi (2000). Todos ellos consideran los Métodos de rachas basados en umbrales, Yevjevich V. (1967), que analizan la naturaleza estocástica de las sequías y las estudian a partir de las características que diferencian unos episodios secos de otros, características tales como duración, magnitud y área afectada; Wilhite, (2005).

El empleo de distintos umbrales para extraer los patrones espaciotemporales de las sequías permite la clasificación de las sequías en diferentes categorías de acuerdo con el nivel de severidad de las mismas, Mishra y Singh (2011). En los análisis de tipo regional como el que nos ocupa, los patrones espaciotemporales de las sequías son investigados a diferentes escalas temporales y con diferentes umbrales, lo que permite la caracterización de las mismas.

Para la identificación de los periodos de sequías, se comparó la oferta media mensual del recurso hídrico [hm^3], evaluada integrando los caudales medios diarios [m^3/s] en el mes, con la demanda media mensual [hm^3], evaluada a partir de las necesidades de riego [$mmH_2O/ha/mes$] y la evapotranspiración [mm/mes]. Cuando la oferta es menor a la demanda, se produce un déficit hídrico, caracterizado por el número de periodos en que se presenta, la duración de los mismos, la intensidad que es la mayor diferencia entre oferta y demanda para el periodo y finalmente la magnitud, es decir la integración del déficit mensual para el periodo identificado. El análisis se realizó para el periodo donde se disponen las series de datos, 02/1950 a 12/2015.

INFORMACIÓN

El trabajo considera como área de interés los Valles de Tulum, Ullum y Zonda en la provincia de San Juan. Como oferta del recurso, los caudales registrados en valores medios diarios en el río San Juan, en la estación hidrométrica del Km 101, para el periodo comprendido entre enero de 1950 a octubre de 2015. Información suministrada por la Dirección de Hidráulica de la Provincia de San Juan.

El Instituto de Geografía Aplicada (IGA) de la Facultad de Filosofía Humanidades y Artes de la Universidad Nacional de San Juan colaboró con series históricas de temperaturas medias mensuales en los valles centrales y mediciones de evapotranspiración en la Estación Pocito y Estación Jáchal del INTA-San Juan.

A fin de la estimación de las series de demanda del recurso, fue necesario generar series históricas de las áreas cultivadas en los valles centrales. Las mismas se obtuvieron a partir de investigaciones precedentes realizadas por el Departamento de Hidráulica de la Provincia de San Juan (1991), Miranda (2001), Lizana, Carlos y otros (1983). Estos datos se completaron con la información proveniente del Relevamiento Agrícola de San Juan, realizados por el Departamento de Hidráulica, para los periodos 1988-1989, 2000-2001, 2006-2007.

La estacionalidad del riego se estableció a partir de documentos elaborados por Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria, Gestión Integrada del Agua de Riego, 25 de Mayo, Valle de Tulum Estación Experimental Agropecuaria San Juan (2014).

RESULTADOS

La Figura 1 muestra la serie histórica de derrames medios mensuales [Hm^3] del Río San Juan para el periodo enero de 1950 a junio de 2016. Estos se obtuvieron a partir de la integración de los caudales medios diarios [m^3/s], que se disponen para la estación de aforo del Km 101.

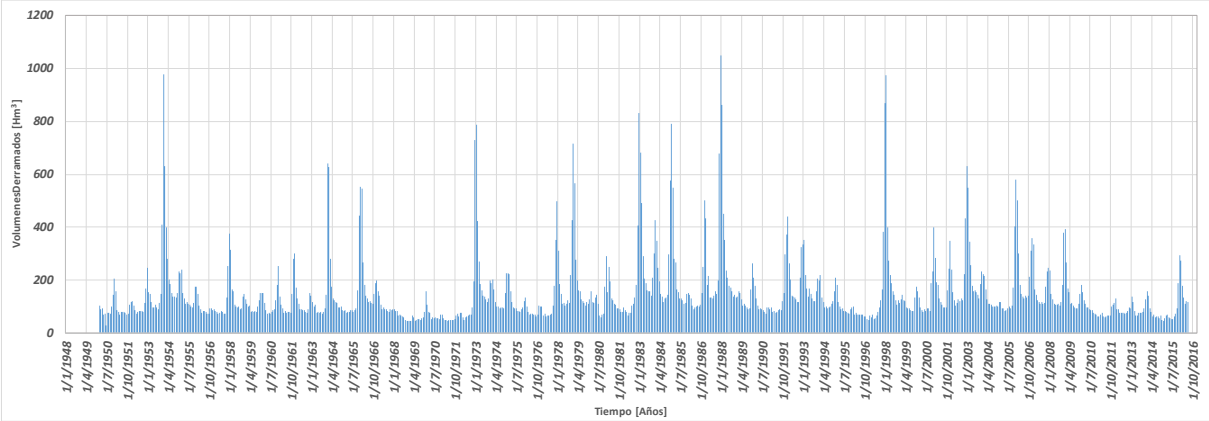


Figura 1.- Derrames medios mensuales del Río San Juan [hm^3], periodo 01/1950-06/2016.

La evolución de la superficie cultivada, principalmente de aquellas correspondientes a la vid y olivo por ser mayoritarias, se presentan en Figura 2.

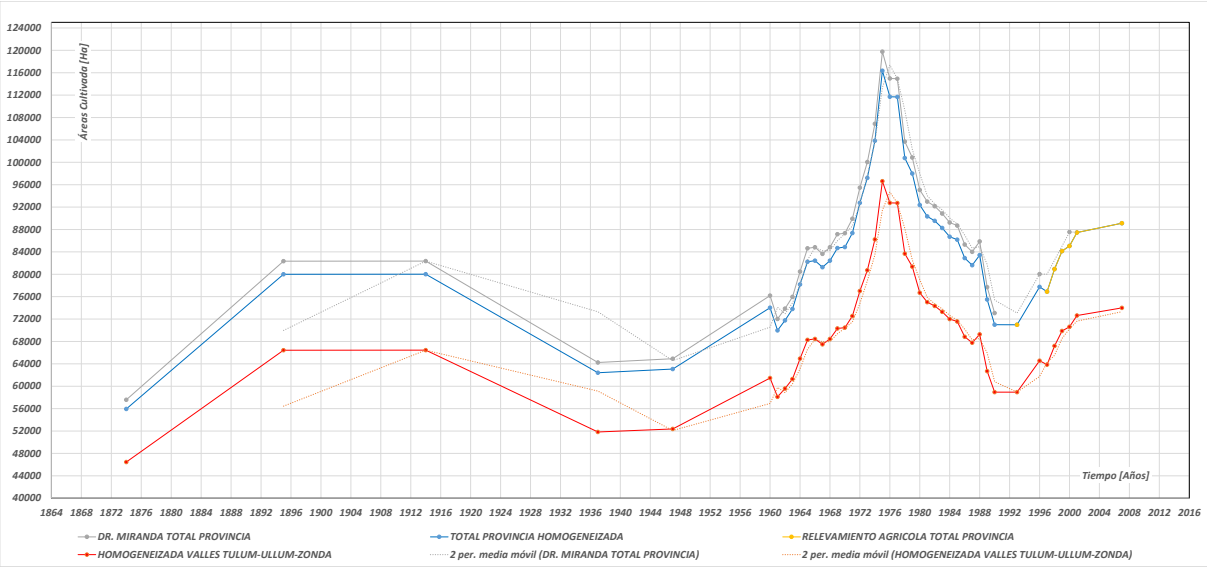


Figura 2.- Áreas cultivadas, Provincia de San Juan, periodo 1874-2000.

Con el objetivo de establecer las necesidades de riego de los cultivos, y posteriormente, definir la demanda del recurso hídrico, Figura 3, se adoptaron los volúmenes derivados del estudio realizado por INTA - Estación Experimental Agropecuaria San Juan (EEA San Juan). Agencia de Extensión Rural Caucete (AER Caucete), San Juan. Diciembre 2014. “Gestión Integrada del Agua de Riego. 25 de Mayo, Valle de Tulum, Provincia de San Juan”.

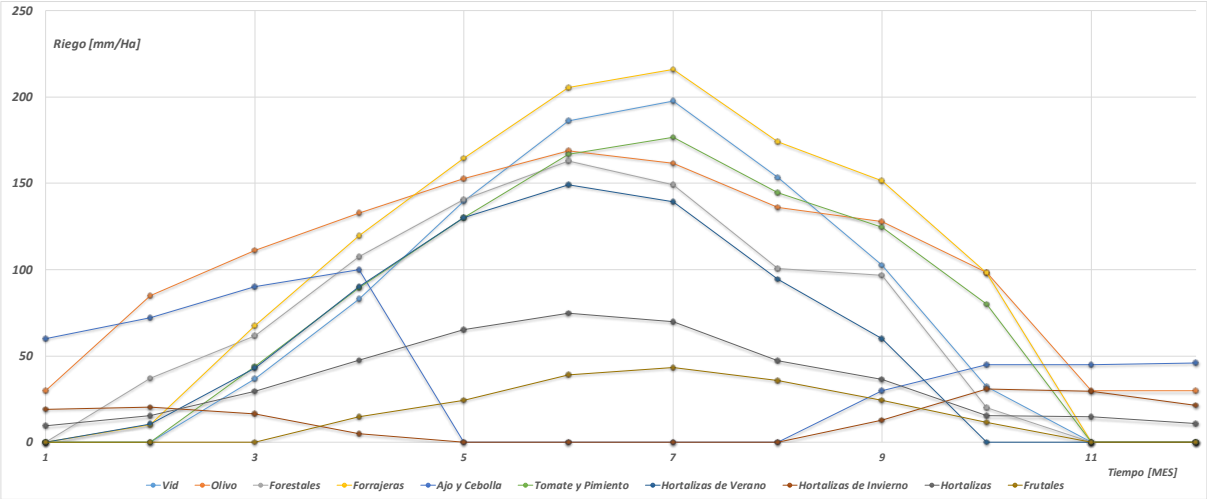


Figura 3.- Necesidades Hídricas de Cultivos [mm/Ha]. INTA Gestión Integrada del Agua de Riego, 25 de Mayo, Valle de Tulum - Provincia de San Juan.

.

La Figura 4, se presentan los valores medios de la evapotranspiración, en Valles de Tulum, Ullum y Zonda. Los mismos fueron determinados a partir de la expresión Thornthwaite (1948).

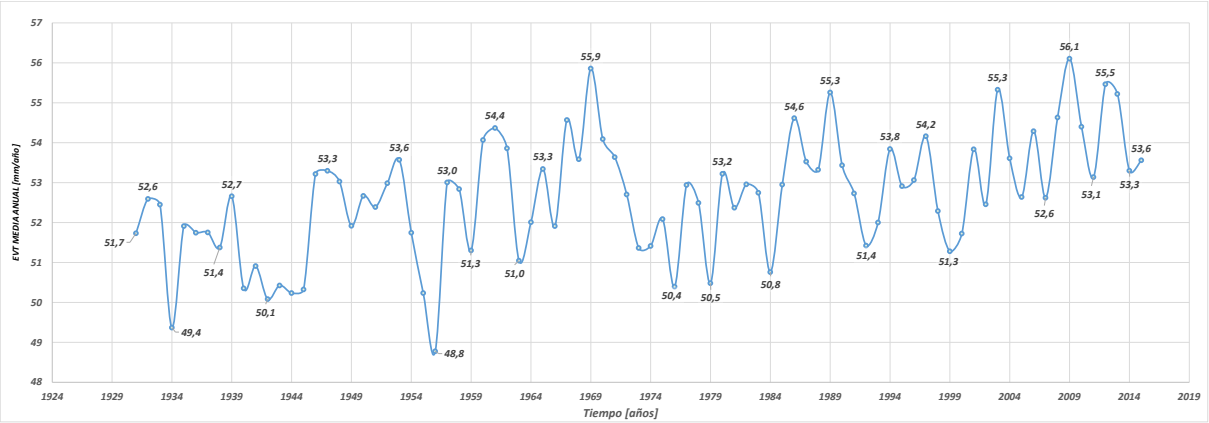


Figura 4.- Evapotranspiración media anual [mm/año] en Valles de Tulum, Ullum y Zonda (1931-2015).

El proceso de la información organizada de la oferta del recurso hídrico y la demanda del mismo permitió identificar periodos de déficit, donde la demanda supera en volumen mensual los derrames equivalentes aportados por el Río San Juan, a los Valles de Tulum, Ullum y Zonda, en el Km 101.

Con el objetivo de analizar la hipótesis propuesta en la investigación, para identificar y caracterizar las sequias se utilizó una ***serie única de oferta del recurso hídrico***, para comparar con ***cuatro distintas series de demanda*** a saber:

- *D1: Demanda variable, evaluada en términos medios mensuales, establecida por la evolución de las áreas cultivadas y sus necesidades de riego.*
- *D2: Demanda media constante, adoptando el valor medio de la demanda variable anterior.*
- *D3: Valor medio de los derrames, evaluados en términos medios mensuales, aportados en el Km 101 del Río San Juan.*
- *D4: Valor medio de los derrames, evaluados en términos medios anuales, aportados en el Km 101 del Río San Juan.*

En las tablas 1 a 4, se presentan los resultados obtenidos a partir de la identificación y caracterización de sequías, para cada una de los cuatro tipos de series de demanda consideradas.

Tabla 1. – Número de periodos de sequias identificados, según las series de demanda D1 a D4.

CANTIDAD DE PERIODOS IDENTIFICADOS			
D1 DEMANDA VARIABLE	**D2 DEMANDA MEDIA**	**D3 OFERTA MEDIA**	**D4 OFERTA MEDIA ANUAL**
52	**39**	**47**	**40**

Tabla 2. – Intensidad [hm^3] de periodos identificados, según las cuatro distintas series de demanda D1 a D4.

VARIABLE	INTENSIDAD [hm^3]			
	D1 DEMANDA VARIABLE	D2 DEMANDA MEDIA	D3 OFERTA MEDIA	D4 OFERTA MEDIA ANUAL
MAXIMO	237,6	70,5	119,6	138,7
MINIMO	5,7	2,4	5,6	10,8
MEDIA	88,8	23,1	56,3	73,0
DESVIACION	62,4	16,8	28,1	29,4

Tabla 3. – Magnitud [hm^3] de periodos identificados, según las cuatro distintas series de demanda D1 a D4.

VARIABLE	MAGNITUD [hm^3]			
	D1 DEMANDA VARIABLE	D2 DEMANDA MEDIA	D3 OFERTA MEDIA	D4 OFERTA MEDIA ANUAL
MAXIMO	1012,1	36,5	84,3	86,0
MINIMO	5,7	1,4	5,6	96,6
MEDIA	320,1	14,8	40,3	47,3
DESVIACION	296,4	10,3	20,9	27,7

Tabla 4. – Duración [meses] de periodos identificados, según las cuatro distintas series de demanda D1 a D4.

VARIABLE	DURACION [meses]			
	D1 DEMANDA VARIABLE	D2 DEMANDA MEDIA	D3 OFERTA MEDIA	D4 OFERTA MEDIA ANUAL
MAXIMO	8	33	46	70
MINIMO	1	1	1	1
MEDIA	5	9	12	15
DESVIACION	2	8	10	15

CONCLUSIONES

El proceso de identificación y caracterización de sequias hidrológicas en los Valles Centrales de Tulum, Ullum y Zonda, a partir de comparar la oferta del recurso hídrico con distintas series de demandas D1 D2 D3 y D4, establecidas con anterioridad, permite elaborar las siguientes conclusiones:

Se ha logrado identificar un mayor número de periodos de sequías, a partir de una serie de

demanda variable D1.

Los periodos identificados, a partir de una serie de demanda variable D1, tienen un mayor valor medio de magnitud.

El valor medio de la intensidad, de los periodos de sequías identificados, es mayor a partir de una serie de demanda variable D1.

Cuando se utiliza una serie de demanda variable D1, en la identificación y caracterización de sequías, los valores medio de duración son menores.

Considerando la hipótesis de la investigación, podemos concluir que se verifica la misma, ya que la adopción de una serie de demanda variable, cuando se identifican y caracterizan periodos de sequias hidrológicas, se describe con mayor precisión los periodos de déficit, aumentando el número de periodos identificados, al igual que mayor definición en los parámetros que los caracterizan.

AGRADECIMIENTOS

Al Departamento de Hidráulica de la Provincia de San Juan, por los datos de Series de Caudales de Aforo del Río San Juan, en la Estación de Aforo del Km 101.

Al Departamento de Hidráulica de la Provincia de San Juan, por la información de Evolución de las Superficies Cultivadas en los Valles de Tulum, Ullum y Zonda, y Relevamiento Agrícola de San Juan, para los periodos 1988-1989, 2000-2001, 2006-2007.

Al Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria, INTA - Estación Experimental Agropecuaria San Juan (EEA San Juan). Agencia de Extensión Rural Caucete (AER Caucete), San Juan. Diciembre 2014. “Gestión Integrada del Agua de Riego. 25 de Mayo, Valle de Tulum, Provincia de San Juan”.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Beran, M. A.; Rodier J. A. (1985). “Hydrological aspects of droughts”. Studies and reports in hydrology, Nº 39. UNESCO, WMO.

Dracup, J. A.; Lee, K. S.; Paulson JR., E. G., (1980b). “On the Definition of Drought”. Water Resources Research, 16(2), 297-302.

Yevjevich, V. (1967). “An objective approach to definitions and investigations of conditional hydrologic droughts”. Hydrology Paper 23, Colorado State University, Fort Collins, CO.

Fernández, H.W. (2012). “Caracterización de sequías hidrológicas en la cuenca del Río San Juan – República Argentina”. XXV Congreso Latinoamericano de Hidráulica, San José de Costa Rica, 9 al 12 de septiembre de 2012.

Fernández, H.W.; Buscemi, N. H. (2000). “Análisis y caracterización de sequías hidrológicas en el centro oeste de Argentina”. Anales XVIII Congreso Nacional del

Agua. Santiago del Estero. República Argentina.

Pugliese, F. H.; Alonso, M.R.; Espíndola, R.S. (2014). "Gestión Integrada del Agua de Riego, 25 de Mayo, Valle de Tulum, Provincia de San Juan". Estación Experimental Agropecuaria San Juan (EEA San Juan). Agencia de Extensión Rural Caucete (AER Caucete).

Paredes, F. J; Barbosa A, H Y Guevara, E. (2015), Análisis espacial y temporal de las sequías en el nordeste de Brazil. *Agriscientia* [online]. 2015, vol.32, n.1 [citado 2017-08-20], pp. 1-14].

Díaz, E., Rodríguez, A., Dölling, O., Bertoni, J. C., & Smrekar, M. (2016). Identificación y caracterización de sequías hidrológicas en Argentina. Tecnología y Ciencias del Agua, 7(1), 125-133.

Mishra Ashok, K., y Vijay P. Singh. (2011). «Drought Modeling-A Review». Journal of Hydrology, 403(1-2), 157- 175.

Mishra A. K.; Singh V. P. y V. R. Desai. 2007. Drought characterization: a probabilistic approach. Journal of Stochastic Environmental Research and Risk Assessment, 23(1), 41–55.

Thornthwaite, C. (1948). An Approach Toward a Rational Classification of Climate. Geographical Review, 38 (1), 55-94.

Thornthwaite, C., Wilm, H., & otros. (1944). Report of the Committee on transpiration and evaporation. Transactions American Geophysical Union, 25, 683-693.

Departamento de Hidráulica de la Provincia de San Juan (1991), Miranda (2001), Lizana, Carlos y otros (1983). "Evolución de Áreas Cultivadas en los Valles Centrales".

Departamento de Hidráulica de la Provincia de San Juan, "Relevamiento Agrícola de San Juan, periodos 1988-1989, 2000-2001, 2006-2007".

Wilhite, D. & Buchanan, M. (2005): "Drought as Hazard: Understanding the Natural and Social Context", en D. Drought Wilhite and Water Crises: Science, Technology, and Management Issues, Boca Raton, FLCRC Press, pp. 3-29.

GESTIÓN DE HUMEDALES UTILIZANDO INDICADORES BIOLÓGICOS Y MODELACIÓN MATEMÁTICA: EL BAÑADO DEL TAIM (RS, BR)

[1]Adolfo Villanueva, [2]Rutineia Tassi, [3]David Motta Marques, [2]Renata Xavier

[1]INA-CRL, SF, AR, [2]UFSM, RS, BR, [3]UFRGS, RS, BR
AONVILLA@GMAIL.COM

RESUMEN

En muchos casos, un humedal está sujeta a los efectos de la gestión del agua, ya sea directamente o por la gestión de un sistema hidrológico mayor. Para proteger el humedal, lo ideal sería mantener o reproducir el hidroperíodo que moldea las características del ecosistema. Sin embargo, en Brasil, generalmente hay poca o ninguna información sobre hidroperiodo, siendo entonces necesario un abordaje alternativo.

Utilizando como caso de estudio el bañado del Taim (RS, BR), se formuló una metodología para la definición de Indice de Aptitud de Hábitats (IAH), adaptada para áreas con datos escasos. Los IAH para varias especies se establecieron a partir de la información usualmente disponible. Estos IAH fueron combinados con información topográfica del bañado y modelación matemática. La combinación del IAH con los niveles de agua resultantes de la modelación permitió evaluar el efecto de alternativas de gestión.

Los resultados de esta metodología se compararon con un estudio anterior (1996), realizado sólo con base en modelación matemática, desarrollado para definir reglas de gestión de riego de arroz, un conflicto que afecta al bañado. Los resultados mostraron que la inclusión de indicadores biológicos generó reglas más adecuadas y flexibles para la protección del baño y para la gestión del sistema hidrológico.

Palabras clave - Bañado; Hidroperiodo; Indice de Aptitud de Habitat.

ABSTRACT

In many cases, a wetland is subject to the effect of water management, either directly or through the management of a larger hydrological system. To protect the wetland, the ideal approach would be to maintain or reproduce the hydroperiod that shapes the characteristics of the ecosystem. However, in Brazil, there is usually little or no hydroperiod information, and an alternative approach is therefore required.

Using as a study case the Taim marsh (RS, BR), a methodology was outlined for the definition of Habitat Suitability Index (HIS), adapted to areas with scarce data. HSIs for various species were established from the usually available information. These HSIs were then combined with topographical information from the marsh and mathematical modeling (hydrological-hydrodynamic). The combination of HSIs with the water levels resulting from the modeling allowed to evaluate the effect of different management alternatives.

The results of this methodology were compared with an earlier study (1996), based only on mathematical modeling, developed to define management rules for rice irrigation, a conflict that affects the Taim marsh. The results showed that the inclusion of biological indicators generated more adequate and flexible rules for the protection of the marsh and for the general management of the hydrological system.

Keywords – Wetland; Hydroperiod; Habitat suitability index.

INTRODUCCIÓN

En muchos casos, un humedal está sujeto al efecto del manejo del agua, ya sea directamente sobre el mismo, o por la gestión de un sistema hidrológico mayor, que incluye o afecta al humedal. Para proteger el humedal, lo ideal sería tratar de mantener o reproducir el régimen hidrológico (hidroperiodo) que moldea las características del ecosistema. Muchas veces en Brasil hay poca o ninguna información sobre el hidroperiodo de un determinado humedal de interés, siendo entonces necesario un abordaje alternativo. Asumiendo que la conservación del humedal significa mantener las (principales) características biológicas, una posible base metodológica sería identificar las características biológicas más relevantes/representativas y verificar si el manejo del agua propuesto logra conservar esas características.

Este razonamiento es básicamente el mismo que está detrás de los modelos de "Índice de Aptitud de Hábitat" (IAH), ampliamente utilizados para la gestión ambiental (Schamberger et al., 1982). Sin

embargo, los datos sobre el comportamiento de especies animales y vegetales necesarios para la estimación clásica de IAH son casi inexistentes en Brasil, lo que hace imposible la aplicación de la metodología en su forma clásica.

Utilizando como caso de estudio el bañado del Taim, ubicado en el extremo sur del estado de Rio Grande do Sul, Brasil, se formuló una metodología para la definición de IAH, adaptada para áreas con datos escasos. Las IAHs para varias especies se establecieron a partir de informaciones que generalmente están disponibles, como mapeo de local y frecuencia de ocurrencia de cada una de las especies de interés. Estos IAH se combinaron con información topográfica y modelación matemática (hidrológico-hidrodinámica) del sistema. La combinación del IAH de cada especie con los niveles de agua resultantes del modelado permitió evaluar el efecto de diferentes alternativas de gestión de los recursos hídricos sobre el bañado.

Las alternativas de gestión que incorporaron los IAH y la modelación matemática se compararon con resultados de un estudio muy anterior (IPH, 1996), desarrollado sólo en base a modelos matemáticos. En el estudio de 1996 se definieron reglas para la gestión de los recursos hídricos de la laguna Mangueira, principal responsable por el aporte de agua al bañado del Taim; de la laguna se extrae agua para riego de arroz. La extracción de agua de la Mangueira acaba afectando el ecosistema del bañado del Taim, en razón de la alteración del régimen hidrológico. Los resultados mostraron que la utilización de los IAH generaría normas más adecuadas para la protección del baño y para la gestión del sistema hidrológico.

CASO DE ESTUDIO

El bañado del Taim es un humedal de agua dulce, ubicada en el estado de Rio Grande do Sul, cerca de la frontera con Uruguay (Figura 1). En abril de 1978 fue declarada área de interés público, convirtiéndose en una Unidad de Conservación Ecológica (ESEC Taim) en julio de 1986, a través de una Ley Federal. En la Figura 1 es posible identificar el bañado del Taim, la cuenca de contribución formada principalmente por la laguna Mangueira, y la laguna Mirim en la cual descarga del bañado.

En la margen oeste de la laguna Mangueira, que se encuentra dentro de la cuenca de contribución al bañado del Taim, pero fuera del límite de la ESEC-Taim, existen grandes áreas de producción de arroz, irrigadas por inundación. Esta actividad utiliza grandes volúmenes de agua (del orden de 100 m^3/s) que son captados directamente de la laguna Mangueira, por un período de 100 días, aproximadamente, coincidiendo con la época más cálida en la región (Octubre-Marzo).

Una sequía severa (1989-1991) casi secó el bañado del Taim, llevando a una acción colectiva ante el judiciario, para hacer que las reglas del IBAMA para la conservación de la ESEC-Taim fueran cumplidas. Como resultado, varios estudios se realizaron entre 1995 y 1997, con el fin de proporcionar un mejor entendimiento del comportamiento hidrológico del Taim e identificar alternativas de gestión de los recursos hídricos del área de contribución, de tal forma que garanticen la actividad económica en la región, pero que también protegieran el bañado.

El aspecto económico es muy importante en el proceso de gestión de los recursos hídricos en la región, visto que el arroz es practicamente un monocultivo, y es la fuente de empleo y renta más importante (casi la única) para los habitantes de esa región. Las plantaciones de arroz tienen entre 250 y 3.000 hectáreas y, aproximadamente el 70% de los agricultores arrienda las tierras en base anual. De esta forma, el conflicto surge porque la conservación del bañado del Taim puede implicar una reducción de la cantidad de agua disponible para riego. A pesar de todos los estudios, negociaciones y acuerdos de gestión intentados, el problema continúa en 2017, así como continúan los esfuerzos para resolverlo.

Para el desarrollo de los estudios en el período 1996-1997 se desarrolló un modelo matemático del sistema (Villanueva, 1996) que se utilizó (y aún se utiliza) para simular diferentes escenarios de

manejo del agua y evaluar las condiciones hidrológicas resultantes. El modelo consta de dos módulos: i) módulo de la cuenca, que representa la transformación lluvia-escurrimiento superficial en las áreas que contribuyen a la laguna Mangueira y el balance de volumen de esa laguna; y ii) módulo del bañado, que consiste en un modelo hidrodinámico de celdas, que integra la contribución del flujo proveniente de la laguna Mangueira, con la parte hidrodinámica del escurrimiento en el bañado del Taim, considerando la influencia de la laguna Mirim, que actúa como condición de contorno de aguas abajo.

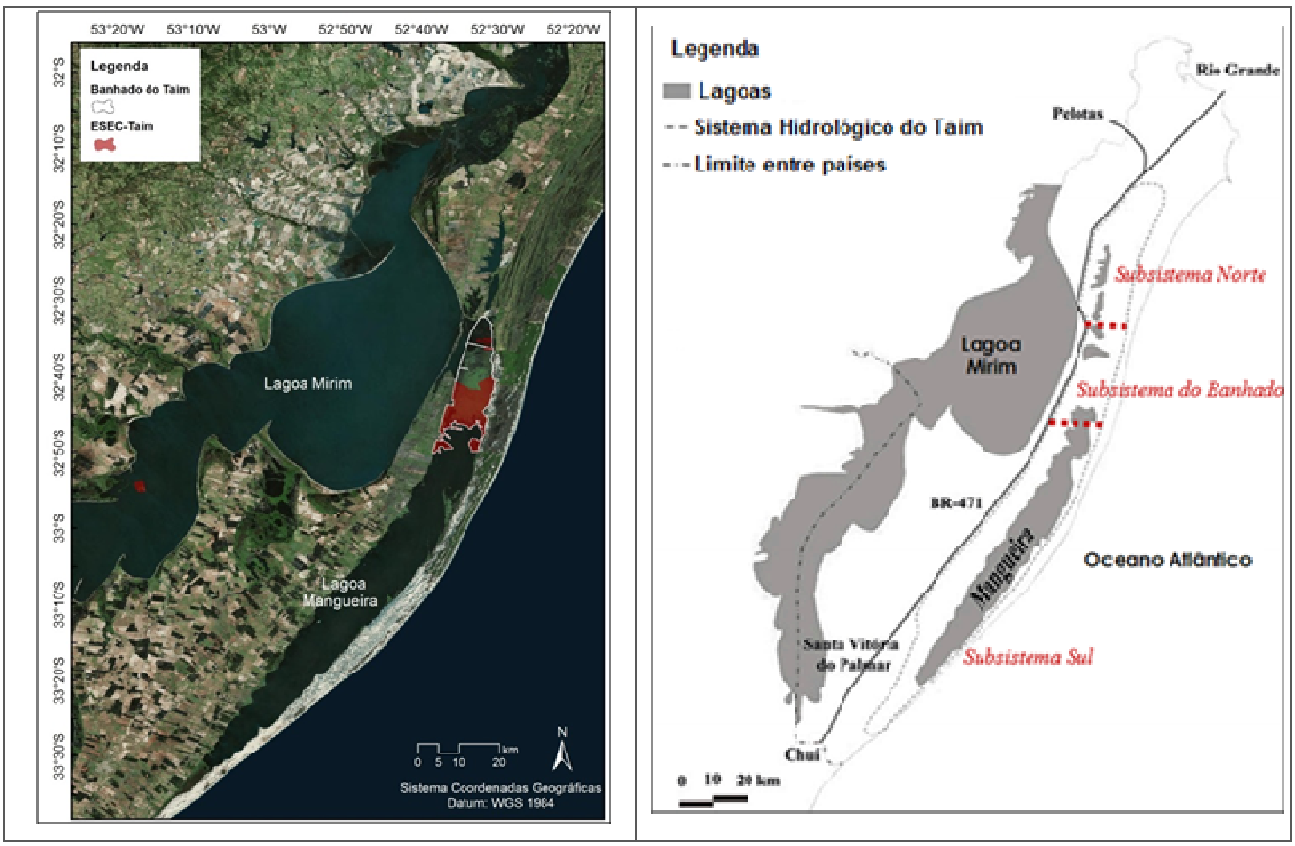


Figura 1 – Sistema hidrológico do Banhado do Taim.

METODOLOGÍA

Establecimiento de Índices de Aptitud de Hábitat

En ocasión de los primeros estudios para la gestión de los recursos hídricos en la laguna Mangueira con foco en la conservación del bañado del Taim el desafío era, y continúa siendo, explotar toda la información disponible para tener una visión general de las demandas biológicas del bañado, de manera que cualquier política de gestión de los recursos hídricos produzca el menor impacto posible.

La aplicación de IAH al bañado del Taim fue basada en una selección previa de especies indicadoras, representativas de la región, con disponibilidad de informaciones, y su relación con características del paisaje. El nivel de agua, prácticamente la única información hidrológica disponible, fue utilizado para establecer las funciones de aptitud del hábitat. Así, los IAHs del bañado del Taim se determinaron para diferentes especies, considerando que ciertas láminas de agua serían más o menos adecuadas para mantener la adecuación del hábitat de la especie específica. A los mínimos valores aceptables de lámina de agua se le asignó un valor de IAH cerca de 0, mientras que a las láminas apropiadas se asignó el valor 1 o cerca de 1.

Relacionando diferentes láminas de agua y la adecuación de cada especie se determinó una relación

entre el IAH y la profundidad. Una vez establecidas estas funciones para las especies seleccionadas, fueron simuladas en conjunto con diferentes escenarios de gestión del agua. Este análisis permitió identificar de qué manera las políticas de gestión afectarían las características del paisaje (generando áreas secas e inundadas), así como la condición de ese indicador específico.

Para los primeros estudios de IAH (Tassi, 2008) se seleccionaron cuatro especies indicadoras, por su representatividad en relación al ecosistema. Dos de las especies seleccionadas fueron vegetales: *Zizaniopsis bonariensis* y *Scirpus giganteus*, ambas macrófitas acuáticas emergentes. Dos especies animales también fueron utilizadas, la capivara (*Hydrochoerus hydrochaeris*) y el cisne de cuello-negro (*Cygnus melancoryphus*), ya que ambos son bien característicos de la región; de hecho, el cisne de cuello negro es el ave símbolo del Taim. Las macrófitas emergentes son indicadores sin movilidad, lo que incluye la ventaja adicional de adquisición de información de forma remota, como es el caso del uso de imágenes satelitales. Las imágenes permiten el análisis de los datos en regiones inaccesibles, además de posibilitar extender al pasado el período de análisis. En un estudio posterior (Xavier, 2015), se incorporaron otras especies indicadoras: una macrófita acuática emergente conocida como junco (*Scirpus californicus*); dos aves, el ibis de cara blanca (*Plegadis chihi*) y el tuyuyú (*Mycteria americana*). Además dos reptiles, el yacaré overo (*Caimán latirostris*) y la tortuga pintada (*Trachemys dorbigni*).

En función del régimen hidrológico, de los indicadores seleccionados y de la identificación de hábitats relacionados, fue posible definir algunas cuestiones básicas para la conservación del ecosistema:

• las características estacionales del régimen hidrológico no deben ser alteradas, ya que las estaciones del año en que ocurren los ciclos de inundaciones y sequías están en sincronía con las necesidades de las especies encontradas dentro del bañado del Taim;

• considerando que el actual patrón de Taim debe ser conservado, la estructura de la vegetación debe permanecer prácticamente inalterada: no debe haber ninguna contracción o expansión significativa de las áreas actualmente ocupadas por vegetación emergente, flotante, sumergida o arbustiva;

• la variabilidad del nivel de agua debe ser tal que las áreas secas se mantengan, ya que sirve para reproducción, refugio y descanso de varias especies;

• es necesario que se produzcan pulsos de inundación, ya que son una oportunidad para el desplazamiento de un gran número de animales que tienen movilidad reducida en tierra, así como permiten la circulación de agua en y entre diferentes regiones del baño;

• la presencia de áreas de aguas profundas es esencial para el mantenimiento de la microfauna, ictiofauna, nutrias, tortugas y aves buceadoras, entre otros;

• la presencia de áreas con agua rasa es esencial para el desarrollo de ciertas especies (vegetación sumergida, moluscos, etc.) y aves no buceadoras.

Como ejemplo de la definición de un IAH, es comentado brevemente aquí el caso de la macrófita *Z. bonariensis*, por ser la vegetación que ocupa aproximadamente el 23% del área en el interior del bañado del Taim (de la Rosa et al., 2017).

En una primera etapa, las regiones en el interior del bañado del Taim, donde la *Z. bonariensis* es dominante fueron delimitadas por medio de la clasificación supervisada de imágenes de satélite, LANDSAT TM y CBERS. Las regiones se verificaron con verdad de campo. Este procedimiento permitió el delineamiento de las regiones donde las condiciones hidrológicas específicas para esta especie deberían ocurrir.

En la revisión de la literatura se encontraron pocas referencias sobre la relación de *Z. bonariensis* y lámina de agua en el bañado del Taim. Incluso para otros lugares, la descripción de la especie y su relación con el agua es meramente cualitativa, con base en algunas observaciones de campo. En la ausencia de datos concretos para la elaboración de un índice de adecuación, la alternativa adoptada

fue utilizar los valores encontrados en la literatura y obtener nueva información a partir del cruce de datos hidrológicos, topográficos, observaciones de campo, e imágenes de satélite. Los criterios definidos a partir de esta encuesta fueron (Tassi, 2008):

• la especie necesita al menos 10 cm de lámina de agua;

• la ausencia de lámina de agua es desfavorable para el crecimiento y el desarrollo de la especie;

• la oscilación de la lámina de agua entre 20 cm y 70 cm favorece el crecimiento, desarrollo y permanencia de *Z. bonariensis*;

• en el bañado del Taim la *Z. bonariensis* se encuentra donde la profundidad del agua oscila entre 20 y 70 cm.

Así, a partir de ese levantamiento, se verificó que la lámina de agua para la *Z. bonariensis* debía variar entre cero y 70 cm. Complementariamente a este levantamiento y, aprovechando el hecho de que esta macrófita está adaptada a las condiciones hidrológicas del bañado del Taim, la serie temporal de lámina de agua fue analizada en las regiones donde la ocurrencia de *Z. bonariensis* es dominante. Este procedimiento permitió la construcción de un histograma de frecuencia de lámina de agua (Figura 2). El histograma de frecuencia muestra una distribución asimétrica de la lámina de agua, con valores entre 20 y 70 cm de profundidad siendo predominantes, como se esperaba para esta especie.

Para verificar la representatividad del índice de adecuación, los resultados obtenidos durante las simulaciones fueron comparados con observaciones de campo e imágenes de satélite de los locales que actualmente constituyen hábitats para este indicador. La verificación se realizó cualitativamente, cuantitativamente cuando posible, y por medio de inspección visual.

Siguiendo procedimientos similares, adaptados según las características de las especies y la información disponible, se definieron los IAH para las otras especies elegidas como indicadores.

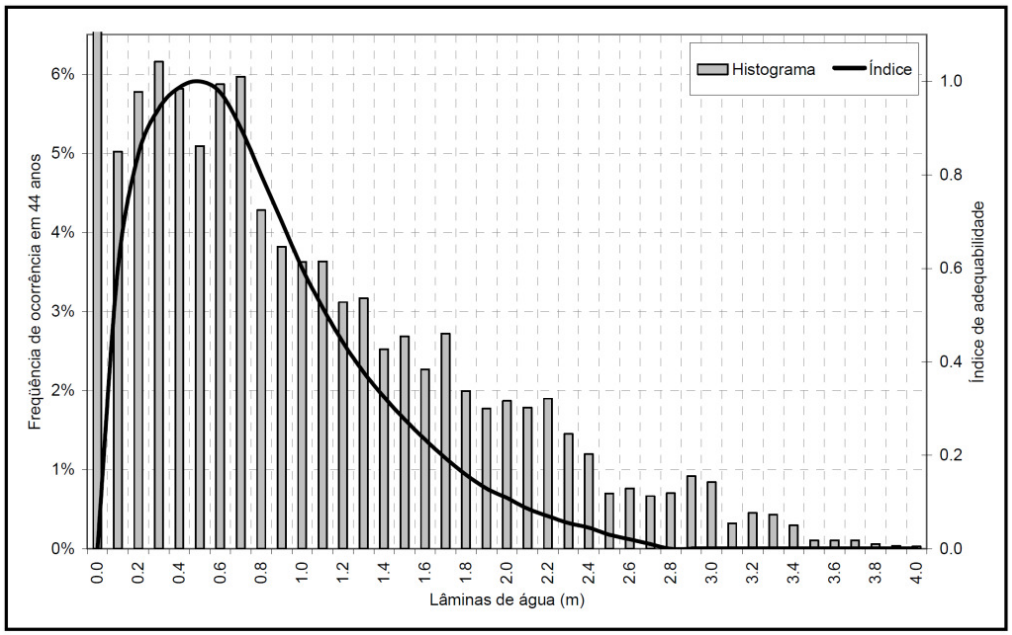


Figura 2 - Histograma de niveles de agua y curva de IAH para Z. bonariensis en el bañado del Taim (Tassi, 2008)

Combinando información hidrológica e Índice de Aptitud de Hábitat

A través de la simulación con el modelo matemático, fue posible estimar los niveles de agua resultantes de diferentes políticas de manejo. Con la ayuda de técnicas de geoprocesamiento, la combinación de los niveles de agua con un modelo de elevación digital del fondo del bañado del Taim proporcionó una serie de mapas, indicando las áreas secas e inundadas (en las áreas inundadas

los mapas mostraban la lámina de agua). El procedimiento generó un mapa para cada intervalo de tiempo de simulación, o para cualquier intervalo de tiempo más largo; de hecho los mapas mensuales resultaron ser la opción más práctica.

La combinación de los IAH con los mapas de profundidad de agua generó una serie temporal de distribución espacial de aptitud de hábitat para las especies de interés, permitiendo así analizar las consecuencias de diferentes políticas de manejo del agua. La Figura 3 presenta un diagrama de flujo del procedimiento.

Después de las simulaciones, se compararon cualitativamente los escenarios de aptitud ambiental, considerando las reglas definidas en el estudio de 1996 (fueron simuladas las reglas de 1996 en conjunto con el IAH), y con las reglas de gestión con la incorporación de los IAH.

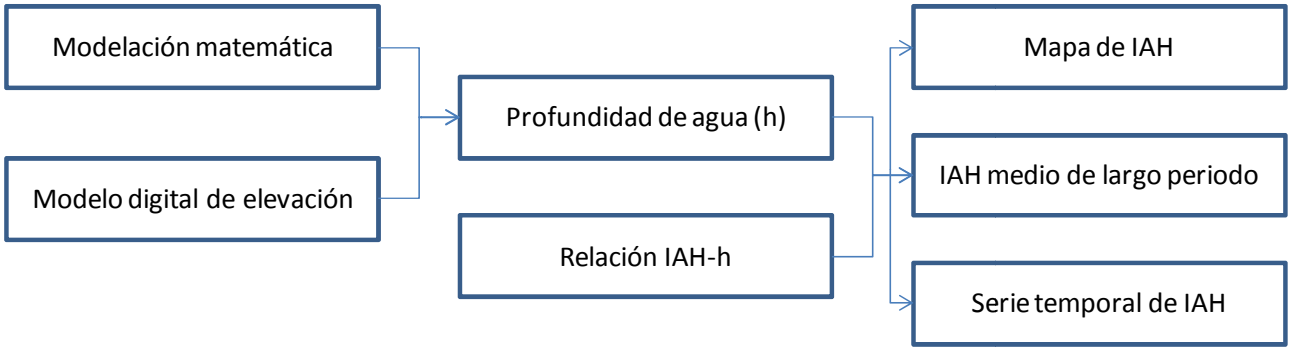


Figura 3 - Diagrama de flujo del procedimiento de uso conjunto de modelación matemática e IAH.

RESULTADOS

La Figura 4 presenta dos mapas de aptitud ambiental media para la especie *Z. bonariensis*, utilizada como ejemplo en este artículo, para ilustrar la aplicación de la metodología. La especie se distribuye en la porción central del bañado del Taim, extendiéndose de sur a norte, coincidiendo con regiones representadas en las tonalidades de verde en dicha figura. La representación de la adecuación está espacializada, y valores más cercanos a la unidad indican una mejor condición ambiental (verde oscuro).

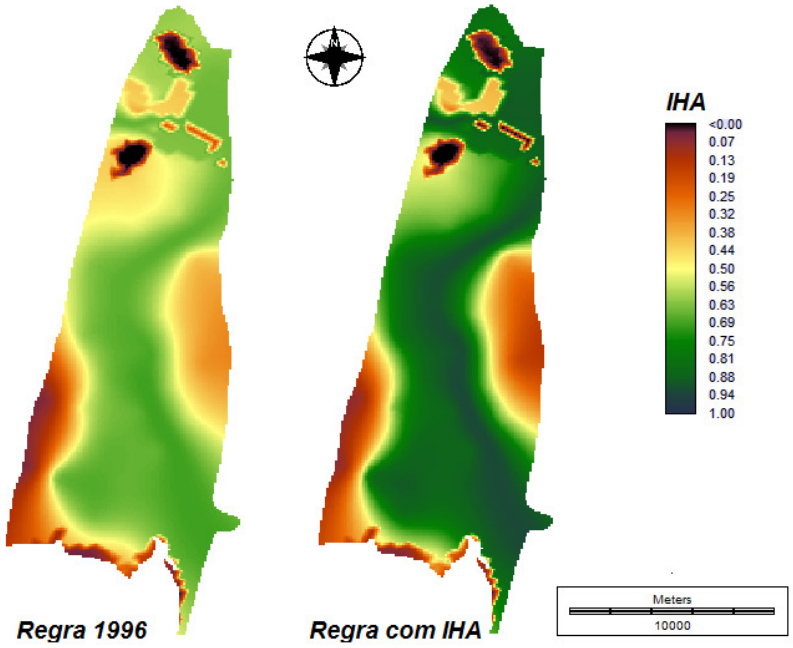


Figura 4 – Comparación entre la aptitud ambiental para la *Z. bonariensis* con la regla de manejo del agua definida en 1996 y con la regla definida incorporando IAH

Como se verifica, al incorporar indicadores biológicos en la toma de decisiónes, fue posible mejor la aptitud ambiental para la especie utilizada en el ejemplo. Así, la regla definida en 1996 podría ser mejorada, ya que el IHA permitió incorporar explicitamente el biológico biológico a la toma de decisiónes, con resultados más satisfactorios.

DISCUSIÓN

Por cuestiones de espacio, los resultados encontrados para las demás especies no se presentan en este artículo, pero se pueden encontrar en Tassi (2008) y Xavier (2015). De cualquier forma, los resultados de la verificación de la representatividad de los IAH mostraron que los mismos fueron capaces de reproducir las situaciones observadas. Se obtuvieron buenos resultados de aptitud ambiental con la implementación de índices propuestos para todas las especies. Sin embargo, se debe enfatizar que la definición de IAH es de carácter adaptativo, y necesita más investigaciones para mejorar la calidad de la información y permitir la introducción de otros parámetros en el análisis, por ejemplo la velocidad y la temperatura del agua.

Por otro lado, aunque los estudios 1996-1997 utilizaron una metodología diferente para la definición de alternativas de gestión de los recursos hídricos del bañado de Taim, el resultado fue consistente con la propuesta presentada en estudios recientes que incorporaron los indicadores biológicos en el análisis. La gran ventaja de la utilización de la metodología propuesta con los IAH es la posibilidad de una mayor flexibilidad en la gestión del agua, ya que es posible operar con diferentes niveles dentro de un intervalo de valores "adecuadamente" definido. Además, los límites definidos para los IAH se determinaron en función de las necesidades básicas de los indicadores biológicos seleccionados y, por consiguiente, tienen una base fáctica y teórica más sólida. Esto es de fundamental importancia, ya que el objetivo final es el de gestionar el bañado del Taim para compatibilizar la conservación de la biodiversidad y garantizar la producción de arroz.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Da Rosa, C. N.; Tassi, R.; (2017). Identificação do padrão de distribuição de macrófitas aquáticas emergentes no Banhado do Taim-RS-Brasil, frente a diferentes condições hidrológicas. In: Geociencias. Aceito para publicação. 2017

IPH. (1996). Comportamento Hidrológico do Banhado do Taim. Volume I – Relatório e anexos C, D, F, G e H. Instituto de Pesquisas Hidráulica, UFRGS. Porto Alegre, 1996. 166 p.

Schamberger, M., A.H. Farmer, And J.W. Terrell. (1982). Habitat suitability index models: introduction: U.S. Fish and Wildlife Service Biological Report 82(10). 2 pp.

Tassi, R. (2008). Gerenciamento Hidroambiental de Terras Úmidas. Tese de Doutorado. Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 240 p.

Villanueva, A. Simulação de áreas de inundação dinâmicas: canais compostos e humedals. 1997. 125 f. Tese (Doutorado em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental) - Instituto de Pesquisas Hidráulicas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 1997.

Villanueva, A. O. N., Mota Marques, D. L., Tucci, C. E. M., (2000). The Taim humedal conflict: a compromise between environment conservation and irrigation. In: Water International. Vol. 25. no 4. p. 610-616.

Xavier, R. A. (2015). Índices de adequabilidade de habitat como subsídio ao gerenciamento dos recursos hídricos do Banhado do Taim. 123 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Ambiental) – Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, RS, BR.

INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA Y PLUVIOGRÁFICA EN LA PROVINCIA DE LA RIOJA

Juan F. Weber[1], Ramiro González Castillo[1], Héctor Peña Pollastri[2]

[1]Laboratorio de Hidráulica, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad Regional Córdoba, Universidad Tecnológica Nacional - Córdoba – Argentina. 0351-598-6000
[2]Departamento de Ingeniería Civil, Facultad Regional La Rioja, Universidad Tecnológica Nacional
San Nicolas de Bari (O) 1100. esq. Aimogasta. - CP (5300) – La Rioja – Argentina
e-mail: jweber@frc.utn.edu.ar

RESUMEN

En el contexto de un proyecto de investigación cuyo objetivo es la regionalización de las precipitaciones diarias máximas de la provincia de La Rioja (Argentina), se realizó la recopilación de toda la información pluviométrica y pluviográfica existente, su digitalización y un análisis de la extensión temporal de las series así recolectadas. La información existente proviene de diversas fuentes, pero principalmente la pluviométrica tiene su origen en el Instituto Provincial del Agua de La Rioja (IPALAR – ex APA), con excepción de las estaciones La Rioja, Chepes, Chamical y Chilecito (siendo las tres primeras las estaciones de mayor extensión temporal) provenientes del Servicio Meteorológico Nacional (SMN). La información pluviográfica proviene del SMN, resultando La Rioja como única estación con una extensión temporal aceptable.

La información pluviométrica del IPALAR, disponible en formato analógico, totaliza 17514 fojas (meses) de registro, las que fueron adquiridas en formato digital (fotografías) y luego digitalizadas manualmente, realizando también un primer análisis de consistencia de datos y corrección de errores de registro. Se totalizaron 145 estaciones pluviométricas, de las cuales sólo 4 tienen extensiones de registro superiores a 20 años, y el 50% por debajo de los 8 años. Se estableció el año hidrológico, y en base a esto, de determinó una media de 7,4 años completos por estación.

Esta información servirá de base para posteriores análisis de homogeneidad, independencia y estacionariedad a realizar como parte del proyecto antes mencionado.

ABSTRACT

In the context of a research project whose objective is the regionalization of the maximum daily precipitations of the province of La Rioja (Argentina), we present the collection of all the existing rainfall information, its digitization and an analysis of the temporal extension of the series thus collected. The existing information comes from several sources, but mainly the total-rainfall gages has its origin in the Provincial Water Institute of La Rioja (IPALAR - ex APA), with the exception of La Rioja, Chepes, Chamical and Chilecito stations (which have the greater temporal extension) coming from the National Meteorological Service (SMN). The time-varied rainfall information comes from the SMN, resulting in La Rioja as the only station with an acceptable temporal extension.

The IPALAR rainfall data, available in analog format, totals 17514 log sheets (months), which were acquired in digital format (photographs) and then manually digitized, also performing a first data consistency analysis and correction of log errors . There were 145 pluviometric stations, of which only 4 have record lengths over 20 years, and 50% below 8 years. The hydrological year was established, and based on this, it determined an average of 7.4 complete years per season.

This information will serve as a basis for further analyzes of homogeneity, independence and stationarity to be performed as part of the aforementioned project.

INTRODUCCIÓN

Desde el punto de vista humano, el agua tiene un impacto positivo si se la considera como recurso hídrico y se tienen en cuenta los efectos benéficos, como son su uso doméstico, industrial, agrícola, minero, recreativo, entre otros. Mientras que, también se puede tener un impacto negativo si se habla de los fenómenos como amenazas hídricas; tal es el caso de los efectos nocivos producidos sobre seres vivos, suelos, infraestructura, seguridad, tránsito, etc. (García et al, 2014).

La variable más relevante y requerida es el caudal, "Q"; que se predice con una estimación estadística, considerando la estacionariedad del fenómeno, y usando datos históricos, con una longitud de serie suficiente. Con esto se asegura que una muestra sea larga y representativa, con lo que se tendrá menos incertidumbre.

Lamentablemente los registros históricos de caudal no son habituales en Argentina, por ello se recurre a la información de lluvia, proceso físico generador del escurrimiento, y modelos de transformación lluvia-caudal.

Con la información de lluvias, para predecir la lámina para distintas duraciones, se necesitan registros continuos (pluviografía), y como la misma es escasa espacialmente y deficiente en lo que hace a la extensión de las series históricas, se recurre a la información pluviométrica habitualmente disponible. La misma es el punto de partida para que luego, con técnicas apropiadas, se estimen lluvias extremas de duración menor, asociadas a un periodo de retorno. Sobre esta base, se realiza un proceso de regionalización de la información pluviométrica, cuyo principal objetivo es aprovechar los datos registrados en distintos lugares, y generar mapas digitales para la zona de estudio (García et al, 2014).

La regionalización de variables hidrológicas comprende un conjunto de técnicas de inferencia estadística y de modelos probabilísticos, que utilizan el conjunto de datos observados, espacialmente distribuidos en puntos de una región considerada homogénea, para estimar los cuantiles asociados a diferentes probabilidades de excedencia en un punto cualquiera dentro de esa región (Zamanillo et al, 2008).

Lamentablemente no se cuenta con un procedimiento de regionalización de precipitaciones máximas unificado para todo el territorio nacional; sin embargo, se han desarrollado en diversas provincias del país procedimientos de validez local que han permitido en esos sitios la definición de estándares en la elección de lluvias de diseño. Entre esos casos podemos citar, como el más emblemático por ser uno de los primeros llevados a cabo y por su rigurosidad técnico-científica, el trabajo desarrollado en el ámbito de la provincia de Córdoba, por el Centro de la Región Semiárida (CIRSA) dependiente del Instituto Nacional del Agua (INA), la entonces Dirección Provincial de Agua y Saneamiento (DiPAS) del Gobierno de la provincia de Córdoba, y el Servicio Meteorológico Nacional (SMN). Este trabajo fue conducido por el Lic. Gabriel Caamaño Nelli y sus resultados se plasmaron en el libro "Lluvias de Diseño" (Caamaño Nelli y Dasso, 2003).

Otro trabajo de similar calidad fue el desarrollado por el Ing. Eduardo Zamanillo y colaboradores (Zamanillo et al, 2008) desde la Facultad Regional Concordia de la UTN,

denominado “Tormentas de diseño para la provincia de Entre Ríos”, donde los autores exponen los procedimientos utilizados para la definición de las tormentas de diseño para esa provincia; y además, publican un sistema de información geográfica que permite a los usuarios contar con dicha información en forma georreferenciada.

En la provincia de Mendoza, Fernández et al (1999) presentan una propuesta de la tormenta de proyecto para el gran Mendoza, basada en una gran cantidad de mediciones obtenidas principalmente a partir de la red telemétrica operada por el CRA (Centro Regional Andino) dependiente del INA.

Más recientemente, Catalini et al (2014) extienden la regionalización de precipitaciones máximas a las provincias de Santa Fe y San Luis, cubriendo de esa forma una fracción importante del área central de Argentina. Guillén et al (2015) presentan una extensión de la metodología de regionalización llevada a cabo en Córdoba, a una parte importante de las provincias del Norte argentino: Jujuy, Salta, Tucumán, Catamarca, Santiago del Estero, Chaco y Formosa.

Lamentablemente, la información hidrometeorológica disponible en la provincia de La Rioja es escasa; sólo existen cuatro estaciones pluviográficas en operación (dependientes del SMN) y la red pluviométrica ha sido discontinuada en su operación a comienzos de la década del 90. Los registros pluviométricos históricos disponibles se presentan, en su gran mayoría, en formato analógico (planillas y cuadernos en papel). Por tanto, será necesario evaluar la disponibilidad y utilidad de estimaciones hidrometeorológicas a partir de sensoramiento remoto, tales como TRMM (Tropical Rainfall Measuring Mission) o CFSR (Climate Forecast System Reanalysis) (Gebremichael y Hossain, 2010), a los fines de completar y extender las limitadas series históricas disponibles.

El grupo de trabajo cuenta con experiencia en la zona de estudio (Weber 2009, 2011) y vínculos con la Facultad Regional La Rioja de la U.T.N. establecidos a través de diversas acciones conjuntas entre las cuales se puede citar el curso de posgrado “Nuevas Tendencias en Hidrología Urbana” dictado en el año 2011 en esa unidad académica.

El objetivo general del proyecto en el que está enmarcado el presente trabajo, es definir, con una adecuada distribución espacial, un procedimiento de regionalización de precipitaciones máximas diarias para la provincia de La Rioja. Aquí se presentará la información existente, su estado, las tareas de recopilación, depuración y digitalización de la misma, y los primeros análisis efectuados.

INFORMACIÓN PLUVIOMÉTRICA

Se procedió a buscar en los servidores nacionales e internacionales distintas base de datos de información pluviométrica de La Rioja (y estaciones vecinas a los límites políticos de la provincia), como por ejemplo en las páginas web del Ministerio del Interior, Obras Públicas y Vivienda, Subsecretaria de Recursos Hídricos, quien posee una base de datos hidrológica integrada la cual recopila la información de distintas fuentes como por ejemplo el INA, INTA, etc. Del INTA se obtuvo la información de las estaciones: Vizcacheras, Ulapes, Tama, San Pedro, Patquía, Parcelas Olta, Milagro y El Totoral.

Del Servicio Meteorológico Nacional se obtuvieron cuatro series pluviométricas correspondientes a las ciudades de Chamical, Chepes, Chilecito y La Rioja (Figura 1), cuya extensión varían desde la fecha 01-01-1970 hasta 30-04-2013 arrojando una cantidad de 39 años calendarios completos, con excepción de Chilecito que posee 22 años de registro con eventos desde 01-07-1983 hasta 31-03-2013. Todas estas series no contienen información en el período 01-01-2006 a 31-12-2009. Éstas series se presentan en un formato de archivo de texto plano a dos columnas, la fecha de registro y el valor en milímetros de la lámina precipitada.

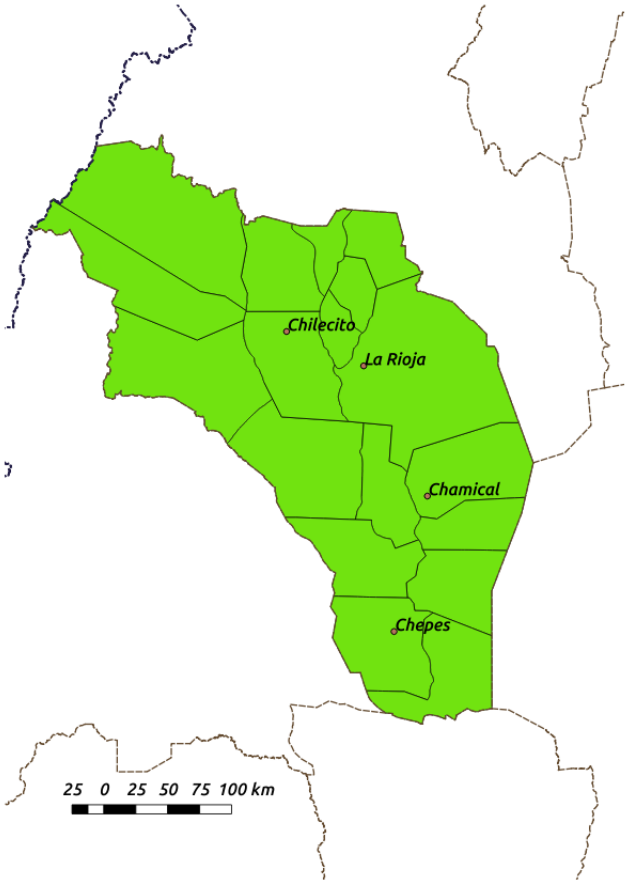


Figura 1.- Estaciones del SMN en La Rioja

Existen entidades en la provincia que llevan registros de precipitaciones como, por ejemplo, el Departamento de Comunicaciones de la Policía de La Rioja, que cuenta con sus propios registros pluviométricos. Se identificaron 29 estaciones en total con su ubicación geográfica. El período de registro de éstas no supera los 5 años calendario, por tanto no se incluyeron en esta recopilación. Las estaciones relevadas fueron: Capital, Las Catas, Chamical, Ulapes, San Antonio, Patquía, Aminga, Milagro, Chilecito, Tama, Chepes, Baldecito, Guandacol, Villa Unión, Villa Castelli, Vinchina, Catuna, Portezuelo, San Ramón, Malanzan, Aguango, Punta de Los Llanos, Olta, Chañar, Las Salinas, El Barrial, Sanagasta, Desiderio Tello y Aimogasta.

La Dirección de Defensa Civil de La Rioja cuenta con un total de 5 estaciones: una ubicada en la capital de la provincia, otra en zona rural, y las tres restantes en las rutas 5, 6 y 25. Al no almacenar los registros históricos y no disponer de una base de datos de los mismos, no fueron

incluidas en la presente recopilación.

IPALaR: Mediante un convenio llevado a cabo con esta institución y el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Córdoba, se logró acceder a las planillas de registros pluviométricos de la provincia recopiladas por la misma institución (ex A.P.A.), el INA-CRAS de San Juan, la empresa Agua y Energía Eléctrica, entre otras instituciones.

El total de las estaciones que poseen registros en la biblioteca del IPALaR están dadas de baja en su operación. Su período de registro ronda los 13 años aproximadamente, las series temporales de éstas se extienden desde 1973/1974 hasta 1985/1990.

No es la primera vez que se hace un relevamiento de los datos existentes, el propio Instituto Provincial del Agua de La Rioja publicó un informe con las precipitaciones mensuales acumuladas relevando todas las estaciones pluviométricas pertenecientes a la institución, por aquel entonces Administración Provincial del Agua (APA), que existen y existieron alguna vez en La Rioja. Dicho informe fue confeccionado por la Ing. Cristina Arce y es de gran importancia debido a que en él se encuentran los nombres de las estaciones que existieron y que por alguna razón no se encuentran en la biblioteca de la institución.

Según el informe de la Ing. Arce, en total se contaron 167 estaciones distribuidas en toda la provincia, cuya información se registró en 54108 planillas pluviométricas pertenecientes al APA y al Centro Regional de Agua Subterránea (INA-CRAS) donde se especifica, entre otras cosas, el tipo de precipitación, la hora de inicio y finalización del evento y el total de la lámina diaria precipitada. Parte de esa información ha desaparecido y ya no se cuenta con registro de ella.

El IPALaR inició un tarea de digitalización de esa información, comenzando por tres departamentos (Chamical, Castro Barros y Famatina); esa información se cargó en planillas de cálculo y sólo tiene los datos de precipitación diaria (sin la hora de inicio y finalización del evento).

Además, el IPALaR estableció, hacia el año 2003 una nueva red de estaciones pluviométricas automáticas, que registraban las lluvias acorde a un intervalo de tiempo regulable, las cuales se podían consultar vía Internet. De esta red, se accedió a la información de las estaciones: Vinchina, Villa Unión, Villa Castelli, Ulapes, Patquía, Olta y Sanagasta, entre otras. Todas ellas con registros temporalmente muy limitados, por lo que tampoco fueron tenidos en cuenta en esta recopilación.

Adquisición y digitalización de la información: la información pluviométrica a la que se accedió a través del Convenio antes mencionado, sólo estuvo disponible en la propia sede del IPALaR (no fue posible disponer en calidad de préstamo de la misma). Tratándose de 17514 fojas a digitalizar, se descartó el fotocopiado y se optó por la captura digital (fotografía) de las mismas. Además, esta metodología permitirá su futura disponibilidad a través del tiempo.

Para fotografiar las planillas se diseñó y fabricó un trípode que cuenta con un soporte genérico para celulares o cámaras de fotos y una lámpara para lograr homogeneidad en el brillo de los fotogramas. Todas las planillas encontradas en la biblioteca fueron digitalizadas en formato

".jpg" y se preprocesaron en formato ".txt" con la misma configuración de las del SMN. Este proceso requirió cinco viajes específicos a la ciudad de La Rioja. En ese proceso, se realizó un primer control de calidad de la información disponible, corrigiendo errores de registro evidentes. En la Figura 2 puede apreciarse la captura fotográfica una planilla pluviométrica típica.

La información pluviométrica se digitalizó como archivos de texto plano, en el mismo formato de las estaciones del SMN. La información faltante se registró como "NA". Entre los problemas típicos que debieron resolverse en el proceso se pueden mencionar:

- Identificación entre el día de registro y el día de lectura
- Ilegibilidad de los números
- comparación entre el total mensual registrado en la planilla, la suma de los registros parciales, y el total mensual informado por la Ing. Arce

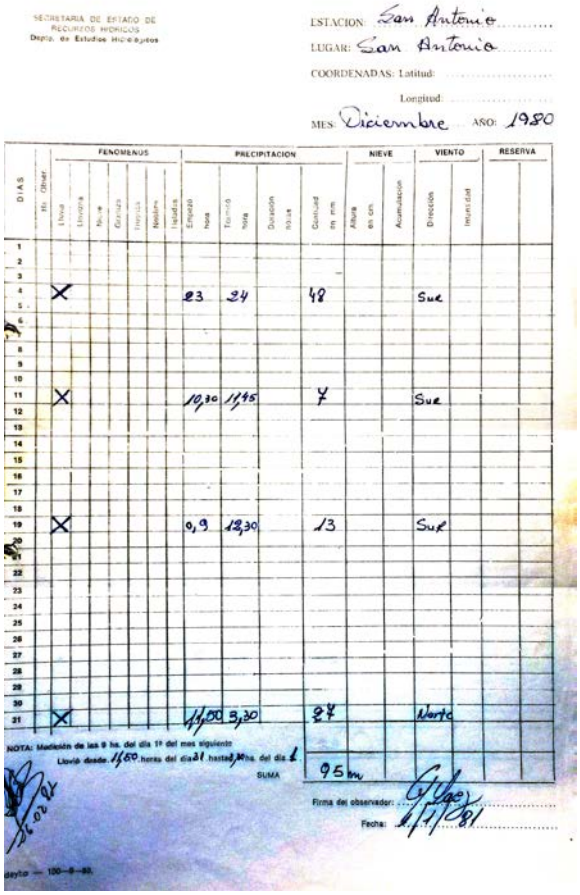


Figura 2.- Planilla pluviométrica típica existente en el IPALaR

El procesamiento de la información se realizó mediante el lenguaje de programación científica R (Kohl, 2015) y su entorno de desarrollo RStudio. R es un lenguaje y un entorno para Estadística. Proporciona un amplio abanico de herramientas estadísticas (modelos lineales y no lineales, tests estadísticos, análisis de series temporales, algoritmos de clasificación y agrupamiento, etc.) y gráficas. R también puede usarse como herramienta de cálculo numérico, campo en el que puede ser tan eficaz como otras herramientas específicas tales

como GNU Octave.

En primer lugar se identificó el número de años calendario completos disponibles, por estación. En la Figura 3 puede observarse la distribución de frecuencias. La distribución correspondiente arrojó una media de 8 años calendario completos por estación, a partir de un conjunto de 1723 años de registro para las 145 estaciones, es decir, 11,9 años de registro promedio por estación.

Para la elección del año hidrológico, se siguió el procedimiento aplicado anteriormente en trabajos en esta provincia (Weber, 2009), en base a la distribución de frecuencias de los meses de mínima precipitación media mensual. Mediante códigos *ad-hoc* desarrollados en R, se determinó la precipitación media mensual por estación (en base a los años calendario completos) y su distribución de frecuencias, obteniéndose el histograma de la Figura 4. En base a esto, se estableció el año hidrológico desde el 1 de julio al 30 de junio.

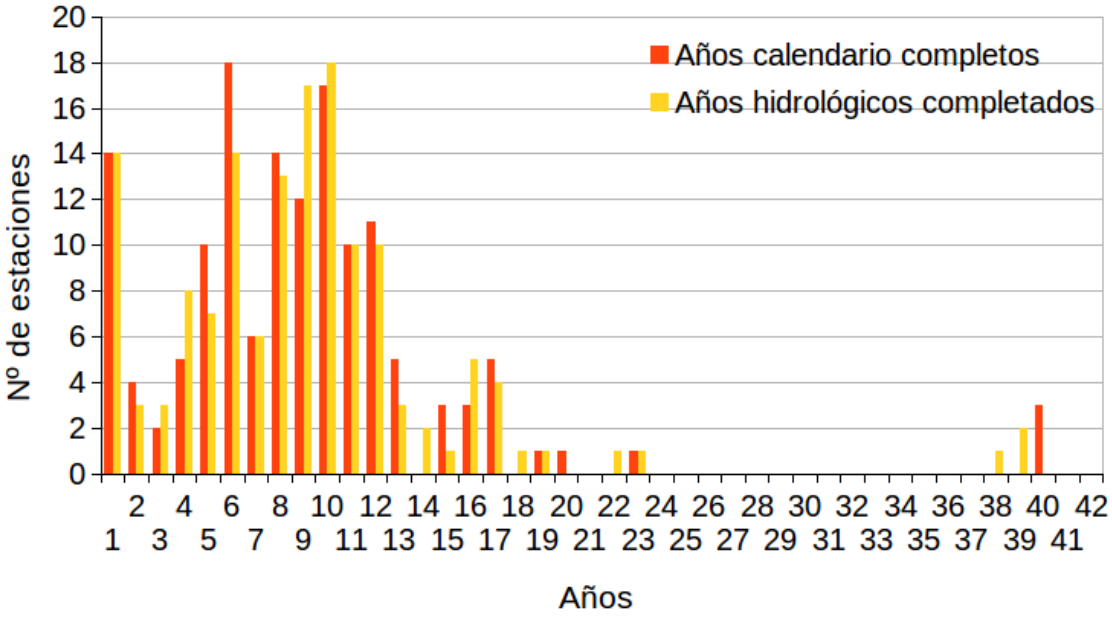


Figura 3.- Frecuencia de años calendario completos y años hidrológicos completados, según estación

A partir de esta definición, se analizó la completitud de los años hidrológicos en las estaciones, arrojando una reducción de la información disponible, con una media de 7,4 años hidrológicos completos por estación. Ante esta situación, se decidió relajar la condición de completitud en base al siguiente criterio: dado que el objetivo del trabajo es la definición de las series de precipitaciones diarias máximas anuales, para cada estación, se analizó la frecuencia de ocurrencia del máximo diario anual en el conjunto de estaciones, y su distribución mensual; obteniéndose una distribución de frecuencias como la presentada en la Figura 5. En esa distribución puede observarse que menos del 2% de las precipitaciones diarias máximas anuales ocurren en el periodo comprendido entre mayo y setiembre, inclusive; y dado que gran parte de los años hidrológicos incompletos lo son debido a la ausencia de registros en esos meses (presumiblemente por ausencia de precipitaciones) se decidió "completar" con registros 0 a los meses incompletos dentro del rango indicado; esto dio lugar a un conjunto mayor de información a través de los que se denominaron "años hidrológicos completados". En la Figura 3 se presenta un histograma de años hidrológicos completados, que arrojaron una media de 8,1 años por estación.

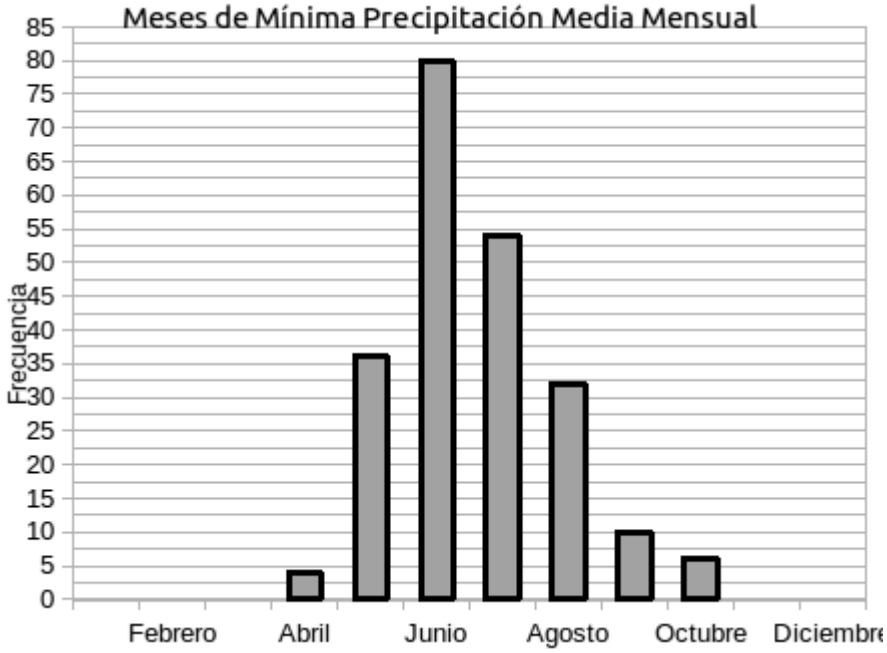


Figura 4.- Frecuencia de los meses de mínima precipitación media

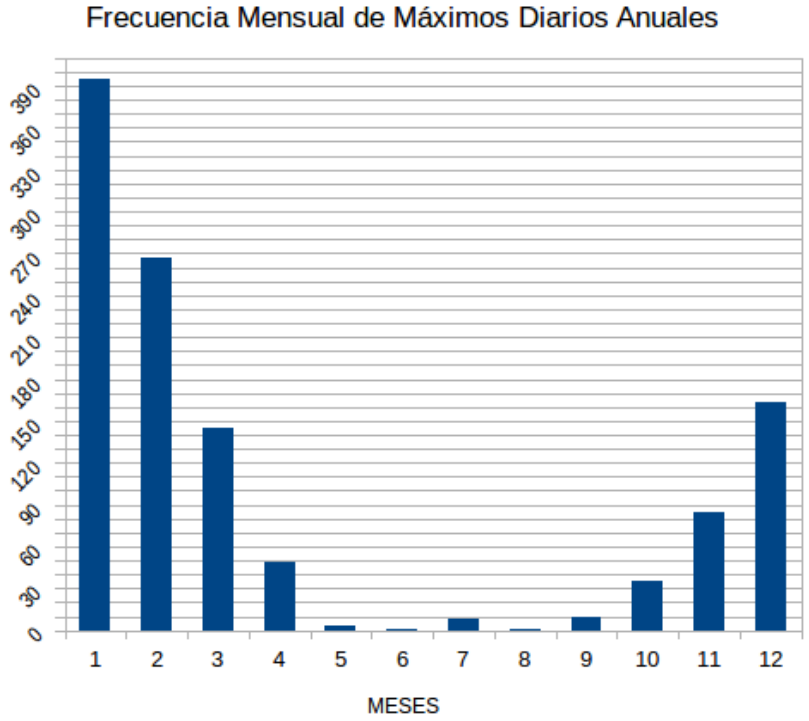


Figura 5.- Frecuencia mensual de precipitaciones diarias máximas anuales

De este modo, se totalizaron 145 estaciones pluviométricas, de las cuales sólo 4 tienen extensiones de registro superiores a 20 años, y el 50% por debajo de los 8 años. Se estableció el año hidrológico, y en base a esto, de determinó una media de 7,4 años completos por estación. En la Figura 6 puede apreciarse la distribución espacial de las estaciones pluviométricas con, al menos, 8, 10 y 14 años hidrológicos completados.

Productos satelitales: con el fin de disponer de una mayor extensión en los registros pluviométricos existentes, o bien disponer de nuevas series pluviométricas para el proyecto en marcha, se evaluó la utilidad del producto satelital CFSR. Se extrajeron 380 registros de precipitación diaria estimada georreferenciados (denominados de aquí en más *estaciones virtuales*, en contraposición a las *estaciones reales* descriptas hasta aquí) y se realizó un análisis de vecindad entre estaciones virtuales y reales distantes no más de 10 km , atendiendo además a las barreras orográficas presentes en la provincia. De este modo se establecieron 41 pares de estaciones, sobre los que se realizaron las siguientes comparaciones:

- precipitación diaria: se compararon día a día las precipitaciones entre estaciones reales y virtuales emparejadas.
- precipitación diaria máxima anual: se compararon año a año las precipitaciones máximas diarias entre estaciones reales y virtuales emparejadas
- media y varianza de las series de precipitación diaria máxima anual: se compararon los estadísticos indicados, para las series de las estaciones reales y virtuales emparejadas

En ninguno de los casos se obtuvo una correlación significativa entre datos observados y estimados.

INFORMACIÓN PLUVIOGRÁFICA

La información pluviográfica histórica de la provincia está representada por los registros de las estaciones del SMN, indicadas en la Figura 1. En forma similar a la información pluviométrica, se capturó la información analógica (fajas pluviográficas de 1 día de duración) en formato digital mediante fotografía, para su posterior digitalización. Esta tarea se realizó con autorización del Servicio Meteorológico Nacional, en su sede en Buenos Aires, requiriendo dos viajes para su concreción. La información recopilada fue la siguiente:

- Chilecito: Ninguna faja
- Chamical: 1991-2003 (12 años)
- Chepes: 1953-1960 , 2011 (8 años)
- La Rioja: 1951-1964, 1966-1978, 1980-1985, 1987-1989 , 1991-1999 (40 años)
- Alrededor de 2800 fajas en total

La información correspondiente a las estaciones Chepes y Chamical se digitalizó completamente a la fecha, continuando el trabajo sobre la estación La Rioja. Se digitalizó el registro pluviográfico identificando los cambios de pendiente (Figura 7)

En primer lugar se desarrolló un código en Python que permite al usuario ingresar un intervalo de tiempo y obtener el correspondiente registro de láminas incrementales (identificando periodos de no-lluvia y no-dato). Este programa requiere al usuario el ingreso de la siguiente información:

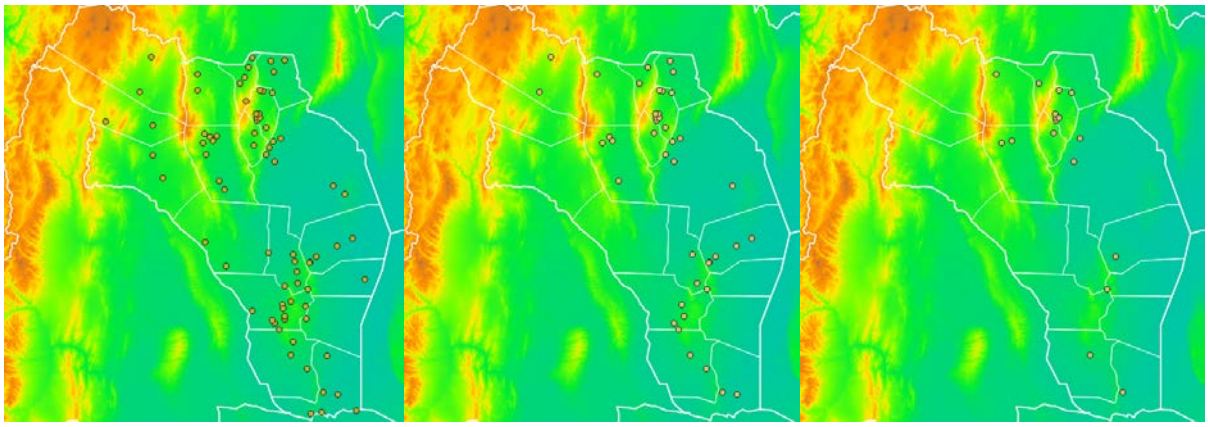


Figura 6.- Distribución espacial de estaciones con al menos 8 (izquierda), 10 (centro) y 14 (derecha) años hidrológicos completados

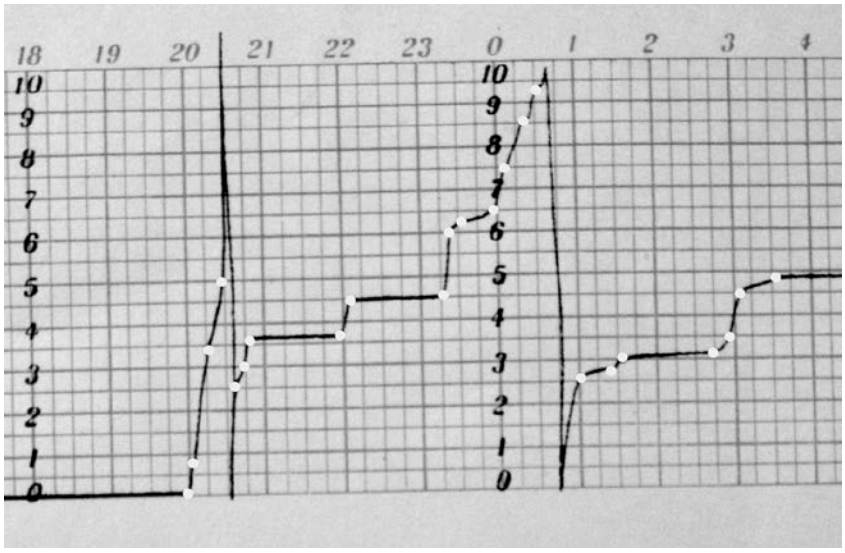


Figura 7.- digitalización de fajas pluviográficas en sus cambios de pendiente

- Intervalo de tiempo
- Archivo de entrada
- Nombre archivo de salida
- Formato de la fecha
- Nombre de las columnas

Con este programa se generaron los registros de precipitación incremental con un intervalo de 5 minutos, para su entrega al SMN, y además se corrió el programa con un intervalo de 1 día, a los fines de comparar con las correspondientes series pluviométricas, obteniéndose las gráficas de dispersión de las Figuras 8 y 9.

En base a los registros incrementales de precipitación generados, se procedió a realizar un análisis preliminar de las tormentas intensas (atendiendo a que está faltando la información de la estación pluviográfica más importante, La Rioja). Para ello se desarrolló un código en Python que permite identificar y aislar tormentas intensas siguiendo los criterios enunciados por Caamaño y Dasso (2003):

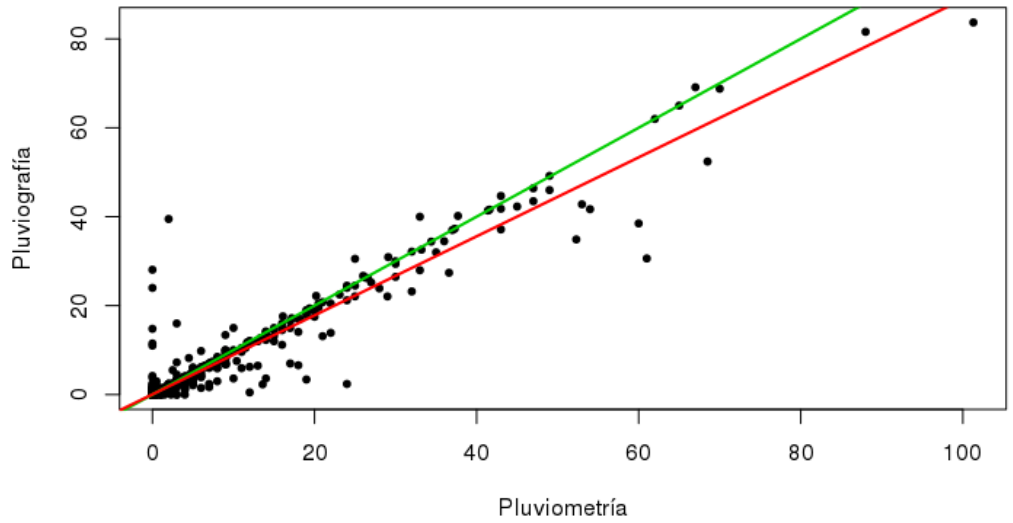


Figura 8.- registros pluviométricos versus registros pluviográficos totalizados en 24 h – estación Chamical

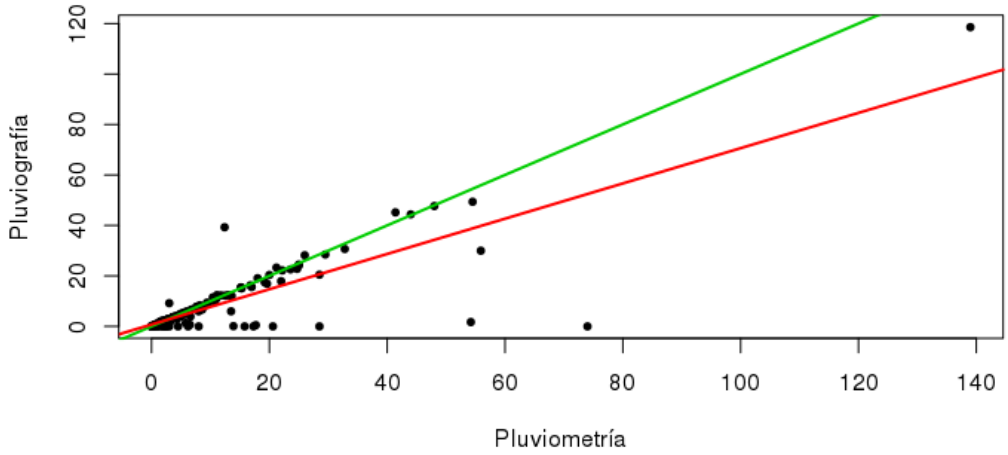


Figura 9.- registros pluviométricos versus registros pluviográficos totalizados en 24 h – estación Chepes

- mínimo tiempo de separación de eventos: se asumió un mínimo de 1 hora
- lámina mínima precipitada: se estableció en 20 mm
- mínima intensidad media de la tormenta: se definió en 0.1 mm/min.

El programa requiere al usuario el ingreso de la siguiente información:

- Carpeta de salida (se genera un archivo por cada tormenta intensa identificada)
- Formato de la fecha
- Tiempo de separación entre eventos
- Lámina mínima precipitada
- Condición mínima de intensidad media

En base a esto, se han identificado 37 tormentas intensas en la serie de Chamical, y 25 en la serie de Chepes; el procedimiento se aplicará a La Rioja, una vez finalizada su digitalización y procesamiento. Se realizó un histograma de duraciones de estas tormentas intensas, como se muestra en las Figuras 10 y 11.

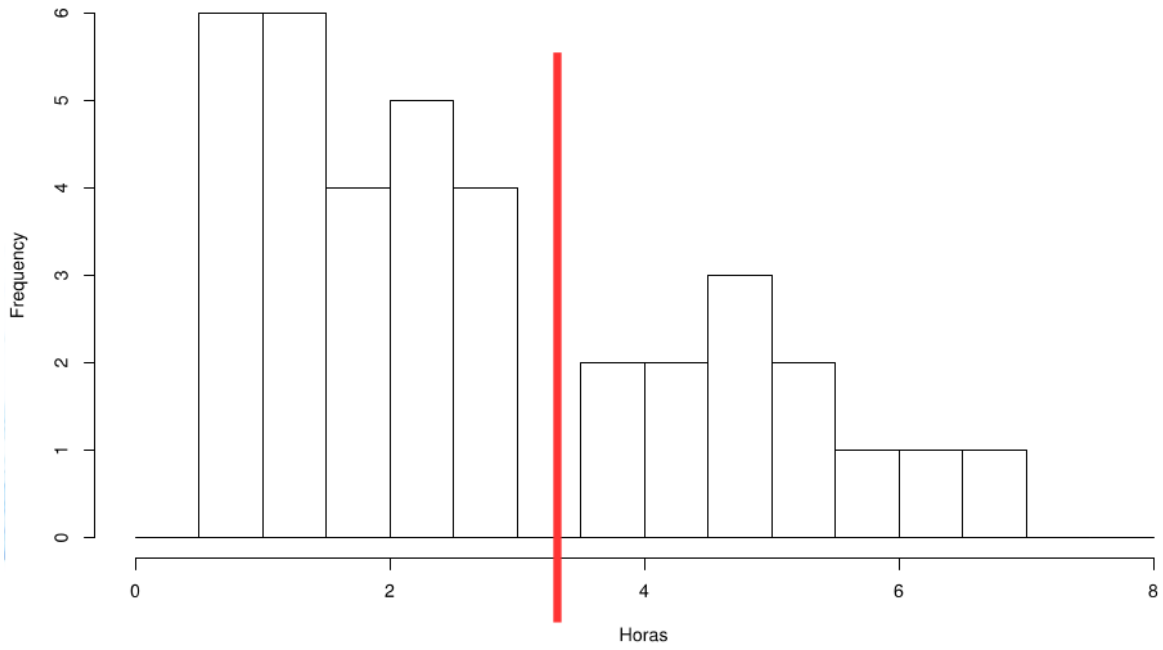


Figura 10.- Histograma de duraciones de tormentas intensas – estación Chamical

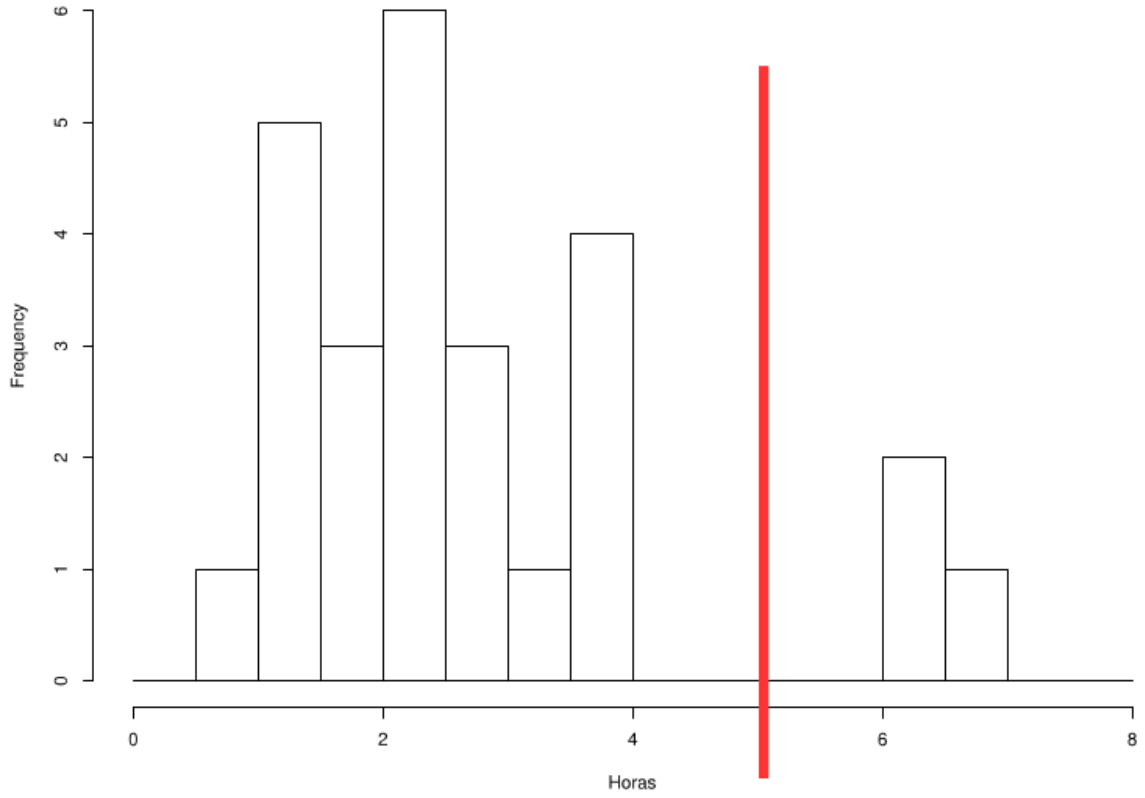


Figura 11.- Histograma de duraciones de tormentas intensas – estación Chepes

CONCLUSIONES

Indudablemente, la información pluviométrica hasta el momento disponible es escasa (y lo será aún más cuando se deban evaluar las condiciones de estacionariedad, homogeneidad e independencia de las series de precipitaciones diarias máximas anuales con las que se trabajará); deberá establecerse con sumo cuidado el umbral mínimo de años hidrológicos completados para definir las estaciones sobre las que se trabajará, teniendo en cuenta además su distribución geográfica (Figura 6). La decisión final surgirá como una solución de compromiso entre: número de estaciones y su distribución espacial, extensión de las series y periodos de retorno máximos extrapolables a partir de las distribuciones teóricas de probabilidad a ajustar.

El producto satelital CFSR no resultó adecuado para la extensión y/o completamiento de las series pluviométricas de la provincia de La Rioja.

La información pluviográfica resulta aún más escasa, existiendo en realidad registros de tres de las cuatro estaciones del SMN; las dos estaciones procesadas (Chamical y Chepes) tienen una extensión temporal que las hace inviables para la extracción de relaciones idF, además de una cierta disparidad con los registros pluviométricos que podrían indicar fallas en el sistema de medición o de registro (Figuras 8 y 9); por lo que la única esperanza se centra en la estación La Rioja (que se halla en proceso de digitalización), como única estación pluviográfica representativa en la provincia, para la inferencia estadística. De todos modos, el análisis de tormentas intensas de las estaciones hasta ahora digitalizadas permitiría identificar un criterio para la separación entre tormentas “cortas” y “largas” (Figuras 10 y 11).

Sin dudas, la escasa cantidad y calidad de la información de precipitaciones disponible tornará en todo un desafío la definición de tormentas de diseño en la provincia de La Rioja. Como en toda tarea de diseño hidrológico, ante la necesidad de dar una respuesta a los requerimientos ingenieriles, se obtendrán los mejores resultados posibles con la información disponible.

Agradecimiento. *Al Instituto Provincial del Agua de La Rioja (IPALaR), al Servicio Meteorológico Nacional (SMN), y a la Secretaría de Ciencia y Tecnología de la U.T.N. por la financiación de la presente investigación.*

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Caamaño Nelli, G., Dasso, C. M. (2003). *Lluvias de diseño*. Universitas, Córdoba

Catalini, C. G., García Rodriguez, C. M., Caamaño Nelli, G. E., Ordoñez, S. (2014). “Regionalización paramétrica y valores límites estimados en la región central argentina” . *IV Taller de Regionalización de Precipitaciones Máximas* , Tucumán, mayo 2014.

Chow, V. T., Maidment, R., Mays, L. (1994), *Hidrología Aplicada*, Mc Graw-Hill, Santa Fe de Bogotá.

Fernández, P. C., Fornero, L. A., Rodríguez, S. (1999). *Sistemas Hidrometeorológicos en Tiempo Real - Lluvias, Tormentas y Alerta Hidrológica de Mendoza*. Academia Nacional de Agronomía y Veterinaria. ISBN: 987-9366-13-5 . 190 pp.

García, C. M., Guillén, N., Cervio, M. M. (2014). *Regionalización de lluvias máximas diarias en la provincia de Catamarca*. Informe técnico. Universidad Nacional de Córdoba , Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales - Centro de Estudios y Tecnología del Agua. 128 pp.

Gebremichael, M., Hossain , F. (eds.) (2010). *Satellite Rainfall Applications for Surface Hydrology*. Springer. ISBN 978-90-481-2914-0.

Guillén, N. F., Botelli, M. C., García, C. M., Catalini, C. G. (2015). "Estimación de láminas de lluvias máximas diarias y parámetros estadísticos en el centro y norte de Argentina". *Segundo taller sobre estudios hidrológicos en regiones áridas y semiáridas de la República Argentina – EHRAS 2015*. Córdoba, abril de 2015.

Kohl, M. (2015) *Introduction to statistical data analysis with R*. bookboon.com, London. ISBN 978-87-403-1123-5

Weber, J. F. (2009). "Determinación de la relación intensidad – duración – recurrencia para la ciudad de La Rioja". *II Taller sobre Regionalización de Precipitaciones Máximas* - Córdoba (Argentina) - 26 y 27 de marzo de 2009.

Weber, J. F. (2011). "Desempeño del modelo DIT ante distintas distribuciones teóricas de probabilidad: caso idT de la ciudad de La Rioja" *III Taller sobre Regionalización de Precipitaciones Máximas* . Rosario, diciembre 2011 – p. 243-254. UNR Editora, Rosario. ISBN 978-950-673-953-9 .

Zamanillo, E., Larenze, G., Tito, M. J., Pérez, M., Garat, M. E. (2008). *Tormentas de diseño para la provincia de Entre Ríos* - 1a ed. - Buenos Aires: Univ. Tecnológica Nacional, 2008. 104 pp. ISBN 978-950-42-0109-0.

MEDICIONES PRELIMINARES A CAMPO DEL IMPACTO DEL FUEGO EN LA CAPACIDAD DE INFILTRACIÓN

Juan F. Weber[1], Santiago M. Reyna[2]

[1]Laboratorio de Hidráulica, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad Regional Córdoba, Universidad Tecnológica Nacional - Córdoba – Argentina.
[2]Director Maestría en Recursos Hídricos, FCEFyN, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba, Argentina
e-mail: jweber@frc.utn.edu.ar

RESUMEN

En el contexto de un proyecto de investigación cuyo objetivo es la cuantificación del impacto de los incendios forestales en la capacidad de infiltración en cuencas de la provincia de Córdoba (Argentina), se exploró una metodología que permita la realización de ensayos para la determinación de la capacidad de infiltración en laboratorio, mediante el uso de un simulador de lluvia.
En trabajos previos se aplicó una metodología similar pero en experimentos controlados en Laboratorio, mostrándose ciertas dificultades en la extracción, traslado y conservación de las muestras de suelo a ensayar, que llevaron a la evaluación de la metodología aquí descripta.
Se realizaron dos ensayos, en condiciones pre-incendio y post-incendio, ante una misma intensidad de lluvia simulada, en un área rural cercana a la localidad de Alta Gracia (provincia de Córdoba).
El área de ensayo es de 0,50 m x 0,50 m; con intensidades de lluvia entre 111 y 115 mm/h, y duraciones de ensayo de 1,25 hs. Se midió el escurrimiento superficial con una balanza electrónica. La instrumentación se completó con un sensor de humedad volumétrica instalado a 18 cm de la superficie y el uso de un pirómetro para la medición de las temperaturas.
Los resultados preliminares sugieren una disminución de la capacidad de infiltración del área ensayada en condiciones post-incendio, lo que validaría la hipótesis de investigación del proyecto.

ABSTRACT

In the context of a research project whose objective is the quantification of the impact of wildfires on the infiltration capacity in watersheds in the province of Córdoba (Argentina), a methodology, that allows the realization of tests for the determination of infiltration capacity in the laboratory, through the use of a rainfall simulator, was explored.
In previous works a similar methodology was applied but in controlled experiments in Laboratory, showing certain difficulties in the extraction, transfer and conservation of the soil samples to be tested, which led to the evaluation of the methodology described here.
Two trials were carried out, in pre-fire and post-fire conditions, at the same intensity of simulated rainfall, in a rural area near the town of Alta Gracia (Córdoba province).
The test area is 0.50 m x 0.50 m; with rain intensities between 111 and 115 mm / h, and test durations of 1.25 hs. Surface runoff was measured with an electronic scale. The instrumentation was completed with a volumetric humidity sensor installed 18 cm below the surface and the use of a pyrometer for the measurement of temperatures. The preliminary results suggest a decrease in the infiltration capacity of the area tested in post-fire conditions, which would validate the project's research hypothesis.

INTRODUCCIÓN

En la provincia de Córdoba, por las características climáticas y régimen de precipitaciones, entre los meses de junio a septiembre se suceden numerosos incendios coincidiendo con la época de sequía de la zona (Figura 1). Estos incendios tienen diversos orígenes y se ven potencia dos e influenciados por la presencia humana y sus condiciones naturales (baja humedad relativa, ocurrencia de heladas, vientos fuertes con orientación predominante Norte-Sur y abundancia de material combustible).

Los incendios de campos siempre son preocupantes en una provincia proclive a este tipo de siniestros por las características de su clima, por las extensiones cubiertas por bosques autóctonos o implantados o por el difícil acceso en las zonas serranas. La susceptibilidad al fuego de las especies de la flora local, la acumulación de material vegetal muerto y las condiciones climáticas, favorecen en gran medida este fenómeno (Consigli, 1999).

Figura 1.- Incendio forestal en la provincia de Córdoba

El principal efecto del fuego es el que produce a través de la remoción de las plantas y la hojarasca. El impacto que ocasiona éste sobre una cuenca puede ser analizado considerando su perturbación sobre los procesos que intervienen dentro del ciclo hidrológico (DeBano et al., 1996). Se puede clasificar según la alteración que provoca dentro y fuera de los sitios afectados (Baker, 1990). En el primer grupo se encuentran: la disminución de la intercepción vegetal, alteración en la capacidad de infiltración y lixiviación, erosión y pérdidas por volatilización (Baker, 1990). Dentro del segundo grupo aparecen la modificación de los caudales y de la calidad del agua. Entre los parámetros de calidad del agua más afectados por un incendio figuran las concentraciones de sedimentos aportados y la variación de nutrientes (Tiedemann, 1978; DeBano et al., 1996).

Los efectos del fuego sobre el ciclo hidrológico son determinados en gran medida por la gravedad del incendio, las decisiones tomadas en relación con las actividades de supresión y la inmediatez del régimen de precipitaciones después del fuego. No es posible describir adecuadamente los posibles impactos del fuego en todas las situaciones imaginables (Neary et al., 2005).

La propiedad de infiltración del suelo a menudo es alterada cuando el fuego destruye la vegetación y la hojarasca que cubren a una cuenca. Cuando la combustión ha sido lo suficientemente grave como para exponer al suelo desnudo, la infiltración puede ser reducida debido a:

- Colapso de la estructura del suelo con un posterior aumento de la densidad aparente debido a la remoción de materia orgánica, que sirve como material de unión.
- Reducción de la porosidad.
- El impacto de las gotas de agua en el suelo que provoca la compactación de la

superficie y una mayor pérdida de porosidad.
- Las fuerzas cinéticas de las partículas de las gotas de lluvia desplazándose en la superficie del suelo e impactando causando un sellado de los poros de la superficie.
- Residuos de cenizas y carbón que obstruyen los poros del suelo.

La disminución de la infiltración produce un aumento del flujo superficial y en consecuencia el aumento del caudal de descarga. Esto provoca un incremento de la erosión superficial que puede disparar procesos irreversibles de pérdida de suelo.

A diferencia de otros lugares del mundo azotados por esta misma problemática, entre los que se pueden citar California, España, Portugal, Australia, etc., a nivel local no se han reportado mediciones sistemáticas del impacto hidrológico de los incendios forestales.

Resulta de interés cuantificar cómo se altera el proceso de infiltración en suelos de Córdoba ante la ocurrencia del fuego, tanto en cuanto a la información experimental hasta ahora inexistente, como en relación a la modelación del mencionado proceso.

En relación a esto último, resulta necesario además cuantificar la fracción de lluvia detenida por la vegetación, es decir, la intercepción vegetal. No se conocen a la fecha resultados experimentales vinculados a este proceso hidrológico, para las especies típicas de la región serrana de la provincia de Córdoba. Por tanto, también es de interés cuantificar este proceso hidrológico poco conocido a nivel local.

En este trabajo se presentan los resultados preliminares de los experimentos a campo que permitirán evaluar la alteración de la capacidad de infiltración de suelos, debido a la acción del fuego.

MATERIALES Y MÉTODOS

La medición de la capacidad de infiltración se determinó en forma indirecta a partir de la medición del escurrimiento superficial producto de una lluvia simulada de intensidad conocida. Para esto último se utilizó un simulador de lluvia portátil, denominado como Tipo B, que surgió de una modificación del simulador de lluvia original, también desarrollado en el Laboratorio (denominado Tipo A), con el que se realizó una amplia campaña de medición de la capacidad de infiltración de los suelos de Córdoba (Weber et al 2011).

Cabe destacar que el simulador Tipo B ha sido exitosamente utilizado en laboratorio (Weber y Reyna, 2016), pero limitaciones operativas llevaron a evaluar su aplicación a campo, como aquí se describe.

Las partes que componen el simulador de lluvia (tipo B) (Figura 2) son:

- La estructura: construida con perfiles para estantería, formando un prisma de 2,0 m de alto y 0,5 m de lado.
- El sistema de alimentación: está conformado por dos tanques, una bomba y un filtro de agua.
- El sistema de lluvia: consta de una red realizada con conectores tipo "T", unidos por

trozos de manguera. Los formadores de gotas son agujas hipodérmicas que se introducen en los conectores. La malla formadora de gotas puede colocarse a diferentes alturas, permitiendo variar la carga, obteniendo diferentes intensidades de lluvia simulada.

- El sistema de puesta en régimen: conformado por una bandeja interceptora que se coloca entre el sistema de lluvia y la muestra de suelo. Evitando que se altere el contenido de humedad durante la puesta en régimen.
- El sistema de medición de intensidad: se utiliza la bandeja interceptora. La misma posee una descarga que escurre a un vaso graduado.
- El sistema de recolección del escurrimiento superficial: sobre el lado excavado de la parcela de suelo se coloca una bandeja de descarga, la misma direcciona el agua hacia el instrumento para medir el escurrimiento superficial.

Figura 2.- Simulador de lluvia Tipo B instalado en campo

Las ventajas del ensayo en campo frente al ensayo en Laboratorio explorado anteriormente (Weber y Reyna, 2017) se pueden resumir en:

- Requiere muy poco esfuerzo físico.
- La cubierta vegetal del área seleccionada no se verá modificada por la falta de luz solar.
- Produce muy poca alteración en el suelo ensayado
- La preparación de la parcela para el ensayo se hace de manera rápida
- La cantidad de herramientas y elementos para el ensayo es menor que la utilizada en Laboratorio.

Aún así, el trabajo en campo conlleva algunas desventajas, entre las que se pueden citar:

- Las condiciones climáticas limita la cantidad de días con la posibilidad de realizar ensayos.
- Se deben tomar las correspondientes precauciones para evitar el efecto del viento sobre el experimento (Figura 6).
- Hay un tiempo adicional en el traslado de herramientas y equipo hacia la zona.
- No es posible pesar el suelo ensayado ni obtener datos de percolación del mismo.
- Los servicios pueden no estar al alcance.

Arreglo experimental: El arreglo experimental (Figura 3) consta de un simulador de lluvia de baja presión (A) -cuyos formadores de gotas son agujas hipodérmicas-, alimentado por un banco de bombeo (I), que descarga su precipitación simulada sobre una parcela de 50 x 50 cm, la cual está confinada lateralmente para asegurar la unidimensionalidad del flujo.

El escurrimiento superficial generado se conduce a una canaleta colectora que descarga en un recipiente montado sobre una balanza electrónica que permite registrar la masa de agua acumulada a un intervalo de tiempo prefijado. Previo al inicio del ensayo se mide la intensidad de la lluvia recolectando la precipitación en una bandeja colectora (D) en forma volumétrica. Despreciando otros fenómenos, la infiltración acumulada se obtiene como diferencia entre la precipitación, la intercepción vegetal y el escurrimiento acumulados.

El equipamiento de medición utilizado incluye: una balanza electrónica (de 6 kg x 1 g), con puerto de comunicaciones USB, para el registro del escurrimiento superficial; un sensor de humedad volumétrica de suelo, electrónico de tipo resistivo, también con comunicación USB; y un termómetro infrarrojo (pirómetro) para la medición de la temperatura de quema.

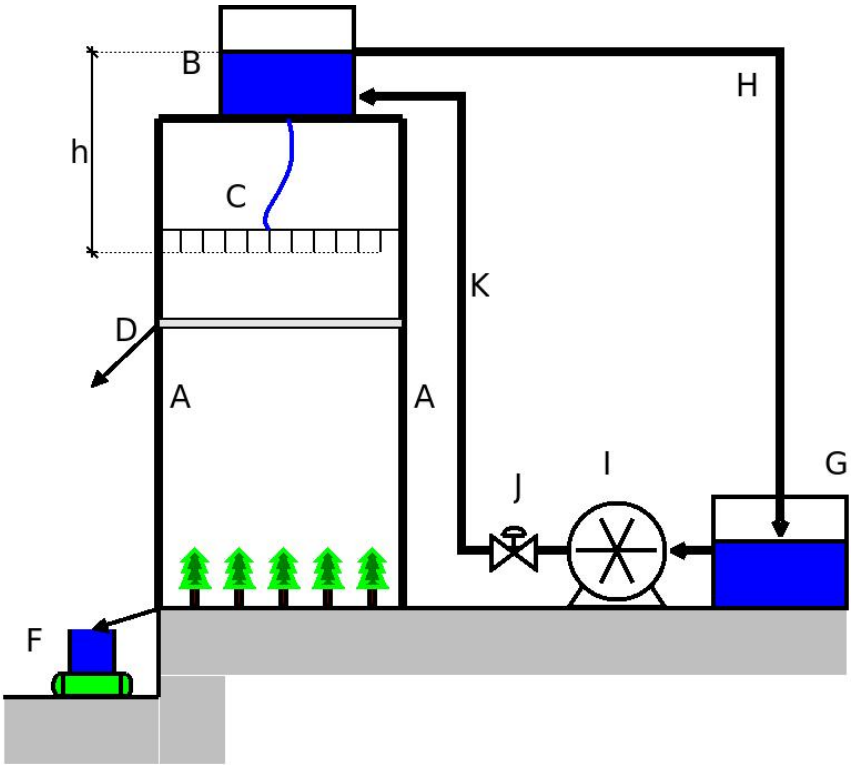


Figura 3.- arreglo experimental

Para la cuantificación del impacto del fuego, se realizaron dos ensayos, denominados pre-incendio y post-incendio, sobre la misma parcela, bajo intensidades de lluvia similares, registrando la variación en el escurrimiento observado.

Instalación, puesta a punto y uso del equipo en campaña: a tal fin, se desarrollan los siguientes pasos:

Excavación del pozo de medición e hincado de chapas laterales (Figura 4): La parcela de ensayo se materializa con el hincado de chapas de confinamiento las que se hincan en el suelo en forma vertical, alrededor de 10 cm de profundidad. Asimismo, en el lado libre se ubica la bandeja colectora del escurrimiento. Las juntas con las chapas se toman con suelo cemento y la junta con la bandeja colectora se toma con sellador siliconado, asegurándose que no se produzcan sobreelevaciones que entorpezcan el flujo hacia la bandeja. Sobre uno de los lados de la parcela es necesario realizar una excavación de aproximadamente 70 x 70 cm de 50 cm de profundidad para instalar la balanza que registrará el escurrimiento superficial y también para instalar el sensor de humedad, que se introducirá horizontalmente hasta el centro de la parcela. La cara expuesta del suelo a ensayar se cubre de un baño de parafina para su impermeabilización (Figura 5).

Figura 4.- Excavación del pozo de medición e hincado de chapas laterales

Figura 5.- Instrumentación del ensayo y parafinado de la cara libre

Instalación del simulador de lluvia y cierre con cortina cortavientos (Figura 6): A diferencia de los ensayos en Laboratorio, en los ensayos en campo, se debe tener en cuenta la acción perjudicial del viento. Para contrarrestarla, se le adicionó al simulador una mampara cortaviento consistente en una cortina plástica.

Puesta en régimen del simulador de lluvia: se coloca la bandeja interceptora (D) (Figura 3), que evitará que precipite sobre la parcela mientras el simulador de lluvia se pone en régimen, y además se utilizará para la medición de la intensidad de la lluvia generada. Se llena el tanque inferior (G), se pone en funcionamiento la bomba (I) y gradualmente se abre la válvula (J) lo cual permitirá que el nivel del agua suba en el tanque superior (B) y comience la alimentación a la parrilla de formadores de gotas (C), los cuales comenzarán a precipitar sobre la bandeja interceptora (D). Al alcanzar el agua en el tanque (B) el nivel del desborde (H), se establece el retorno, y se fija la posición de la válvula (J), logrando el sistema el estado estacionario.

Figura 6.- Simulador de lluvia con cortina cortavientos instalada

Medición de la intensidad de lluvia generada: un vez alcanzado el régimen, se mide en forma volumétrica el caudal escurrido por la bandeja interceptora (D); a partir del área de la misma, se establece la intensidad de la precipitación generada. Esto mismo se realiza al finalizar el ensayo, para verificar que esta intensidad se ha mantenido constante en el tiempo.

Realización del ensayo: se extrae la bandeja interceptora (D) y al mismo tiempo se inicia la medición con la balanza electrónica, registrando la masa de agua escurrida superficialmente. Simultáneamente también se inicia el registro del sensor de humedad de suelo. El ensayo finaliza cuando se ha alcanzado una tasa de escurrimiento relativamente constante, lo que para

los tipos de suelos loéssicos ensayados se alcanza entre los 60 y 90 minutos. Para finalizar, se instala nuevamente la bandeja interceptora (D) y se paran los instrumentos de registro.

Desmontaje de la estructura: se desmonta la estructura del simulador de lluvia y se retiran los instrumentos de medición, dejando instaladas las chapas de confinamiento y preservando la parcela para el ensayo post-incendio.

Ensayo post-incendio: luego de algunos días, los necesarios para alcanzar un estado de humedad inicial equivalente al del ensayo preincendio, se aplica una quema controlada mediante un lanzallamas (Figura 7), se deja enfriar la superficie de la parcela, se montan nuevamente la estructura del simulador y los instrumentos de medición, y se repite el proceso antes indicado.

Figura 7.- Parcela quemada

Intercepción vegetal: La capacidad de intercepción vegetal fue cuantificada mediante el método de humectación artificial. En este método el espécimen a ensayar se pesa, y manteniéndolo sobre la balanza se humecta mediante un rociador, agregando agua hasta alcanzar el peso máximo posible. La diferencia de peso representa la capacidad de intercepción de ese espécimen, en g.

Para cada espécimen en estudio, se capturaron fotografías cenitales con dimensiones de referencia. Luego, mediante un programa de procesamiento digital de imágenes, se rectificó y escaló la imagen y se detectó la máscara correspondiente al área foliar (Figura 8) la que fue medida en función de la escala del píxel. Finalmente, el volumen de agua retenido por el follaje dividido el área foliar da como resultado la capacidad de intercepción como lámina (en mm).

El procedimiento se aplicó reiteradas veces a cada espécimen, para garantizar la repetibilidad de los resultados, previo secado del follaje.

Figura 8.- Procesamiento digital de imágenes para la determinación del área foliar

Caracterización edafológica: Se determinó el contenido de humedad gravimétrico por extracción de muestras in situ y secado en estufa. Se extrajeron muestras representativas para la determinación de: granulometría (por cribado e hidrometría), peso unitario, y ajuste de parámetros del sensor de humedad.

APLICACIÓN Y RESULTADOS

Se decidió trabajar en la zona ubicada al norte del ejido urbano de la ciudad de Alta Gracia, en la urbanización Villa Juana que a la fecha está aún en sus primeras etapas de obra y por lo tanto presenta la ventaja de mostrar las condiciones típicas de los campos ubicados al piedemonte de la vertiente oriental de las Sierras Chicas (Figura 9).

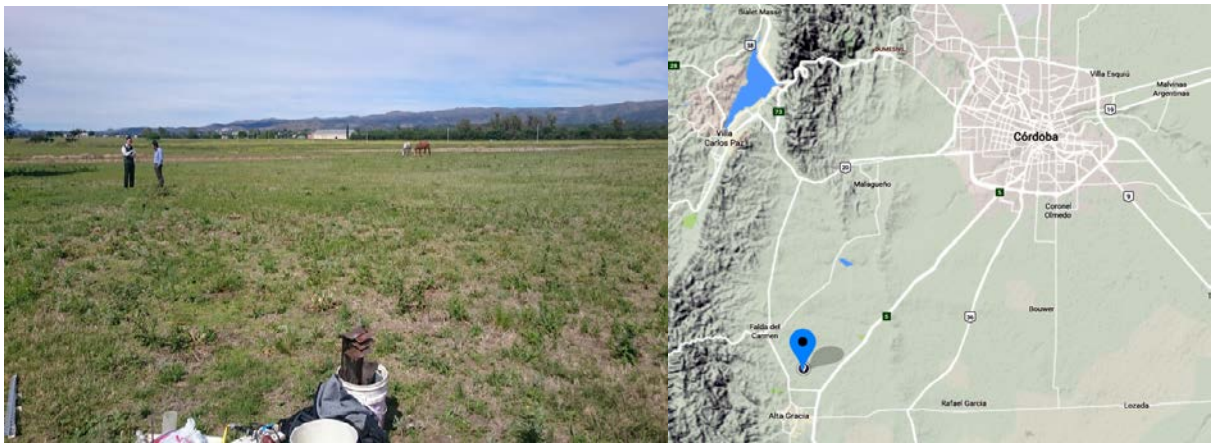


Figura 9.- Sitio de ensayo (izquierda) y su ubicación (derecha)

El ensayo n.º 1, cuyos resultados se presentan, se realizó los días 02/11/16 (pre-incendio) y 23/11/16 (post-incendio). Las intensidades generadas estuvieron entre 111 y 115 mm/h, con una duración de ensayo de 1 h 13 min. El sensor de humedad volumétrica fue instalado a 18 cm de la superficie. La humedad gravimétrica inicial fue del orden del 16 %.

La caracterización granulométrica del suelo mostró la curva de la Figura 10, arrojando un d_{50} de 0,3 mm, con un porcentaje de finos (pasante tamiz 200) del 16 %. Se midió el peso unitario del suelo, resultando en 1500 kg/m³.

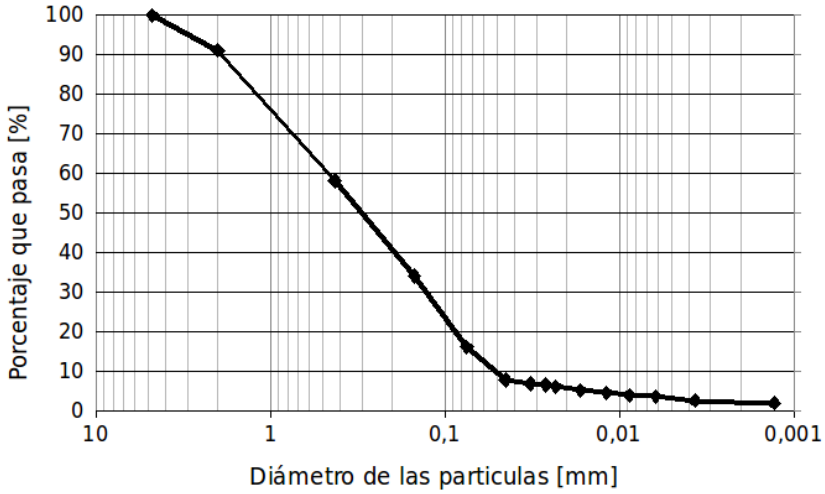


Figura 10.- Curva granulométrica del suelo del sitio de ensayo

En base al análisis de la cobertura vegetal presente en la parcela de ensayo, y el procedimiento antes indicado, se estimó una capacidad máxima de intercepción de 0,37 mm. Esta lámina se descontó a la precipitación acumulada antes de determinar la infiltración, lo que en la práctica provoca un retraso en el inicio de la curva de infiltración acumulada *F(t)*.

Se produjo una quema controlada de la superficie de la parcela, con el soplete vertical a una altura de 22,5 cm, bajo temperaturas del orden de los 750 ºC actuando durante 90 segundos a temperatura constante. Estas condiciones intentan simular la transferencia de energía típica en los incendios forestales reales.

En la Figura 11 se presenta la infiltración acumulada medida para ambos ensayos, pre y post-incendio. Puede verse una significativa reducción en la capacidad de infiltración, que al finalizar el ensayo (alrededor de 1,2 hs) pasa de 113 mm a 69 mm (una reducción de casi el 40 %). La tasa de infiltración base se redujo de 85 mm/h para la situación pre-incendio a 40 mm/h para la post-incendio.

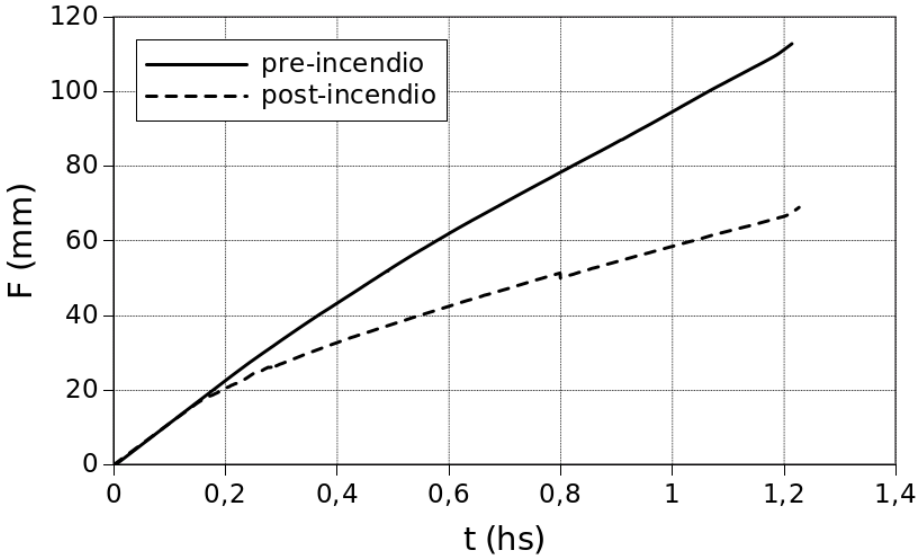


Figura 11.- infiltración acumulada pre y post-incendio - sitio 1

CONCLUSIONES

Ha sido posible poner a punto la técnica de medición a campo de la alteración de la capacidad de infiltración de los suelos por acción del fuego. Esta técnica ha mostrado ser más versátil que la correspondiente evaluada previamente en el laboratorio, definiendo entonces que la serie de ensayos rutinarios a llevar a cabo en el futuro se realice en campo.

El simulador de lluvia nuevamente se muestra como una herramienta poderosa para la caracterización experimental de procesos hidrológicos. La instrumentación digital, en relación a la metodología de medición manual utilizada con el simulador tipo "A", ha posibilitado la adquisición de un volumen y calidad de información sin precedentes; la incorporación del sensor de humedad posibilitará en un futuro el análisis no sólo de la capacidad de infiltración, sino también del flujo en el medio poroso no saturado subyacente.

Las temperaturas alcanzadas en el fuego prescripto caen dentro del rango de temperaturas estimadas en incendios forestales típicos (Dennison et al, 2006). Los tiempos de acción del fuego son compatibles con las velocidades de propagación obtenidas por simulación numérica en trabajos previos en la región (Weber et al, 2013).

La reducción observada en la capacidad de infiltración, debido al fuego, validaría la hipótesis de investigación. Cabe destacar que este mismo comportamiento se observó en el ensayo realizado en laboratorio (Weber y Reyna, 2017) pero con reducciones menores (del orden del 9 %).

A partir de estos resultados, se asume válido el procedimiento y se procede a desarrollar una campaña de medición sistemática del impacto del fuego en la infiltración, bajo condiciones variables como intensidad de la lluvia, contenido inicial de humedad, cobertura vegetal, etc.

Agradecimiento. *Los autores desean agradecer a los becarios de investigación, Gabriel Bogino Castillo y Alexis Padrón Gentile, a la urbanización Villa Juana a través de Nicolás Vargas, y a la Secretaría de Ciencia y Tecnología de la U.T.N. por la financiación de la presente investigación.*

LISTA DE SÍMBOLOS

F: infiltración acumulada

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Baker, M. B. Jr. (1990). "Hydrologic and water quality effects of fire". *Proceedings of a Sympossium on Effects of Fire Management of Southwestern Natural Resources*. Technical report, USDA Forest Service, 1990.

Consigli, R. E. (1999). *El productor agropecuario y los incendios rurales. Sitio Argentino de Producción Animal*. URL http://www.produccion-animal.com.ar/incendios_y_uso_del_fuego/14-productor_y_los_incendios_rurales.pdf.

DeBano, L. F. , Folliott, P. F., y Baker, M. B. Jr. (1996). *Fire severity effects on water resource*.. Technical report, USDA Forest Service. Mountain Research Station, 2005.

Dennison, P. E., Charoensiri, K., Roberts, D. A., Peterson, S. H., & Green, R. O. (2006). "Wildfire temperature and land cover modeling using hyperspectral data". *Remote Sensing of Environment*, 100(2), 212-222.

Neary, D. G., Ryan, K. C. y DeBano, L. F. (2005). *Wildland fire in ecosystems: effects of fire on soils and water.* Technical report, Department of Agriculture, Forest Service, Rocky

Tiedemann.A. R. (1978) "Regional impact of fire". *Proceedings of the conference "Fire and Ecosystems Properties"*. Technical report, USDA Forest Service.

Weber, J. F., Apestegui, L., Baldazar, E. (2011) "Medición de la capacidad de infiltración in situ de suelos de la ciudad de Córdoba mediante un microsimulador de lluvia portátil". *XXIII Congreso Nacional del Agua - CONAGUA 2011* , Resistencia. pp. 235-254.

Weber, J. F., Stehli, P. T., Jorquera, E. (2013). "Modelación matemática de los incendios en la zona serrana de la provincia de Córdoba". *IV Congreso de Matemática Aplicada, Computacional e Industrial - MACI 2013*, Buenos Aires, 15 al 17 de mayo de 2013.

Weber, J. F., Reyna, S. M. (2016). "Medición en laboratorio de la capacidad de infiltración en suelos mediante un simulador de lluvia". *XXVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica*, Lima, Perú, 26 al 30 de setiembre de 2016.

Weber, J. F., Reyna, S. M. (2017). "Mediciones preliminares en laboratorio del impacto del fuego en la capacidad de infiltración". *V Simposio sobre Métodos Experimentales en Hidráulica - MEH17*. 7, 8 y 9 de junio de 2017. Buenos Aires, Argentina.

MODELACIÓN HIDROLÓGICA DISTRIBUIDA DE CUENCAS TORRENCIALES EN LA PROVINCIA DE CATAMARCA

Juan F. Weber[1], Miqueas Moreno[1], Carlos Marcelo García[2]

[1]Laboratorio de Hidráulica, Departamento de Ingeniería Civil, Facultad Regional Córdoba, Universidad Tecnológica Nacional - Córdoba – Argentina.
[2]Laboratorio de Hidráulica, Centro de Estudios y Tecnología del Agua – CETA, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba
e-mail: jweber@frc.utn.edu.ar

RESUMEN

En enero de 2014 se produjeron crecidas extraordinarias en los ríos Ambato, Los Nogales, Siján y Saujil (Catamarca), provocando un arrastre y sedimentación de material sólido inusuales en las localidades de El Rodeo y Siján que causaron tanto víctimas como daños materiales. En el marco de un proyecto entre cuyos objetivos se encontraba poder cuantificar, al menos en forma indirecta, la capacidad de producción de sedimentos y la vulnerabilidad ante amenazas similares de las secciones de cierre de las cuencas mencionadas, se desarrolló e implementó un modelo hidrológico distribuido para la simulación hidrológica de estas cuencas, ante un conjunto de eventos hipotéticos. La tarea fue llevada a cabo mediante la elaboración de cinco modelos hidrológicos de cuenca con propiedades distribuidas espacialmente. Para la implementación de los modelos mencionados, se utilizó el software T-REX (Two-dimensional Runoff, Erosion, and eXport), un modelo explícito de base física desarrollado por la Universidad Estatal de Colorado (EEUU) y de código abierto. Los resultados obtenidos permiten caracterizar el comportamiento hidrológico de las cuencas mencionadas, y sirven de base para el posterior modelado sedimentológico de las cuencas.

ABSTRACT

In January 2014, there were extraordinary floods in the Ambato, Los Nogales, Siján and Saujil rivers (Catamarca), causing huge erosion and sedimentation amounts in the localities of El Rodeo and Siján, which caused both death and material damages. Within the framework of a project to aim to quantify, at least indirectly, sediment production capacity and vulnerability to similar threats in the closure sections of the mentioned basins, a distributed hydrological model was developed and implemented, for the hydrological simulation of these basins under a set of hypothetical events. The task was carried out through the elaboration of five hydrological basin models with spatially distributed properties. For the implementation of the mentioned models, the T-REX (Two-dimensional Runoff, Erosion, and eXport) open -source software was used, which is an explicit physical base model developed by Colorado State University (USA). The results obtained allow to characterize the hydrological behavior of the referred basins, and serve as the basis for their subsequent sedimentological modeling.

INTRODUCCIÓN

En enero de 2014 se produjeron crecidas extraordinarias en los ríos Ambato, Los Nogales, Siján y Saujil (Catamarca), provocando un arrastre y sedimentación de material sólido inusuales en las localidades de El Rodeo y Siján que causaron tanto víctimas como daños materiales (Figura 1). En el marco de un proyecto entre cuyos objetivos se encontraba poder cuantificar, al menos en forma indirecta, la capacidad de producción de sedimentos y la vulnerabilidad ante amenazas similares de las secciones de cierre de las cuencas mencionadas, se desarrolló e implementó un modelo hidrológico distribuido para la simulación hidrológica

de estas cuencas, ante un conjunto de eventos hipotéticos.

Figura 1.- Destrucción en El Rodeo.

OBJETIVOS

El objetivo general del proyecto en el cual se enmarca este trabajo, fue estimar la producción de sedimentos de las cuencas de los ríos Ambato, Los Nogales, Sijan y Saujil en la provincia de Catamarca a través del uso de modelos computacionales, para diversos eventos hidrológicos hipotéticos. Como objetivo específico de este trabajo se puede citar el implementar modelos hidrológicos distribuidos de las cuencas mencionadas, que permitan cuantificar la respuesta hidrológica de dichas cuencas ante la variabilidad espacio-temporal de eventos lluviosos.

REGIÓN DE ESTUDIO

La zona de estudio se localiza en el sector sur de la provincia de Catamarca (noroeste argentino) a 38 km al noroeste de la capital provincial. La sierra de Ambato (orientada localmente en dirección norte-sur) divide la región en dos, sobre la ladera oeste de la misma, se sitúan las cuencas de los ríos Siján y Saujil pertenecientes al departamento de Pomán y sobre la este, las cuencas de los ríos Ambato, Seco y Los Nogales pertenecientes al departamento de Ambato (Figura 2).

Topografía. De acuerdo a Barbeito et al (2016), a nivel regional el relieve se ajusta al estilo tectónico de las Sierras Pampeanas caracterizado por lineamientos de bloques de orientación meridional, elevados por fallamiento regional en forma fuerte hacia el oeste y basculados en forma más tendida, en dirección este. Las pendientes medias definen relieves que varían de plano a muy escarpado, parámetro que tiene estrecha relación con la velocidad de la escorrentía y su poder de erosión y arrastre. Por su parte, la altitud tiene incidencia en la rigurosidad de las condiciones climáticas que favorecen la fragmentación y disgregación de las rocas por efecto del congelamiento (crioclastía) y la acción de los procesos de remoción en masa (caídas, deslizamientos y flujos), a la vez que condiciona la distribución e intensidad de

las precipitaciones por el efecto orográfico.

Clima. Cabe diferenciar entre la Falda Oriental y la Falda Occidental del cordón del Ambato.

Falda occidental: El clima de la región es cálido y árido, con una gran amplitud térmica. Los veranos son cálidos y secos con medias entre 28-29 ºC, mientras que los inviernos son templados con medias entre 11- 13 ºC, sin temperaturas extremas. La humedad relativa oscila entre 50 y 70 % durante todo el año, aunque entre Septiembre y Noviembre suele disminuir. A su vez la frecuencia e intensidad de los vientos son elevadas. Las precipitaciones anuales oscilan entre 200-350 mm. de régimen estival (Noviembre-Marzo), siendo el déficit hídrico superior a los 600 mm anuales

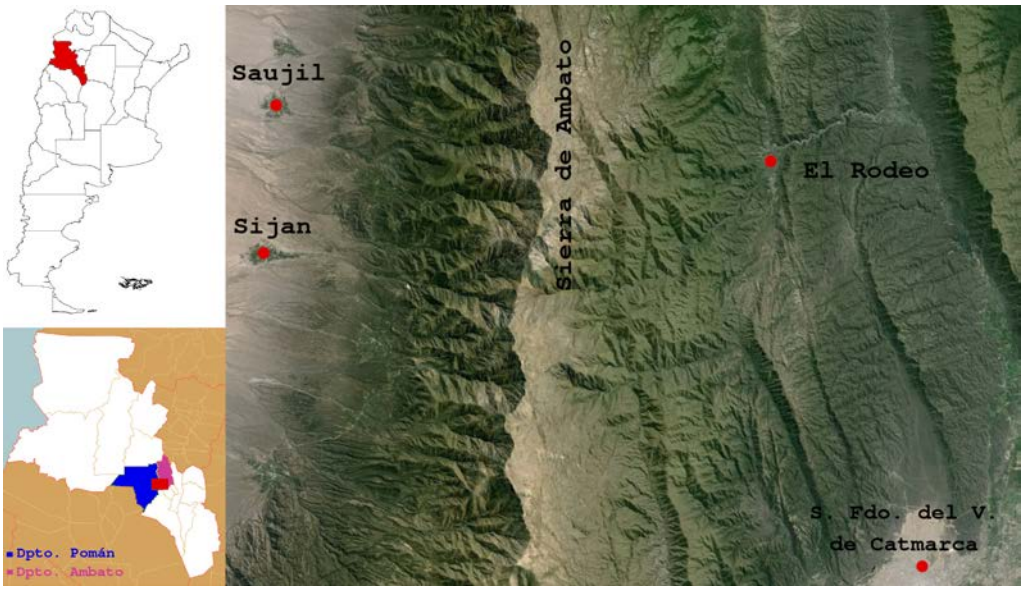


Figura 2.- Localización de la zona de estudio.

Falda oriental: El clima es de tipo continental con características de semiaridez, la temperatura media en verano es de 26-28 ºC, mientras que los inviernos son templados con medias de entre 11 y 14 ºC. con inviernos secos y veranos cálidos con precipitaciones escasas de intensidad, distribución espacial y duración dependientes del factor orográfico.

Vegetación: la zona de estudio se enmarca principalmente en la provincia chaqueña con presencias menores de las provincias Alto Andina, Prepuna, Chaco y Yungas (Morlans, 1995).

- Alto Andina: Se caracteriza por presentar una vegetación baja y rala, con predominio de estepas de gramíneas xerofíticas y duras, y presencia de vegetación propia del dominio en las altas cumbres.
- Prepuna: Su principal característica es la presencia de Cactáceas columnares de gran tamaño, Cardonales (cactus de gran tamaño) y Chaguarales (Bromeliáceas), que típicamente ocupan los faldeos de los cordones montañosos y la loma de cerros más bajos, por encima de las comunidades climáxicas del Monte.
- Chaco: La vegetación característica del Chaco Serrano se dispone en “cinturones” o “pisos”, cada uno de los cuales presenta una estructura y composición particular.
- Yungas: Se caracteriza por presentar una vegetación de tipo selvático que se desarrolla en faldeos de montaña, valles y quebradas y áreas de piedemonte, bajo un clima cálido

y húmedo. El elemento arbóreo predominante es el Aliso (Alnus acuminatus).

Geología: la sierra de Ambato se ajusta al estilo tectónico de las Sierras Pampeanas Noroccidentales manifiesto en bloques de basamento cristalinos elevados por efecto de fallas meridionales de magnitud regional, en forma fuerte en dirección oeste y basculados en forma más tendida, en dirección este (Barbeito et al, 2016). La máxima elevación alcanza en el cerro El Manchao los 4575 m.s.n.m.

Hidrografía: De acuerdo al límite geográfico que representa la serranía de Ambato se puede separar la región en dos zonas: cuencas de la zona este y cuencas de la zona oeste.

Cuencas de la zona este: Nacen en la ladera Oriental de la Sierra de Ambato. De régimen pluvial, su caudal es aportado por la humedad de los vientos provenientes del Este que son retenidos por sierra. Atraviesan la localidad del Rodeo, confluyendo aguas abajo de la misma. Posteriormente a la altura de la localidad de La Puerta tributan al Rio del Valle, siendo éste el colector más caudaloso de la Provincia de Catamarca. Se incluyen las siguientes: Cuenca del río Ambato o El Rodeo (150 km²), Cuenca del río Los Nogales (90 km²), Cuenca del río Seco (43 km²).

Cuencas de la zona oeste: Forman parte del conjunto de arroyos y ríos que son tributarios al Salar de Pipanaco. Nacen en la ladera Occidental de la Sierra de Ambato siendo la divisoria de aguas este, coincidente con la línea cumbrera de la misma. Debido a que se aprovecha la totalidad de los caudales de estiaje de los ríos, el agua alcanza el Salar sólo cuando se presentan grandes crecidas. Fluyen de oeste a este, en su recorrido atraviesan las localidades de Saujil y Siján, del departamento Pomán, que dan nombre a dichas cuencas. De la misma manera que las de la zona este, son de régimen pluvial. Se incluyen las siguientes: Cuenca del río Siján o Pajanco (34 km²), Cuenca del río Saujil (34 km²).

MODELO HIDROLÓGICO

TREX (Two-dimensional Runoff, Erosion, and eXport model) es un modelo bidimensional de escurrimiento, erosión y transporte de sedimentos y contaminantes (England et al, 2007; Velleux et al, 2008). Está basado en el modelo de cuencas CASC2D. Los procesos hidrológicos simulados son: precipitación, intercepción, infiltración y pérdidas por transmisión en el cauce, almacenamiento, flujo superficial y en canales y derretimiento de nieve .

El ciclo hidrológico comienza con la precipitación (pluvial y/o nival), una fracción de la misma quedará retenida en la vegetación, la precipitación excedente está disponible para infiltrar o escurrir superficialmente. En este modelo se utiliza la relación de Green y Ampt para definir la infiltración en la superficie del terreno y en los cauces. Si la tasa de precipitacion supera a la de infiltración, el agua se almacena en las depresiones del terreno hasta un determinado umbral que da comienzo al flujo superficial. Este flujo está gobernado por las leyes de conservación de la masa y de la cantidad de movimiento, TREX utiliza la aproximación de la onda difusiva unidimensional en cauces y bidimensional en la superficie de la cuenca, suponiendo que el flujo es turbulento y que la resistencia al flujo se puede describir utilizando la formulación de Manning (Weber et al, 2013).

Para simular el proceso hidrológico, TREX plantea una solución numérica explícita de las ecuaciones de balance de masa mediante la segmentación de la cuenca en elementos cuadrados iguales, a los cuales se le asignan los parámetros relativos a las características de infiltración del suelo y coeficientes de rugosidad.

Este modelo es de código libre, está escrito en el lenguaje de programación C y está disponible en la página web de la Universidad Estatal de Colorado, tiene una fuerte base física en la conceptualización de los procesos superficiales, pero no considera los procesos subsuperficiales y subterráneos.

Procesos Hidrológicos en TREX: Se describen someramente a continuación las ecuaciones que representan los procesos hidrológicos relevantes incluidos en el modelo TREX (Velleux et al., 2008).

Precipitación, intercepción y almacenamiento: El volumen bruto de precipitación (V_g) que llega a la superficie en función del tiempo, es igual a la intensidad de precipitación bruta (i_g) por el área de la región donde ocurre la precipitación (A_s). El volumen neto (V_n) resulta de descontarle al bruto el volumen interceptado (V_i). El balance se explicita en la ecuación (1).

$$\frac{\partial V_g}{\partial t} = i_g . A_s \quad \Rightarrow \quad V_n = V_g - V_i \tag{1}$$

Según el volumen interceptado sea mayor o menor al volumen bruto, habrá o no volumen neto de agua sobre la superficie de la cuenca. En este cálculo no se realiza ningún descuento referido a volumen evapotranspirado, ya que es un modelo de eventos y se puede despreciar ese término. El volumen de precipitación neta también se puede expresar como una tasa de precipitación neta (efectiva):

$$i_n = \frac{1}{A_s}\frac{\partial V_n}{\partial t} \tag{2}$$

Infiltración: Para definir la infiltración de agua en la superficie de la cuenca como así también en los cauces que la forman, el modelo TREX utiliza las relaciones de Green y Ampt (1911, citado por Chow et al. (1994)).

$$f = K_h\left(1 + \frac{\psi(1 - S_e)\theta_e}{F}\right) \tag{3}$$

donde K_h es la conductividad hidráulica, ψ es la altura de succión del frente de saturación (altura de succión capilar), S_e es el porcentaje de saturación efectiva del suelo, θ_e la porosidad efectiva del suelo, f la tasa de infiltración y F la altura de infiltración acumulada, vinculadas a través de:

$$f = \frac{dF(t)}{dt} \tag{4}$$

lo cual da lugar a una relación no lineal resuelta a través de un método iterativo (Chow et al., 1994).

Flujo superficial: La fracción de precipitación no retenida ni infiltrada genera un flujo superficial, tanto mantiforme (bidimensional) como en canales (unidimensional). El flujo superficial puede ocurrir cuando la profundidad del agua en el plano terrestre supera el umbral de almacenamiento de la depresión. El flujo superficial se rige por la conservación de la masa (continuidad) y la conservación de cantidad de movimiento. Las ecuaciones de continuidad para el flujo en dos dimensiones gradualmente variado, sobre un plano rectangular en coordenadas (x, y) son:

$$\frac{\partial h}{dt} + \frac{\partial q_x}{dx} + \frac{\partial q_y}{dy} = i_n - f + W = i_e \tag{5}$$

donde h es la altura de flujo superficial, W es un término fuente/sumidero (descarga/aporte unitario puntual), i_n es la intensidad de precipitación neta (obtendia a partir de 1), i_e es la intensidad de precipitación en exceso, y q_x, q_y son los caudales por unidad de ancho en la dirección x o y. Suponiendo que el flujo es turbulento y la resistencia se puede describir utilizando la formulación de Manning (en unidades del SI), las relaciones de escurrimiento-profundidad son:

$$q_x = \frac{S_{fx}^{1/2} h^{5/3}}{n} \tag{6}$$

$$q_y = \frac{S_{fy}^{1/2} h^{5/3}}{n} \tag{7}$$

mientras que en el flujo superficial en canales (ríos y arroyos) se aplica una formulación equivalente pero unidimensional.

Cálculos en TREX: Para simular el conjunto de los procesos hidrológicos descriptos, se deben asignar los valores para cada parámetro del modelo y deben ser resueltas las ecuaciones de balance de masa definidas en el marco del modelo determinístico-conceptual. Las ecuaciones de conservación de masa (5 su equivalente unidimensional) son discretizadas en diferencias finitas, mientras que la integración numérica temporal se realiza con un esquema hacia adelante (Euler):

$$s_{i+1} = s_i + s'_i \, \Delta t \tag{8}$$

siendo s_{i+1} el valor de la variable del modelo en el tiempo $t + \Delta t$, s_i el valor de la variable del modelo en el tiempo t, s'_i el valor de la derivada de la variable con respecto al tiempo en el tiempo t, y Δt el paso de tiempo para la integración numérica. La solución numérica explícita se consigue mediante la segmentación de la cuenca hidrográfica entera en elementos cuadrados iguales, a los cuales se les asignan los distintos parámetros relativos del modelo. Como cada parámetro está definido, se supone que es uniforme en toda el área de la celda,

este valor actual es asignado a un punto central nodal (figura 3).

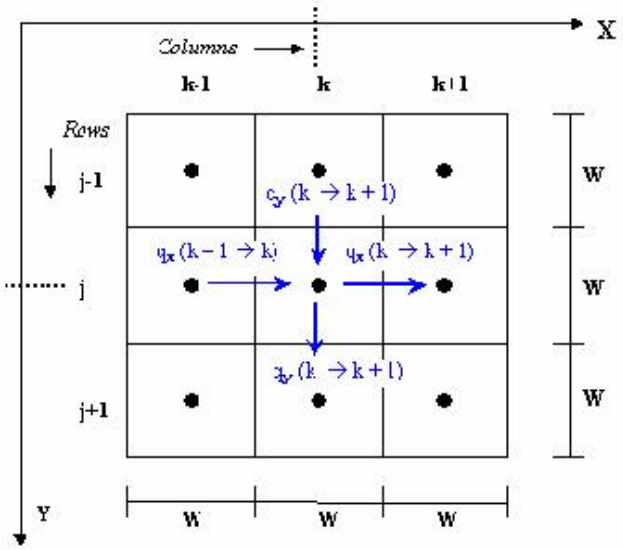


Figura 3.- Discretización espacial en el modelo TREX

Datos y Parámetros a ingresar : TREX requiere un archivo de entrada principal que controla la mayoría de los aspectos de la simulación. Dentro de este archivo de entrada principal, las entradas se dividen en seis grupos de parámetros relacionados (Grupos de datos de A a F). Este archivo también especifica una serie de archivos de entrada auxiliares que se requieren para operar el modelo. Los archivos auxiliares de entrada se utilizan para definir las características específicas de la simulación como los límites de la cuenca hidrográfica, la topografía, clases de suelos y uso de la tierra, etc.

La ventaja que posee TREX es que muchos de estos archivos auxiliares (como así también los archivos de resultados) pueden ser procesados y visualizados mediante un sistema de información geográfica (SIG), particularmente GRASS (Neteler y Mitasova, 2008), que tiene un nivel de integración muy alto con TREX a través de sus interfaces de lectura-escritura.

APLICACIÓN

La aplicación del modelo T-REX requiere del ingreso de toda la información que caracteriza a la región de estudios. Los datos requeridos para la construcción del modelo se podría resumir en los siguientes:

- Eventos hidrometereológicos.
- Topografía de cuenca y cauces.
- Delimitación de cuencas y región de cálculo.
- Tipo y uso de suelo.

El conjunto de información de partida incluye mapas digitales, información recogida en campo y datos existentes en regiones geográficas similares. Debe tenerse en cuenta que los datos que se requieren, deben ser ingresados a nivel de celda por lo que resulta inevitable realizar una cuantificación de la información cualitativa con la que se dispone.

Eventos hidrometeorológicos: Para la caracterización de la tormenta se requirió definir los siguientes aspectos.

- Lámina de precipitación: Para la definición de la lámina precipitada se utilizaron las relaciones de intensidad, duración y probabilidad de excedencia (idT) desarrolladas por el C.E.T.A. (CETA, 2016). Para la determinación de las curvas idT se aplica el método DIT (Caamaño y Dasso, 2003), el cual necesita, información pluviográfica, existente próximo a la zona de trabajo; e información pluviométrica, ubicada en los lugares específicos de estudio (localidades de El Rodeo, Siján y Saujil). En la Figura 4 se muestra, a título de ejemplo, la relación idT así definida para la localidad de El Rodeo.
- Relación entre lámina precipitada, área y duración: Para la definición de esta relación se hizo uso de la expresión determinada por Diez et al (1994), obtenidas al analizar precipitaciones simultáneas en 7 o más lecturas, en un total de 13 estaciones de la provincia de Catamarca, con registros de entre 8 y 40 años:

$$pp = e^{-\left(0{,}0012 - 0{,}9541 \cdot 10^{-4} D\right) A} \qquad (9)$$

donde: *pp* es la precipitación relativa al núcleo correspondiente a una isohieta elíptica de área *A* (km²) de un evento de duración *D* (h). También definido como coeficiente de decaimiento areal (CDA).

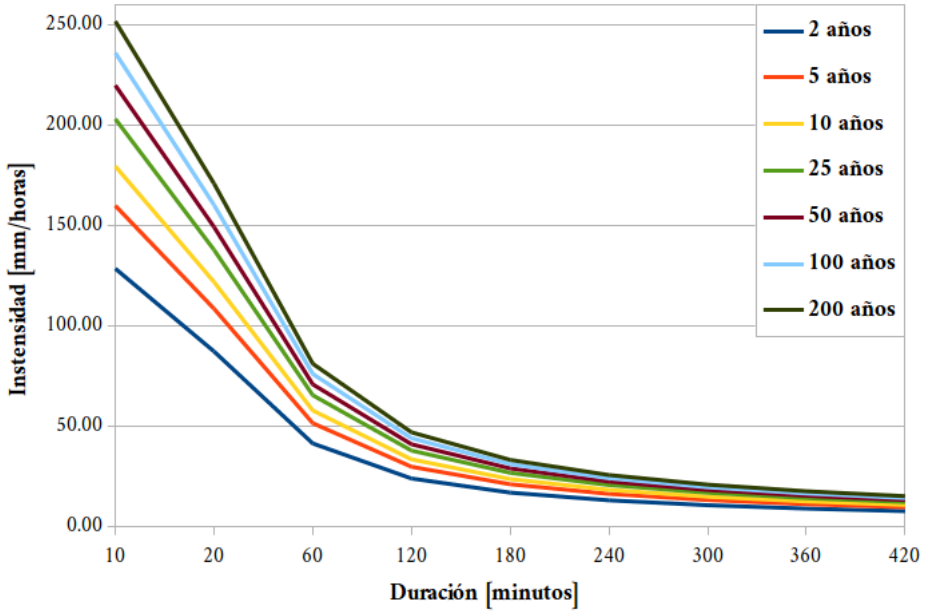


Figura 4.- Relación idT para El Rodeo obtenida a partir del método DIT

- Definición del patrón típico de tormenta: Se lo asume con una distribución elíptica en planta de acuerdo a lo establecido por Hansen et al (1982), discretizado originalmente en 14 niveles (denominados de A a N), cada uno de los cuales encierra un área específica. Las relaciones entre las longitudes de los ejes mayor y menor de las elipses son 2,5 a 1. Para obtener la intensidad de precipitación para cada isohieta se ingresa a la ecuación (9) con el área de la misma y la duración del evento y se obtiene el CDA.

- Desplazamiento de la tormenta: Siguiendo lo realizado por Weber et al (2012), para la simulación del desplazamiento de la tormenta a lo largo de la cuenca, se asumieron las siguientes hipótesis:

    - La velocidad y dirección del viento es constante mientras la tormenta transita a lo largo de la cuenca.
    - La forma de la tormenta permanece invariante en su tránsito a través de la cuenca.
    - Las intensidades asociadas a cada sector elíptico se mantienen constantes durante el mismo recorrido.
    - La trayectoria del núcleo de las tormentas simuladas pasa por el baricentro de la cuenca.

    Se realizó un análisis estadístico de la información disponible en las estaciones Andalgalá y Catamarca del Servicio Meteorológico Nacional, en relación a la dirección e intensidad del viento.

Mapas temáticos: la información requerida por el modelo T-REX se presentó a través de mapas *raster*, que incluyen

- Modelo digital de elevación (DEM): se utilizó la información obtenida por la misión ASTER-GDEM, de resolución original 30 x 30 m, pero remuestreada (por requerimientos de T-REX en la representación de los cauces) a una resolución de 90 x 90 m.
- Red de drenaje: se obtuvo a través de la herramienta GRASS-GIS (Neteler y Mitasova, 2008). Esta herramienta genera los mapas de segmentos de cauce y mapas de nodos de cauce. Esta información representa la red de drenaje a ingresar a T-REX (Figura 5).

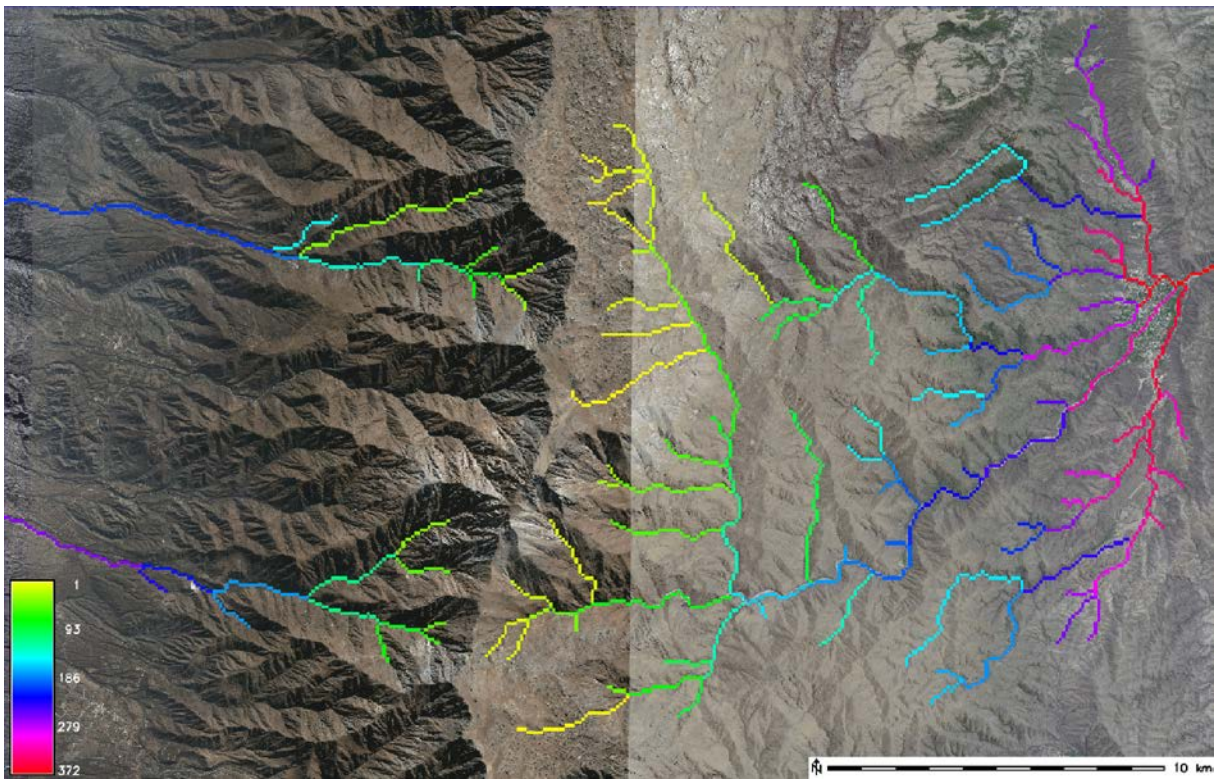


Figura 5.- Superposición de la red de drenaje extraída con GRASS-GIS y la imagen satelital.

- Cobertura vegetal. Mapa de uso de suelo: La caracterización de la vegetación se hizo por medio de la reclasificación del mapa del índice NDVI. Los valores del NDVI están en función de la energía absorbida o reflejada por las plantas en diversas partes del espectro electromagnético. La respuesta espectral que tiene la vegetación sana, muestra un claro contraste entre el espectro del visible, especialmente la banda roja, y el Infrarrojo Cercano (NIR). Para el cálculo del índice se utilizó la captura con fecha 28-02-2014 realizada por los sensores OLI/TIRS del grupo de satélites Lansat 8. El álgebra de bandas y posterior reclasificación se ejecutó con ayuda de GRASS-GIS. En la Figura 6 puede apreciarse el mapa de cobertura vegetal obtenido de esta forma.

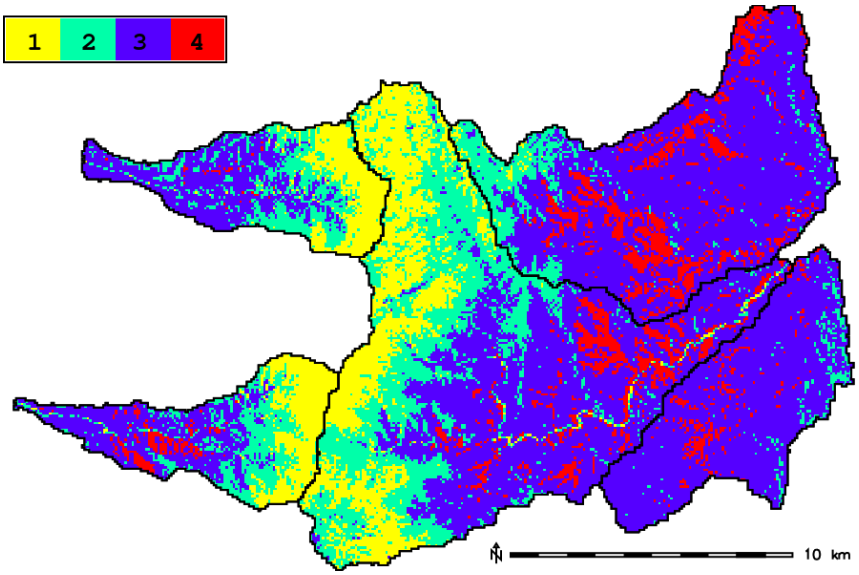


Figura 6.- Mapa de NDVI reclasificado para las cuencas de estudio. (1) Roca/suelo desnudo ; (2) pastizales; (3) arbustos; (4) Bosque

- Tipo de suelo: Para la generación del mapa de tipo de suelo se analizaron tres propiedades inherentes a la naturaleza y estado del mismo; la litología, la pendiente y la cobertura vegetal.

    - Litiología. El mapa de litología surgió de la reclasificación de un mapa temático del trabajo de Barbeito et al (2016).
    - Mapa de pendientes. Para la creación del mapa de pendientes se utilizó la herramienta GRASS-GIS, en base al DEM elaborado.

    En base a lo anterior se generó el mapa de tipos de suelos (Figura 7).

Caracterización de la red de drenaje: se asumió, en forma simplificada, una sección transversal rectangular, con una profundidad máxima de 10 m, un *n* de Manning de 0,050; mientras que el ancho de los cauces se midió mediante fotointerpretación de las imágenes satelitales disponibles.

Escenarios de modelación: según la ubicación del núcleo de la tormenta, se consideraron tres situaciones: cumbre, oriente y occidente (Figura 8). Para cada uno de ellas, se definieron cinco velocidades de desplazamiento de la tormenta (entre 0 y 40 km/h), y tres direcciones (N E − SO, NO − SE, N − S). Para el análisis de los 46 eventos seleccionados fue necesario ejecutar

127 simulaciones, en 36 computadoras en simultáneo.

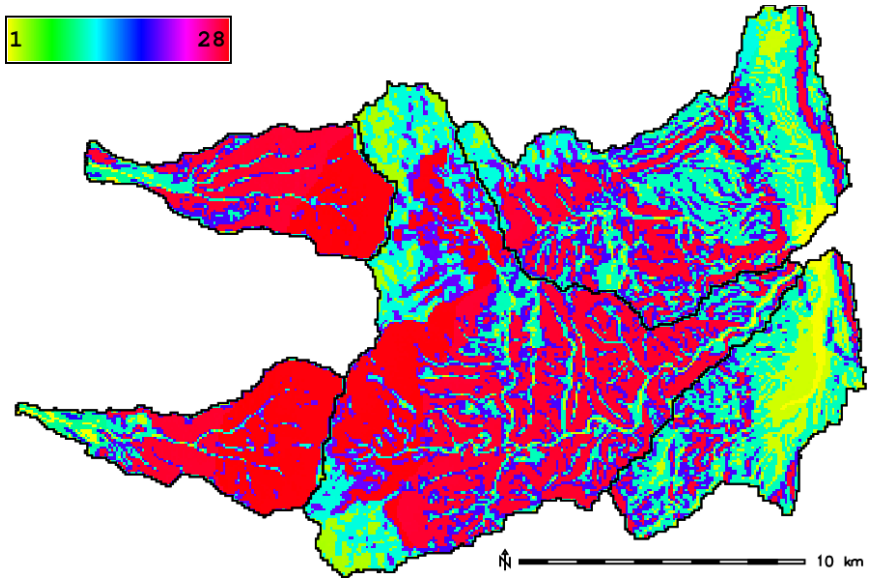


Figura 7.- Mapa de tipos de suelo para las cuencas de estudio.

RESULTADOS

La Tabla 1 presenta una síntesis de los resultados del modelo hidrológico (Caudal pico y profundidad máxima de inundación) para los 46 eventos seleccionados.

Para cada evento se obtuvieron: mapas de precipitación acumulada (en la Figura 9 se presenta, a modo de ejemplo, el de las cuencas de la vertiente occidental bajo en escenario occidente, con una velocidad de desplazamiento de la tormenta de 10 km/h); y los correspondientes hidrogramas de crecida. Además, el programa permite obtener un mapa de profundidades de inundación para cada paso de tiempo reportado en los resultados. Como ejemplo, en la Figura 3 se presentan los resultados correspondientes a la cuenca de Siján, con una tormenta de dirección nordeste-suroeste que se desplaza a una velocidad de 10 [km/h], en sentido nordeste, sobre el escenario occidente.

Finalmente, en la Figura 11 se muestra la variación de los caudales pico obtenidos, en función de la dirección y velocidad de desplazamiento de la tormenta, para las cinco cuencas estudiadas.

CONCLUSIONES

Por su naturaleza topográfica, las cuencas analizadas presentan una alta tendencia a la generación de avenidas repentinas frente a eventos lluviosos extremos, demostrando la alta vulnerabilidad de las localidades de Siján, Saujil y El Rodeo.

Puede apreciarse que para todos los casos los mayores caudales y alturas registradas se dan para los eventos estáticos. A su vez, para todas las cuencas a excepción de la de río Seco, se observa que los picos máximos se dan para las tormentas que inician en la cabecera de la

cuenca es decir en la sierra de Ambato. Para las tormentas en movimiento de cualquier dirección se puede notar que los valores de caudal pico y altura máxima de agua en los cauces se incrementan en forma conjunta con la velocidad de desplazamiento de la tormenta.

En el escenario occidente se puede apreciar que los mayores valores para Siján se dan para los eventos de dirección noroeste, mientras que en Saujil ocurren para la dirección ortogonal. Para el escenario oriente se puede observar que los eventos que se originan en la sierra de Ambato y descienden con dirección nordeste y sudeste son los de mayores valores. En su conjunto se puede notar que la dirección noroeste es en su conjunto la que produce mayores caudales y alturas de escurrimiento. Para la dirección nordeste se aprecia que los valores máximos de caudal y altura de agua se dan para la tormenta con una velocidad de desplazamiento de 20 [km/h].

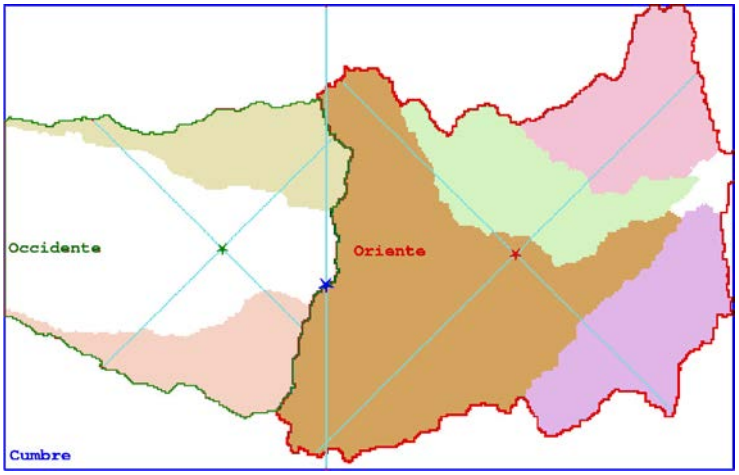


Figura 8.- Escenarios delimitados con sus respectivos baricentros y trayectoria de tormentas.

Tabla 1.- Caudales pico (Qp, en m³/s) y profundidades máximas de inundación (Hm, en m) en su valor medio y su rango de variación (entre paréntesis) según cuenca y escenario de simulación.

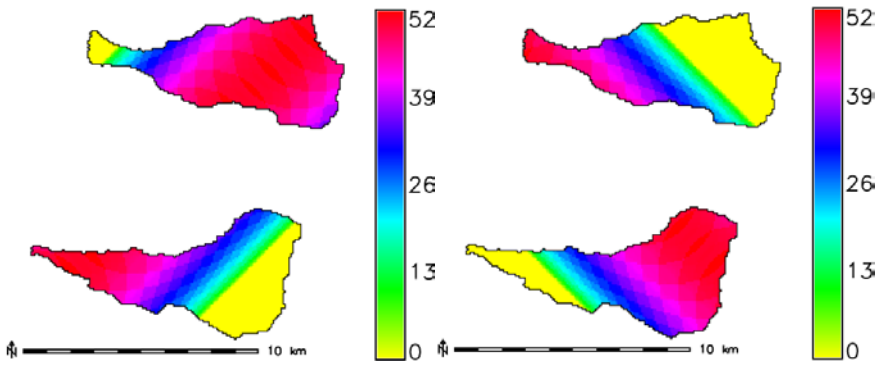


Figura 9.- Lámina acumulada (mm) para el escenario occidente con una velocidad de desplazamiento de la tormenta de 10 km/h

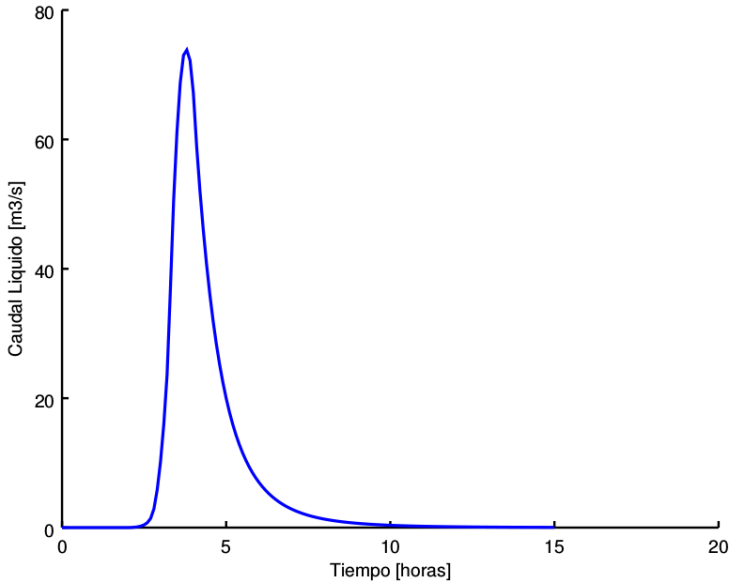


Figura 10.- Hidrograma líquido, cuenca de Siján, NE-SO. 10 km/h

Puede observarse que los eventos analizados en el escenario cumbre presentan grandes similitudes con respecto a los trágicos hechos ocurridos en enero de 2014.

Para la localidad de El Rodeo un evento estático ubicado en el baricentro del escenario oriente tendría consecuencias muy severas, debido a las crecidas en simultáneo de los ríos Ambato y Los Nogales.

T-REX ha mostrado ser una herramienta de simulación de gran utilidad para el análisis hidrológico de cuencas de carácter torrencial.

LISTA DE SÍMBOLOS

A:	área de la isohieta elíptica
A_s:	área de la región donde ocurre la precipitación
D:	duración del evento
f:	tasa de infiltración
F:	altura de infiltración acumulada
h:	altura de flujo superficial
i_g:	intensidad de precipitación bruta
i_e:	intensidad de precipitación en exceso
i_n:	intensidad de precipitación neta
K_h:	conductividad hidráulica
pp:	precipitación relativa al núcleo de tormenta
q_x, q_y:	caudales por unidad de ancho
S_e:	porcentaje de saturación efectiva del suelo
V_g:	volumen bruto de precipitación
V_i:	volumen interceptado
V_n:	volumen neto
W:	término fuente/sumidero

ψ: altura de succión del frente de saturación
θ_e: porosidad efectiva del suelo

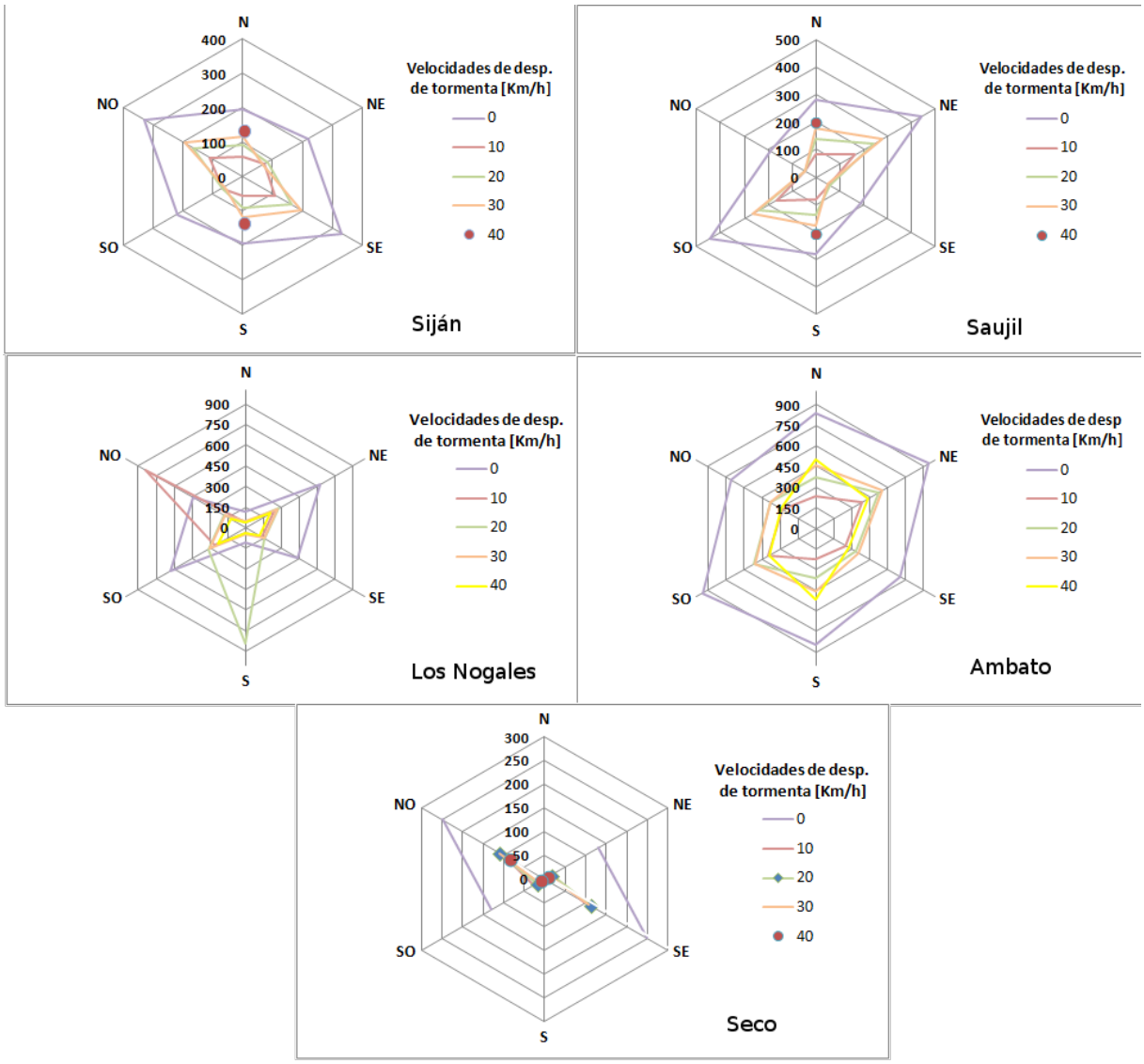


Figura 11.- Caudales pico (m³/s), en función de la dirección y velocidad de la tormenta, para las distintas cuencas

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Barbeito, O. , Ambrosino, S. y Rydzewski, A. (2016). *Estudio integral para establecer acciones de planificación, prenveción y correción contra las amenazas por inundaciones en las localidades de El Rodeo (departamento de Ambato), Saujil y Siján (departamento Pomán).* Segunda etapa: Estudio geomorfológico. Centro de Estudios y Tecnología del Agua (C.E.T.A.) UNC.

Caamaño Nelli, G., Dasso, C. M. (2003). *Lluvias de diseño*. Universitas, Córdoba

Centro de Estudios y Tecnología del Agua C.E.T.A. (2016). *Estudio integral para establecer acciones de planificación, prevención y corrección contra las amenazas por inundaciones en las localidades de El rodeo (departamento Ambato), Saujil y Siján*

(departamento Pomán); tercera etapa: Estudio hidrológico. U.N.C.

Chow, V. T.; D. R. Maidment y L. W. Mays (1994). *Hidrología aplicada*. McGraw-Hill Interamericana S.A. Santafé de Bogotá, Colombia.

Diez, H., Antunez, N., Maza, J. A., y Fernandez, P. C. (1994). *Estudios hidrológicos e hidráulicos en la cuenca del arroyo Fariñango, provincia de Catamarca, informe final*.

England, J., Velleux, M., Julien, P. (2007). "Two-dimensional simulations of extreme floods on a large watershed". *Journal of Hydrology*, 347(1):229-241.

Hansen, E. M., Schreiner, L. C., y Miller, J. F. (1982). *Application of probable maximum precipitation estimates-United States East of the 105th Meridian*. US Department of Commerce, National Oceanic and Atmospheric Administration.

Morlans, M. C. (1995). "Regiones naturales de Catamarca. provincias geológicas y provincias fitogeográficas". *Revista de Ciencia y Técnica*, 2(2):1–42, 1995.

Neteler M., Mitasova H. (2008). *Open Source GIS: A GRASS GIS Approach,* volumen 773 de The International Series in Engineering and Computer Science. Springer, New York, 2 edición.

Velleux, M., England, J., Julien P. (2008). "TREX: Spatially Distributed Model to Assess Watershed Contaminant Transport and Fate". *Science of the Total Environment*, 404(1):113-128.

Weber, J. F., Vestena, L. R., Stehli, P.T., Jorquera, E. (2013). "Modelación hidrológica distribuida de la cuenca del río Caeté, SC, Brasil". *XXIV Congreso Nacional del Agua-CONAGUA 2013.* San Juan, 14 al 18 de octubre de 2013.

Weber, J. F., Stehli, P. T., Jorquera, E. (2012). "Simulación de la respuesta hidrológica de una cuenca ante el movimiento de una tormenta". *Mecánica Computacional*, Vol. XXXI No. 4, pp. 579-603. Asociación Argentina de Mecánica Computacional, Salta. ISSN: 1666-6070.

QOM, MODELO HIDROLÓGICO SIMPLE PARA ABSTRAER VOLÚMENES DE LLUVIA CONAGUA 2017. CÓRDOBA, ARGENTINA, 2017

Gustavo Rubén Zavala[1], Antonio Nebro Urbaneja[2]

[1] Administración Provincial del Agua (Argentina)

Av. José Ávalos 658, Resistencia,Chaco, Cel.: +54 9 3624 853864, grzavala@gmail.com

[2] Edificio de Investigación Ada Byron, Universidad de Málaga (España), antonio@lcc.uma.es

RESUMEN

Se presenta un modelo numérico hidrológico llamado Qom que tiene como propósito separar y cuantificar los volúmenes de pérdidas y excesos del agua de lluvia caída en una cuenca hidrográfica. La percepción conceptual simplificada del modelo permite reproducir de manera simple aquellos fenómenos físicos intervinientes del complejo ciclo hidrológico. Los resultados se convalidan matemáticamente mediante tres parámetros calibrables y funciones exponenciales que relacionan la evapotranspiración, el agua almacenada en superficie, el agua almacenada en el suelo con los procesos de infiltración y percolación. Qom considera humedad antecedente, es aplicable a cuencas urbanas y rurales, para suelos permeables e impermeables, en dos capas determina los escurrimientos (uno superficial y otro de napa) y considera eventos de lluvias simple y continuo para series de tiempo prolongados de varios años, incluyendo períodos secos y húmedos con registros temporales muy cortos de varios minutos hasta un día. La finalidad de este trabajo es contribuir con la predicción de hidrogramas, por lo cual, para los escurrimientos directos, Qom requiere asociarlo a algún modelo de atenuación y tránsito. Los ejemplos que acompañan este artículo asocian Qom con Clark analizando ocho cuencas de tamaños, climas, topografía, suelos diferentes, con series de tiempos muy cortos de 10, 15, 30 y 60 minutos y 24 horas. En el estudio se utilizaron procedimientos de optimización multiobjetivo (calibración) y validación, basados en indicadores para calificar los ajustes entre los hidrogramas observados y estimados. Los resultados han sido muy buenos al comparar los indicadores hallados con los rangos de los indicadores de ajustes propuestos por distintos autores, con calificaciones en el rango de buenas a excelentes. Los procesos físicos que se consideraron representados por ecuaciones empíricas simples del tipo exponencial proporcionaron resultados satisfactorios.

Palabras Clave: modelo, hidrología, abstracción, hidrograma, escorrentía, optimización multi-objetivo.

ABSTRACT

In this paper, we present a hydrologic numerical model called Qom, which allows to separate and quantify the loss volume and excess of the rainwater falling in a hydrographic basin. The simplified conceptual perception of the model allows reproducing in a simple way the physical phenomena of the complex hydrological cycle. The results are mathematically validated by three gauges parameters and exponential functions that relate evapotranspiration, surface stored water, water stored in the soil with the infiltration and percolation processes. Qom considers antecedent moisture, it is applicable to urban and rural watersheds, for permeable and impermeable soils, in two layers determines the runoff (superficial and groundwater) and considers simple and continuous rainfall events for long periods of time of several years, including dry and wet periods with very short time records from several minutes to one day. The purpose of this work is to contribute to the prediction of hydrograms, so that, for direct runoff, Qom requires to associate it with some model of attenuation and transit. The included examples associate Qom with Clark analyzing eight basins of sizes, climates, topography, different soils, with series of very short times of 10, 15, 30 and 60 minutes and 24 hours. In our study, we applied multi-objective optimization (calibration) and validation procedures, based on indicators to qualify the adjustments between the observed and estimated hydrograms. The quality of the obtained results was very high when comparing the values of the indicators used with the ranges of the indicators of adjustments proposed by different authors, with ratings in the range from good to excellent. The considered physical processes represented by simple empirical equations of the exponential type, provided satisfactory results.

Keywords: model, hydrology, abstraction, hydrograph, rainfall, runoff, multi-objective optimization

INTRODUCCIÓN

Los efectos de la lluvia que provocan acumulación de agua en superficie, humedad en el suelo, escurrimiento superficial y de napa se observan y estudian por diversas instituciones relacionadas con el medio ambiente. Especial atención atrae a los ingenieros la determinación de los volúmenes de agua que quedan retenidos en la superficie del suelo, el volumen que se infiltra hacia el interior del suelo y el que percola hacia capas profundas. Estos fenómenos se intentan explicar de varias maneras y distintos enfoques. Una recopilación exhaustiva acerca del contenido de humedad y el movimiento de agua en el suelo se encuentra en *Boersma et.al. (1971)* donde describe las investigaciones acerca de estos temas incluyendo a *Darcy (1856), Green y Ampt (1911), Richards (1931), Horton R., (1940), Thornthwaite (1948), Philip (1954), Dooge (1957), Holtran (1961) Rockwood (1964) y Brooks y Corey (1966)* entre otros. Se citan estudios posteriores que tienen amplia difusión y aplicación tal es *USDA- SCS (1972)* conocido como el método de la Curva Número (NC) en el cual utiliza ciertos datos climáticos y características de la cuenca con humedades antecedentes para determinar las retenciones y excedentes; *Nielsen y Hansen (1973)* propusieron el modelo Nedbor Aftromnings Model (NAM) modelo continuo completo de evapotranspiración y almacenamiento en cuatro capas interrelacionadas asociado con un modelo de flujo terrestre; *Aaron et al (1977)* formularon la infiltración basada en SCS-CN; *Eagleson (1978)* propuso un modelo simplificado del movimiento vertical de la humedad del suelo; NWC (1981) formularon el método racional modificado, incorporando al método Racional un factor de precipitación antecedente; Thomas (1981) modelo ABCD, no lineal y concentrado, utiliza ecuaciones simples para modelar y separar volúmenes, siendo estos: almacenamiento de humedad en el suelo, el almacenamiento de agua subterránea, la evapotranspiración y la escorrentía; *Tucci (1981)* implementó un modelo de pérdidas dentro de un modelo matemático precipitación-escorrentía; Lopez et al (1982) SMAP modelo conceptual concentrado, contiene un reservorio subsuperficial y subterráneo, con capacidad de definir la saturación del suelo, contiene coeficientes de recargas y flujo de recesión; Sugawara et al (1983) propusieron el modelo TANK, compuesto por tanques verticales que hacen la abstracción de volúmenes en series para determinar el excedente; Todini (1995) modelo ARNO; Rigby y Porporato (2006) proponen expresiones simples que relacionan el almacenamiento de humedad en el suelo con la percolación. Tres métodos expeditivos simplificados para el cálculo de humedades en el suelo utilizados de manera complementaria y asociados a otros métodos hidrológicos para determinar la escorrentía directa de eventos simple o de corta duración son: el índice ϕ (ϕ Index Method) que es una manera de calcular las perdidas en una cuenca a través de un índice el cual no tiene en cuenta la variación de la infiltración con el tiempo, asumiendo un valor contante durante el período de análisis; Initial and Constant Loss Rate (relacion de perdidas inicial y constante) es similar al índice ϕ pero considera una pérdida inicial asociada al primer registro de intensidad de precipitación; Constant Proportion Loss Rate (relación de perdida proporcional constante) para cada registro de intensidad de precipitación se descuenta una intensidad de perdida. Esta última resulta de multiplicar la intensidad de lluvia por una constante, resultando una perdida por registro linealmente proporcional a la intensidad de lluvia.

Siguiendo la línea de estos estudios se presenta Qom, un modelo numérico hidrológico de abstracción de agua de lluvia del tipo empírico, concentrado, continuo y determinístico para cuencas urbanas y rurales que tiene como propósito separar los volúmenes de agua de lluvia en volúmenes de pérdidas y excesos. La propuesta de este trabajo es la de proveer una metodología alternativa de cálculo apoyado por observaciones y registros históricos que describen el comportamiento hidrológico en cuencas hidrográficas. Se intenta modelar el fenómeno hidrológico a través de una percepción conceptual simplificada, utilizando funciones exponenciales normalizadas que permitirían reproducir y cuantificar de manera simple, aquellos fenómenos físicos intervinientes del complejo ciclo hidrológico. Para el análisis se modelaron

nueve cuencas de tamaños, climas, topografía, suelos diferentes, con series de tiempos de varios meses y años, con registros de lluvias espaciados en tiempos muy cortos de 10, 15, 30 y 60 minutos y 24 horas.
Para la calibración se aplican técnicas de optimización multi-objetivo, de forma que se consideran dos funciones objetivo contrapuestas del tipo funciones de ajustes y se considera funciones de restricciones a las soluciones no factibles. Las funciones de ajustes determinan indicadores para calificar diferencias entre los hidrogramas observados y estimados. Se utilizaron la Eficiencia de Nash-Sutcliffe (NSE) y el porcentaje que mide la tendencia media de la simulación (PBIAS) como funciones objetivo. En las restricciones para la aceptación de soluciones se utilizó el Error Relativo (RE) del Balance de Masa (MB) entre otros. Forman parte del test cuencas de los ríos Asua, España (50,8km2, Δt=24h); Artibai, España (94,5km2, Δt=10min); Cuenca alta del Rio San Antonio, estación Loop 410, Texas, USA (323,7 km2, Δt=15min); San Antonio estación Goliad, Texas, USA (10.000km2, Δt=24h); Rio Riveira Do Iguape, Juquiá-4F, Brasil (4.360km2, Δt=1,0h y Δt=15,0min.); Río Salado Santafesino, aforo RP N°70, Argentina (41.531km2, Δt=24h); Cuenca del Alta del Rio Bermejo, Est. Balapuca, Argentina-Bolivia (4.398,8km2, Δt=24h); Cuenca Baja del Rio Negro, Argentina (338,2km2, Δt=1,0h). Los resultados han sido muy buenos al comparar los indicadores hallados con los rangos de los indicadores de ajustes propuestos por distintos autores, con calificaciones en el rango de buenas a excelentes. Los procesos físicos que se consideraron representados por ecuaciones empíricas simples del tipo exponenciales dan resultados satisfactorios.
Se concluyó que el modelo numérico debería ser considerado como modelo alternativo a los existentes debido a que arrojó resultados muy buenos y es numéricamente estable con la sensibilidad adecuada.
Se presenta el trabajo en las siguientes secciones en donde se manifiestan los Objetivos que se persiguen y se lograron. En la sección Materiales y Métodos se da a conocer la lógica y la relación matemática utilizada para intentar reproducir los procesos hidrológicos observados y a predecir. Experimentos y Pruebas es una sección que incluye como test de análisis de varias cuencas hidrográficas, extrayendo indicadores que pueden dar un punto de vista la comparativade la utilización

OBJETIVOS

La finalidad de este trabajo es la de contribuir a la toma de decisiones en proyectos que requieran predicciones de caudales de diseño, cuyos resultados sean considerados para adoptar acciones y mitigar los problemas hídricos e hidráulicos. En este sentido, Qom determina las pérdidas y los excesos para eventos múltiples. Para estimar los hidrogramas se requiere asociarlo a algún modelo de atenuación y traslación como por ejemplo *Clark C.O. (1945)*. Por consiguiente, en las pruebas que acompañan a este artículo se basan en el amalgamiento Qom-Clark, quedando un modelo final precipitación-escorrentía.
El objetivo principal es la utilización de un juego de reducidos parámetros que caractericen el ciclo hidrológico de una cuenca considerada como concentrada, que sea aplicable a las cuatro estaciones del año, tanto en períodos secos como húmedos.
Otro objetivo es que pueda aplicarse a cuencas con características morfométricamente distintas, a un amplio rango de climas, tipos de suelos y topografía variada.
Lograr la calibración y validación es un foco importante para determinar el rendimiento del modelo, por lo que la utilización de las técnicas de optimización multi-objetivo nos permiten de manera automática, hallar los parámetros (variables de decisión) dentro de valores límites superiores e inferiores. Estos valores límites utilizados en este trabajo tienen bases en propuestas realizadas por varios autores.

Por cada cuenca hidrográfica considerándola como concentrada son necesarios en general, tres parámetros correspondientes a Qom y tres parámetros correspondientes a Clark. Estas variables se aplican a funciones objetivo contrapuestas y a funciones de restricciones a las soluciones no factibles. Para cada estudio en la fase de validación se elige un juego de variables entre las cantidades de soluciones posibles que arroja el método de optimización multi-objetivo. En este sentido, la selección final del juego de variables se transforma en parámetros que caracterizan a la cuenca.
Un objetivo tangible fue la construcción de un software con el cual se pudo cumplimentar con estos pasos, procesando los datos, realizando las pruebas y representando gráficamente los datos y resultados.

MATERIALES Y MÉTODOS

Modelo Qom

El modelo Qom considera humedad antecedente, la evapotranspiración, el agua almacenada en superficie y los procesos de infiltración y percolación, acciones que provocan el almacenamiento de agua en el suelo. Es aplicable a suelos permeables e impermeables, y en tres capas determina los escurrimientos siendo éstos dos superficiales (suelos permeables e impermeables) y otro de napa (flujo subterráneo). Otra configuración alternativa sería considerar en vez de un flujo subterráneo de salida un almacenamiento sin salida, tomando el volumen de agua en una segunda capa de en suelo profundo. Así se tendría dos capas de escurrimiento y dos de almacenamiento de humedad en el suelo. Considera eventos de lluvias simples y continuos para series de tiempo prolongados de varios años, incluyendo períodos secos y húmedos con registros temporales muy cortos de varios minutos hasta un día. Para cumplimentar con la solución, el modelo necesita además de los datos de lluvias y las características morfométricas de la cuenca, el adicional de tres parámetros calibrables. Por un lado, el volumen de agua de almacenamiento máximo en superficie **Rmáx** (mm). En segundo lugar, el volumen máximo de almacenamiento en el suelo **Smáx** (mm), con el cual se determina el agua potencialmente infiltrada **Sp** (mm) (Ecuación 1), valor que debe verificarse si el suelo tiene capacidad de seguir acumulando agua.

$$Sp = 1 - (2.0^{- R[i] / (Rmax-R[i])}) \; Smáx \qquad (1).$$

Por último, el tercer parámetro es el coeficiente de conductibilidad volumétrico **VC (mm/h)**, que representa el volumen de agua que tridimensionalmente se desplazaría en el suelo hacia la salida por unidad de superficie en un determinado tiempo, expresado en volumen de lámina de agua por unidad de tiempo. Es un valor representativo para la variedad de suelos que contenga la cuenca, y permite computar un volumen potencial de agua **Dp** (Ecuación 2) que se desplazaría en el seno del suelo como napa o escurrimiento profundo hacia la salida, conteniendo implícitamente el concepto de percolación y conductibilidad hidráulica en medios porosos.

$$Dp = 1 - (e^{- S[i] / (Smax-S[i])}) \; VC * \Delta t \qquad (2)$$

El desplazamiento de agua entre los poros del suelo se producirá siempre y cuando el suelo esté lo suficientemente húmedo **S[i]** y/o saturado. Otra manera de considerar a **Dp** es que no produzca escorrentía, quedando un volumen de agua retenido como almacenamiento adicional sin salida.
Para la selección orientativa de los valores de los tres parámetros se puede recurrir a estudios realizados por autores que definen valores con rangos mínimos y máximos según características de los tipos de suelos, cobertura y características de la cuenca, de modo tal de considerar valores del contenido de agua en el suelo.
Para valores a adoptar de **Rmáx** se puede recurrir a la Tablas 1 y 2.

Tabla 1.- Valores límites sugeridos para el almacenamiento superficial del suelo.
Fuente: archivo help del HEC-HMS

Tipos de Suelos	**Capacidad de almacenamiento (mm)**
Áreas asfaltadas, impermeables	3,2 - 6,35
Pendientes empinada a suaves	0,04 - 1,0
Planos, suelo con surcos	2,0 – 50,8

Tabla 2.- Valores de almacenamiento en las depresiones del suelo permeable e impermeable.
Fuente: Bertrand-Krajewski 1999/2000

Citas	**Permeable (mm)**	**Impermeable (mm)**
Desbordes (1974)	3,0 – 15,0	0,2 – 3,0
Göttle (1978)	0,6 – 2.5	0,2 – 0,7
Chocat et al (1982)	6,5	1,6
ATV (1986)	1,0 – 8,0	
Kaufmann et al (1988)		1,0

Como valores orientativos para adoptar **Smax** se puede recurrir a la **Tablas 3**, considerando un espesor de suelo representativo de la cuenca al igual que una ponderación de los tipos de suelos que contenga. Se entiende por Capacidad de Campo **Israelson y West (1922)** en hidrología, el contenido de humedad que alcanza el suelo cuando no puede absorber más agua de forma natural de la lluvia.

Tabla 3-. Valores de capacidad de campo para distintos suelos Hidalgo (1993).

Tipos de Suelos	**Capacidad de Campo (mm/cm de profundidad)**
Arenoso	0,33 - 0,85
Ligeros	0,85 - 1.25
Medios	1,25 - 1,90
Arcillosos	1,90 - 2,00

Respecto a **VC**, que es una propuesta para simplificar el cálculo del desplazamiento vertical y horizontal del agua en el suelo, no se ha encontrado valores orientativos en la literatura. Como primera aproximación, se sugiere, aunque tenga conceptos distintos, utilizar inicialmente valores de coeficientes de conductibilidad hidráulico de *Darcy H. (1856)* extrapolando valores y unidades a volumen de lámina de agua circulante. Al necesitar un único parámetro se deberá considerar un tipo de suelo predominante o representativo de la cuenca o de un valor ponderando. En la Figura 1 se aprecia la variación del desplazamiento del agua en el medio poroso por tipo de suelo y porcentaje de saturación. También se muestran referencia de valores en la Tabla 3 y 4.

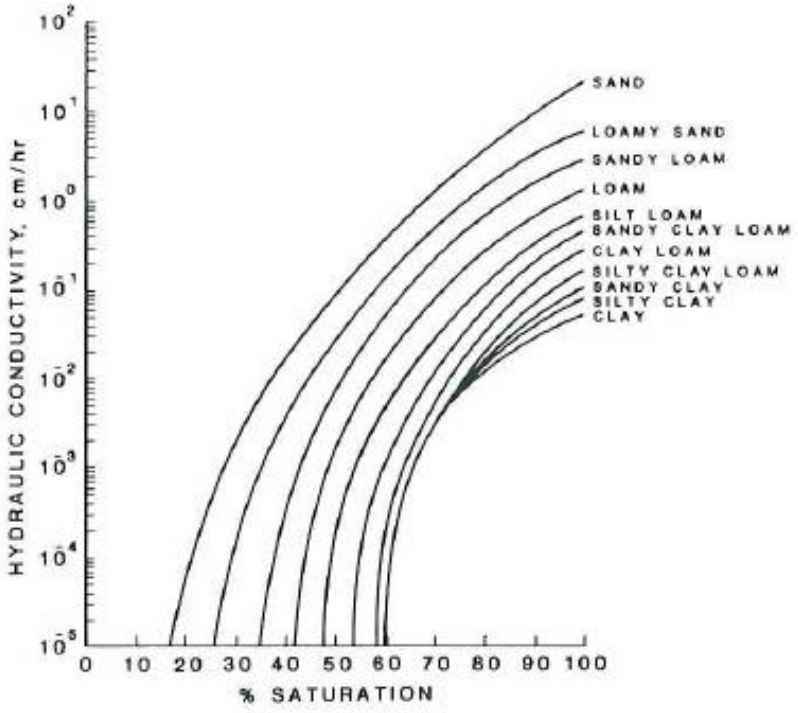


Figura 1.- Conductibilidad hidráulica por textura del suelo según porcentaje de saturación. SCS (1975) Clases de texturas del suelo por USDA

Tabla 3.- Conductibilidad hidráulica en suelos saturados. Fuente: Rawls et al (1982)**.**

Clase de textura	**Conductibilidad Hidráulica, saturado (cm/h)**
Sand	21,00
Loamy sand	6,11
Sandy loam	2,59
Loam	1,32
Silt loam	0,68
Sandy clay loam	0,43
Clay loam	0,23
Silty clay loam	0,15
Sandy clay	0,12
Silty clay	0,09
Clay	0,06

Tabla 4. Valores de capacidad de campo para distintos suelos, Hidalgo (1993).

Tipos de Suelos	Permeabilidad (mm/h)
Arenoso	19,0 – 25,5
Ligeros	12,0 – 19,0
Medios	10,0 – 12,5
Arcillosos	7,5 – 9,0

En el esquema de la Figura 2 se representa la manera digital en que Qom requiere los datos, los procesa, calibra y valida dentro de la herramienta software **jMetal** de *Durillo y AJ Nebro (2011)*.

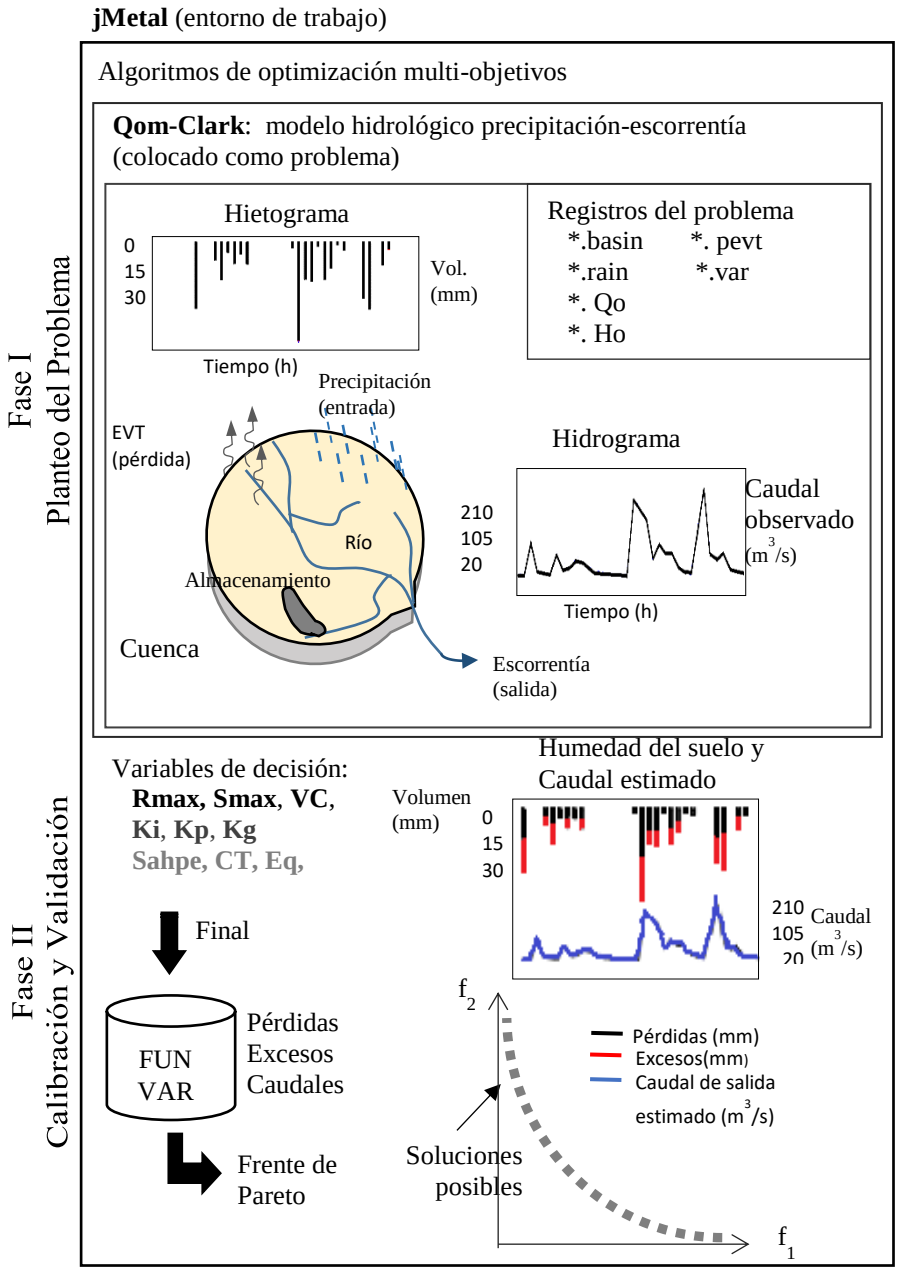


Figura 2. – Diagrama en bloque del modelo Qom

Para una cuenca hidrográfica en particular se requiere saber datos de la misma, los cuales se almacenan en el archivo ***.basin**. Entre ellos están el área **A** (km^2), el porcentaje de suelo permeable **%P**, la fecha inicial **FI** (aaaa/mm/dd**),** la fecha final **FF** (aaaa/mm/dd**)**, la fracción de tiempo entre datos **Δt** (s) con la cual se discretiza las variables que están en función del tiempo, el almacenamiento inicial en superficie del suelo **Ro** (mm), el almacenamiento inicial en el suelo **So** (mm), **Rmax**, **Smax**, **VC** (explicados previamente) y; la cantidad de registros a procesar **N**. También se requieren los registros de lluvias ***.rain** identificados con la variable función del tiempo **P** (mm)y; los registros de la evapotranspiración potencial ***.pevt** identificados con la variable función del tiempo **PEVT** (mm).

En los flujogramas de las **Figuras 3, 6 y 7** se representan con detalle los procesos de cálculo y las consideraciones lógicas con que **Qom** modela las pérdidas. Luego de los datos iniciales el contenido humedad en el suelo se divide en dos columnas **Sin Escorrentía** y **Con Escorrentía**. Antes del punto de inicial de cálculo **(1)** comienza con un estado de humedad inicial previo en la cuenca donde **R[0]=Ro** y **S[0]=So**. La variable que contiene los registros de precipitación **P** será utilizada además como contenido de humedad remanente o de escorrentía. En **(2)** se pregunta si la precipitación es mayor a la capacidad que queda en superficie para retener toda el agua caída. En caso negativo almacena todo en superficie y no hay escorrentía, mientras que en caso positivo una parte de la lluvia agota la capacidad de almacenamiento superficial del suelo y hay escorrentía. En **(3)** participa la **PEVT** y se pregunta si es menor al contenido de agua en superficie, si es falso la **PEVT** evapora toda el agua y; aparece la evapotranspiración a tener valor como pérdida desaparece el agua en superficie, y si es verdadero el agua en superficie tiene resto y la cantidad suficiente para que se cubra la demanda de **PEVT** transfiriendo los valores a **EVT**. Siguiendo con el análisis, en **(4)** si quedara demanda en **PEVT** y fuese mayor a **P**, se produce **EVT** absorbiendo el volumen total quedando sin escorrentía. En caso verdadero se cubre la dote de **PEVT**, hay **EVT** y se reduce el volumen de **P** quedando agua para escorrentía. En **(5)** se analiza la capacidad potencial de almacenar agua en el suelo **Sp**, utilizando la Ecuación (1) que relaciona el **$S_{máx}$** con la relación de almacenamiento **R** y **$R_{máx}$** para el instante **t = i Δt**, siendo **i** el número de índice correspondiente al registro. Si existiere capacidad para seguir almacenando agua **ΔS** será distinto de cero**,** que es la diferencia entre la humedad contenida en el suelo actual **S** y **Sp**. Esta transferencia de humedad de superficie al suelo no se efectiviza hasta en **(6)**, donde se comprueba que haya suficiente agua en superficie para que pueda infiltrarse. Si así fuese, se incrementaría el volumen de agua en el suelo incorporándose el volumen **ΔS** a **S**. En **(7)** se considera que se decida si toda o parte del volumen de agua que todavía produce escorrentía sea reducida por infiltración directa. En este punto se supone una pérdida adicional en la cual tal vez no se produciría escorrentía directa, considerando a un el suelo seco sin depresiones, que tal vez posea una buena cobertura vegetal frenando el deslizamiento de agua, quedando más tiempo en superficie y propiciando la infiltración. Es una manera distinta a las anteriores consideraciones para reducir la escorrentía directa en suelos permeables.

En **(8)**, antes de entrar en el proceso de percolación y movimiento del agua vertical y horizontal en el suelo que adopta **Qom**, comentaremos los experimentos de Darcy como se ve en la **Figura 4**.

Darcy encontró que el caudal **Q** que atraviesa una sección es linealmente proporcional a la sección y al gradiente hidráulico Ecuación (3).

$$Q = K \text{ Sección } \Delta h / \Delta l \qquad (3)$$

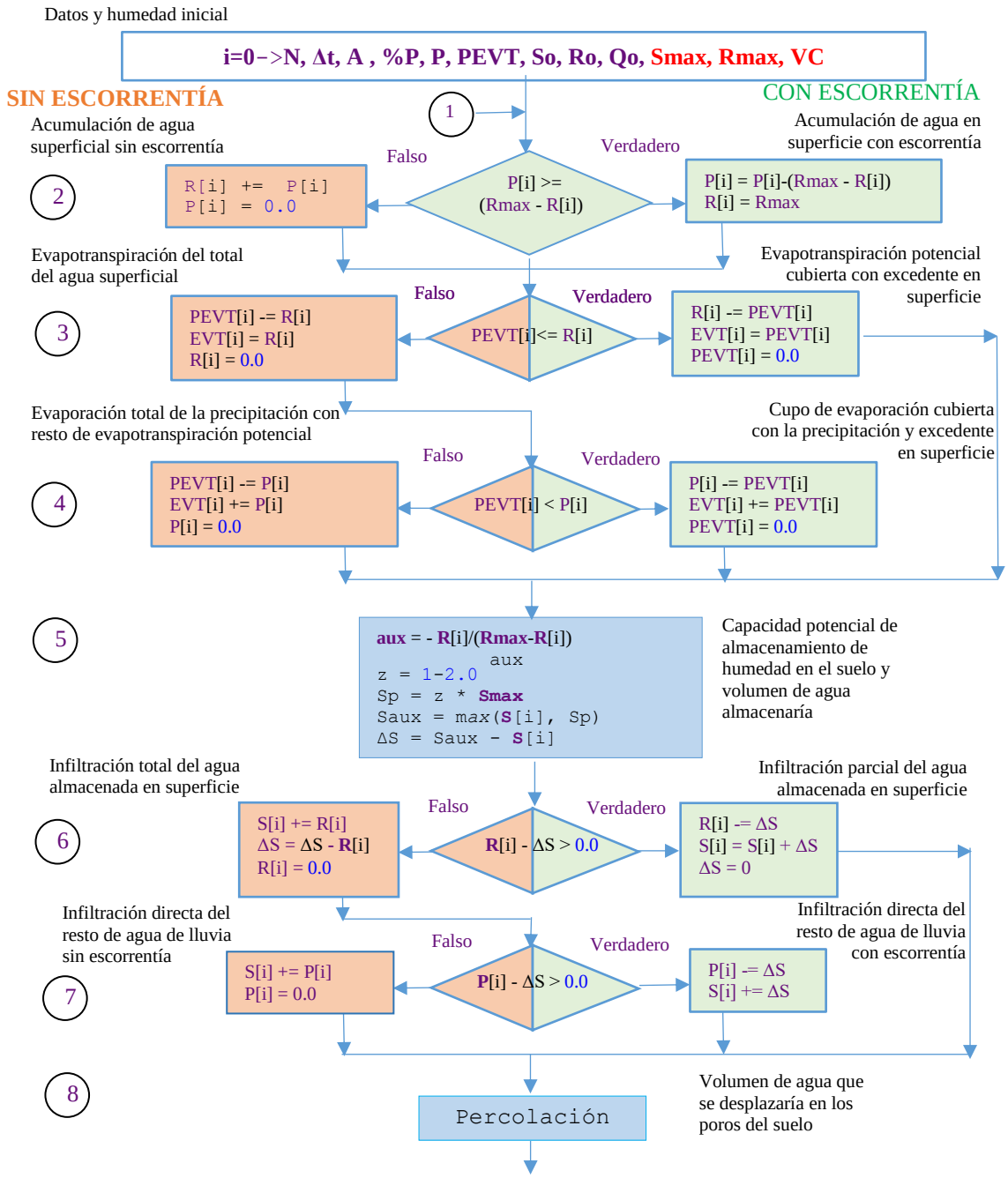


Figura 3. – Flujograma del modelo numérico Qom

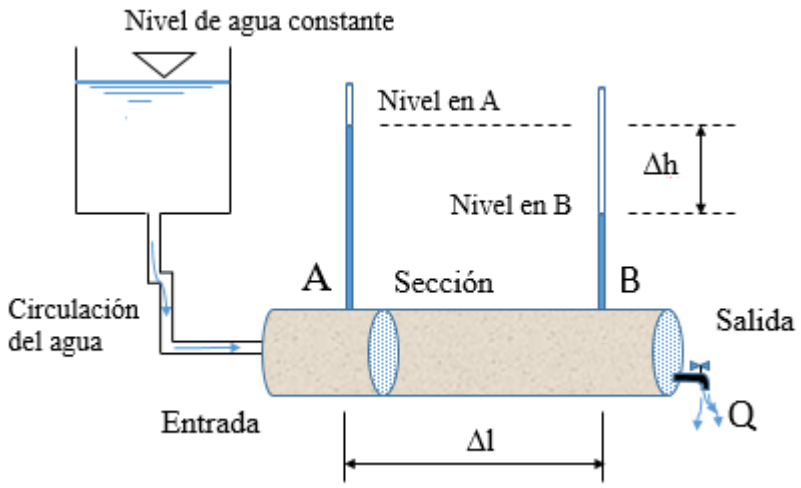


Figura 4.- Esquema de funcionamiento del permeámetro.

Donde:

Δh es la diferencia de Potencial entre A y B

Δl es la distancia entre A y B

Δh/ Δl es el Gradiente hidráulico

K es la conductibilidad hidráulica, velocidad con que el fluido atraviesa el suelo.

Aplicando este método, si hubiese que calcular los caudales horizontales y verticales que se desplazarían en el suelo de una cuenca, se debería conocer los distintos estratos de suelo con sus espesores b. Se utilizaría un K para cada tipo de suelo tal se muestra en las Figuras 5, con las dificultades de la variabilidad espacial que pudieran tener de los espesores de los estratos del suelo.

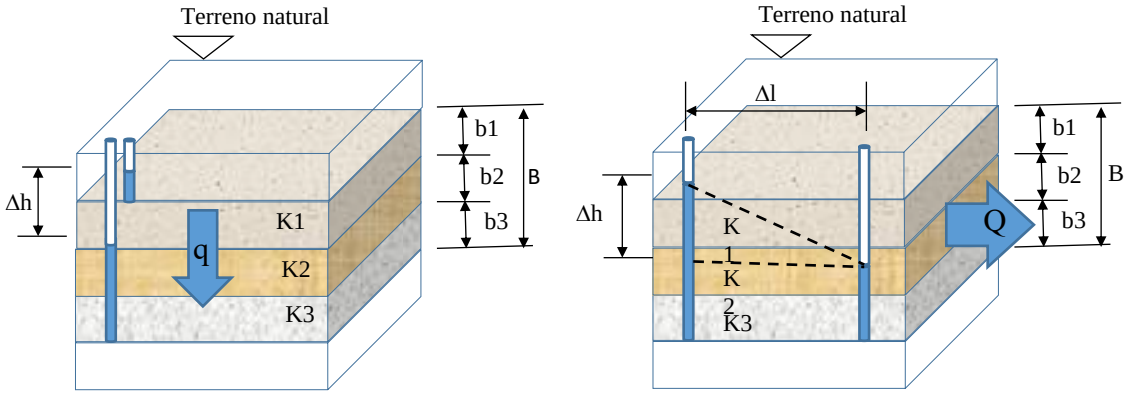


Figura 5.- Flujo vertical y horizontal para estratos con suelos distintos.

Además, para un mismo estrato de suelo, los K suelen ser diferentes para los sentidos de escurrimientos horizontales y verticales duplicando las variables por tipos de suelo. De modo tal que, el caudal total que se desplazaría en la capa de suelo en estudio se calcularía por separado, el vertical y el horizontal para cada tipo de suelo**.**

Qom propone para determinar el caudal que se desplaza en el suelo utilizar un solo parámetro, el **VC**, que sería un valor representativo de las características de permeabilidad de los suelos sin tener en cuenta los espesores de los estratos que conforman el perfil del suelo, cuyo límite inferior o estrato último no hace falta que sea fijado. **VC** es un parámetro que define el volumen potencial de lámina de agua que se desplazaría en el suelo por unidad de tiempo. En la Figura 6 se muestra la continuación del flujograma de la Figura 3, es decir, el proceso de cálculo que define **D** como

el volumen escurrimiento de napa en tercera capa o el que se perdería en segunda capa como almacenamiento complementario a **S**.

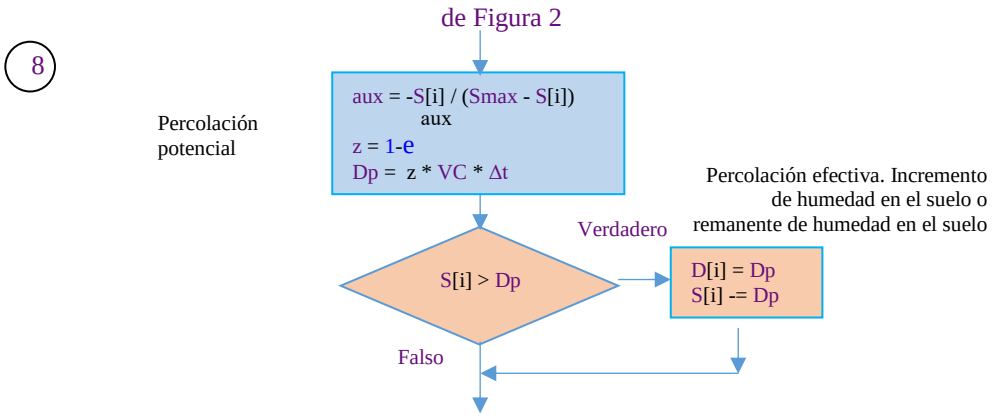


Figura 6.- Flujo vertical y horizontal en el suelo hacia la salida con un solo parámetro VC.

Siguiendo con los análisis de pérdidas, en (9) se considera que una parte de humedad del suelo **EVT** siempre y cuando **S** tenga humedad y exista **PEVT** mayor que cero. Si existiera un cupo por cubrir de **PEVT**, por verdadero o falso se restará humedad al suelo según (10). Finalmente, los valores mayores a cero de **P** son los que generarán escorrentía directa tal la línea (11) donde, **Vi** es el volumen de escorrentía para la porción de suelo impermeable, **Vp** el volumen de escorrentía para la porción de suelo impermeable y **Vg** el volumen de agua de napa que puede considerarse como escorrentía subterránea o pérdida por humedad en el suelo en capa profunda según se elija o corresponda.

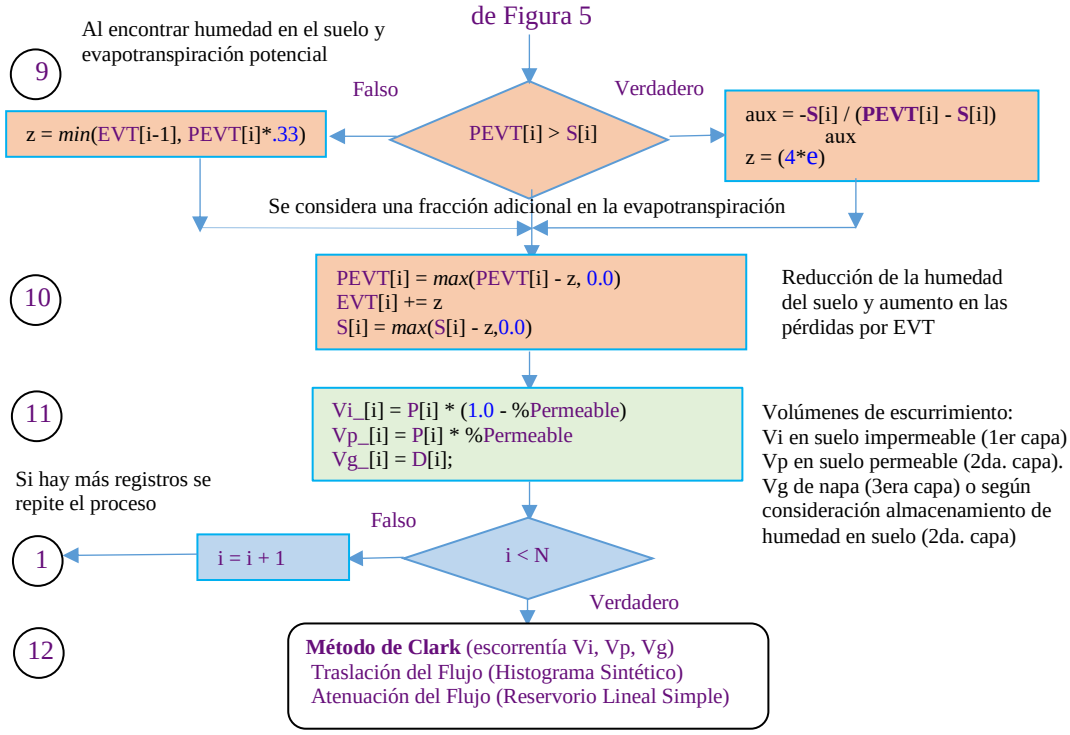


Figura 7.- Determinaciones de los volúmenes de escorrentía.

En caso de tener más registros para procesar se sigue en (1), de lo contrario termina el proceso **Qom** y se pasan los volúmenes **Vi, Vp** y **Vg** para modelar los hidrogramas con **Clark** (12).

Modelo Clark

Basado en el Hidrograma Unitario Instantáneo (HUI), se usa para modelar la escorrentía directa de la lluvia como la respuesta de una cuenca. Consta de dos partes, el Diagrama Sintético Tiempo-Área (DSTA) para la **traslación** del volumen de agua y el Reservorio Lineal Simple (RLS) para la **atenuación** del volumen de agua saliente por unidad de tiempo. No obstante, se ha utilizado el método del Histograma de Área Sintético (HAS) como alternativa al DSTA. Aplicando RLS se obtienen **Qi** (m3/s), caudal superficial en la porción se suelo impermeable; **Qp** (m3/s), el caudal superficial en la porción se suelo permeable; y **Qg** (m3/s), el caudal de napa o flujo en suelo profundo. Para esto se agregan tres parámetros calibrables: **Ki** (h), el tiempo medio de vaciamiento del reservorio en suelo impermeable; **Kp** (h), el tiempo medio de vaciamiento del reservorio en suelo permeable; y **Kg** (h), el tiempo medio de vaciamiento del flujo base o de napa en suelo permeable. Con los parámetros **VC** y **Kg** se obtiene **Qg**, que se puede considerar como un escurrimiento en medios porosos que se sumará al escurrimiento superficial directo como caudal de salida.

Calibración y Validación

Para el proceso de modelado, como guía, se siguió con el esquema propuesto por *Donigian y Rao (1990)* (ver Tabla 5), en donde se definen los procesos de calibración y validación. Calibración es un test del modelo en donde se conocen las informaciones de entrada y salida para ajustar o estimar factores que no se conocen y no vienen con los datos. Validación es un proceso de comparación de los resultados del modelo con datos numéricos independientes derivados de experimentos u observaciones del medio ambiente. Para procesar tanta información y emisión de resultados se confeccionaron algoritmos y software para ejecutar las pruebas en cada fase. Para el test del modelo, se utilizaron procedimientos de optimización multi-objetivo (calibración por MOO), posteriormente se llevaron a cabo las validaciones con las decenas de posibles soluciones que arroja el algoritmo de MOO basadas en indicadores que califican los ajustes del balance de masa y entre los hidrogramas observados y estimados.

Tabla 5.- Lineamiento por fases propuesto para validar Qom

Fase I	Registros de datos	
	Preparación de la entrada del modelo	
	Evaluación de los parámetros	
Fase II	Calibración	Testeo del modelo
	Validación	
	Post-audición	
Fase III	Análisis de alternativas	

Ecuaciones de los Indicadores de Ajustes

Para calificar las bondades de los ajustes en las calibraciones y validaciones de los resultados numéricos de los volúmenes de las pérdidas y de los excesos se utilizó el Balance de Masa (**BM**). Con la **Ecuación 4** se considera la escorrentía de napa con volumen de salida y con la **Ecuación 5** se considera la pérdida de agua en capa profunda del suelo volumen sin salida.

$$\frac{(R_0+S_0+P-E-R-S-D)}{\Delta t} + Q_o - (Q_i + Q_p) \pm AE = 0 \qquad (4)$$

$$\frac{(R_0+S_0+P-E-R-S)}{\Delta t} + Q_o - (Q_i + Q_p + Q_g) \pm AE = 0 \qquad (5)$$

Siendo **AE** el error absoluto del **BM**, valor resultante necesario para hacer cero a la ecuación numérica.
Para esta situación también se determinó como indicador de ajuste el Error Relativo (**RE**), siendo el **AE** sobre el valor del volumen observado O expresado en porcentaje Ecuación (6).

$$RE = \frac{AE}{O}100 \qquad (6)$$

Para los ajustes entre los hidrogramas observados y estimados se recurrieron a las ecuaciones de:

1. Coeficiente de correlación de Pearson (**R**) Ecuación (7), es un indicador que puede utilizarse para medir el grado de relación lineal de dos. Igual a 0,0 no existe correlación lineal e igual a 1,0 existe correlación lineal perfecta.

$$R = \frac{N\sum_{i=1}^{N}(Qo_i\ Qe_i) - \sum_{i=1}^{N}Qo_i\ \sum_{i=1}^{N}Qe_i}{\sqrt{(N\ \sum_{i=1}^{N}Qo_i^2 - Qo_i^2)(N\ \sum_{i=1}^{N}Qe_i^2 - Qe_i^2)}} \qquad (7)$$

2. Coeficiente de determinación (**R^2**) describe el grado de colinealidad entre los datos simulados. De 0,0 a 1,0 valores altos significan menor varianza, aceptable 0,5.

3. **Eficiencia** Nash-Sutcliffe **(NSE)** Ecuación (8), es una estadística normalizada que determina la magnitud relativa de la varianza residual ("ruido") en comparación con la varianza de los datos de medición ("información"). Hacia el número 1,0 mejor ajuste y mal ajuste hacia -∞.

$$NSE = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{N}(Qo_i - Qe_i)^2}{\sum_{i=1}^{N}(Qo_i - Qm)^2} \qquad (8)$$

4. **PBIAS** es un porcentaje que mide la tendencia media de la simulación de datos a ser más grande o más pequeña que sus contrapartes observadas Ecuación (9) *Gupta et al (1999)*. Hacia 0,0 mejor ajuste, peor hacia 100,0.

$$PBIAS = \frac{\sum_{i=1}^{N}(Qo_i - Qe_i)}{\sum_{i=1}^{N}Qo_i}100 \qquad (9)$$

5. **ERQQ** Ecuación (10), es el error relativo ponderado entre la suma del error absoluto de los caudales máximo y mínimo. Los coeficientes de importancia utilizados fueron de 0,95 para el caudal máximo y 0,05 para el caudal mínimo. Cercano a 0,0 mejor ajuste, hacia 1,0 peor.

$$ERQQ = \frac{(Abs\left(Q_o^{min} - Q_e^{min}\right) + Abs(Q_o^{max} - Q_e^{max}))}{(Q_o^{max} + Q_e^{max})} \qquad (10)$$

6. **RSR** es un índice de error que incluye un factor de escala / normalización al Root Mean Square Error (**RMSE**). **RSR** Ecuación (11), varía desde el valor óptimo de 0,0 a un valor positivo grande como valor residual. La RSR al ser menor mejor será el rendimiento del modelo de simulación

$$RSR = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^{N} (Qo_i - Qe_i)^2}}{\sqrt{\sum_{i=1}^{N} (Qo_i - Qo^{prom})^2}} \qquad (11)$$

Algunos autores han propuesto rangos de valores aceptables e inadmisibles para estos indicadores de ajustes dando crítica a la performance de modelos en estudio. En la Tabla 6 se califica a los indicadores R y R^2 para caudales diarios y mensuales. Los indicadores de los registros diarios los tienen un poco más de flexibilidad con un rango más amplio que los registros mensuales.

Si bien utilizaremos esta calificación, se aclara que los registros abordados en el presente artículo oscilan de 10 minutos a 24 horas, es decir para registros continuos de minutos se interpretaría tal vez que ajustes buenos podría ser muy buenos o ajustes aceptables o justos podrían ser buenos.

Tabla 6.- Calificación de los indicadores de ajustes. Fuente: Duda P.B. et al (2012).

R	← 0.75	0.80	0.85	0.90	0.95 →
R^2	← 0.6	0.7	0.8	0.9	→
Daily Flows	Poor	Fair	Good	Very Good	
Monthly Flows	Poor	Fair	Good	Very Good	

La Tabla 7 muestra calificativos para indicadores de registros mensuales, publicados en *Legates y McCabe (1999)* para RSR y *Gupta H.V et al (1999) para PBIAS.*

Tabla 7.- Calificación de los indicadores de ajustes. Fuente: *Moriasi D.N. et al (2007)*

Performance Rating	RSR	NSE	PBIAS (%)
Very good	$0.00 \le RSR \le 0.50$	$0.75 < NSE \le 1.00$	$PBIAS < \pm 10$
Good	$0.50 < RSR \le 0.60$	$0.65 < NSE \le 0.75$	$\pm 10 \le PBIAS < \pm 15$
Satisfactory	$0.60 < RSR \le 0.70$	$0.50 < NSE \le 0.65$	$\pm 15 \le PBIAS < \pm 25$
Unsatisfactory	$RSR > 0.70$	$NSE \le 0.50$	$PBIAS \ge \pm 25$

Optimización Multi-objetivo a través de Metaheurística

Matemáticamente optimizar una función f (x) es encontrar para la primera derivada f'(x) el gradiente igual a cero, admitiendo una segunda derivada f''(x) en la cual se halla un valor mayor o menor que cero, identificando respectivamente de esta manera un óptimo máximo o un óptimo mínimo relativo a la función. Dicha función puede ser cualquier modelo numérico y se llamará función objetivo. Por tanto, el término optimización se refiere a la búsqueda de una solución tal que contenga valores aceptables para la función objetivo. Si existe más de una función objetivo en el problema se dice que es optimización multi-objetivo. La mayoría de los problemas de optimización del mundo real son de naturaleza multi-objetivo, lo que supone que hay que minimizar o maximizar a la vez varias funciones que están normalmente en conflicto o

encontradas entre sí, con la complejidad de encontrarse con varias variables que deben explorarse al mismo tiempo y tal vez varias soluciones locales y solo una global.
Por la complejidad física y numérica en hidrología difícilmente puedan resolverse problemas a través de derivadas parciales para encontrar óptimos. Por lo tanto, pueden ser utilizadas técnicas como las Metaheurísticas, que se pueden definir como estrategias de alto nivel no determinista que usa diferentes métodos para explorar el espacio de búsqueda y encontrar alguna solución global aproximada. Son algoritmos que no garantizan encontrar el óptimo, pero a cambio suelen dar soluciones quasi-óptimas en un tiempo razonable. La palabra se compone de Meta: "alto nivel" y Heurística: "buscar", método genérico para resolver problemas. Las metaheurísticas constituyen una familia de técnicas, entre las que se encuentan los algoritmos evolutivos, la optimizatión mediante enjambres de partículas, la optimización mediante colonias de hormigas y muchas otras. Actualmente son técnicas de optimización que se aplican en innumerables campos: ingeniería, economía, biología, logística. En el campo de la hidrología podemos recurrir a *Yapo P.O. et al (1998), Gupta H.V et al (1999), Efstratiadis A. y Koutsoyiannis D. (2010), Reed P. et al (2013*). Este último en su artículo hace un estado del arte sobre problemas de hidrología y métodos aplicados en optimización multi-objetivo.
La aplicación de la Optimización Multi-objetivo a través de Metaheurísticas al modelo Qom; se detalla a continuación. Se utiliza dos funciones objetivo a minimizar f1 y f2, considerando las series de datos de los caudales observados y estimados. La primera función objetivo está relacionada con la NSE pero con el valor opuesto a uno, es decir tomamos f1 = 1 - NSE siendo el valor óptimo 0,0. De este modo será contrapuesta con la segunda función objetivo f2 = Abs(PBIAS). En algunos problemas se utilizó f2 = ERQQ y f2 = RSR.
Para **Qom** las variables a calibrar son **Rmáx**, **Smáx**, y **VC**.
Para **Clark** las variables a calibrar son **Ki**, **Kp** y **Kg**.
Las restricciones a las soluciones, es decir soluciones que se tienen en cuenta si cumplen las condiciones se expresan de la siguiente manera:

1. 0,30 - Abs(RE) >= 0,0. Es decir se admite un valor para el Error relativo del Balance de Masa menor o igual al 30%
2. 0,30 - Abs(I-O) >= 0,0. Significa que el error relativo entre los volúmenes deducidos de las integrales de los hidrogramas de entrada y salida deben ser menor o igual al 30%.
3. NSE – 0,70 >= 0,0. Es decir se admite un valor menor o igual a 0,30
4. PBIAS – 0, 30 >= 0,0. Significa que se acepta un error no mayor al 30%.
5. Kg - Ki >= 0,0. Significan se solo se admiten para el tiempo medio de vaciamiento del reservorio en medio poroso igual o mayor al tiempo medio de vaciamiento del reservorio para áreas impermeables.
6. Kg - Kp >= 0,0. Significan se solo se admiten para el tiempo medio de vaciamiento del reservorio en medio poroso igual o mayor al tiempo medio de vaciamiento del reservorio para áreas permeables.

Pueden agregarse otras restricciones a las citadas o simplemente descartar algunas de estas logrando tal vez soluciones un poco más flexibles con un menor grado de precisión.

EXPERIMENTOS Y PRUEBAS

Forman parte del test cuencas de los ríos Asua, España (50,8km2, Δt=24h); Artibai, España (94,5km2, Δt=10min); Cuenca alta del Rio San Antonio, estación Loop 410, Texas, USA (323,7 km2, Δt=15min); San Antonio estación Goliad, Texas, USA (10.000km2, Δt=24h); Rio Riveira Do Iguape, Juquiá-4F, Brasil (4.360km2, Δt=24h y Δt=15 minutos); Río Salado Santafesino, aforo RP N°70, Argentina (41.531km2, Δt=24h); Cuenca del Alta del Rio Bermejo, Est.

Balapuca, Argentina-Bolivia (4.398,8km2, Δt=24h); Cuenca Baja del Rio Negro, Argentina (338,2km2, Δt=1h).

Respecto a las cuencas españolas de Bizkaia, el Asua y el Artibai; los datos han sido suministrados por Bizkaiko Foru Aldundia, Diputación Foral de Bizkaia, Spain (BFA-DFB). Las características se obtuvieron de Docampo L. et.al (1986). Los datos de precipitación han sido suministrados por BFA-DFB y extraídos del sitio de internet WebBFA-DFB http://web.bizkaia.eus/es. Bizkaia está situada al norte de la península Ibérica, posee un clima templado, oceánico, precipitaciones frecuentes y abundantes, especialmente en otoño e invierno, con una media anual de 1.200 mm.

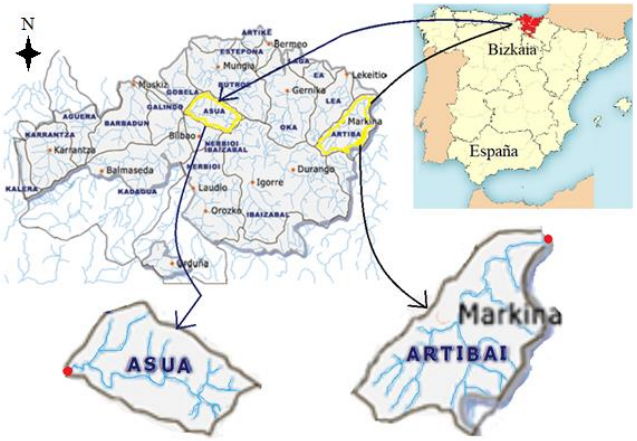


Figura 8.- Ubicación de las Cuencas de los Ríos Asua y Artibai, España.

1. **Cuenca del Río Asua, Bizkaia**, **España** (73,44km^2, Δt=24h). Cuenca rural comprendiendo un área de drenaje igual a 50,8km^2 correspondiente a las estaciones Derio (meteorológica) y San Groniz (aforo), con pendientes que no supera el 1%. Constituye uno de los valles más abiertos de Bizkaia. Está bordeada por montes de escasa altitud sin superar los 360 m de altura. Los terrenos por los que discurren los cauces de esta cuenca están constituidos principalmente por margas y calizas, atravesando el río principal terrenos aluviales desde el tramo medio hasta la desembocadura. El periodo analizado que va desde el 2005/06/06 al 2009/09/30, requirió el fraccionamiento del estudio en cuatro partes porque hay discontinuidad de datos, las cuales una se utilizó para la calibración y las otras tres se usaron para las validaciones sumando un total de 2.462 registros. Los test son problemas continuos con Δt = 24 horas.

   En la Figura 9, se representan el hietograma y los hidrogramas de Calibración, siendo el hietograma formado por las barras de color negro como las pérdidas (HL) y las barras rojas los excesos (HE). Sumadas dan el volumen precipitado.

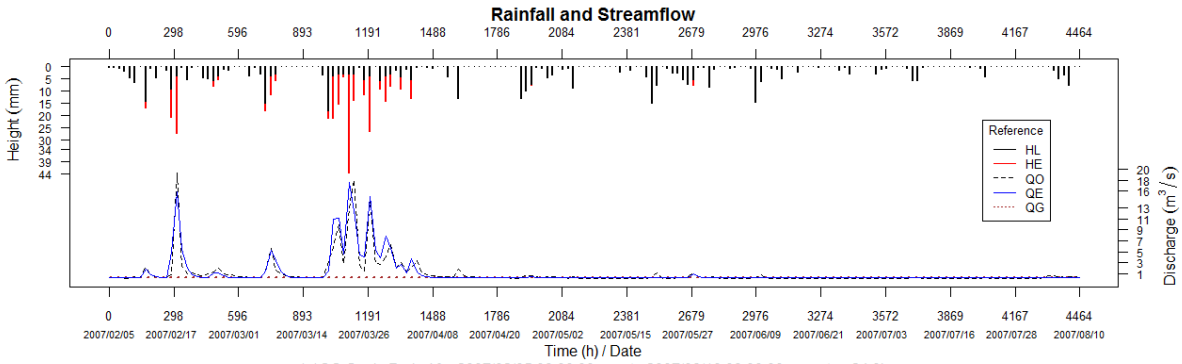


Figura 9.- Hietograma e Hidrograma de la Cuenca del Río Asua.
Calibración desde el 2007/02/05 al 2007/08/10.

Los hidrogramas se representan superpuestos, con la línea de trazo segmentado color negro los caudales observados (QO), las líneas azules continuas representan los caudales estimados (QE) y el trazo punteado marrón representa el caudal de napas (QG).
En las Figuras 10, 11, 12 y 13 se representan los hietogramas e hidrogramas de validación.

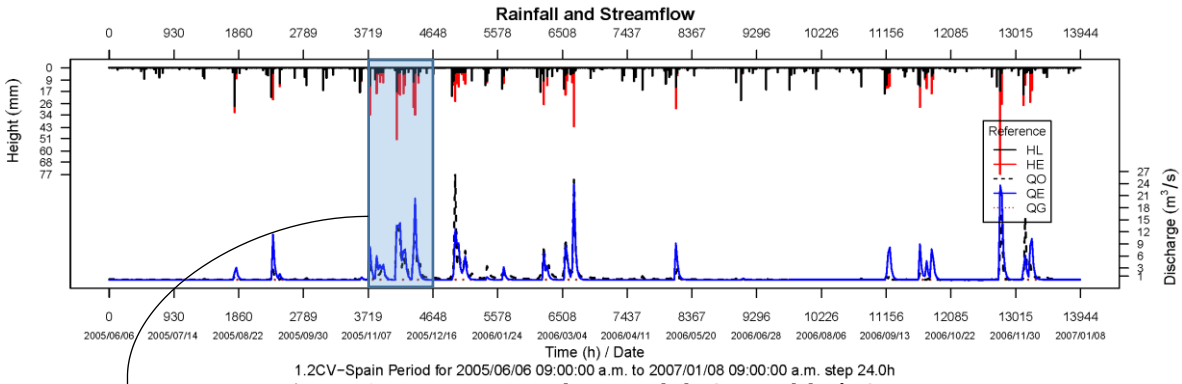


Figura 10.- Hietograma e Hidrograma de la Cuenca del Río Asua
Validación desde el 2005/06/06 al 2007/01/08

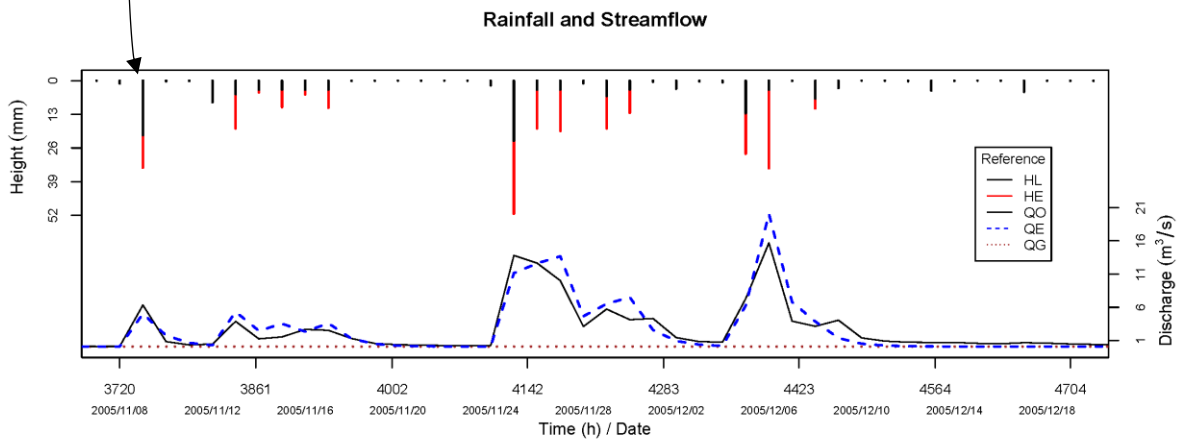


Figura 11.- Ampliación de la Figura 10 desde 2005/11/08 al 2005/12/16

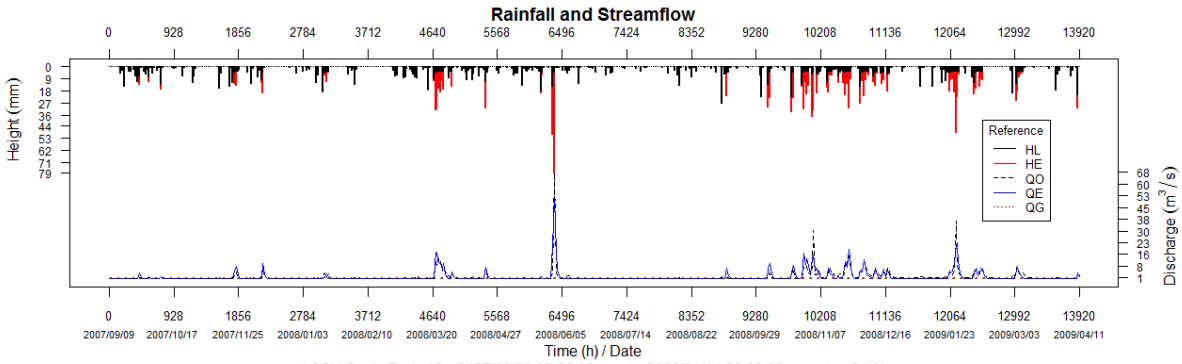


Figura 12.- Hietograma e Hidrograma de la Cuenca del Río Asua
Validación desde el 2007/10/17 al 2009/04/11

En la Figura 13 se observa que, luego de un largo período de precipitaciones muy bajas que casi no generaron escorrentía directa se registran lluvias normales dos días antes a la de gran intensidad de 149mm/día, respondiendo Qom muy bien a los volúmenes estimados.

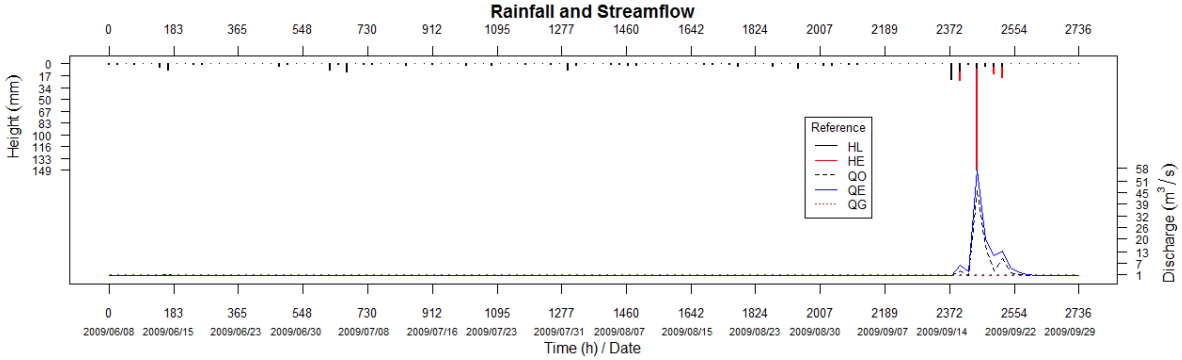


Figura 13.- Hietograma e Hidrograma de la Cuenca del Río Asua.
Validación desde el 2009/06/08 al 2009/09/29.

Los resultados expuestos visiblemente en las representaciones previas tendrán su correlato numérico más adelante en la sección Evaluación de Resultados. Sin embargo, la escala representativa permite apreciar que se han logrado buenos ajustes entre los caudales observados y estimados en todas las series de datos. Los ajustes se consiguieron aplicando las metodologías y técnicas de la sección Optimización Multi-objetico a través de Metaheurísticas y de la sección Calibración y Validación. A continuación, se fundamentará sus utilizaciones recurriendo a la Figura 14. En esta figura se representa la elección de un juego de parámetros (Smáx, Rmáx, VC, Ki, Kp, Kg) como solución del conjunto de las cuatro series de datos exclusivas de este problema. La flecha indica la ampliación de un sector de la figura y corresponde al Frente de Referencia (FR) generado por la corrida de cinco algoritmos: NSGAII [Deb et al (2002)], MOCell [Nebro et al (2009)], SMPSO [Nebro et al (2009)B], SPEA2 [Zitzler et al (2001)] y SMS-EMOA [Beume et al. (2007)]. Durante el proceso de calibración, éstos algoritmos consiguieron encontrar 52 posibles soluciones no dominadas. En los ejes cartesianos están representados los valores de las funciones objetivos, f1=ENSO y f2=PBIASE que dan cuenta la calidad de las calibraciones. Esto lleva a preguntarse ¿Cuál es la solución adecuada de todas las posibles para lograr la validación necesaria?. Intentando responder a esta pregunta y remitiéndonos nuevamente a la Figura 14, en el sector derecho, se encuentran representados los resultados de las tres series reservadas para hacer las validaciones aplicando el 100% de las posibles soluciones. El estudio completo se visualiza enmarcados entre los rangos mínimos y máximos que suponen los mejores

y los peores valores explorados (puede haber otros). Al elegir un juego de parámetros de calibración se unen los resultados de las validaciones a través de un trazado de líneas, facilitando la elección de los mismo con un claro comportamiento de la selección de los resultados. Debe resaltarse que a veces los parámetros que dan los mejores resultados en la calibración no suelen ser los mejores resultados para las validaciones. Es así que a través de esta propuesta se pueden escoger opciones, comprobarlas y elegir la adecuada.

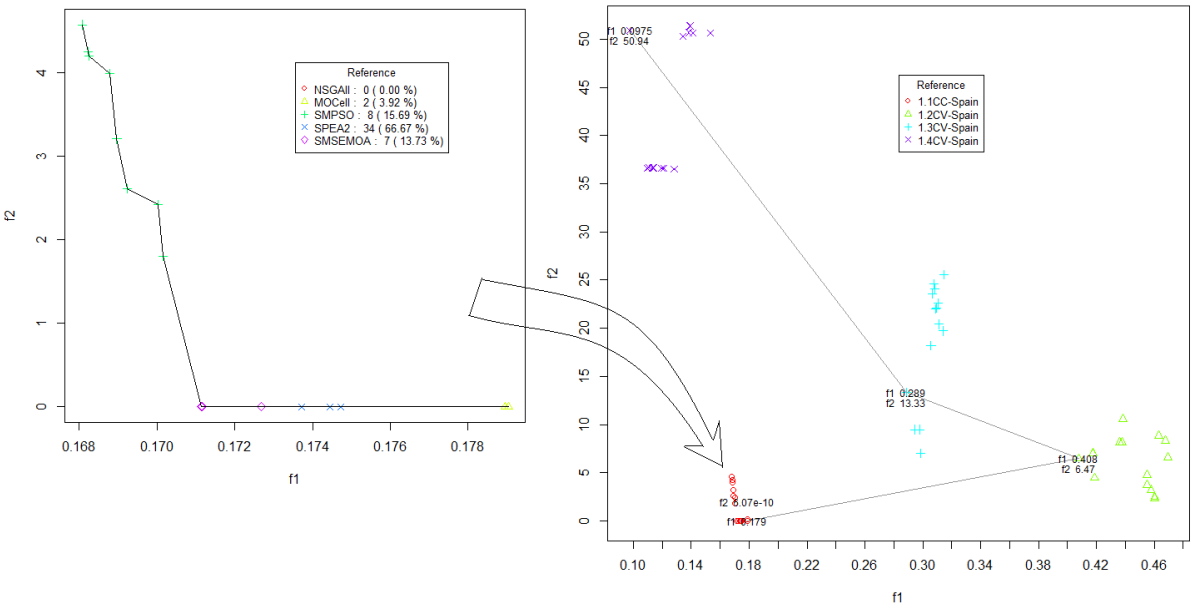


Figura 14.- Frente de Referencia de posibles soluciones con resultados de los indicadores de ajustes de las cuatro series de datos.

Otra forma de interpretar los resultados es utilizar la estadística descriptiva a través del Diagrama de Cajas (BoxPlot) de la Figura 15, en la cual se representan por separado las dos funciones objetivo. En ambas funciones para las series de validaciones se aprecia algo de simetría con indicadores entre el 25% y 75%, encontrándose de manera compacta con pocos valores atípicos. Con esto podría interpretarse que Qom no es muy sensible ante la variabilidad de cada uno de los parámetros.

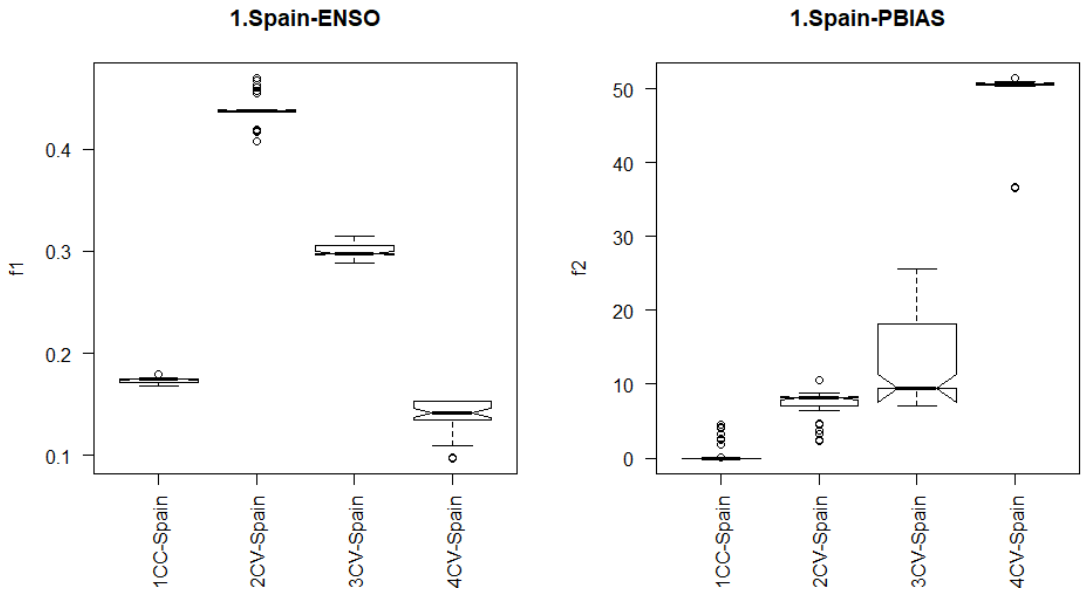


Figura 15.- BoxPlot, estadística descriptiva de los indicadores de ajustes para calibración y validaciones de la cuenca Asua.

2. **Artibai, Bizkaia, España** (94,5km^2, Δt=10min). El Río Artibai, de unos 20 km de largo, se extiende en dirección S-NE, con origen en dos agrupaciones de arroyos procedentes de montes entre 1.029 m 793 m de altitud, respectivamente. El sustrato geológico de la cuenca presenta predominio de calizas en cabecera y de areniscas y arcilla más adelante. El lecho fluvial es pedregoso con predominio de bloques o cantos rodados tanto en los arroyos como en el cauce principal. El periodo analizado va desde el 2002/06/17 al 2004/01/08, se requirió el fraccionamiento del estudio en cuatro partes porque hay discontinuidad de datos, las cuales una se utilizó para la calibración y las otras tres se usaron para las validaciones sumando un total de 2.462 registros. Es un problema continuo con Δt = 10 minutos. En la Figura 16, se representan el hietograma, y el hidrograma de calibración y en las Figuras 17, 18 y 19 los de validación. La Figura 20 es una ampliación de un período de la Figura 19.

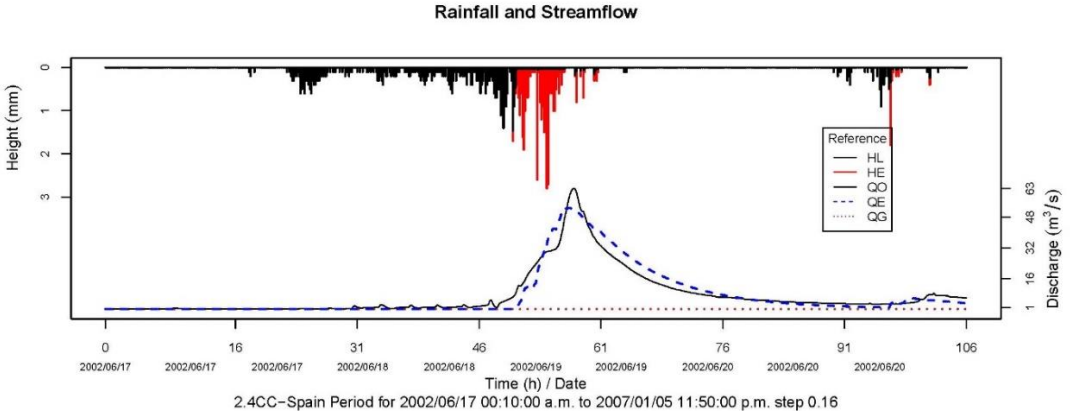


Figura 16. Hietograma e Hidrograma de la Cuenca del Río Artibai.
Calibración desde el 2002/06/17 al 2002/06/21.

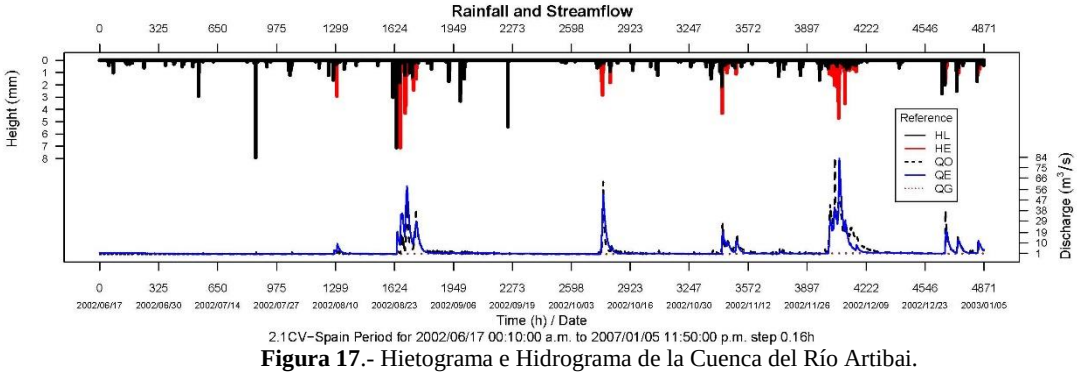


Figura 17.- Hietograma e Hidrograma de la Cuenca del Río Artibai.
Validación desde el 2002/06/17 al 2003/01/05.

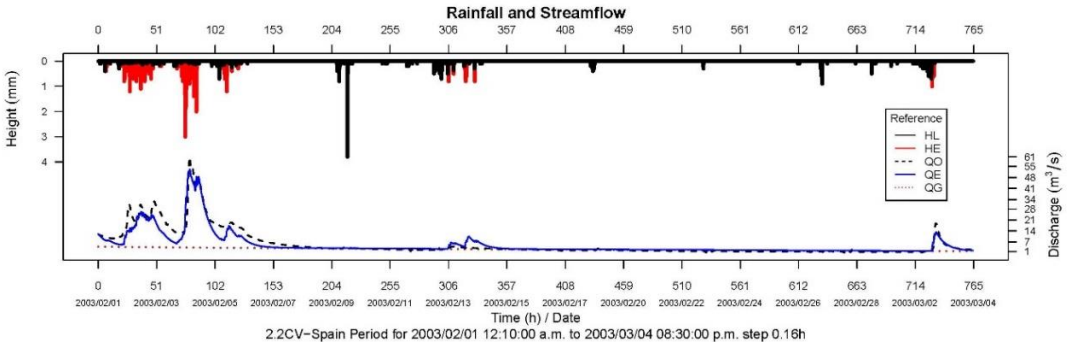


Figura 18.- Hietograma e Hidrograma de la Cuenca del Río Artibai.
Validación desde 2003/02/01 al 2003/03/04.

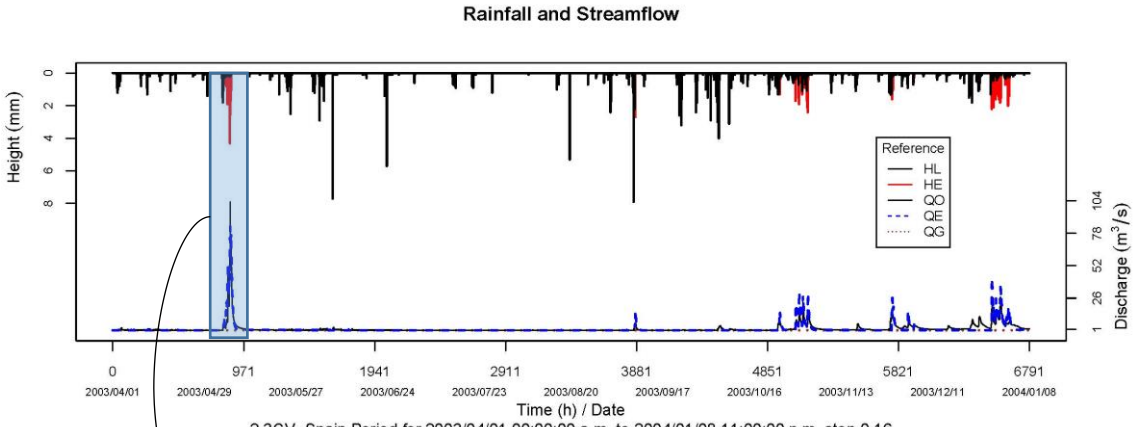


Figura 19.- Hietograma e Hidrograma de la Cuenca del Río Artibai. Validación desde 2003/04/01 al 2004/01/08

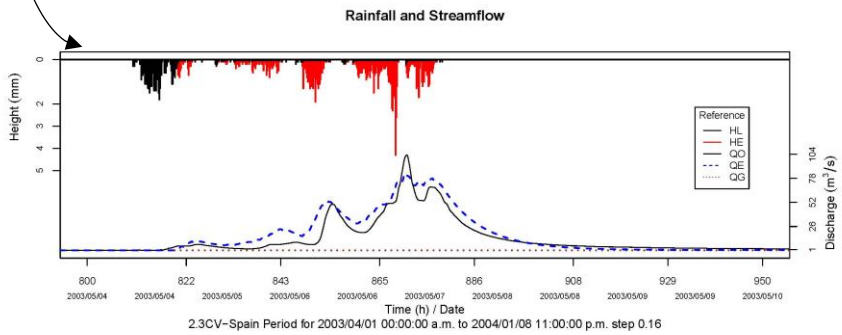


Figura 20.- Ampliación de la Figura 16 desde 2003/05/04 al 2004/01/08.

3. Sub-cuenca del Rio San Antonio, estación Loop 410, Texas, USA (323,7 km^2, Δt=15min). La morfometría de la cuenca del Río San Antonio, con la cuenca de aporte hasta la estación Loop 410, Texas, USA, ha sido extraída del United State Geological Survey (USGS) al igual que una parte de los datos, también se obtuvo información hidrometeorológica de la WebUSGS. Posee un área de drenaje igual a 323,75km2, pendiente promedio de 0.2%, posee un clima que se alterna entre seco y húmedo, los veranos son calurosos y los inviernos varían de suaves a fríos, la media de precipitación anual es de 738 mm. El esquema de la cuenca puede verse en la Figura 21 y corresponde a una cuenca sub-urbana y urbana. Para la calibración se utilizó previos períodos secos y a posterior dos eventos continuos que generaron dos picos de crecientes, correspondiendo 500 registros del total de 94.538 registros que incluyeron dos series de datos para validación. Aunque el río está regulado en la parte media de la cuenca por dos obras antes de pasar por la ciudad, una represa (Olmos Dam) y un túnel fluvial por debajo de la ciudad, para el test se lo consideró como no regulado. Las fechas utilizadas para el rango de calibración comprendieron desde 2010/11/15 al 2010/11/18 (Figura 22) siendo Δt = 15minutos. Las series de validaciones comprendieron los períodos desde el 2009/11/17 al 2012/07/26 (Figuras 23 y 24) y desde 2013/06/04 al 2016/03/24 (Figura 25), ambos con Δt = 15minutos.

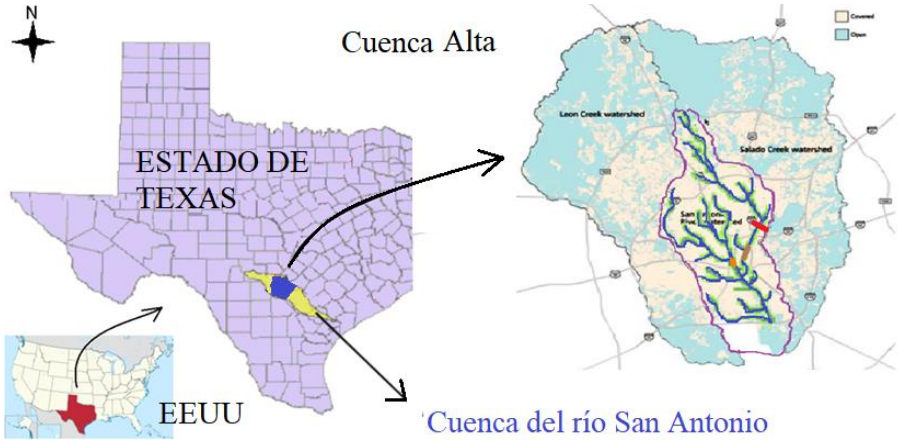


Figura 21.- Sub-cuenca Alta del Río San Antonio, Cuenca sub-urbana y urbana.

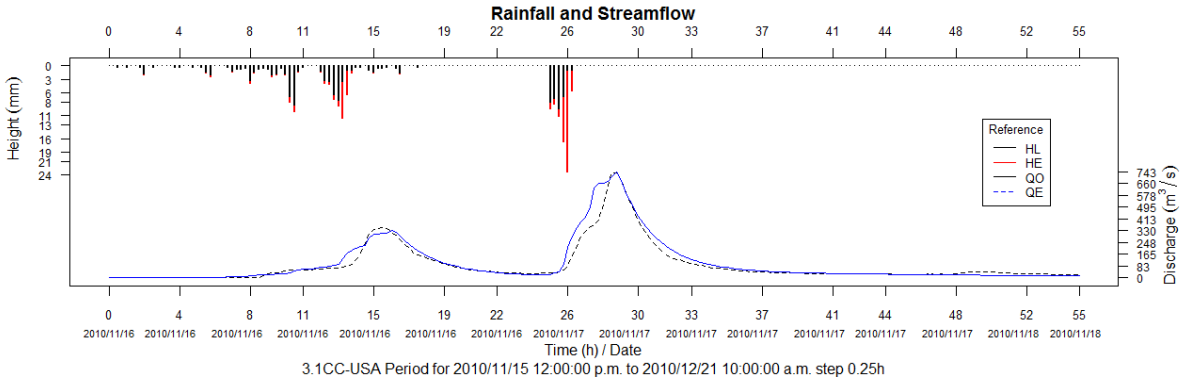


Figura 22.- Hietograma e Hidrograma de la Sub-cuenca Alta del Río San Antonio.
Calibración desde 2010/11/16 al 2010/11/18.

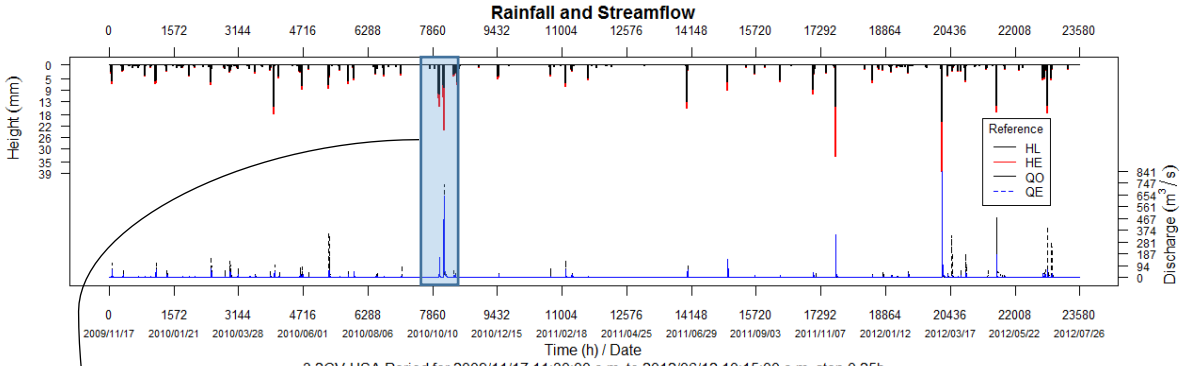


Figura 23.- Hietograma e Hidrograma de la Sub-cuenca Alta del Río San Antonio
Validación desde 2009/11/17 al 2012/07/26

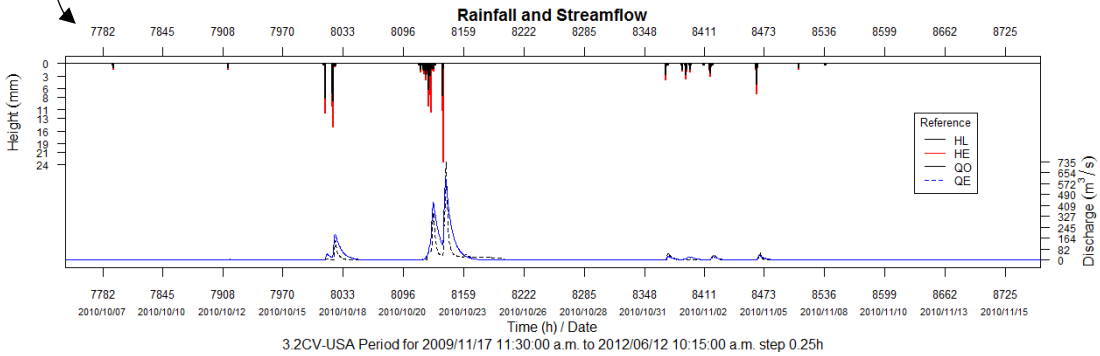


Figura 24.- Ampliación de la Figura 23 desde 2010/10/07 al 2010/11/15.

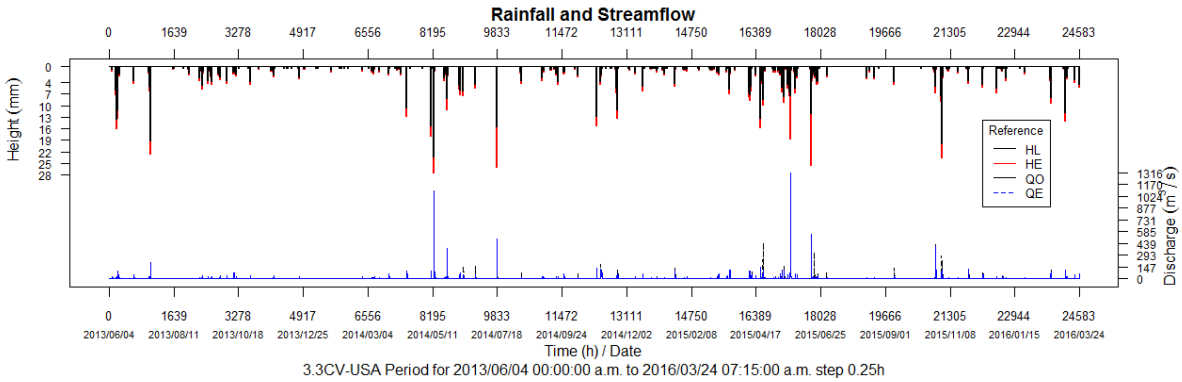


Figura 25.- Hietograma e Hidrograma de la Sub-cuenca Alta del Río San Antonio
Validación desde 2013/06/04 al 2016/03/24

4. San Antonio, Cuenca Alta, estación Goliad, Texas, USA (10.000km^2, Δt=24h);

La morfometría de la cuenca del Río San Antonio, que incluye el aporte hasta la estación Goliad se muestra en la Figura 26. A la cuenca la hemos considerado regional como unidad única de área de drenaje, siendo permeable la mayoría de su superficie, posee pendientes entre 0.2% a 3%, tiene una forma alargada de noroeste a sureste, el clima es variado, alterna entre húmedo y predominantemente seco. Los datos hidrometeorológicos con con Δt = 24,0 horas fueron obtenidos de USGS y WebUSGS. Cada test corresponde a un solo evento, comprendiendo las tormentas más severas que se desarrollaron en la región hasta la fecha considerada en estudio. Al ser un área de drenaje extensa del tipo regional, el área de incidencia de las tormentas se la ha distribuidas espacialmente. Los hietogramas e hidrogramas se aprecian en las Figuras 27, 28 y 29.

Figura26.- Cuenca Alta del Río San Antonio, influencia de aportes en estación Goliad.

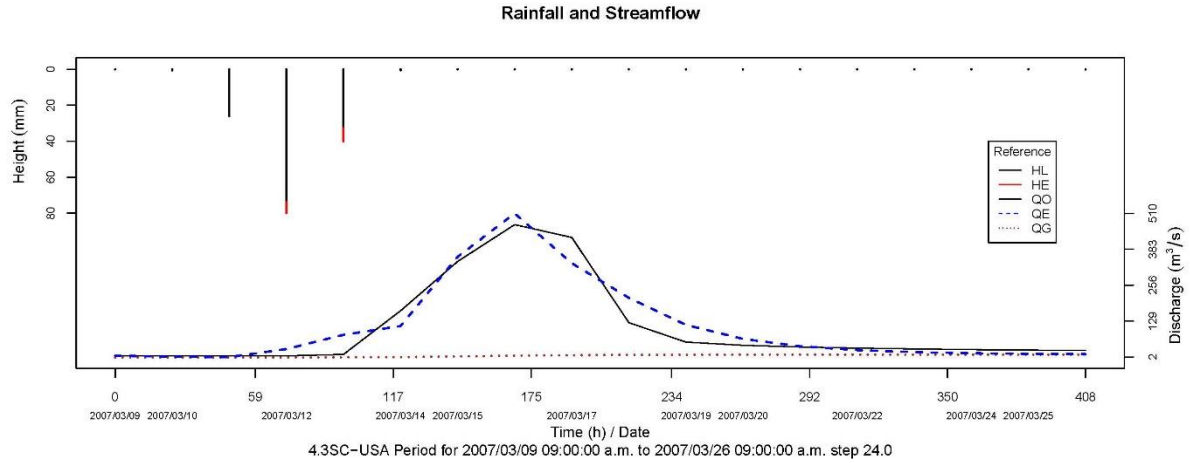


Figura 27.- Hietograma e Hidrograma de la Cuenca Alta del Río San Antonio
Calibración desde 2007/03/09 al 2007/03/27

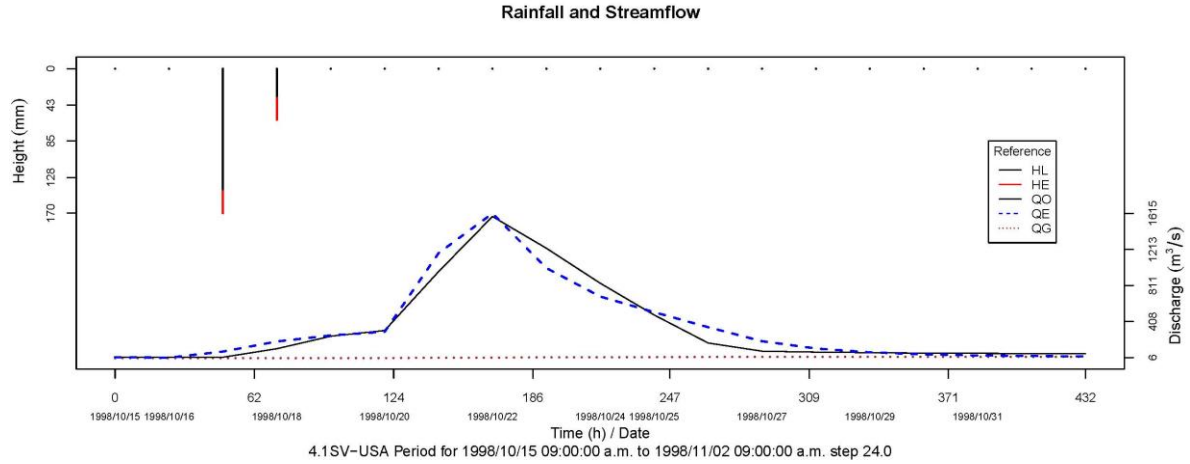


Figura 28.- Hietograma e Hidrograma de la Cuenca Alta del Río San Antonio
Validación desde 1998/10/15 al 1998/11/03

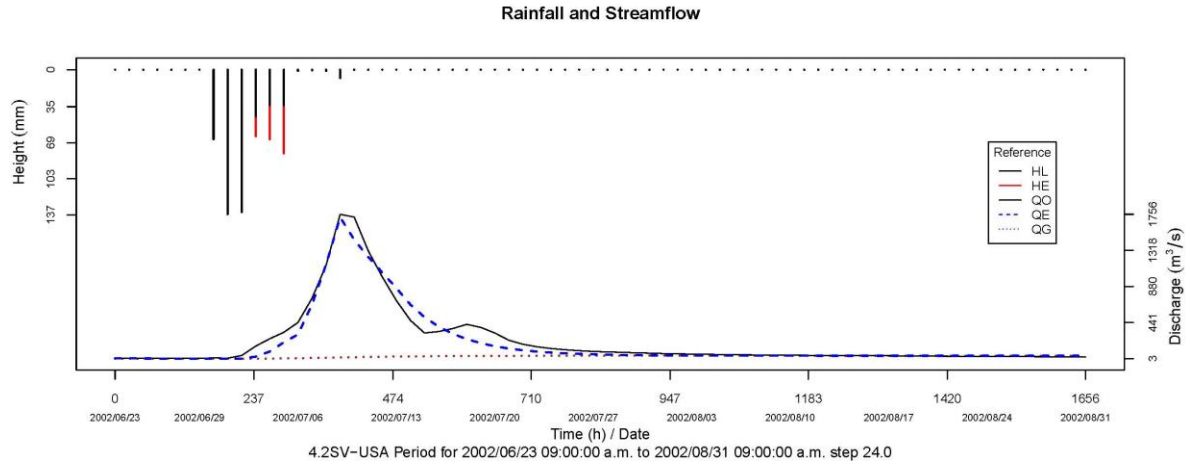


Figura 29.- Hietograma e Hidrograma de la Cuenca Alta del Río San Antonio
Validación desde 2002/06/23 al 2002/08/31

Trabajar con estos eventos simples requirió que se hagan varios intentos para elegir cuál de ellos se debería utilizar para la calibración y cuales para la validación. Finalmente, armado de esta manera se consiguieron los parámetros aceptables para las estimaciones.

5. Sub-cuenca del Río Juquiá en Estación 4F-018R, Ribeira Do Iguapé, São Pablo, Brasil

($4.360 km^2$, Δt=1,0 hora y Δt=15 minutos).

Los test pertenecientes a la sub-cuenca del Río Juquiá en la estación hidrometeorológica 4F-018R, comprende un área de drenaje igual a $4.360,0 km^2$, código 81679000, cuenca del Río Ribeira Do Iguapé, São Pablo, Región Hidrográfica del Atlántico Sudeste, Brasil catalogada por la Agência Nacional de Aguas (ANA), Brasil. La Figura 30 da cuenta de su ubicación y forma. La topografía es montañosa con características de río algo caudaloso y turbulento. La región presenta un clima tropical caliente, con altas temperaturas en verano. La temporada de alta intensidad de lluvias se produce en invierno con temperaturas suaves. Existen dos represas hidroeléctricas pequeñas en el curso alto del río, sin embargo, se ha considerado a los test como río no regulado. Se extrajeron los datos de la WebANA http://www.mapas-hidro.ana.gov.br, debido a la discontinuidad temporal de los datos y a la diferencia de tiempo entre series de registros, fraccionamos el test de la sub-cuenca Juquiá en cuatro partes, dos para los períodos con Δt = 1,0 hora y dos para los periodos Δt = 15 minutos. Es importante remarcar que se calibró con una escala de tiempo de 1 hora para un período muy extenso de 2.400 horas continuas incluyendo varios eventos y se validaron con escalas de tiempos diferentes, de 1 hora y 15 minutos manteniendo un único juego de parámetros. Para este test no se consideró un caudal de salida de napas. Resultados en las Figuras 31, 32, 33 y 34.

Figura 30.- Sub-cuenca del Río Juquiá en Estación 4F-018R, Ribeira Do Iguapé, Sao Pablo, Brasil.

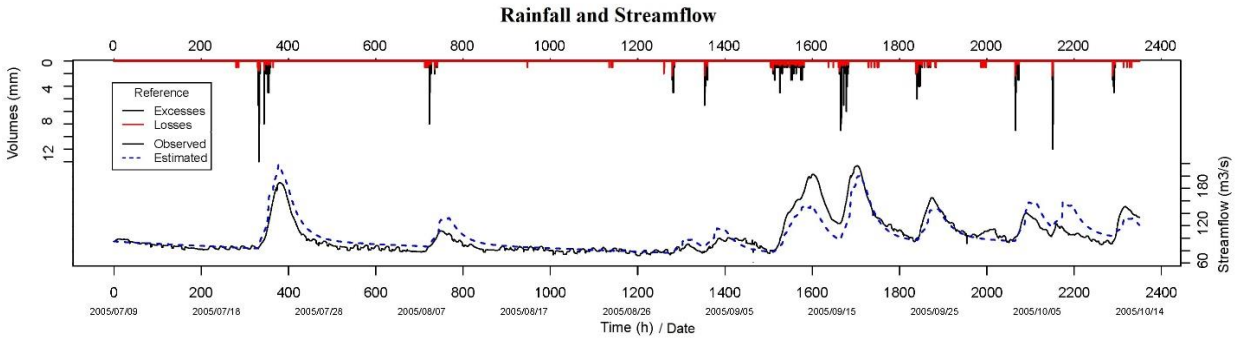


Figura 31- Hietograma e Hidrograma de Sub-cuenca del Río Juquiá en Estación 4F-018R
Calibración desde 2005/07/09 al 2005/10/14 - Δt = 1,0 hora

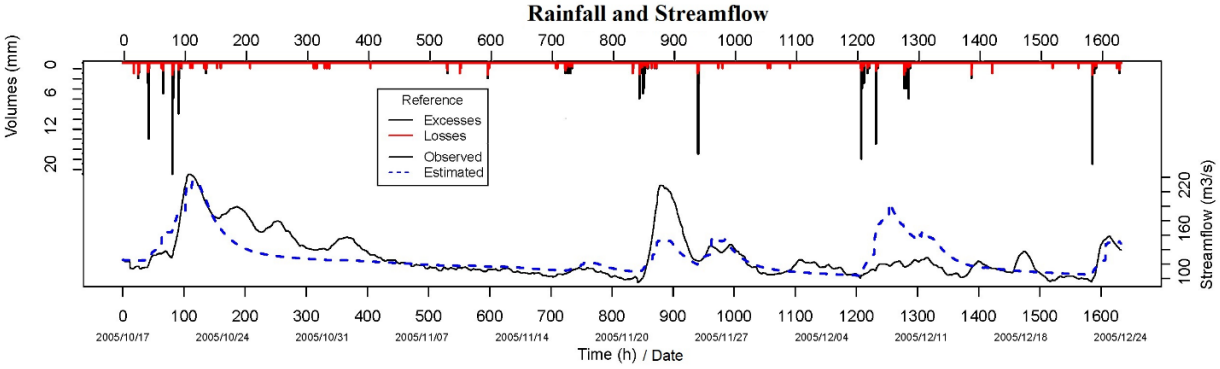


Figura 32.- Hietograma e Hidrograma de Sub-cuenca del Río Juquiá en Estación 4F-018R
Validación desde 2005/10/17 al 2005/12/24 - Δt = 1,0 hora.

La tercera serie representada en la Figura 33 se cuenta con una de las intensidades de lluvias más bajas al igual que los valores de los caudales. Visualmente se interpretaría falta de ajuste, pero en realidad los errores en valores absolutos son bajos.

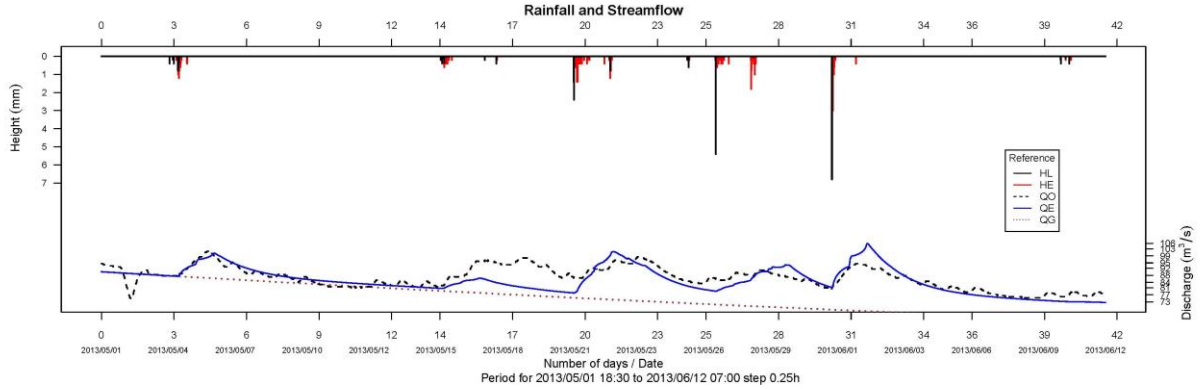


Figura 33.- Hietograma e Hidrograma de Sub-cuenca del Río Juquiá en Estación 4F-018R
Validación desde 2013/05/01 al 2013/06/12 - Δt = 15 minutos.

En la Figura 34 se observa claramente que se parte con humedad antecedente y con un caudal inicial, replicando buen ajuste entre el hidrograma observado con el hidrograma estimado en el inicio de la serie.

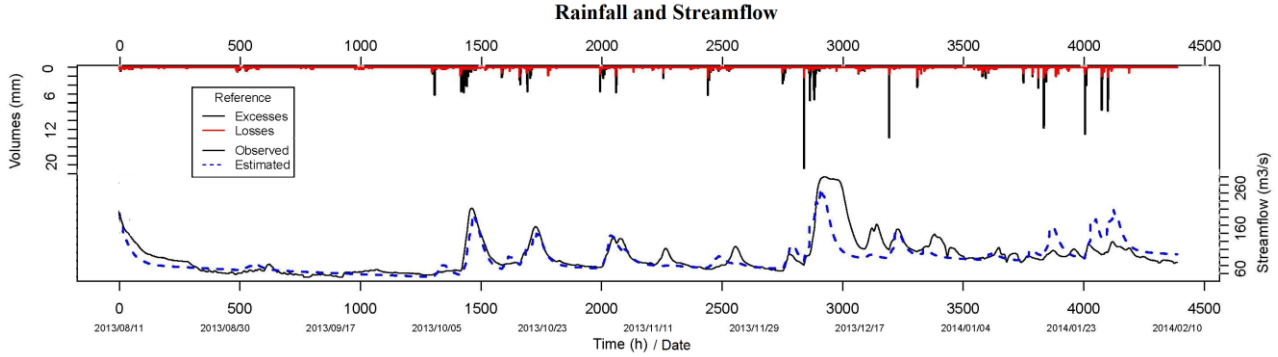


Figura 34.- Hietograma e Hidrograma de Sub-cuenca del Río Juquiá en Estación 4F-018R
Validación desde 2013/08/11 al 2014/02/10 - Δt = 15 minutos

6. Río Salado Santafesino, República Argentina, aforo RP N°70 (41.531km^2, Δt=24h).

La cuenca inferior del Río Salado adopta las características generales de un río de llanura del tipo aluvial. El valle de inundación del río se caracteriza por presentar muy baja energía de relieve con pendientes entre el 0,01% al 0,04%. La cuenca presenta grandes depresiones, paleocauces, y lagunas permanentes. En verano persisten masas de aire tropical cálido y húmedo con vientos del norte con altas temperaturas, mientras que en invierno una masa de aire polar enfría la región. Para este test se intentó reproducir los eventos incluidos en el estudio realizado por Bacchiega, J.C.Bertoni y J.A.Maza (2003). La Figura 35 muestra la composición en sub-cuencas pero a fines del presente se la ha considerado como una macro cuenca.

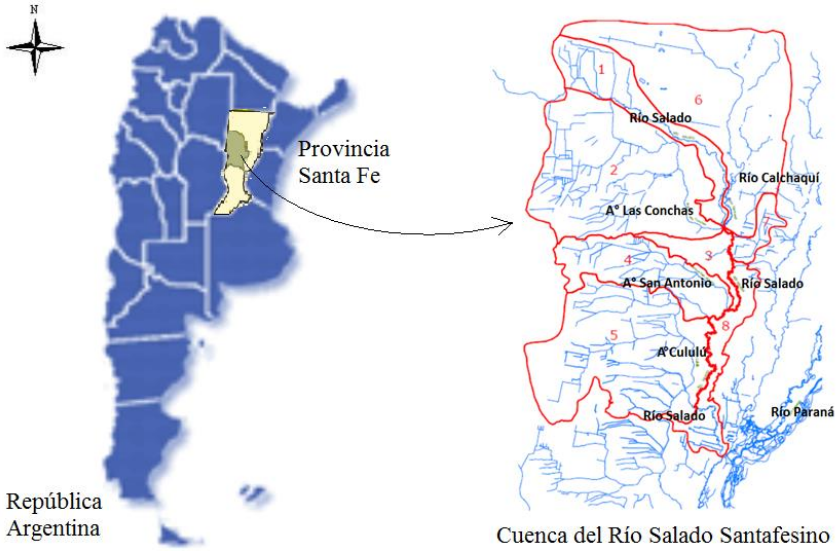


Figura 35.- Cuenca Baja del Río Salado Santafesino, Santa Fe, República Argentina.
Fuente: Bacchiega, J.C.Bertoni y J.A.Maza (2003)

En las Figuras 36, 37 y 38 se reprodujeron los hidrogramas para eventos simples considerando el aporte de un caudal de napas o de capa profunda QG, notándose en este un crecimiento progresivo, un pico y recesión. Entre los picos del hidrograma de superficie observado QO y el pico del QG oscilan en 700 horas promedio.

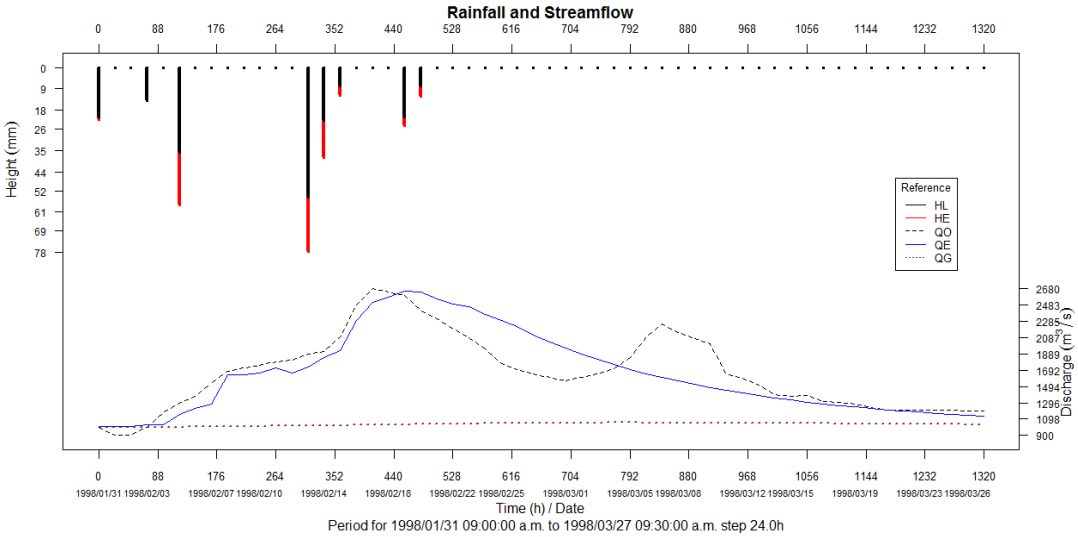


Figura 36.- Hietograma e Hidrograma de la Cuenca del Rio Salado Santafesino
Calibración desde 1998/01/31 al 1998/03/26 - Δt = 24,0 horas

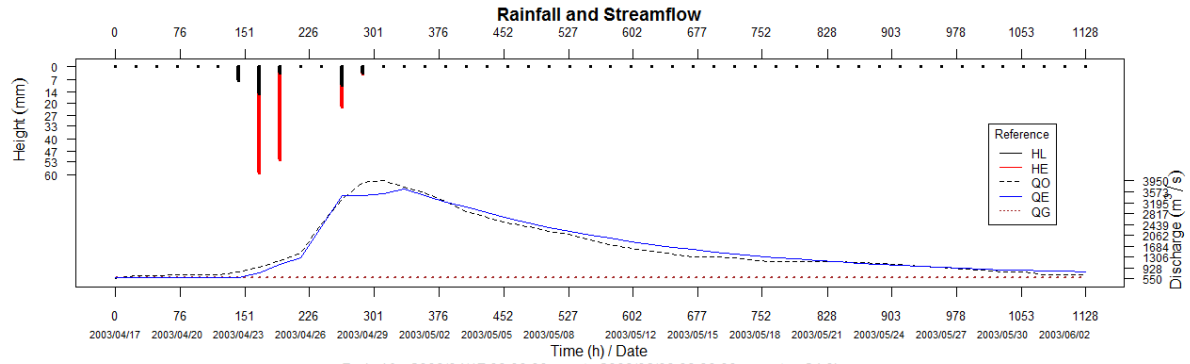


Figura 37.- Hietograma e Hidrograma de la Cuenca del Rio Salado Santafesino
Validación desde 2003/04/17 al 2003/06/02 - Δt = 24,0 horas

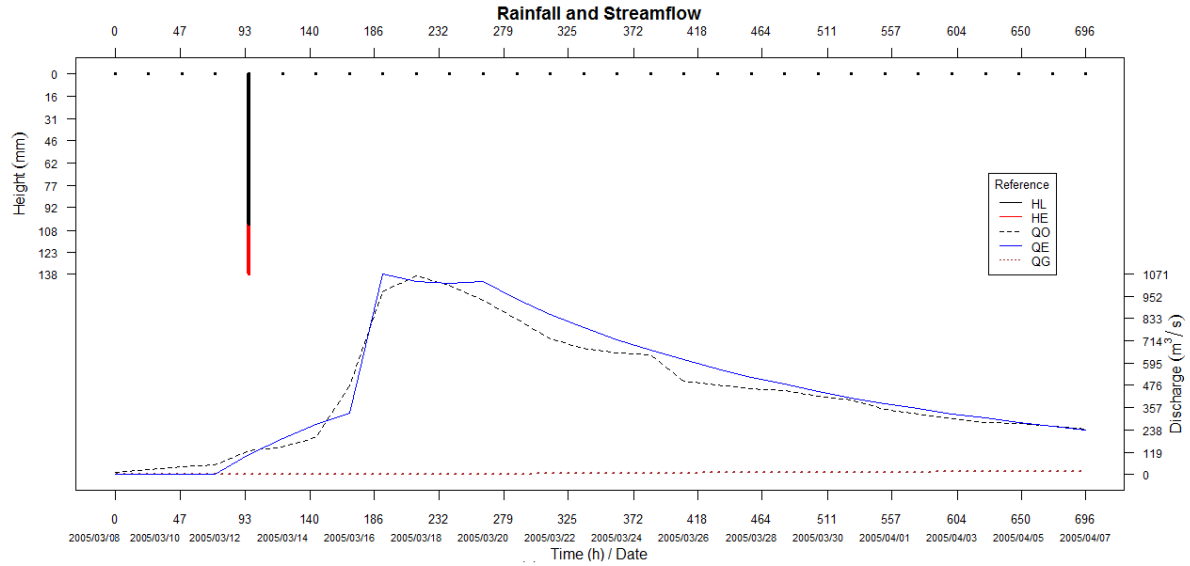


Figura 38.- Hietograma e Hidrograma de la Cuenca del Rio Salado Santafesino
Validación desde 2005/03/08 al 2005/04/07 - Δt = 24,0 horas

7. **Cuenca Alta del Rio Bermejo, Est. Balapuca, Argentina-Bolivia** (4.398,8km^2, Δt=24h).

La cuenca se ubica en el norte argentino, provincia de Salta compartiendo una parte con Bolivia. La sub-cuenca pertenece a la Cuenca del Río Bermejo. Tiene el ecosistema montañoso de la Cordillera de los Andes con una pendiente media del 35%. El régimen hidrológico de los ríos es netamente pluvial con una variedad estacional bien definida, caracterizado por un período de importantes caudales en la época lluviosa. Fuente: Comisión Nacional del Río Bermejo (COREBE). Red Hidrometeorológica de Monitoreo. La ubicación y la forma de la cuenca se la puede observar en la Figura 39.

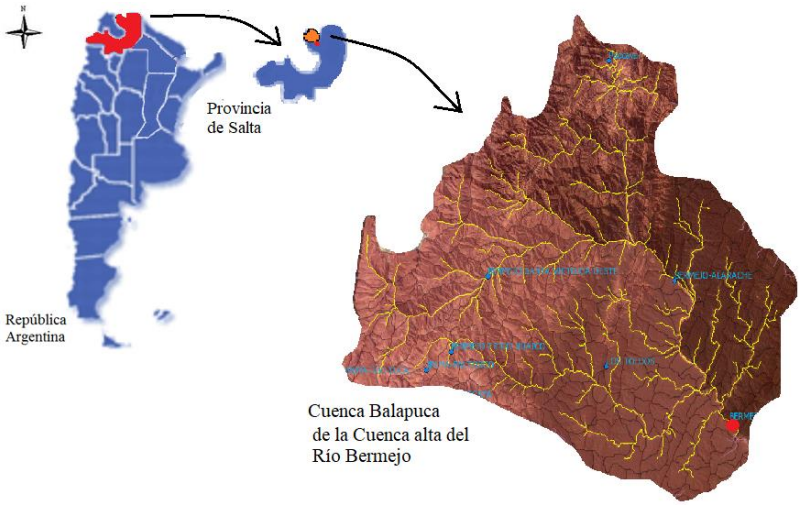


Figura 39.- Cuenca Alta del Rio Bermejo, Estación Balapuca, Argentina-Bolivia.
Fuente: Comisión Nacional del Río Bermejo (COREBE).

Para la calibración se utilizó un período de varios eventos y prolongado, entre 1976/07/08 y el 1978/08/31 comprendiendo 4.200 registros Figura 40. Para la validación se utilizó una de las series continuas más prolongada en este estudio, con fechas desde 1983/06/01 al 2015/09/01 incluyendo 11.780 registros. Acumulando un volumen total precipitado de 56.902mm y encontrado un caudal pico máximos de 3.278,74m3/s. La Figura 41 representa para dicho período el Hietograma y los Hidrogramas con ampliaciones en dos sectores Figuras 42 y 43. Se decidió que al tener solo un juego de parámetros se obtuviera mejores ajustes en los caudales picos de eventos a partir del año 2002.

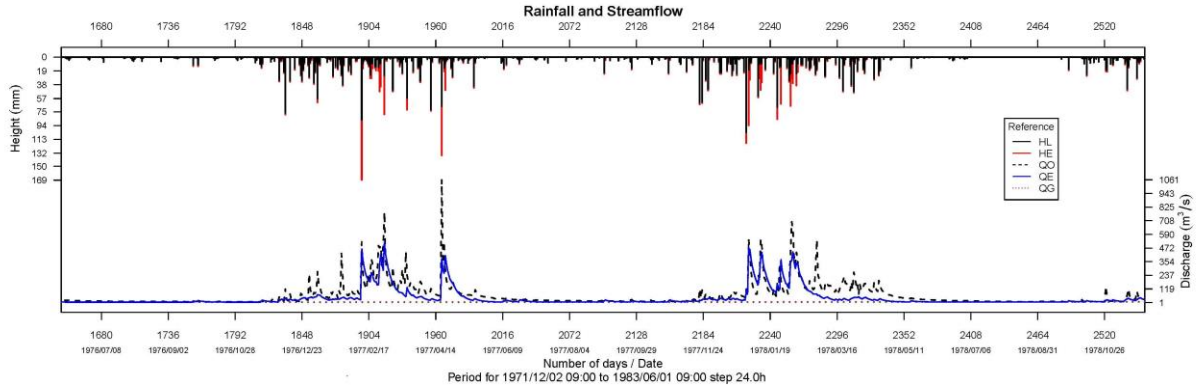


Figura 40.- Hietograma e Hidrograma de la Sub-cuenca del Rio Bermejo, estación Balapuca
Calibración desde 1976/07/08 y 1978/08/31 - Δt = 24,0 horas

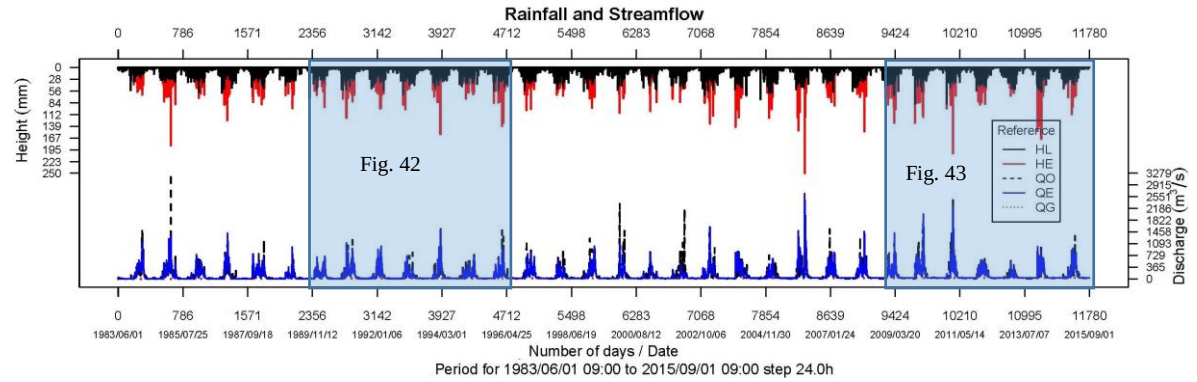


Figura 41.- Hietograma e Hidrograma de la Sub-cuenca del Rio Bermejo, estación Balapuca
Validación desde 1986/06/01 al 2015/09/01 - Δt = 24,0 horas

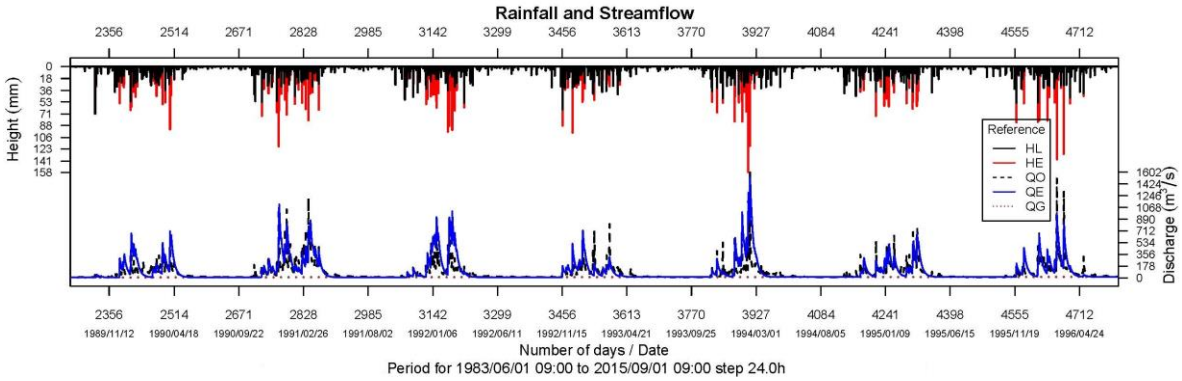


Figura 42.- Zoom de la Figura 35 entre el 1989/11/12 al 1996/04/24

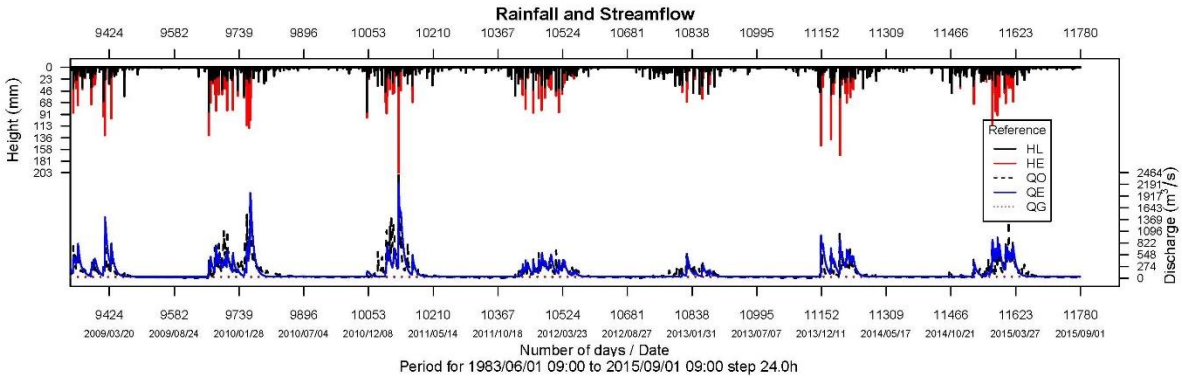


Figura 43.- Zoom de la Figura 35 entre el 2009/09/20 al 2015/09/01

La Curva de Duración de los caudales Observados y Estimados es otra manera de apreciar visualmente los ajustes, permitiendo apreciar para que grupos de caudales se obtiene mejores ajustes Figura 44.

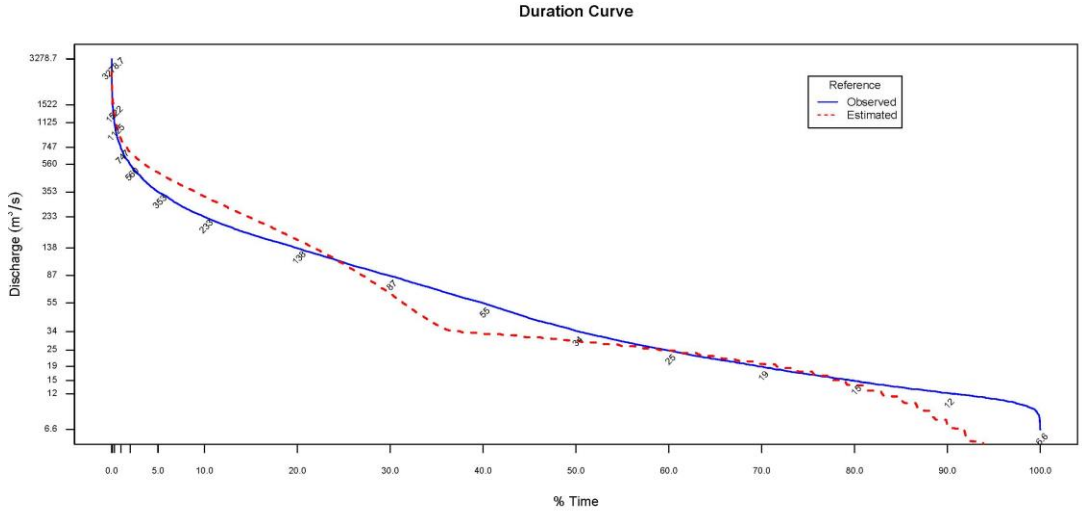


Figura 44.- Curva de Duración de los caudales observados y estimados para la serie de validación desde 1986/06/01 al 2015/09/01. Sub-cuenca del Río Bermejo, estación Balapuca.

8. **Cuenca Baja del Rio Negro, Provincia del Chaco,** Argentina (338,2km^2, Δt=1h).

Es difícil determinar el área efectiva de la cuenca por la escasa pendiente del terreno, que en épocas de lluvias se producen transfluencias entre sub-cuencas. Atraviesa varias zonas urbanas, entre ellas Resistencia la capital de la provincia. El mayor aporte hídrico proviene

de las lluvias locales, caracterizadas por una alta variabilidad. Los meandros abandonados de la planicie, constituyen numerosas lagunas que funcionan como reservorios de agua. El Río Negro se encuentra regulado en el inicio de la cuenca y a la salida con fuerte incidencia del Río Paraná. Fuente: Asociación de Apoyo a la Facultad de Ingeniería (AFIN), Universidad Nacional del Nordeste (UNNE) y Administración Provincial del Agua, Chaco (APA) Figura 45.

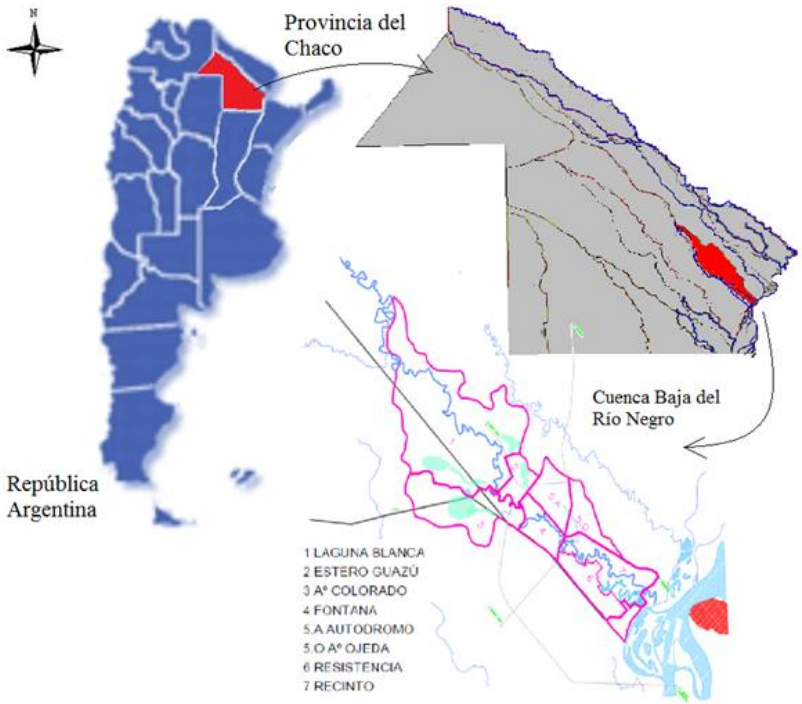


Figura 45.- Cuenca Baja del Río Negro, Chaco, Argentina.
Fuente: Administración Provincial del Agua, Chaco.

En este test a diferencia de los anteriores, se buscó replicar los hidrogramas que dieron origen a los proyectos finales de las obras hidráulicas. Los hidrogramas que aparecen como observados no son tales, son producto de aplicar modelos numéricos para hacer coincidir los volúmenes de escurrimiento directo con los volúmenes estimados ocupados en la cuenca apoyados por las curvas de nivel y las escalas limnimétricas. Estos hidrogramas numéricos han sido controlados con aforos. Utilizaron el método de la Curva Número como método de pérdidas y por procedimiento indirecto encontraron los volúmenes de escorrentía directa similares, de esta manera las primeras calibraciones. En este trabajo se buscó un juego de parámetros para la cuenca de aporte en Puerto Tirol (Laguna Blanca 157.5km^2) y otro juego de parámetros por incorporar topografía distinta abarcando la cuenca de aporte completa en 338,2km^2 (hasta la localidad de Pto. Barranqueras).

En *AFIN-SUPCE (1999)* el análisis del hidrograma de los dos eventos de lluvias de la Figura 46, lo han considerado como eventos simples, separados, la primera tormenta para determinar la humedad antecedente y calibrar con la segunda. Consideraron a la cuenca semi-distribuida y utilizando el modelo ARHYMO. Para este estudio se las consideró a los dos eventos como continuos y una única cuenca como concentrada. Además, para Qom se consideró caudal de napas y en los observados se consideró solo el escurrimiento superficial directo, por eso la diferencia en más del caudal pico.

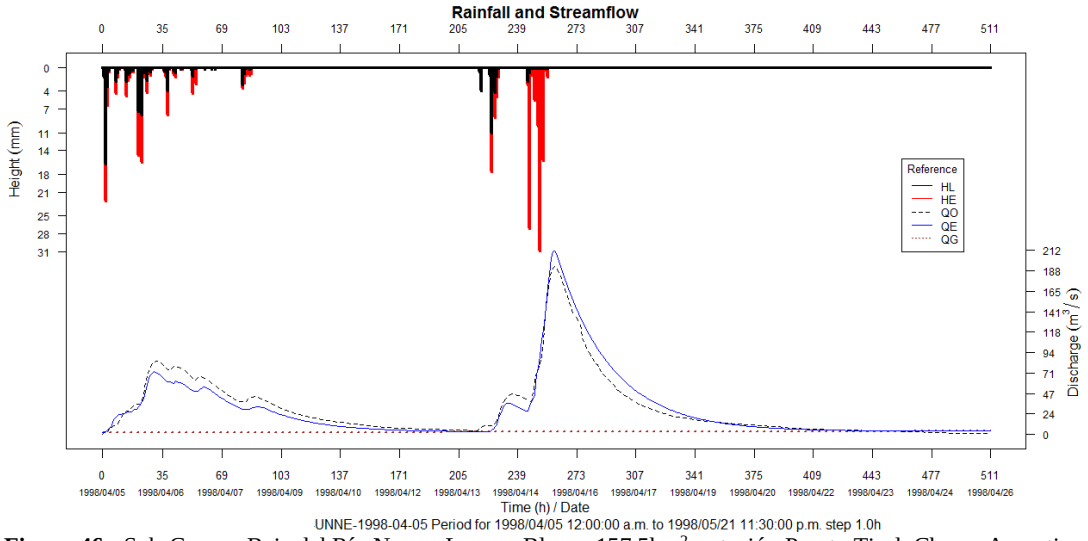


Figura 46.- Sub-Cuenca Baja del Río Negro, Laguna Blanca 157.5km^2, estación Puerto Tirol, Chaco, Argentina. Calibración desde 1998/04/05 al 1998/04/26 - Δt = 1,0 hora

En *INCONAS (2001)* se modeló el sistema hidrológico de la cuenca de aporte del Río Negro sin regulación, entre otras consideraciones. Utilizaron el software HEC-HMS optando por una cuenca semi-distribuida (dividida en 7 partes), método CN para pérdidas y tormentas de diseño con tiempo de recurrencia de 100 años como eventos continuos. En este estudio se simplificó el problema, replicaron las mismas tormentas de diseño sobre una única cuenca considerada como concentrada. Se solaparon los resultados, Figura 47**,** en donde puede observarse similares comportamientos, aunque para los tiempos de recesión para Qom son más prolongados.
En la Figura 48, se muestra hietograma e hidrograma para dos meses de registros, en donde se produjeron copiosas lluvias y varios eventos para un estado previo muy seco. No tiene caudales observados, solo se presentan los caudales que estimó Qom. Fuente: Sistema Automático de Telemedición (SAT), APA.

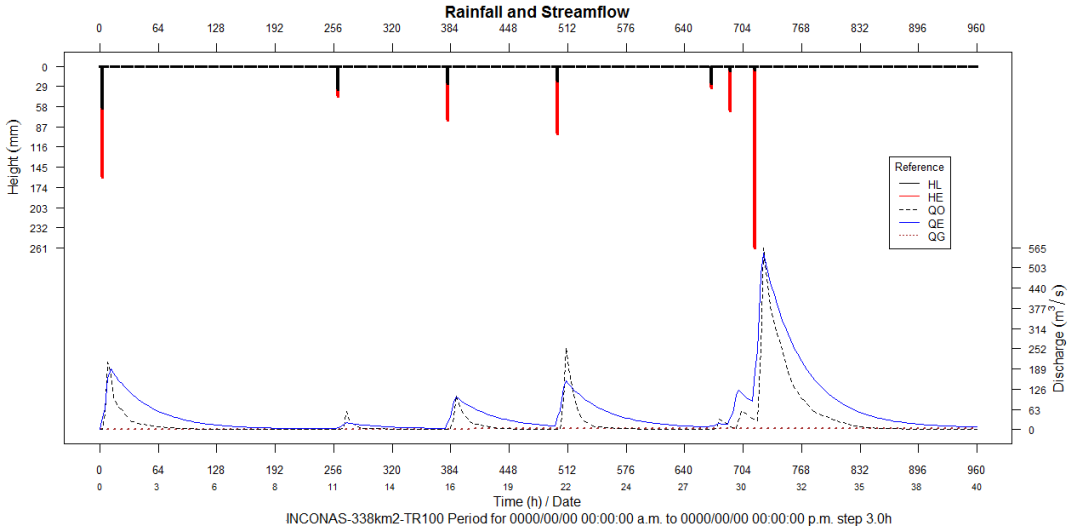


Figura 47.- Cuenca Baja del Río Negro, 338,2km^2, Pto. Barranqueras, Chaco, Argentina. Validación con hidrograma INCONAS TR 100 años - Δt = 1,0 hora

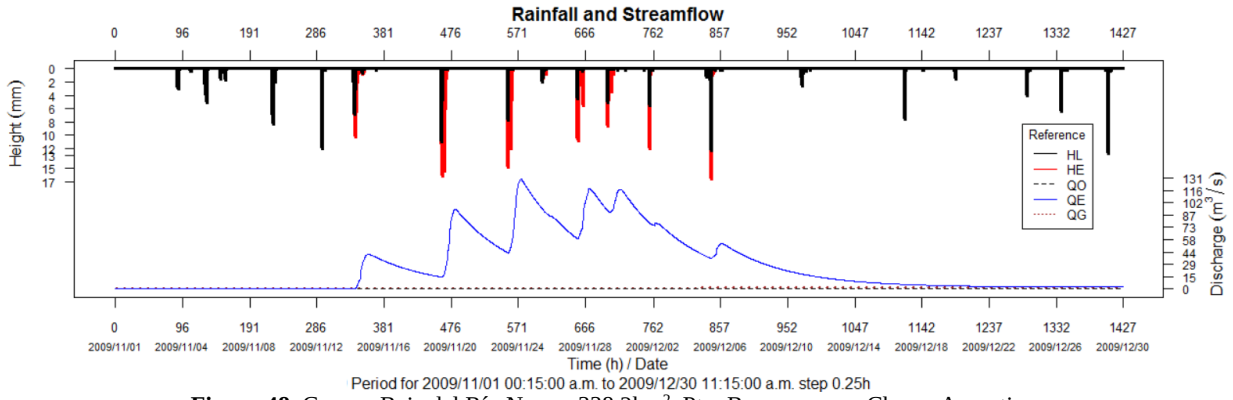


Figura 48. Cuenca Baja del Río Negro, 338,2km^2, Pto. Barranqueras, Chaco, Argentina.
Tormentas registradas desde 2009/11/01 al 2009/12/30 - Δt = 15 minutos

EVALUACIÓN DE RESULTADOS

En la **Tabla 8** se muestran los valores de los parámetros elegidos para cada cuenca luego de los procesos de calibración y validación. No son únicos, puede haber otros juegos de parámetros con mejores o peores resultados aceptables.

Tabla 8.- Valores elegidos para los parámetros.

Cuenca del Río	Rmáx (mm)	Smáx (mm)	VC (mm/h)	Ki (h)	Kp (h)	Kg (h)
1. Asua	7,0	26,2	0,06	2,0	2,2	88.499
2. Artibai	5,0	12,0	0,05	969,0	18,0	413,7
3. San Antonio, Loop 410	0,3	50,0	3,50	2,0	19,0	-
4. San Antonio, Goliad	10,0	128,0	1,18	30,0	14,5	10.000
5. Juquiá, 4F-018R	3,0	4,0	0,01	35,0	4.373,0	2.619
6. Salado Sanafesino	10,0	50,0	0,10	112,0	43,0	1.200
7. Bermejo, Balapuca	5,5	95,0	0,23	48,0	300,0	-
8. Baja del Río Negro	29,0	74,0	0,27	28,0	288,0	18.080

Si no se contara con buena información de las características de la cuenca y/o se utilizara en cuencas de gran superficie se podrían adicionar parámetros calibrables como variables optativas a determinar o simplemente datos adicionales, siendo estas **Shape,** un valor numérico adimensional indicando la forma de la cuenca; **CT** (hora) el tiempo de concentración y; el valor del exponente **Eq**, que es un número adimensional de base exponencial correspondiente a la ecuación del modelo de Reservorio Lineal Simple. El incremento de parámetros es optativo mejorando los ajustes. Esta posibilidad de cambiar el valor de la base exponencial se debe a que "… el modelo de respuesta Clark tiene un solo parámetro por respuesta con la dificultad de representar cuencas con mayor retardo" (extraído de Tucci C.E.M. 2005. Modelos Hidrológicos 2da edición. Edit. UFRGS. ABRH Pág. 115).

La **Tabla 9** da cuenta de la calidad de los ajustes *Duda et al (2012)* y del funcionamiento en las estimaciones de Qom. Las columnas tienen números que significan: 0) las cuencas estudiadas, 1) las series de registros con el número de la serie y dos letras que significan, la primera letra C el significado de evento continuo y S de evento simple y la segunda letra C calibración y V de validación. En la fila de abajo el espaciado de tiempo de los registros que ayudarán con la clasificación; 2) períodos de estudios con formato de año, mes y día (aaaammdd); 3) la cantidad de registros; 4) el volumen de precipitación total en ese periodo; 5) el error relativo del Balance de Masa aplicando Qom; 6) el error relativo entre los volúmenes de los Qo y Qe hallado aplicando Clark; y desde el 7) al 11), los valores de los indicadores de ajustes que son comparables con los valores expuestos en la sección Calibración y Validación.

Tabla 9. – Series, períodos e indicadores de ajustes.

0 Cuenca	1 Series	2 Periodo	3 Regis-tros	4 P(mm)	5 RE% MB Qom	6 RE% Qp Clark	7 R^2	8 ENS	9 PBIAS	10 ERQQ	11 RSR
1	1CC Δt=24h	20070205 20070810	187	578	0,2	10,7	0,86	0,85	10,6	0.18	0,38
	2CV Δt=24h	20050606 20070108	582	1.619	0,1	10,0	0,67	0,57	10,0	0.52	0,65
	3CV Δt=24h	20070909 20090411	581	2.217	-5,9	-15,2	0,77	0,76	15,1	0,25	0,49
	4SV Δt=24h	20090608 20090930	115	314	0,0	-7,2	0,98	0,91	47,8		0,30
2	1CV Δt=10m	20020617 20021231	29.224	819,4	0,9	17,7	0,79	0,77	26,7	0,52	0,49
	2CV Δt=10m	20030201 20030304	4.588	93	0,0	-15,8	0,90	0,88	15,8	0,13	0,33
	3CV Δt=10m	20030401 20040108	40.747	935	0,4	-2,9	0.78	0,71	2,95		
	4CC Δt=10m	20030401 20040108	637	81,7	0,0	0,3	0,94	0,93	0,0		
3	1CC Δt=15m	20101115 20101221	300	171,5	0,0	4,9	0,95	0,92	11,66		0,29
	2CV Δt=15m	20091117 20120612	94.315	1.924	0,0	-40,8	0,54	0,30	40,83		0,83
	3CV Δt=15m	20130604 20160324	98.328	2.209	0,0	1,0	0,67	0,50	0,61		0,71
4	1SV Δt=24h	19981015 19981102	19	230	0,0	2,2	0,95	0,95	4,4		
	2SV Δt=24h	20020623 20020831	70	554	-1,37	10,5	0,94	0,94	6,7		
	3SV Δt=24h	20070309 20070309	18	147	-10,0	8,4	0,92	0,91	6,2		
5	1CC Δt=1h	20050709 20050709	2.351	435	0	6,3	0,82	0,76	6,3	0,13	0,45
	2CV Δt=1h	20051017 20060104	1.634	306	0,0	1,05	0,56	0,56	1,9	0,09	0,66
	3CV Δt=15m	20130501 20130613	3.987	71	0,0	-1,72	0,54	0,30	1,71	0,04	0,83
	4CV Δt=15m	20130811 20131222	17.551	858	0,0	1,06	0,67	0,67	1,05	0,19	0,57
6	1SV Δt=24h	19980131 19980327	56	258	2,0	0,96	0,73	0,67	1,25		0,57
	2SV Δt=24h	20030417 20030603	48	145	1,08	-7,0	0,97	0,97	1,71		0,16
	3.SC Δt=24h	20050309 20050407	192	138	0,0	1,05	0,97	0,95	6,37		0,21
7	1CV Δt=24h	19711201 19780831	4.200	24.886	0,0	-37,64	0,61	0,55	37,6		0,66
	2CV Δt=24h	19830601 20150901	12.115	56.902	0,05	13,45	0,56	0,33	13,44		0,81
8	1CC Δt=1h	19980405 19980521	512	290	0,0	-2,64	0,96	0,95	2,62		0,23
	2CV Δt=1h	T. diseño TR=100	321	733	0,0	2,54	0,84	0,56	113,4		0,66
	3CV Δt=1h	20091101 20091230	5.709	727							

Dado que en las Tablas 6 y 7 los calificativos de ajustes se clasificaron para períodos de registros mensuales y diarios, para este estudio se ha considerado la misma clasificación haciendo una salvedad. Que se deberían ampliar los límites tolerantes de los indicadores para calificar los registros de una hora, 10 y 15 minutos, como muchos de los casos presentados en este artículo.

Referencias

Muy bueno	Bueno	Satisfactorio	Pobre

CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos de las pruebas realizadas al grupo de cuencas de ejemplo desde el punto de vista del Balance de Masa aplicando Qom han sido excelentes, con errores relativos menores al 10%.
Respecto a la comparativa entre los hidrogramas observados y estimados, los resultados obtenidos han sido favorables, los valores de los indicadores en su mayoría se calificaron de satisfactorios a excelentes. En este aspecto, considerando que debería extenderse los límites inferiores de los indicadores para los registros de una hora, 10 y 15 minutos, tal como sucede para la clasificación de registros de un mes y un día. Además, la clasificación adoptada no tiene en cuenta la complejidad que implica una extendida continuidad de los datos como son las series presentadas en este trabajo.

Puede decirse que Qom sería utilizable para cubrir un amplio campo de cuencas morfométricamente distintas, utilizable en cuencas urbanas, rurales, con tamaños pequeños, medianas y grandes sin preferencia en climas.

Respecto a la utilización de las técnicas de optimización multi-objetivo para realizar calibraciones aplicando algoritmos, se puede decir que ha sido altamente aprovechable y se ha ahorrado tiempo para tomar decisiones en cuanto al juego de parámetros a elegir.

TRABAJOS FUTUROS

1. Probar el modelo de pérdidas **Qom** con otros modelos alternativos de traslación y atenuación como el de Nash.
2. Incorporar proceso de deshielo.
3. Utilizar Qom dentro de un modelo numérico hidráulico distribuido.
4. Desarrollar y vincular un sistema que permita interpretar los volúmenes de agua y la distribución espacial desde emagrama (radio sondeo), las imágenes satelitales y de los radares meteorológico.
5. Considerando los datos de las precipitaciones tomados desde un sistema SCADA (Supervisory Control And Data Acquisition), predecir los caudales de salida y monitorear su desarrollo mientras se desarrolla la tormenta.

LISTA DE SÍMBOLOS

Rmáx (mm): almacenamiento máximo de agua en la superficie del suelo (por depresiones, etc.)
Smáx: (mm) almacenamiento máximo de agua en el seno del suelo como 1era capa.
VC(mm/s): coeficiente de conductibilidad volumétrico, representa espacialmente la máxima cantidad de agua por unidad de tiempo que se desplazaría en el suelo hacia capas inferiores o la salida, expresado en volumen por unidad de superficie por unidad de tiempo.
Dp(mm): volumen potencial de agua que se desplaza en el uselo.
Sp (mm): agua potencialmente infiltrada
Eq: valor base exponencial de la ecuación de traslación.
Shape: valor que representa el coeficiente de forma de la cuenca.
CT: tiempo de concentración de la cuenca.
N: cantidad de registros de datos.
i : número del registro de los datos o índice.
T[i] (h) : tiempo transcurrido en el registro **i** en el cual se tomaron los datos siendo $T = \Delta t \; i$
Δt (h): fracción de tiempo constante en que se registran los datos
P[i] (mm): volumen precipitado para un registro indexado.

R[i] (mm): volumen de almacenamiento superficial para un registro indexado.
S[i] (mm): volumen de agua almacenado en el suelo para un registro indexado.
D[i] (mm): volumen de agua que escurriría hacia la salida o almacenamiento de agua en suelo como 2da capa para un registro indexado.
Ki (h): tiempo medio de vaciamiento del reservorio en suelo impermeable.
Kp (h): tiempo medio de vaciamiento del reservorio en suelo permeable.
Kg (h): tiempo medio de vaciamiento del reservorio de napa o capa profunda de suelo.
Vi (mm): volumen de escurrimiento directo en suelos impermeables.
Vp (mm): volumen de escurrimiento directo en suelos permeables.
Vg (mm): volumen de escurrimiento de napas.
Qp (m^3/s): caudal de escurrimiento superficial directo en la porción se suelo permeable.
Qi (m^3/s): caudal de escurrimiento superficial directo en la porción se suelo impermeable.
Qg (m^3/s): caudal de escurrimiento de napa indirecto en el suelo.
Area (km^2): área de la cuenca de aporte.
% permeqble: porcentaje de suelo permeable en valor decimal.
Δt (hours): paso de tiempo entre registros de la serie de datos observados.
Reg Ini: registro de inicio.
Reg End: último registro.
Ro (mm): almacenamiento superficial inicial.
So (mm): almacenamiento inicial en el suelo.

NOMENCLATURAS

AFIN-SUPCE. Plan de Manejo Pluvial para la Cuenca Inferior del Río Negro Dentro del Área Metropolitana del Gran Resistencia – Etapa II. Asociación de Apoyo a la Facultad de Ingeniería de la UNNE (AFIN) - Sub Unidad Provincial de Coordinación para la Emergencia (SUPCE). Junio 1999**.**

ARHYMO. Maza, J.A.; L.A.T. Fornero; C.J. Litwin; P.C.O. Fernández (1996). Software para hidrología distribuido por el Instituto Nacional del Agua (INA).

BFA-DFB. Bizkaiko Foru Aldundia, Diputación Foral de Bizkaia, España.

COREBE. Comisión Nacional del Río Bermejo.

HEC-HMS: USACE. Hydrologic modeling system – HEC-HMS, applications guide. US Army Corps of Engineers, hydrologic engineering center,Washington, DC.

INCONAS. Proyecto Ejecutivo. Sección 10, Memorias Técnicas. Estudios Hidrológicos e Hidráulicos. Volumen I: Modelación del Sistema Hidrológico de la Cuenca de Aporte al Río Negro. INCONAS S.A. Consultora (2001).

SCS. Soil Conservation Service. Soil taxonomy. Soil Survey Staff, USDA, Agriculture Handbook No. 436. (1975)

USGS: United States Geological Survey

WebANA: http://www.mapas-hidro.ana.gov.br

WebBFA-DFB: http://web:bizkaia:net

WebUSGS: National Water Information System (http://nwis.waterdata.usgs.gov/nwis)
ANA: Agencia Nacional de Aguas (ANA), Brasil

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bacchiega, J.C.Bertoni y J.A.Maza (2003). Pericia hidráulica correspondiente al Expediente Nº 1341/2003. Poder Judicial de la Provincia de Santa Fe.

Beume et al. (2007). Beume, N., Naujoks, B. and Emmerich, M. (2007) Sms-emoa: Multiobjective selection based on dominated hypervolume. Eur. J. Operat. Res., 181, 1653–1669.

Boersma et.al. (1971) Boersma, L. L. and Kirkham, D. and Norum, D and Ziemer, R. and Guitjens, J. C. and Davidson, J. and Luthin, J. N. Soil moisture, Eos, Transactions American Geophysical Union. Vol. 52, N° 6, issn 2324-9250, pag. 279-285.

Clark C.O. (1945). Storage and the unit hydrograph. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 671 110:1419-1446.

Darcy H. (1856). Détermination des lois d'écoulement de I'eau á travers le sable, Apéndice D. Les Fointaines Publique de la Ville de Dijon.

Deb et al (2002). Deb, K., Pratap, A., Agarwal, S. and Meyarivan, T. A fast and elitist multiobjective genetic algorithm: NSGA-II. IEEE Trans. Evolution. Comput., 6, 182–197.

Docampo L. et.al (1986). Morfometra de las cuencas de la red hidrograca de bizkaia (Pais Vasco, Spain). Limnetica, Asociacin Espatiola de Limnologa, Madrid, Spain 5 (1986) 51-67.

Donigian y **Rao** (1990). Selection, Application, and Validation of Environmental Models. Proceedings of International Symposium on Water Quality Modeling of Agricultural Nonpoint Sources. Part 2. June 19-23, 1988. Logan, UT. USDAARS Report No. ARS-81. D. G. Decoursey (ed), pp 577- 604.

Duda P.B. et al (2012). American Society of Agricultural and Biological Engineers ISSN 2151-0032. Transactions of the ASABE Vol. 55(4): 1523-1547.

Durillo y Nebro (2011). jMetal: A Java framework for multi-objective optimization, Advances in Engineering Software 42 (10), 760-77 1970 Gupta H.V et al (1999)., Status of Automatic Calibration for Hydrologic Models: Comparison with Multilevel Expert Calibration.

Efstratiadis A. & D.Koutsoyiannis D. (2010) One decade of multi-objective calibration approaches in hydrological modelling: a review. Hydrological Sciences Journal, 55:1, 58-78

Gupta H.V et al (1999), Status of Automatic Calibration for Hydrologic Models: Comparison with Multilevel Expert Calibration.

Hidalgo (1993). Tratado de viticultura, Ediciones Mundi-prensa, Madrid.

Israelson, O.W. and West, F.L. (1922). "Water holding capacity of irrigated soils". Utah State Agricultural Experiment Station Bull 183: 1–24

Legates y **McCabe** (1999). D.R. Legates y G.J. McCabe. WATER RESOURCES RESEARCH, VOL. 35, NO. 1, PAGES 233-241.

Moriasi D.N. et al (2007) Model Evaluation Guidelines For Systematc Quantification Of Accuracy In Watershed Simulations.

Nash y Sutcliffe (1970). **J. Nash y J. Sutcliffe**. River flow forecasting through conceptual models part I: a discussion of principles. Journal of Hydrology 10 (1970) 282-290.

Nebro et al (2009). Nebro, A.J., Durillo, J.J., Luna, F., Dorronsoro, B. and Alba, E. (2009) Mocell: A cellular genetic algorithm for multiobjective optimization. Int. J. Intell. Syst., 24, 723–725.

Nebro et al (2009B). Nebro, A.J., Durillo, J.J., García-Nieto, J.M., Coello, C.A.C., Luna, F. and Alba, E. (2009) SMPSO: A new PSO-based metaheuristic for multi-objective optimization. 2009 IEEE Symposium on Computational Intelligence in Multicriteria Decision-Making, Nashville, TN, March 30–April 2, pp. 66–73. IEEE.

Rawls et al (1982). Estimations of soil water properties, ASAE Paper N°81-2510. USDA-ARS Hydrology Labaoatory.

Reed P. et al (2013) Evolutionary multiob-jective optimization in water resources: The past, present, and future. Advances in Water Resources 51**,** 438-456

Smith et.al. (1999). Calibration of Watershed Models. Water Science and Application. Vol 6. American Geophysical Union 10/1029/00WS10.

Yapo P.O. et al (1998). Multi-objective global optimization for hydrologic models. Journal of Hydrology 204. pag 83-97.

Zitzler et al (2001). E. Zitzler, M. Laumanns, and L. Thiele. SPEA2: Improving the strength Pareto evolutionary algorithm. Technical Report 103, Computer Engineering and Networks Laboratory (TIK), Swiss Federal Institute of Technology (ETH), Zurich, Switzerland, 2001.

ESTUDIO DE LA EVOLUCIÓN DE LA IMPERMEABILIDAD Y SU IMPACTO HIDROLÓGICO EN LA CUENCA URBANA DE LA LAGUNA ARAZÁ, RESISTENCIA, CHACO

ZALECHAK, Ricardo J. (#) y BASUALDO, Raúl H. (#), RUBERTO, Alejandro R. (*);

Departamento de Hidráulica – Facultad de Ingeniería- UNNE
(*) Grupo de Investigación del Departamento de Hidráulica - Facultad de Ingeniería - UNNE
(#) Alumno de grado de Ingeniería Civil – FI - UNNE
Av. Las Heras 727 (CPA H3500COI). TE (0362) 4427006. Correo electrónico: aleruberto44@yahoo.com.ar

RESUMEN

Se aborda el estudio de cómo ha evolucionado una cuenca urbana de llanura denominada de la Laguna Arazá, situada en la ciudad de Resistencia, Chaco.
Siendo la misma de baja energía de relieve: pendiente media 0,0018m/m y próxima al valle de inundación del río Paraná y con un área de aporte de 14,96ha. Para analizar el uso del suelo con aplicación hidrológica se consideraron como: pastos, árboles, edificaciones, suelo desnudo y agricultura correspondientes con fotografías aéreas e imágenes satelitales de diferentes períodos: 1962, 1979, 1998, 2004 y 2017, que cubren un rango de evolución de 55 años. Se simularon los cinco escenarios con el modelo ArHymo, previamente calibrado, utilizando tormentas convectivas de alta intensidad de precipitación y para distintas recurrencias. El aumento promedio de la impermeabilidad en la cuenca ha sido de 10,7% cada 10 años, similar a cuencas próximas de la ciudad de Resistencia ya estudiadas. A modo de conclusión es posible observar que se ha producido aumento en el caudal pico y volumen de escorrentía similar a cuencas vecinas, producto de la antropización de la zona. Mediciones y simulaciones como la presente permiten planificar los desagües pluviales de ciudades similares en sistemas de llanura.

ABSTRACT

It has been an approach of the evolution of an urban plain basin called the Laguna Arazá, located in Resistencia, Chaco city.
Being the same of low energy relief: average slope 0.0018m/m and near of the Paraná river valley flood with contribution area of 36,96 Acres. In order to analyze the use soil with hydrological application were considered as: pastures, trees, buildings, bare soil and agriculture corresponding with aerial photographs and satellite images of different periods: 1962, 1979, 1998, 2004 and 2017, covering an evolution range of 55 years. The five stages simulated using the ArHymo model, previously calibrated, using convective storms of high precipitation intensity for different recurrences. The average increase in waterproofing basin was 10.7% every 10 years, similar to basins near Resistencia cities already studied. As a conclusion, it is possible to observe that there has been an increase in the peak flow and volume of runoff similar to neighboring basins, as a result of the anthropization area. Measurements and simulations like the present permit plan the storm drains of similar cities in flatlands systems.

INTRODUCCIÓN

La zona en estudio se ubica en la ciudad de Resistencia, Departamento San Fernando, Chaco, el cual se sitúa a la vera del río Negro que finalmente descarga al río Paraná (fig. 1). Posee coordenadas medias 27º 27'S y 59º 03'W y altitud media 51msnm.

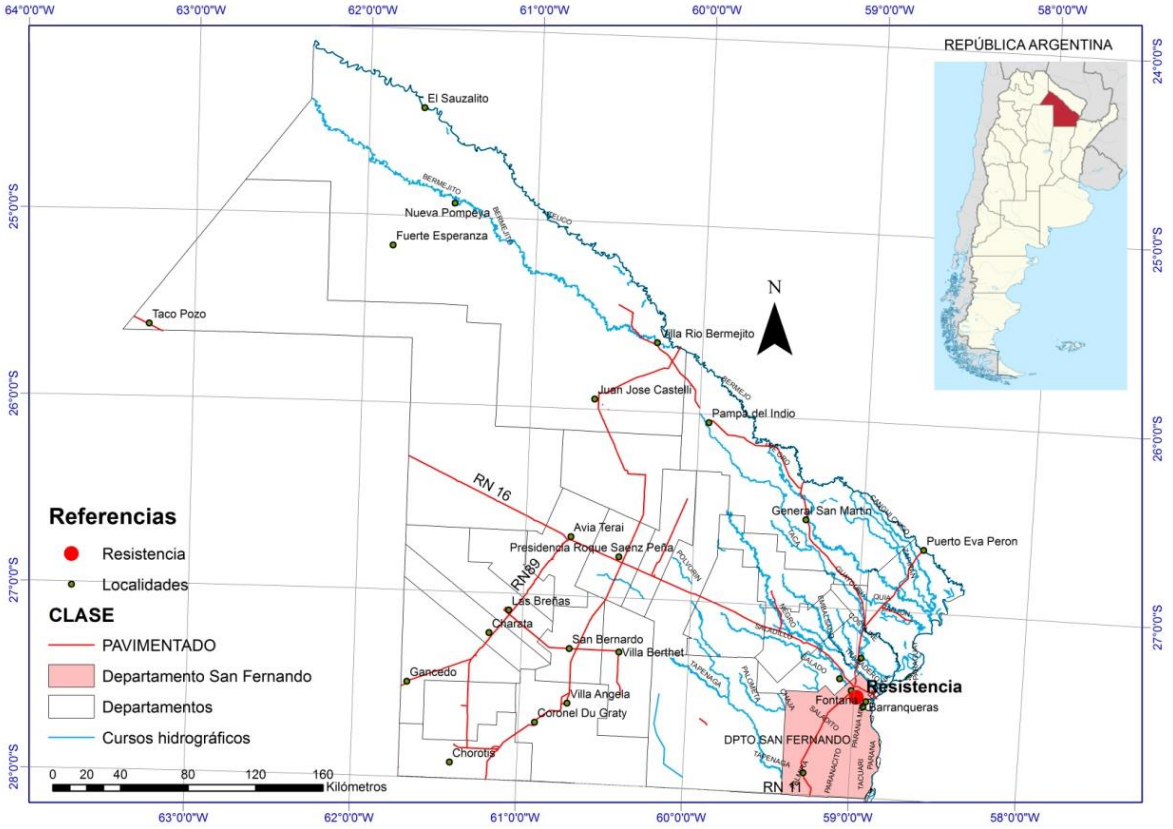


Fig. 1. Ubicación geográfica del estudio (elaboración propia).

En el área en estudio la lluvia media anual es aproximadamente 1.350mm (serie 1956-2016), con una frecuencia media anual de 75 eventos por año, correspondientes a la serie 1988-2012, (Ruberto et al, 2013).

La zona es meteorológicamente homogénea dentro de la llanura chaqueña, donde se ubica, teniendo como rasgo característico los sucesos convectivos, propios de la región subtropical en estudio.

"Pilar, J. et al (apud CPTEC-INPE, 1998) citan las altas probabilidades de ocurrencia de eventos convectivos, fenómeno muy común en cualquier época del año en estas latitudes" y Pilar & Depettris, 2000 aclaran que "esto es justificable por el hecho que los procesos son marcadamente puntuales y no tienen relación con direcciones geográficas dominantes".

El sistema hidrológico urbano que se estudia, en Resistencia, se encuentra en el Sector Sur de la misma, siendo que el sistema de macrodrenaje se divide en dos: el Sector Norte y el Sector Sur, cuyo límite físico son las vías del FFCC General Belgrano, el cual divide las aguas y áreas de aporte de los sistemas del río Negro al norte y del riacho Arazá al sur.

La cuenca estudiada se denomina De Grandi, subcuenca de la laguna Arazá (fig. nº2).

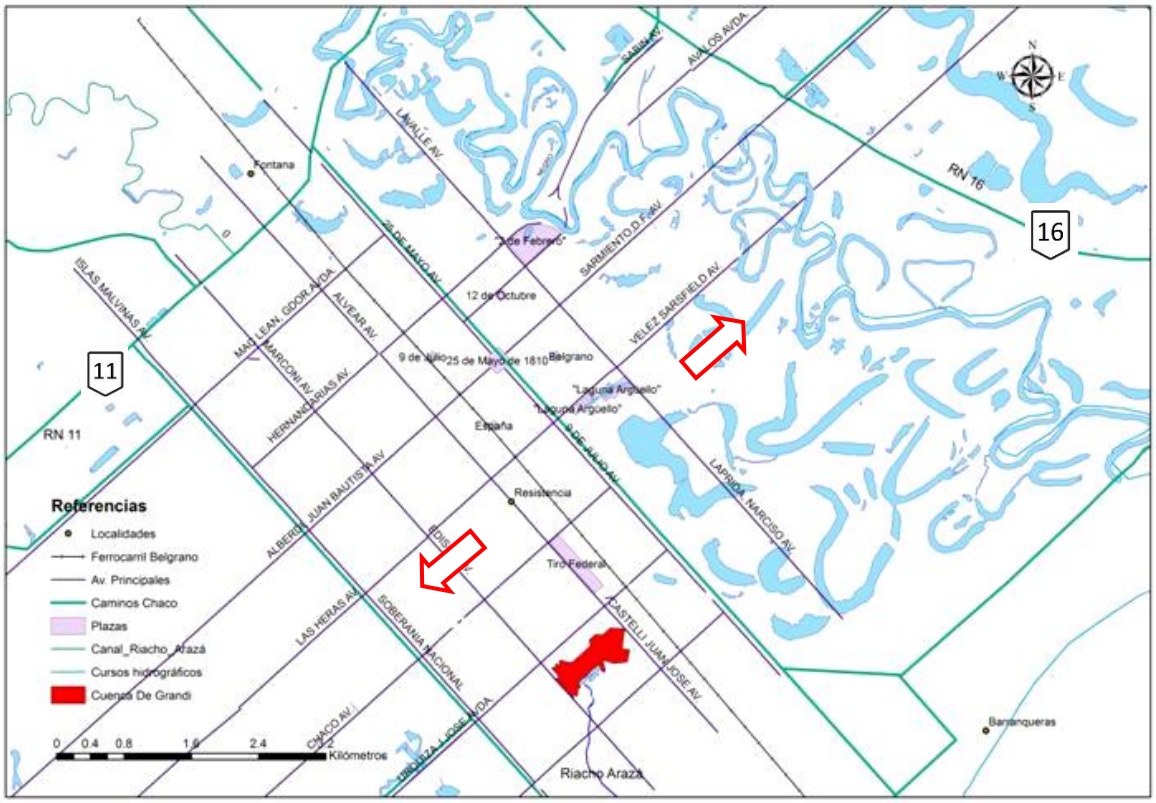


Fig. 2. Ubicación en la ciudad de Resistencia de la cuenca en estudio (elaboración propia).

Tiene un área de 14,96ha, con calles internas de tierra y algunas de ripio; sus excesos hídricos superficiales son evacuados por cunetas en el sistema de microdrenaje las cuales descargan, en dos puntos, a la laguna Arazá.

Actualmente el drenaje presenta obstrucciones en ingresos vehiculares a las viviendas, en sus alcantarillas de cruce debido a la presencia de residuos sólidos urbanos y en algunos lugares por la proliferación de plantas acuáticas.

La pendiente media de esta subcuenca es de 0,0018m/m, levemente superior a las de las cuencas urbanas de la llanura chaqueña, cuyas características son de escurrimiento lento y almacenamiento en superficie en depresiones del terreno.

El interés del estudio de dicha cuenca se debe al marcado crecimiento poblacional del Área Metropolitana del Gran Resistencia (AMGR) con una población estimada mayor a 400.000 habitantes, sumado al atraso del sistema de drenaje de las últimas dos décadas.

La cuenca laguna Arazá posee densidad de 66hab/ha, considerada en el AMGR como área de densidad media (INDEC, Censo 2010).

Dicho aumento de la densidad poblacional está directamente relacionado al aumento de la impermeabilidad y ello trae como consecuencia el aumento del escurrimiento superficial (Clemente, 2002), situación que deriva en la necesidad de ampliar la capacidad de evacuación de los sistemas de micro y macrodrenaje.

El abordaje de este trabajo analiza la variación de áreas impermeables en los últimos 55 años y también el impacto producido en el escurrimiento superficial en la subcuenca laguna Arazá descrita.

OBJETIVOS

- Determinar la variación de la impermeabilidad junto al avance poblacional y la ocupación territorial.
- Analizar el impacto hidrológico en el escurrimiento superficial producto del aumento de la impermeabilidad en un periodo de 55 años.
- Estudiar la relación caudal – impermeabilidad e impermeabilidad – tiempo.

ESTADO ACTUAL DEL CONOCIMIENTO

Variados autores han estudiado y analizado el efecto producido por el avance de la urbanización, siendo algunos de los argentinos de referencia Gutiérrez y Ayala (1999), que han analizado su efecto en cuencas urbanas de Posadas (Misiones) y con datos hidrológicos, de densidad poblacional, usos y ocupación del suelo; también han interpretado imágenes satelitales con aplicación a una cuenca tipo. Calcularon que 95% de Posadas, en dicha época, tiene densidad poblacional levemente por debajo de 119hab/ha, valor el cual se relaciona con impermeabilidad poco menor a 60% y en dicho trabajo vieron la posibilidad de la aplicación de algunas medidas para controlar la impermeabilización para lo cual propusieron un Plan Integral de Manejo de Cuencas.
En 2011 Ruberto et al, han estudiado la variación de la impermeabilidad en una cuenca urbana de llanura en Resistencia, Chaco, y obtuvieron que "el crecimiento medio de la impermeabilidad, a lo largo de cuarenta años, fue de 13% cada diez años en forma sostenida, no obstante, es posible observar aumentos más intensos debido a loteos y construcción de barrios en cortos períodos de tiempo …".
Más reciente, en Posadas, Ascarza y Núñez (2013) han realizado la adecuación hidráulica de la cuenca del arroyo Vicario de 418ha de superficie, en donde han clasificado y analizado según: árboles y áreas verdes densas, 23%; pasto, 10,9%; suelo desnudo, 3,2%; techos y áreas impermeables, 45%; calles de tierra, 2,2% y calles pavimentadas, 15,5%. Los mismos diseñaron considerando un aumento de la impermeabilidad de 5,6% cada 10 años siguiendo a Rodríguez et al, 2013.
Y Rodríguez et al, 2013, analizaron la urbanización e impacto hidrológico en una cuenca de alta pendiente del centro de Misiones, Argentina. Éste grupo ha calculado en una cuenca de Oberá, Misiones, un aumento sostenido de la impermeabilidad de 5,6% cada 10 años.
Oñate en 2006, analizó la repuesta hidrológica de una cuenca urbana en Loja, Ecuador, considerando el avance de la urbanización para el período 1972 - 2002, combinando técnicas de SIG con simulación matemática. Durante dicho período, el área impermeable en la zona de estudio aumentó 216% siendo el 9,6% del total de la cuenca. La relación caudal, tiempo de recurrencia y aumento de la urbanización presentó tendencia alineada, con alto coeficiente de correlación.
El trabajo de Clemente y otros, 2002, ha puesto de manifiesto la relación de la impermeabilidad versus la densidad poblacional de 29 subcuencas de Resistencia, observándose en las mismas que la tendencia hacia la cual se estabiliza el crecimiento de la impermeabilidad ronda en el intervalo de 65 a 75%, valores considerados en éste trabajo.
Ha sido considerado como escenario de crecimiento futuro y con horizonte a 20 años, al Código de Planeamiento Urbano de la ciudad de Resistencia, con la ordenanza 5403, en el cual el porcentaje de impermeabilidad adoptado responde a las limitaciones que establecen y regulan el factor de impermeabilización el suelo (FIS) y factor de impermeabilización total

(FIT), con 70% a nivel de parcela, requiriéndose un estudio de impacto hidrológico en caso de superar dicha limitante.

MATERIALES Y MÉTODOS

Divisoria de cuenca y determinación del uso del suelo

La divisoria de cuenca en estudio es la que se denominó Laguna Arazá, de 14,96ha y que oficia de subcuenca del sistema de la cuenca De Grandi según se observa en mayor detalle en la figura 3:

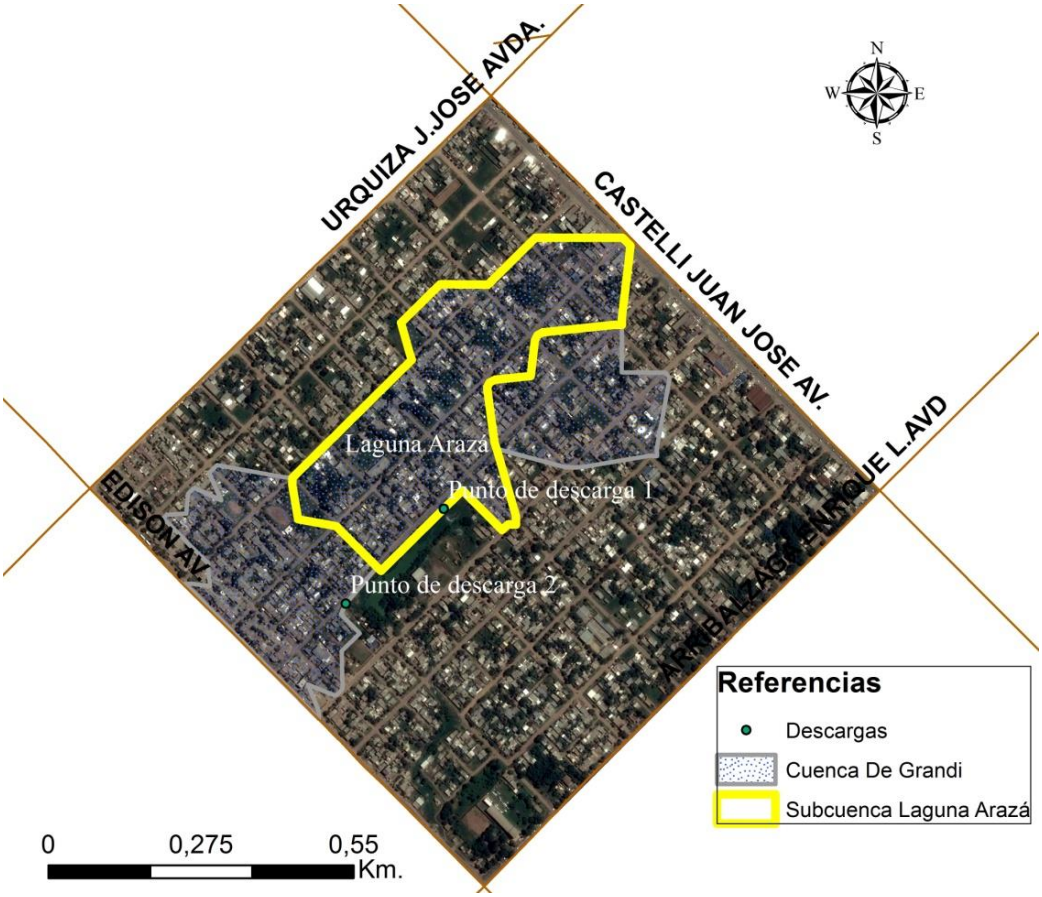


Fig. 3. Determinación de la subcuenca en estudio: laguna Arazá (elaboración propia).

Para analizar la variación temporal de la impermeabilidad, debido al cambio del uso del suelo particularmente por la progresiva antropización, se estudiaron escenarios de los años 1962, 1979, 1998, 2004 y 2017.

Con los cinco escenarios fue posible mantener la divisoria de cuenca de igual superficie. Esta aclaración es válida debido a que, en zonas llanas, la apertura y perfilado de calles puede cambiar la configuración de las áreas de drenaje.

Para determinar el uso actual del suelo y consecuentemente obtener el porcentaje de áreas impermeables y permeables se tomó como base de análisis fotografías aéreas e imágenes satelitales facilitadas por organismos provinciales y el sitio www.googleearth.com, las que luego fueron cotejadas con recorridas de campo en el área, singularmente para la situación actual.

Los años seleccionados para el análisis fueron los siguientes:

Año/imagen	Tipo	Resolución del pixel
1.962	Fotografía aérea	1,63 x 1,63m
1.979	Fotografía aérea	0,58 x 0,58m
1.998	Fotografía aérea	1,22 x 1,22m
2.004	Imagen satelital	0,85 x 0,85m
2.017	Imagen satelital	0,70 x 0,70m

Para el procesamiento de las mismas se empleó el programa ArcGIS del Enviromental Systems Research Institute (ESRI®), con las imágenes georeferenciadas al sistema de coordenadas Gauss-Krügger, faja 5, posicionándolas dentro del área de estudio para su análisis.
Se trabajó con la metodología de clasificación supervisada; en la cual los archivos raster asignan para cada pixel un valor asociado que puede ser clasificado en clases discretas que deben ser definidas y "enseñadas" por el usuario para determinar los usos asignados que presentan las imágenes.
Todas las áreas se clasificaron por medio del comando "Maximum Likelihood Classification" que en base a una firma espectral generada por puntos preestablecidos con el valor del pixel buscado establece las divisiones que analizará el programa; a mayor densidad de puntos de clase la clasificación arrojará mayor precisión, para nuestro análisis se utilizaron capas de 50 puntos por clase.
Para los diferentes usos del suelo se adoptó la siguiente, acorde a lo encontrado en campo:

1- Suelo desnudo	2- Árboles	3- Pasto
4- Agua	5- Edificación	6- Agricultura

Esta clasificación prosigue trabajos precedentes como el "Estudio de los desagües pluviales del sector sur de Resistencia (CFI, 1995)" agregando la clase de agricultura al presentarse la misma en la situación de 1.962; donde árboles y pastos son consideradas áreas permeables, mientras que los restantes impermeables.
Recordando que se consiguieron imágenes con disparidad de resolución, como por ejemplo la fotografía aérea del año 1.979 pancromática, la cual no permite clasificar más de dos clases, pero sí permitió hacerlo en área permeable e impermeable que finalmente será insumo de cálculo.
En las figuras n°4 a 13 se observan las cinco clasificaciones realizadas para las situaciones analizadas:

Fig. 4. Fotografía aérea de 1962.

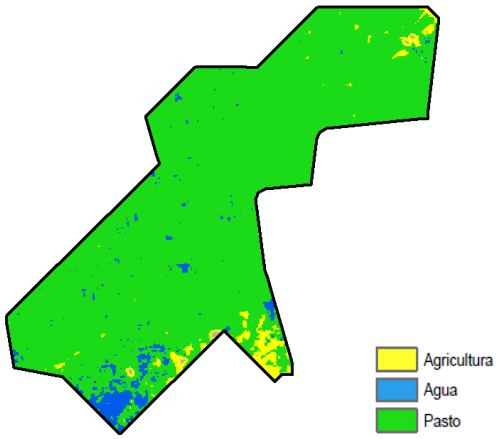


Fig. 5. Imagen clasificada, 1962.

Fig. 6. Fotografía aérea de 1979.

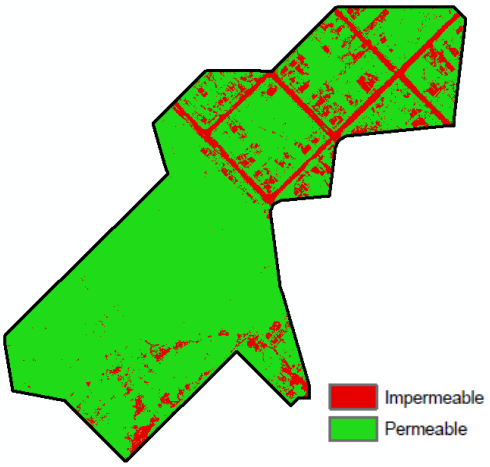


Fig. 7. Imagen clasificada, 1979.

Fig. 8. Fotografía aérea de 1998.

Fig. 9. Imagen clasificada, 1998.

Fig. 10. Imagen satelital de 2004.

Fig. 11. Imagen clasificada, 2004.

Fig. 12. Imagen satelital de 2017

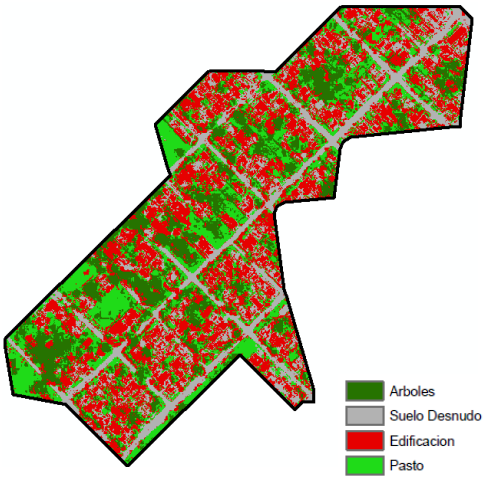


Fig. 13. Imagen clasificada, 2017.

Los resultados obtenidos del proceso de clasificación realizado para los distintos escenarios son:

Tabla n°1. Resumen de los usos del suelo y determinación de las áreas permeables e impermeables de la cuenca Laguna Arazá de los años 1962, 1979, 1998, 2004 y 2017.

Área	**14,76**	**ha**	**1962**
Denominación	Coeficiente	Área (ha)	
Agricultura	0,03	0,44	
Agua	0,03	0,48	
Pasto	0,94	13,82	
	Áreas impermeables	Áreas permeables	
Coeficiente	0,06	0,94	
Área (ha)	0,92	13,82	

Área	**14,76**	**ha**	**1979**
Denominación	Coeficiente	Área (ha)	
Impermeable	0,14	2,01	
Permeable	0,86	12,75	
	Áreas impermeables	Áreas permeables	
Coeficiente	0,14	0,86	
Área (ha)	2,01	12,75	

Área	14,76	ha	1998
Denominación	Coeficiente	Área (ha)	
Agua	0,09	1,26	
Árboles	0,18	2,59	
Suelo Desnudo	0,16	2,31	
Edificación	0,24	3,49	
Pasto	0,35	5,12	
	Áreas impermeables	Áreas permeables	
Coeficiente	0,48	0,52	
Área (ha)	7,05	7,71	

Área	14,76	ha	2004
Denominación	Coeficiente	Área (ha)	
Árboles	0,21	3,14	
Suelo Desnudo	0,17	2,56	
Edificación	0,33	4,84	
Pasto	0,29	4,22	
	Áreas impermeables	Áreas permeables	
Coeficiente	0,50	0,50	
Área (ha)	7,40	7,36	

Área	14,76	ha	2017
Denominación	Coeficiente	Área (ha)	
Suelo desnudo	0,25	3,74	
Árboles	0,15	2,23	
Pasto	0,23	3,33	
Edificación	0,37	5,46	
	Áreas impermeables	Áreas permeables	
Coeficiente	0,62	0,38	
Área (ha)	9,21	5,55	

Área	14,76	ha	2037
Denominación	Coeficiente	Área (ha)	
Árboles	0,11	1,65	
Pasto	0,15	2,24	
Suelo Desnudo	0,16	2,39	
Edificación	0,58	8,68	
	Áreas impermeables	Áreas permeables	
Coeficiente	0,75	0,25	
Área (ha)	11,07	3,69	

Simulación del escurrimiento superficial

La evaluación y simulación hidrológica se realizó con el modelo Ar-Hymo, aplicado con buenos resultados en la zona y Argentina para reproducir en situaciones críticas la relación entre la precipitación y escorrentía en áreas urbanizadas. Permite la obtención de hidrogramas urbanos y propagarlos por conductos cerrados y/o cauces naturales, transitar hidrogramas por canales y embalses entre otras opciones.

También permite la posibilidad de poder reproducir situaciones variadas de lluvia, particularmente en intensidad, para poder modelar diferentes tiempos de recurrencias o tormentas singulares.

En esta instancia, se ha simulado con tiempo de recurrencia de 5 años (fig. 14), valor usual en proyectos de drenaje urbano y considerando el incremento de impermeabilidad correspondiente al horizonte de vida útil de veinte años.

En el caso que nos ocupa, se simuló la relación lluvia – escurrimiento para los cinco escenarios citados, según una tormenta de diseño de 51mm y 35minutos de duración, generada mediante las curvas IDF de Resistencia (Depettris, Ruberto, Pilar, Gabazza, & Kutnich, 2006).

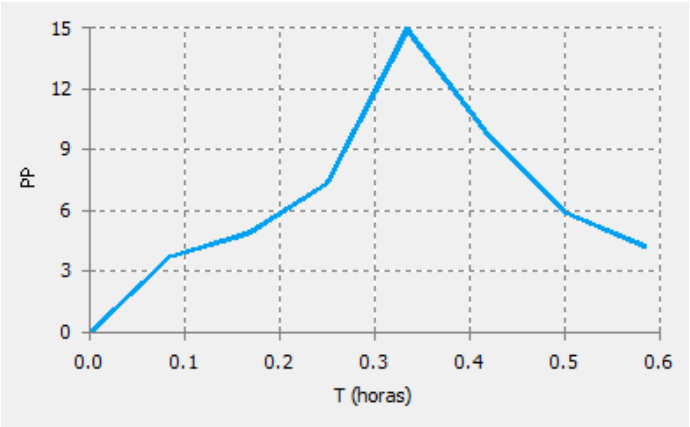
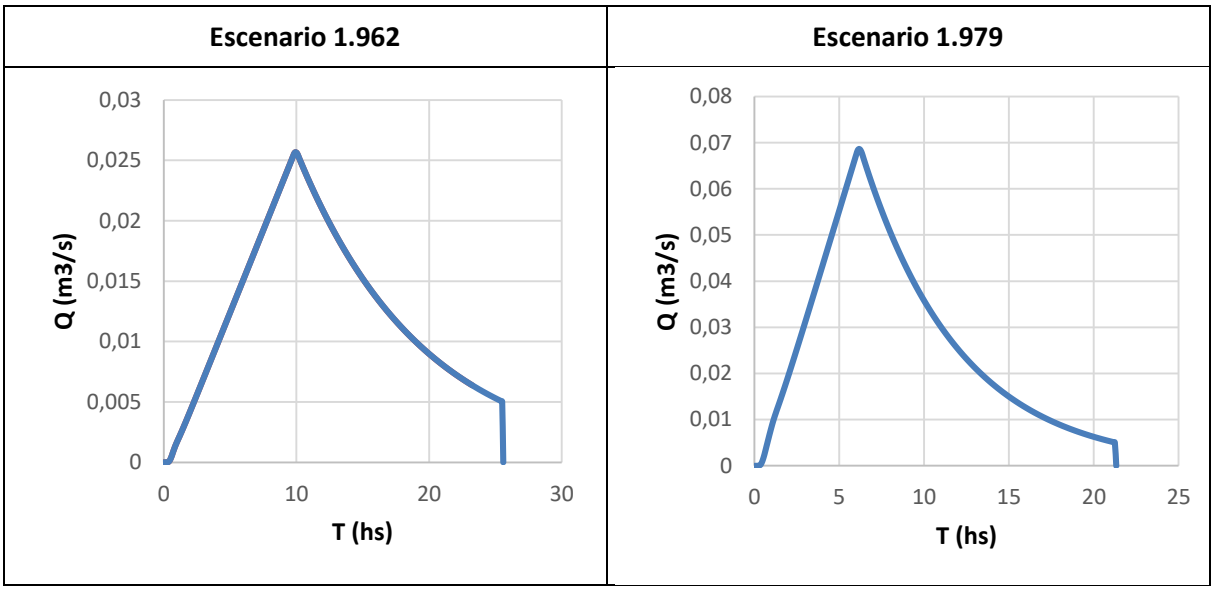


Fig. 14. Hietrograma de diseño

El hidrograma de escurrimiento directo fue generado por el comando URBHIDRO, logrado por la convolución del hietograma de lluvia efectiva y el hidrograma unitario, que en este caso asimila la cuenca a un único embalse lineal (Zoch, 1934 apud Maza et al., 1996), debido a las pequeñas dimensiones de las subcuencas tratadas.
Se generaron los hidrogramas de escurrimiento directo para los diferentes escenarios analizados, los cuales se presentan en la figura n° 15.



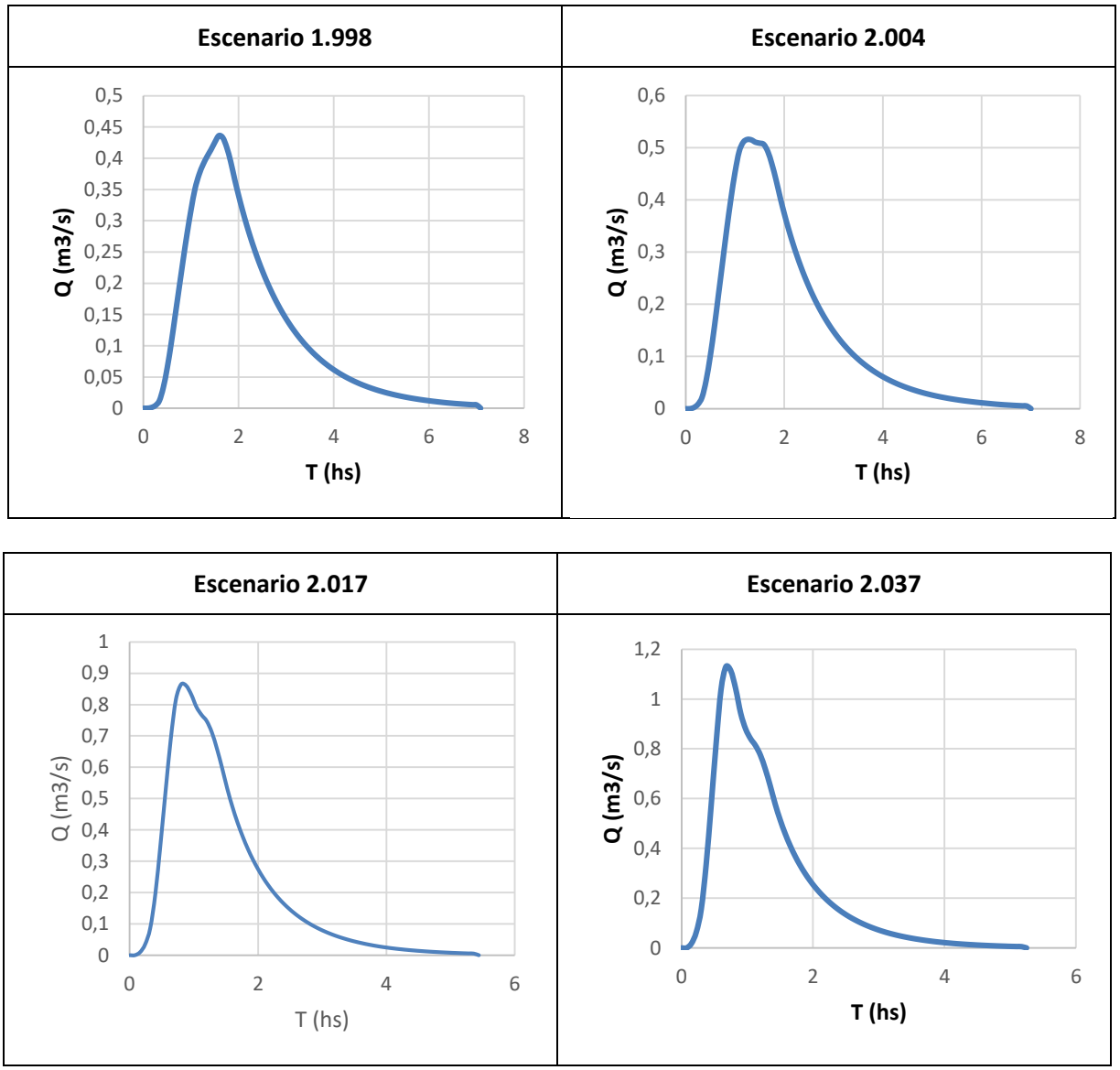


Fig n° 15. Hidrogramas de escurrimiento directo de los seis escenarios.

Escenario 1962
Se observa una instancia rural en la cual el uso total del suelo corresponde a pasto junto a una incipiente actividad agrícola. Se presenta el hidrograma de escurrimiento directo.

Imagen 1979
Comenzó el inicio de urbanización con apertura de calles y construcción de viviendas en la parte superior de la cuenca en estudio, en la actualidad barrio villa Aeropuerto, lo cual aumentó la impermeabilidad respecto a la situación antecedente. (fig.16)

Imagen 1998
En este periodo ya se encuentra consolidado el trazado urbano y loteos de los barrios villa Aeropuerto y Gobernador Luzuriaga, observándose una densidad de viviendas sobre la calle Cocomarola, en el límite sur de la cuenca. Se destaca además la implantación de árboles autóctonos.

La descarga del sistema se produce mediante una red conformada por zanjas y alcantarillas de diámetros variable a la laguna Arazá.

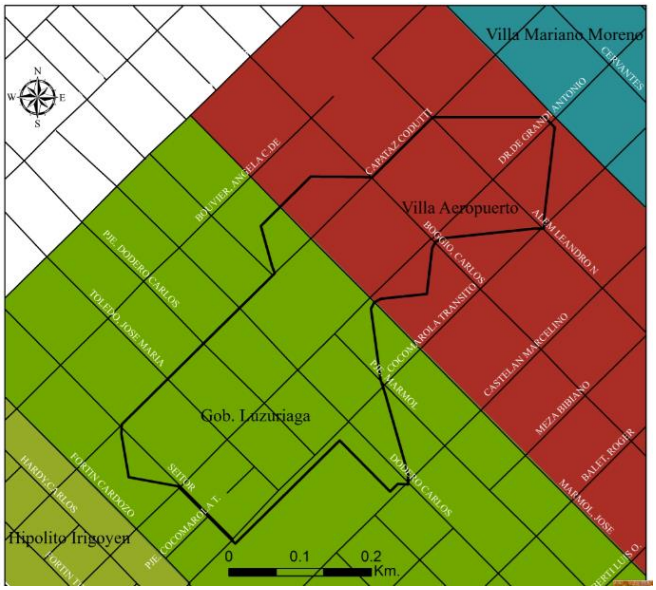


Fig. n°16. Mapa de barrios. Cuenca Laguna Arazá. (elaboración propia)

Imagen 2004

En este escenario se observa en avance del grado de edificación en el resto del área de la cuenca, destacando la existencia de varios terrenos sin intervención que mantienen un porcentaje de área permeable considerable.

Imagen 2017

Se observa un avance del grado de impermeabilidad, principalmente por construcción de una escuela, edificación en los terrenos disponibles y la consolidación de las viviendas existentes generando un aumento de áreas impermeables en sus lotes.

Escenario 2037

Para el cálculo del hidrogama para un escenario futuro a 20 años, se adoptan los límites de impermeabilidad establecidos por la ordenanza n° 5403- anexo III que establece un factor de impermeabilización del suelo (FIS) de 0,70; que representa el grado de impermeabilidad o superficie no absorbente del suelo, a nivel de parcela.

Para veredas se adopta ancho de 2m y parterre destinado a jardín urbano, con obligación de forestar con especies autóctonas o adaptadas.

Queda terminantemente prohibido construir cualquier borde de cantero o similar que supere la cota de la vereda, sus bordes lo serán el de la vereda.

RESULTADOS

En la tabla n°2 se presentan los valores obtenidos de caudal pico, tiempo al pico, volumen de escurrimiento directo, escorrentía e impermeabilidad para los seis escenarios.

Tabla n°2. Resumen de los seis escenarios: 1962, 1979, 1998, 2004, 2017 y 2037.

Año	Q_p (m^3/s)	tp (h)	Volumen de escurrimiento directo (m^3)	Escorrentía (mm)	Impermeabilidad (%)
1.962	0,026	9,92	1.105	9,3	3,40
1.979	0,07	6,17	1.362	15,2	13,65
1.998	0,436	1,58	3.386	22,7	47,79
2.004	0,516	1,25	4.168	26,5	50,15
2.017	0,865	0,80	5.073	31,6	62,37
2.037	1,13	0,68	5.900	36	75

En la tabla n°3 se presenta un resumen de los valores de áreas permeables e impermeables, caudal pico y volumen de escorrentía para los seis escenarios y la variación de volumen de escorrentía, caudal pico y áreas impermeables.

Tabla n°3. Resumen comparativo.

Año	Áreas (%)		Volumen de escorrentía (m^3)	Caudal pico (m^3/s)	Variación		
	Permeables	Impermeables			Volumen de escorrentía	Caudal pico	Área Impermeable
1.962	96,60	3,40	1105	0,026			
1.979	86,35	13,65	1362	0,07	+19	+63	+10
1.998	52,21	47,79	3386	0,436	+60	+84	+34
2.004	49,85	50,15	4168	0,516	+19	+16	+2
2.017	37,63	62,37	5073	0,865	+18	+4	+12
2.037	25,00	75	5900	1,13	+14	+23	+13

Se observa que de 1979 a 1998 (19 años) y de 2017 a 2037 (20 años) se produjeron los mayores incrementos en la impermeabilización: 34% el primero y 13% el segundo.

El valor de 34% responde a la apertura de calles y consolidación de los barrios Gobernador Luzuriaga y Villa Aeropuerto.

Para 2.017 se obtuvo un caudal pico de 0,865m3/s y volumen de escorrentía de 5.073m^3. Para el mismo evento se obtuvo caudal pico de 1,13m^3/s y volumen de escorrentía de 5.900m^3 proyectado para 2.037; dicho incremento en estas variables es debido a que ha sido considerado que cada vivienda pudiera impermeabilizar el máximo permitido a nivel de parcela ya explicado anteriormente.

En la figura 16 se presenta la variación de la impermeabilidad en un periodo proyectado de setenta y cinco años (1962 – 2037). En el mismo es posible observar que si se considera el

aumento según la función polinómica de ajuste, éste sería constante e igual a 10,7% cada diez años en promedio.
Además se observa, considerando las restricciones impuestas por el Municipio más las observaciones realizadas por Clemente (2002) que el valor de impermeabilidad tiende a un valor próximo a 75%, estando también en función de la densidad poblacional.

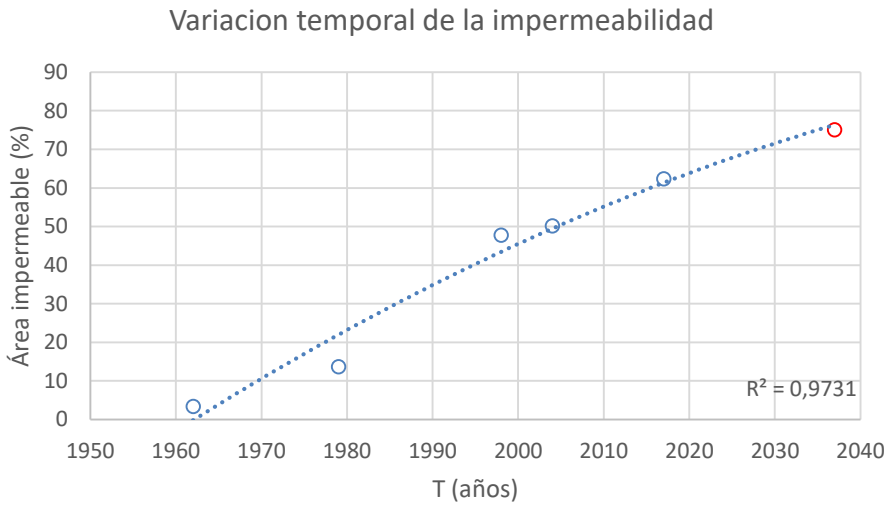


Fig. 26. Variación temporal de la impermeabilidad

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El procedimiento utilizado aparece como herramienta válida para realizar el seguimiento y evolución de la impermeabilidad y su impacto hidrológico en sectores de llanura donde avanza la urbanización.
Se planteó un escenario de crecimiento futuro con un horizonte a veinte años, en el cual el porcentaje de impermeabilidad adoptado responde a las limitaciones que impone el código de planeamiento urbano de la ciudad de Resistencia.
También fue posible observar el avance de la impermeabilidad desde un inicio correspondiente a 1.962 hasta 2.037; producto de la construcción de barrios, viviendas, escuelas y comercios.
En el inicio la impermeabilización era de 3%, mientras que el escenario proyectado último de 75%.
Es posible afirmar que el crecimiento medio de la impermeabilidad a lo largo de los cincuenta y cinco años, en ésta cuenca, fue de 10,7% cada diez años en forma sostenida; no obstante han habido aumentos mayores debido a loteos y construcción de barrios, como se observa en el período 1979 - 1998 con incremento de 34%.
El análisis para la cuenca laguna Arazá de 15ha, es posible considerarlo o proyectarlo a las 1.820ha del sector sur del AMGR y a las casi 800ha que se están incorporando al sur del canal colector de la Av. Soberanía Nacional – Malvinas Argentinas puesto que son cuencas de comportamiento similar a la estudiada.
Es recomendable planificar el control y avance de la impermeabilidad en cuencas urbanas de llanura, promoviendo sectores verdes o con vegetación, que introduzcan permeabilidad a cuencas de escasa pendiente, reduciendo el caudal pico y retardando el tiempo de concentración a fin de evitar anegamientos en calles y eventualmente en viviendas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ascarza, J. P., Nuñez A.G. 2013. "*Anteproyecto de adecuación hidráulica de la cuenca del arroyo Vicario Posadas, Misiones*". Universidad Nacional del Nordeste. Facultad de Ingenieria. Resistencia, Chaco.

Clemente M. T. et al. 2002. "*La relación entre la impermeabilidad y densidad poblacional en áreas urbanas: sector norte de la ciudad de Resistencia, Chaco*" VIII Reunión de Comunicaciones Científicas y Tecnológicas de la UNNE, Resistencia, Chaco. 4p.

Consejo Municipal de Resistencia, Chaco. 2001. "*Ordenanza n°5403. Cuerpo principal y tres Anexos".* Resistencia, Chaco.

Gutiérrez M., Ayala A. 1999. **"***Hidrología urbana: efectos de la impermeabilización en las cuencas urbanas de la ciudad de Posadas".* Reunión de Comunicaciones Científicas y Tecnológicas 1999. 25 al 29 de octubre. Corrientes. Argentina.

INDEC. 2010. Censo Nacional de Población, Hogares y Viviendas 2010

Maza J. A. et al. 1996. "ARHYMO", Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas-Centro Regional Andino.

Oñate, F. 2006. "*Aplicación de técnicas de fotointerpretación, modelamiento hidrológico y SIG en un estudio de hidrología urbana en la sierra ecuatoriana".* XXII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Guayana. Venezuela.

Pilar, J. V. et al. 2007. "*Actualización y analisis de las curvas IDF en el área metropolitana del gran Resistencia (AMGR)".* XXI Congreso nacional del agua. San Miguel de Tucumán, Tucumán. 11p.

Pilar, J.V., Depettris, C.A. 2000. Análisis de una lluvia intensa real. In: XVIII Congreso Nacional del Agua, Termas del Río Hondo, Santiago de Estero, Argentina. Anales.

Rodríguez, D. et al. 2013. "*Urbanización e impacto hidrológico en una cuenca de alta pendiente del centro de Misiones"*. XXIV Congreso nacional del agua. San Juan, San Juan. 12p.

Ruberto A. R. et al. 2011. "*Variación de la impermeabilidad en una cuenca urbana de llanura y su impacto en el escurrimiento superficial*" XXIII Congreso nacional del agua. Resistencia, Chaco. 18p.

ANÁLISIS DE LA DISPONIBILIDAD DE AGUA SUPERFICIAL PARA CONSUMO ANTE DISTINTOS ESCENARIOS DE PRECIPITACIÓN EN LA CUENCA DEL RIO SAN ANTONIO, PROVINCIA DE CÓRDOBA

Javier Alvarez[1,2], César Luis García[1,3] y Carlos Marcelo García Rodríguez[1,2]

[1]Centro de Estudios y Tecnología del Agua (CETA), Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales (FCEFyN), Universidad Nacional de Córdoba (UNC). Av Filloy s/n, Ciudad Universitaria, CP 5000, Córdoba, Argentina.
[2]Instituto de Estudios Avanzados en Ingeniería y Tecnología (IDIT CONICET/UNC). FCEFyN, Av. Vélez Sarsfield 1611, Ciudad Universitaria, Córdoba, Argentina.
[3]EHCPA-UCC, Estudios Hidrológicos en Cuencas Pobremente Aforadas-Universidad Católica de Córdoba, Córdoba, Argentina
javieralvarez.ic@gmail.com

RESUMEN

El objetivo del presente trabajo consiste en analizar el impacto en el escurrimiento superficial ante variaciones de precipitación en el río San Antonio, ubicado en el departamento de Punilla al Oeste de la Provincia de Córdoba, Argentina. Es muy importante predecir la evolución temporal de los caudales escurridos en este río ante distintos escenarios de precipitación ya que las localidades cercanas a este río (incluyendo a la ciudad de Villa Carlos Paz, uno de los principales centros turísticos del país) se abastecen de agua del río para su posterior potabilización sin contar con otra fuente de provisión complementaria (Diques, perforaciones, etc.). Para simular el comportamiento hidrológico de la cuenca del rio San Antonio se utilizó el modelo hidrológico continuo y distribuido JAMS, calibrado y parametrizado para la cuenca de este río con observaciones de precipitaciones, temperaturas y caudales registrados por el INA-CIRSA entre 1992 y 2013, inclusive. A partir de este modelo se simularon escenarios hipotéticos de precipitación, sintetizados a partir de los valores observados, para analizar su impacto en los caudales escurridos. Finalmente se analizaron escenarios de precipitación y temperaturas obtenidos de modelos de cambio climático global. Para poder utilizar estos datos procesados en el modelo JAMS se aplicaron algoritmos de asimilación de datos que permitieron llevar a cabo las simulaciones.
Los caudales resultantes fueron comparados en los períodos históricos con observaciones y en los períodos futuros se analizaron algunos estadísticos. Del trabajo se concluye que, en esta cuenca, las variaciones de temperatura no impactan significativamente en los procesos de precipitación ni de escurrimiento superficial.

ABSTRACT

The objective of this work is to analyze the impact on surface runoff due to variations in precipitation in the San Antonio river, located in the Punilla Department at the west-side of the Córdoba Province, Argentina. It is quite important to predict the temporal evolution of stream-flows in this river before several precipitation scenarios, since all the populations nearside the river (including the city of Villa Carlos Paz, one of the main tourist centers of the country) are take water of the river for its later purification without having another supplementary source (levees, perforations, etc.). In order to simulate the hydrological behavior of the San Antonio river basin, the JAMS continuous and distributed hydrological model was used, calibrated and parameterized for this basin with observations of precipitation, temperatures and flows recorded by INA-CIRSA between 1992 and 2013. From this model, hypothetical precipitation scenarios were simulated, synthesized from the observed values, to analyze their impact on drained flows. Finally, precipitation scenarios and temperatures obtained from global climate models were analyzed. In order to be able to use this data processed in the JAMS model, we applied data assimilation algorithms that allowed to carry out the simulations.
The resulting flows were compared in historical periods with observations, and in the future periods some statistics were analyzed. From the work, it is concluded that, in this basin, the temperature variations do not impact significantly on the processes of precipitation or surface runoff.

INTRODUCCIÓN

De acuerdo con los Objetivos de Desarrollo del Milenio (Naciones Unidas, 2000), uno de los ocho es "La protección del medio ambiente", lo cual implica la gestión estratégica de los recursos hídricos para satisfacer las principales necesidades de la población sin afectar el ambiente que lo circunda, es decir de manera sustentable. El río San Antonio es la principal fuente de abastecimiento de agua potable para los habitantes e industrias de las localidades del Sur de Punilla, sin embargo en la actualidad y en el período de estiaje, se ha llegado a extraer la totalidad del caudal del río en las semanas previas al inicio de la época de lluvias. El problema del suministro de agua no tiene sólo un impacto local, sino que podría perjudicar a otras localidades como Córdoba Capital, ya que éste río es uno de los principales afluentes del dique San Roque, el cual a su vez provee de agua potable a dicha ciudad.
El río San Antonio es uno de los principales ríos de la cuenca alta del Río Suquía que afluyen al Dique San Roque, ubicado en la región Centro de la República Argentina en la provincia de Córdoba. Es muy importante predecir la evolución temporal de los caudales escurridos en este río ante distintos escenarios de precipitación ya que las localidades cercanas a este río (incluyendo a la ciudad de Villa Carlos Paz, uno de los principales centros turísticos del país) se abastecen de agua del río para su posterior potabilización, sin contar con otra fuente de provisión complementaria (Diques, perforaciones, etc.).
Para poder mejorar el sistema de gestión de recursos hídricos y asistir a la toma de decisiones, es necesario saber cómo responden las cuencas de aporte ante distintos escenarios hidrometeorológicos y de demanda. Por ende, para analizar el impacto de las variaciones del caudal en la disponibilidad de agua (Oferta) para las localidades que toman agua del río San Antonio (Demanda), se trabajó con simulaciones hidrológicas realizadas a partir de observaciones terrenas y modelos climáticos.

OBJETIVOS

El objetivo del presente trabajo consiste en analizar el impacto en el escurrimiento superficial ante variaciones de precipitación en el río San Antonio, ubicado en el departamento de Punilla al Oeste de la Provincia de Córdoba, Argentina.

ÁREA DE ESTUDIO

La cuenca del río San Antonio (Figura 1) forma un área aproximada de 500 km2, caracterizada por un relieve montañoso, es uno de los principales tributarios del Lago San Roque, el cual embalsa las aguas escurridas en la cuenca alta del Rio Suquía (o Primero).
El módulo del Río San Antonio es 4.5 m^3/s (datos del Centro de la Región Semi-Árida del Instituto Nacional del Agua "INA-CIRSA" entre 1992 y 2013). Sin embargo, su caudal fluctúa ampliamente entre épocas estivales y de estiaje. Tal es así, que a los pocos días de una creciente el caudal logra descender por debajo del módulo. En el caso del caudal de estiaje, éste históricamente ha oscilado entre 0.8 y 0.4 m^3/s en promedio.
Actualmente, de acuerdo con información suministrada por la COOPI, 22 mil cuentas se encuentran conectadas al servicio de agua potable, de los cuales, las estimaciones aseguran que 50 mil habitantes estables gozan de este servicio, precisando así un módulo de extracción de 0.3m3/s, aun teniendo la capacidad de tratamiento de 0.5m3/s.

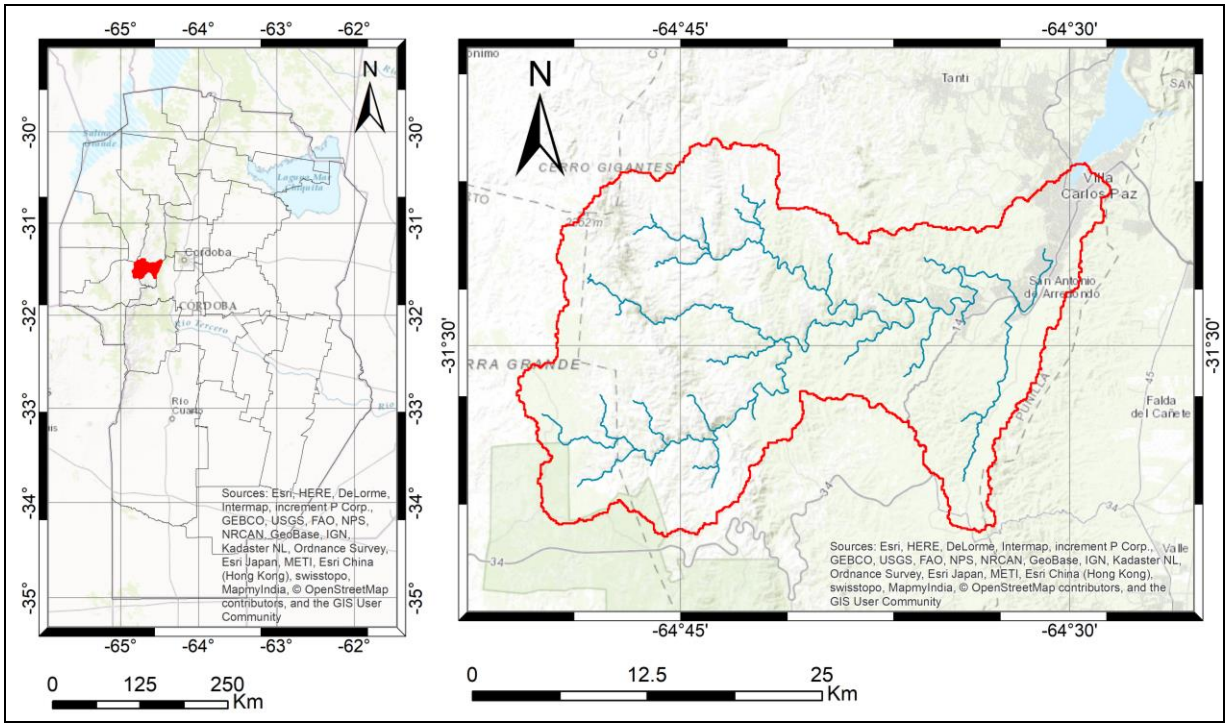


Figura1.- Ubicación de la cuenca del río San Antonio.

MATERIALES Y MÉTODOS

Para simular el comportamiento hidrológico de la cuenca del rio San Antonio se utilizó el modelo hidrológico JAMS, calibrado y parametrizado para la cuenca de este río con observaciones de precipitaciones, temperaturas y caudales registrados por el INA-CIRSA entre 1992 y 2013.

El modelo hidrológico JAMS (Jena Adaptable Modelling System) fue desarrollado por el grupo de investigadores del "Department of Geoinformatics, Hydrology and Modelling", de la Friedrich-Schiller-University, Jena, Alemania (http://jams.uni-jena.de). Este modelo se basa en la ecuación de balance hídrico y es del tipo continuo y distribuido en HRU (hydrologycal Responce Units). La simulación de los procesos se lleva a cabo en distintos módulos: intercepción y evapotranspiración, agua en el suelo, agua subterránea, tránsito lateral y tránsito en el cauce. La cuenca se representa como una serie de reservorios y HRU interconectados y los cálculos se realizan en un paso de tiempo fijo.

Para analizar su impacto en los caudales escurridos en la cuenca, se simularon con JAMS escenarios hipotéticos de precipitación, sintetizados a partir de los valores observados, y escenarios de precipitación obtenidos de modelos de cambio climático global (GCM, por sus siglas en inglés). Estos son una tecnología para analizar las posibles problemática que pueden causar climas futuros.

Los GCM utilizados corresponden al CMIP5 y sólo se trabajó con la variable PR_DD (lámina de lluvia en mm) obtenida de los datos almacenados en formato netCDF en la Base de Datos Climáticos de la 3CN (http://3cn.cima.fcen.uba.ar/). En particular, entre los modelos climáticos disponibles en esta base de datos, se trabajó con los tres que mejores desempeños presentan para el área de estudio. Estos son MPI, CNRM y NorESM ya que presentan menor error medio de las observaciones y mayor número de veces presentan menor error (Alvarez, 2016). Por otro lado, la resolución espacial disponible en el servidor es de 0.5° por píxel

(aproximadamente 50km). Por último, se estandarizaron los datos con fecha al formato Gregoriano estándar de 365 días por año, y una ventana temporal desde el 01/01/1961 hasta el 31/12/2010.
Por último, antes de asimilar los datos de precipitaciones y temperaturas simuladas por los GCMs al modelo hidrológico es conveniente realizar una corrección de escala espacial por medio de técnicas estadísticas de Downscaling. Junto con la corrección de los sesgos, estas correcciones mejoran la distribución espacial de las variables. Permitiendo tener caudales simulados para escenarios futuros de precipitación y temperatura con base física y de acuerdo con las proyecciones de gases de efecto invernadero.

RESULTADOS

A partir de los 20 años de registros, se determinó que las precipitaciones acumuladas anuales han oscilado en un rango de entre 20% y 30% del valor medio. Estas fluctuaciones son propias del clima en que se encuentra la cuenca.
La condición de Riesgo de Escasez de Agua (REA) se presenta cuando el flujo superficial es menor al necesario para abastecer a la totalidad de población, mientras se procura mantener un caudal ecológico de al menos 0.2 m^3/s. Para entender qué sucede en ciclos climáticos con años secos o húmedos se realizaron escenarios de variación de montos de precipitación. Se adopta un valor de variaciones de 30% para sintetizar las series de precipitaciones a partir de las variaciones inter-anuales observadas. Es así, que la figura 2 muestra en 3 colores diferentes los días que habría REA ante distintas demandas (0.3m3/s, 0.6m3/s y 0.9m3/s, en azul, verde y rojo respectivamente) para las variaciones de lluvia en el 2013 en +/-30% y sin variación alguna.

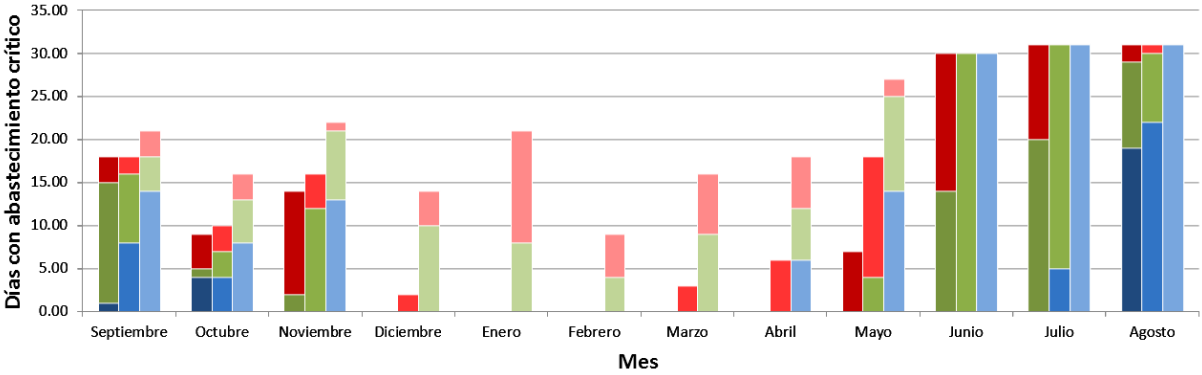


Figura 2. Número de días en cada mes en que los caudales simulados son menores a 0.3m3/s (azul), 0.6m3/s (verde) y 0.9m3/s (rojo). Variaciones mensuales de lluvia en sentido de izquierda a derecha (con colores más oscuros a más claros): +30%, 0%, -30%.

Al observar la figura 2 cabe notar el claro aumento de los días con REA al disminuir en 30% la tasa de lluvia en el año 2013, ya que los días en que peligra el abastecimiento de agua potable y el caudal ecológico ascienden notoriamente. En este caso además, aumenta la cantidad de días en que los caudales no son suficientes para abastecer las demandas proyectadas de 0.6m^3/s y 0.9m^3/s, incluso en los meses del período estival. Por otro lado, entre Junio y Agosto la satisfacción de la demanda de 0.3m^3/s y el caudal ecológico con 30% menos de precipitación, corre grave peligro y merece especial atención para los tomadores de decisiones.
Adicionalmente, en la figura 2 se observa que un aumento del 30% en la tasa de precipitación tiene un efecto casi nulo con respecto a la serie sin variaciones en el número de días con

demandas menores a 0.9m3/s. El impacto se acentúa un poco más en los otros dos casos y el REA se observa recién en Junio.
Por otro lado, la tabla 1 compara los días con Riesgo de Escasez de Agua (REA) entre los valores simulados con JAMS con precipitaciones observadas y provenientes de los GCMs:

Tabla 1.- Cantidad de días con caudales menores a 0.3, 0.6 y 0.9m3/s, para diferentes RCP y períodos de tiempo. Entre observaciones y GCM.

GCM	Nro días	Obs	Histo	FC RCP4.5	FC RCP8.5	FL RCP4.5	FL RCP8.5
NorESM	Q<0.3	78	110	95	95	97	106
	Q<0.6	126	158	146	145	146	152
	Q<0.9	158	185	175	172	173	180
MPI	Q<0.3	78	70	103	75	103	97
	Q<0.6	126	134	153	134	173	153
	Q<0.9	158	173	182	169	213	190
CNRM	Q<0.3	78	96	89	101	103	97
	Q<0.6	126	147	140	151	151	148
	Q<0.9	158	178	170	185	178	180

Se observa en la tabla anterior que los valores de días con caudales inferiores a $0.3m^3/s$, equivalen a una cuarta parte de los días del año. Además, si la población aumenta (y por ende el consumo) y si incluso se agregaran otros usos al recurso (como industrial, riego, etc), el número de días críticos para cumplir con el suministro de agua y preservar el caudal ecológico incrementaría fuertemente. Es decir, más del 50% para el doble de consumo y el doble para el triple de consumo.
En concordancia con esto, los caudales simulados en JAMS con datos de GCM en los períodos históricos se encuentran sesgados positivamente, con respecto a los caudales simulados con datos observados, en el número de días con caudales críticos de satisfacer la demanda de agua potable y caudal ecológico en el río San Antonio. Por otra parte, en los períodos futuros cercanos y lejanos, y para los diferentes RCP, no se observan cambios significativos respecto al período histórico.

CONCLUSIONES

Se determinó que, aunque llueva hasta un 30% más de lo normal, el riego de escases de agua es crítico entre Julio y Octubre. Además, precipitaciones del orden de 30% menores a las observaciones generan grandes problemas al suministro de agua potable, con numerosos días sin poder suplir de agua potable a las comunidades vecinas al río San Antonio.
A pesar de observarse un impacto apreciablemente nulo de las precipitaciones de los GCMs en el REA, se sugiere continuar estudiando el sesgo y las técnicas de Downscaling entre las observaciones y los GCMs.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Organización de las Naciones Unidas (2000). "Declaración del Milenio". *8a. sesión plenaria de Asamblea General*.

Alvarez J., García C.L., García C.M. (2016). "Desempeño de Modelos Climáticos Globales Representando Información Pluviométrica en Áreas Seleccionadas en la Provincia de Córdoba". *V Taller sobre Diseño Hidrológico.* Salta (Argentina).