

Criterios para la determinación de crecidas de diseño en sistemas climáticos cambiantes



Editores

Carlos Ubaldo Paoli · Guillermo Víctor Malinow

UNIVERSIDAD
NACIONAL DEL LITORAL



PUBLICACIÓN DE TRABAJOS DEL TALLER

**“Criterios para la determinación de
crecidas de diseño en sistemas
climáticos cambiantes”**

JULIO, 2010
SANTA FE, ARGENTINA

Editores:
Carlos Ubaldo Paoli
Guillermo Víctor Malinow

Criterios para la determinación de crecidas de diseño
en sistemas climáticos cambiantes /
Carlos Ubaldo Paoli ... [et.al.]. -1a ed.- Santa Fe:
Universidad Nacional del Litoral, 2010.
172 p.; 29x21 cm.

ISBN 978-987-657-371-9

1. Hidrología. I. Paoli, Carlos Ubaldo
CDD 551.48

Editores:

Carlos Ubaldo Paoli
Guillermo Víctor Malinow

Autores:

Juan Carlos Bertoni
Federico Bizzotto
Lidia Ciabbattari
Gustavo Devoto
Oscar R. Dölling.
Facundo Ganancias
Marcelo Gaviño Novillo
Albertina González
Alfonso Gutiérrez López
Rodolfo Iturraspe
Carolina López
Guillermo Malinow
Soledad Méndez
Juan Bautista Millia
Lucia Odicini
Aldo Iván Ramírez Orozco
Carlos Guillermo Paoli
Carlos Ubaldo Paoli
Basile Pedro
Norma Piccoli
Raul Postiglione
Gerardo Riccardi
Carlos Scuderi
Rafael Seoane
Hernán Stenta
Adriana Urciuolo.
Alberto I. J. Vich
Erik Zimmermann

Diseño editorial:

Ana Carina Palumbo

Colaboración especial de Rosana Hämmerly



© edicionesUNL
Secretaría de Extensión,
Universidad Nacional del Litoral,
Santa Fe, Argentina, 2010.

Queda hecho el depósito que marca la Ley 11723.
Reservados todos los derechos.

9 de julio 3563, cp. 3000,
Santa Fe, Argentina.
tel: 0342-4571194
editorial@unl.edu.ar
www.unl.edu.ar/editorial

Impreso en Argentina
Printed in Argentina

Prólogo

El taller “Criterios para la determinación de crecidas de diseño en sistemas climáticos cambiantes” se realizó los días 11 y 12 de agosto de 2009 en dependencias de la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas, Universidad Nacional del Litoral, de la ciudad de Santa Fe, Provincia de Santa Fe, Argentina, para debatir sobre el tema en cuestión. Este encuentro de carácter técnico, contó con la participación de 65 profesionales argentinos y 3 extranjeros invitados (provenientes de México, Panamá y Uruguay), todos ellos especialistas e interesados en el dimensionamiento y operación de obras hidráulicas.

En síntesis, asistieron al Taller especialistas en Hidrología que presentaron trabajos conteniendo tanto experiencias sobre casos concretos en los cuales se resolvieron situaciones de determinación de crecidas de diseño o verificación en el contexto expresado así como propuestas sobre cómo tratar metodológicamente el tema; especialistas en Climatología que presentaron trabajos conteniendo estudios y análisis que permitieron verificar cambios en los sistemas climáticos en distintas regiones de la República Argentina y profesionales asistentes a las exposiciones y debates, que deseaban actualizarse en el tratamiento y adopción de crecidas de diseño o verificación de obras hidráulicas (planificación, diseño, operación y mantenimiento, y verificación de la seguridad de las mismas).

Cabe destacar que el Comité Argentino de Presas, la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas, Universidad Nacional del Litoral y el Centro Regional Litoral del Instituto Nacional del Agua fueron las instituciones organizadoras, contándose a su vez con el auspicio del Organismo Regulador de Seguridad de Presas, la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación, el Centro Argentino de Ingenieros, el Instituto Argentino de Recursos Hídricos, el Comité Nacional para el Programa Hidrológico Internacional, el Consejo Hídrico Federal, la Asociación Argentina de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco, el Centro Universitario Rosario de Investigaciones Hidroambientales y el Departamento de Hidráulica, ambos de la Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura de la Universidad Nacional de Rosario y el International Flood Initiative del Programa Hidrológico Internacional de la Organización de las Naciones Unidas para la Educación, la Ciencia y la Cultura.

El evento fue Coordinado por los Ingenieros Calos Ubaldo Paoli, en representación de la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas, Universidad Nacional del Litoral y del Centro Regional Litoral del Instituto Nacional del Agua y Guillermo Malinow, en representación del Comité Argentino de Presas, contándose además con la colaboración de la Ingeniera Rosana Hämmerly para lo atinente a la difusión y logística organizativa.

Uno de los principales productos de esta convocatoria es esta publicación que recopila catorce artículos seleccionados, presentados por representantes de universidades, centros de investigación y consultores de distintas partes del país y de otros países latinoamericanos. Se incluye también la descripción resumida de las actividades del taller y las conclusiones obtenidas, porque los debates resultaron de un alto nivel intelectual y profesional y las conclusiones son de una gran riqueza y valor para las investigaciones a encarar en esta temática. Un recorrido por estos textos ofrecerá al lector una primera aproximación a la situación actual de la problemática de estimación de crecidas de diseño bajo diferentes condiciones y realidades geográficas.

Dado que esta publicación no tiene un carácter solo científico sino documental, se presenta (salvo pequeños detalles para edición) el lenguaje, estructura, organización y alcance original de cada artículo.

Índice

Comportamiento hidrológico y criterios del diseño de obras hídricas en sistemas climáticos cambiantes: reflexiones y análisis de casos. Juan Carlos Bertoni y Facundo Ganancias.	7
Indicador de riesgo y análisis hidrológico de la vulnerabilidad de presas ante escenarios del cambio climático. Gustavo Devoto y Rafael Seoane.	23
Estandarización del cálculo de crecidas de diseño utilizando datos y modelos de libre disponibilidad en cuencas sin registro de caudales. Oscar R. Dölling y Patricia Oviedo.	33
Consideraciones ecohidrológicas para la evaluación de crecidas. Marcelo Gaviño Novillo.	51
Eventos extremos en cuencas de montaña de régimen pluvionival. Rodolfo Iturraspe y Adriana Urciuolo.	67
Cambio Climático ¿Nuevo paradigma para estimar la crecida de una presa? Guillermo Malinow.	79
Criterios para la seguridad hidrológica de presas. Guillermo Malinow.	85
La articulación de competencias en el procedimiento de adopción de una crecida de diseño en el ámbito estatal. Carlos Guillermo Paoli y Juan Bautista Millia.	99
Cambios en la serie de caudales máximos en ríos de la región litoral y su incidencia en parámetros de diseño. Carlos Ubaldo Paoli.	103
Tratamiento de crecidas de diseño y adopción de recurrencias en manuales de puentes y alcantarillas. Carlos Ubaldo Paoli y Norma Piccoli.	115
Seguridad hidrológica de presas: método bivariado. Aldo Ramírez y Álvaro Aldama.	123
Iniciativa Internacional de Avenidas, IFI para Latinoamérica y el Caribe, LAC. Grupo de Trabajo, IFI-LAC.	131
Crecidas de diseño en cuencas de la región del Gran Rosario. Gerardo Riccardi, Erik Zimmermann, Basile Pedro, Hernán Stenta, Carlos Scuderi, Raul Postiglione, Carolina López, Lucia Odicini, Albertina González, Soledad Méndez y Lidia Ciabbattari.	137
Tendencias y cambios abruptos en el escurrimiento de algunos ríos con nacientes en la Cordillera Andina y serranías del oeste Argentino. Alberto Vich y Federico Bizzotto.	149
Actividades, conclusiones y recomendaciones del taller “Criterios para la determinación de crecidas de diseño en sistemas climáticos cambiantes”	167

Comportamiento hidrológico y criterios del diseño de obras hídricas en sistemas climáticos cambiantes: reflexiones y análisis de casos

BERTONI, Juan Carlos ⁽¹⁾
y GANANCIAS, Facundo ^(1,2)

⁽¹⁾ Cátedra de Hidrología y Procesos Hidráulicos. Departamento de Hidráulica.
Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales. Universidad Nacional de
Córdoba (UNC). (5000) Córdoba.

⁽²⁾ Becario del Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas
(CONICET y MC&TCba.)
E-mails: jcbertoni@arnet.com.ar; ingfacundoganancias@yahoo.com.ar

RESUMEN

La variabilidad climática, el cambio climático y la variabilidad hidrológica son fenómenos diferenciados cuyos efectos sobre los recursos hídricos pueden significar, entre otras consecuencias, modificaciones en las condiciones originalmente supuestas en el proyecto (o diseño) hidrológico de una obra hídrica. La variabilidad hidrológica se verifica cuando ocurren alteraciones sobre las principales entradas y/o salidas de un sistema hidrológico (precipitación, evapotranspiración, caudales). Puede derivar en el aumento de la incertidumbre asociada al normal funcionamiento de la obra y hasta en el aumento

del riesgo por daños potenciales y/o irreversibles de la estructura. Esto justifica la importancia que en los medios técnicos se le asigna a la variabilidad hidrológica. En este trabajo se presentan diversas consideraciones relativas al comportamiento de las cuencas hidrográficas ante situaciones asociadas al cambio climático, la variabilidad climática y la variabilidad hidrológica. También se incluyen aspectos relativos a metodologías del diseño hidrológico ante escenarios caracterizados por la variabilidad hidrológica. Varios análisis de casos ilustran las reflexiones efectuadas.

Introducción

El desarrollo económico y social de una región, o de un país, está asociado a las características climáticas imperantes y, en particular, a la disponibilidad de sus recursos hídricos. Por ende, la alteración de la disponibilidad de agua a corto, medio y largo plazo puede afectar, y comprometer, las estrategias de desarrollo asociadas a los diferentes sectores socio-económicos.

Aunque la variabilidad climática, el cambio climático y la variabilidad hidrológica son tres fenómenos diferenciados, e interrelacionados, el correcto tratamiento de ellos exige diferenciarlos claramente. La variabilidad climática es entendida como las variaciones del clima en función de los condicionantes naturales del globo terrestre y de sus interacciones. El cambio climático, por su parte, es entendido como las alteraciones de la variabilidad climática producto de las acciones antrópicas (hipótesis sustentada por algunos grupos científicos), o debido a variaciones naturales entre las que se destaca la actividad solar (hipótesis alternativa sustentada por otros grupos científicos).

La variabilidad hidrológica se efectiviza cuando ocurren alteraciones sobre las principales entradas y/o salidas de un sistema hidrológico, es decir, sobre la precipitación, la evapotranspiración y/o los caudales. Sus causas son variadas, destacándose entre ellas: (a) la variabilidad natural de los procesos climáticos, (b) el impacto del cambio climático y (c) los efectos del uso del suelo y otras alteraciones antrópicas de los sistemas hídricos. Cualquiera sean sus causas, estas alteraciones pueden significar, entre otros efectos, modificaciones en las condiciones originalmente supuestas en el proyecto (o diseño) hidrológico de una obra hídrica. Ello puede derivar en el aumento de la incertidumbre asociada al normal funcionamiento de la obra y hasta en el incremento del riesgo por daños potenciales y/o irreversibles de la estructura. Dicho escenario justifica la importancia que en los medios técnicos se le asigna a la variabilidad hidrológica.

En este trabajo se presentan diversas consideraciones relativas al comportamiento de las cuencas

hidrográficas ante situaciones asociadas al cambio climático y la variabilidad climática. También se incluyen aspectos relativos a metodologías del diseño hidrológico ante escenarios caracterizados por la variabilidad hidrológica. Varios análisis de casos ilustran las reflexiones efectuadas.

Variabilidad hidrológica: análisis de entradas y salidas al sistema

Amplificación Hidrológica de las Variaciones Climáticas

Habitualmente la relación entre las variables hidrológicas de entrada y salida de una cuenca presentan un comportamiento no lineal. Por lo general la precipitación, P , es la variable de entrada que presenta mayor variabilidad espacial; en términos comparativos la evaporación y la evapotranspiración suelen presentar valores más uniformes, fundamentalmente en regiones húmedas. Por lo tanto, una alteración en la precipitación no se refleja del mismo modo en el caudal, Q . A partir de datos hidrológicos es posible verificar que en los años con valores extremos (inundaciones y sequías) la respuesta de la cuenca se amplifica con relación a la variación adimensional de P . Este fenómeno ocurre debido a las relaciones de proporcionalidad con que los valores de P se relacionan con los de Q (Tucci, 2002). En efecto, en los años más húmedos el aumento de P produce un aumento proporcionalmente mayor de Q ya que la infiltración disminuye y la evapotranspiración real suele disminuir en función del aumento de días de lluvia. Todo ello significa un aumento del escurrimiento, el que resulta de la conjunción de todos estos procesos. Por el contrario, en los años secos, la reducción de P tiende a aumentar la evapotranspiración real (clima más seco), por lo que el resultado es una disminución proporcionalmente mayor de Q . Berbery y Barros (2002) destacan que en algunos casos cambios del 1% en P corresponden a cambios del 2% o más en Q .

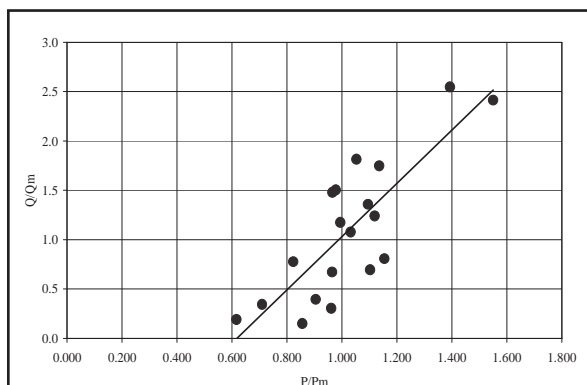


Figura 1. Relación adimensional entre escurrimiento y láminas precipitadas en la cuenca del río Quinto, Argentina.

Comportamientos como los antedichos se observan en las Figura 1 y Figura 2, correspondientes a registros de la cuenca del río Quinto. Esta cuenca posee sus nacientes en las Sierras de San Luis (Argentina) y atraviesa la provincia de Córdoba en forma meandriforme. En ocasión de períodos muy húmedos sus aportes han llegado a influir en la región Noroeste de la provincia de Buenos Aires, siendo ello el resultado de diversos factores, entre los cuales se destaca las acciones antrópicas. En la estación Dique Vulpiani (provincia de San Luis), la cuenca encierra 5.000 Km². Para el período 1971-1989 la precipitación media areal fue de 678 mm y el escurrimiento promedio (total) anual de 43,4 [mm.año]. En la Figura 1 se observa la relación existente entre las variables de entrada y salida de esta cuenca. Se desprende cierto comportamiento hidrológico no lineal, en donde la tendencia lineal media puede ser interpretada como indicativa del comportamiento observado en años medios, con discrepancias entre años extremos. Por su parte, la Figura 2, que ilustra acerca de la variabilidad adimensional de la precipitación (P/P_m), el caudal (Q/Q_m) y las pérdidas (E/E_m). La misma ejemplifica la tendencia antedicha, es decir, de amplificación de la respuesta de la cuenca con relación a la variación adimensional de la precipitación.

En síntesis, dentro de una visión a macro escala es interesante notar que la anomalía de la precipitación anual generalmente se amplifica en la respuesta de la cuenca. Por lo tanto, los siguientes aspectos pueden ser considerados como tendencia general:

- existe una amplificación natural de las anomalías del caudal en función de las anomalías de precipitación y de la evapotranspiración real;
- la relación no lineal entre P y Q depende del almacenamiento (el cual a su vez es función del tamaño y características fisiográficas de la cuenca), y de la evapotranspiración, siendo ésta más importante en regiones áridas y semiáridas (Argentina posee 66% de su terri-

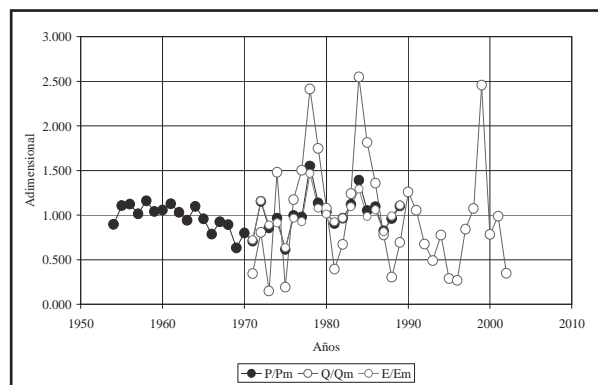


Figura 2. Variabilidad adimensional de Precipitación (P/P_m), Caudal (Q/Q_m) y pérdidas (E/E_m) en la cuenca del río Quinto, Argentina.

torio con estas características, representando el mayor porcentaje en términos relativos de América del Sur).

- el coeficiente de escurrimiento anual ($C = Q/P$) se altera en función de las relaciones citadas.

Estimación Simplificada de la Variabilidad Hidrológica Anual

Por lo general, con el aumento de la precipitación anual se observa un aumento del coeficiente de escurrimiento C a nivel anual. El impacto sobre la variabilidad hidrológica provocado por una alteración en la precipitación anual puede ser obtenida a partir de la ecuación del coeficiente de escurrimiento C considerada para dos situaciones: antes (1) y después (2) de producido el cambio climático. En este caso el coeficiente C puede ser evaluado a nivel anual o estacional. La ecuación que relaciona el impacto climático sobre la lluvia y la variabilidad hidrológica, esta última sintetizada en la variación del coeficiente de escurrimiento resulta (Tucci, 2002; Figura 3):

$$(1) \quad \frac{\Delta Q}{Q} = \frac{C2}{C1} \left(1 + \frac{\Delta P}{P} \right) - 1$$

donde:

ΔQ es la variación del caudal producida a posteriori de observado el cambio en la lluvia;
 Q es el caudal (o volumen) escurrido a nivel anual o estacional;

ΔP es la variación producida sobre la lluvia P (evaluada a nivel anual o mensual);
 $C1$ es el coeficiente de escurrimiento antes de producido el cambio en la precipitación;
 $C2$ es el coeficiente de escurrimiento evaluado con posterioridad al cambio de la precipitación.

Las Figuras 4 y 5 ilustran acerca del comportamiento a nivel anual de las principales variables hidrológicas correspondientes a la cuenca del río Grande, región serrana de la alta cuenca del río

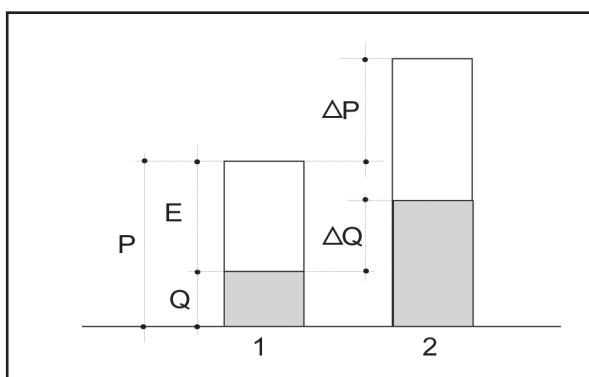


Figura 3. Relaciones entre el coeficiente de escurrimiento y las variables climáticas (Tucci, 2002).

Ctalamochita (o Tercero), en la provincia de Córdoba, Argentina. La cuenca posee un área de 598 Km². El balance hídrico incluye excesos hídricos de corta duración y escasa magnitud (entre diciembre e inicio del otoño), y situaciones de déficit durante el resto del año. La Figura 4 refleja la variación del coeficiente de escurrimiento, C , en función de la precipitación media, P (ambas variables evaluadas a nivel anual), para el período 1993-2002. Los datos de caudales corresponden a la estación Ume Pay (32°13' LS; 64°43' LW), la cual es operada en el contexto de la Red Hidrológica Nacional de la Subsecretaría de Recursos Hídricos de la Nación. En el análisis fueron empleados datos correspondientes a 4 puestos pluviométricos (El Manzano, Pampichuela, La Puente y Yacanto). Deficiencias en los datos históricos impidieron realizar un análisis sobre un período más extenso.

Con base en la tendencia media indicada en la Figura 4 y aplicando la ecuación (1) fueron deducidos los porcentajes de variación del caudal medio anual que se presentan en la Figura 5. Se observa la tendencia ya citada, consistente en una mayor

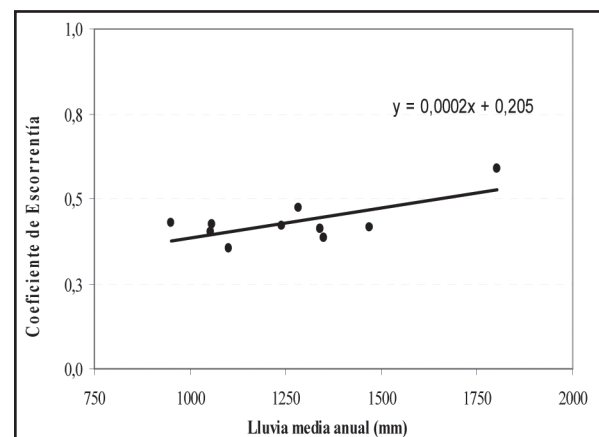


Figura 4. Variación del coeficiente C en función de la precipitación anual. Estación río Grande (Córdoba, Argentina).

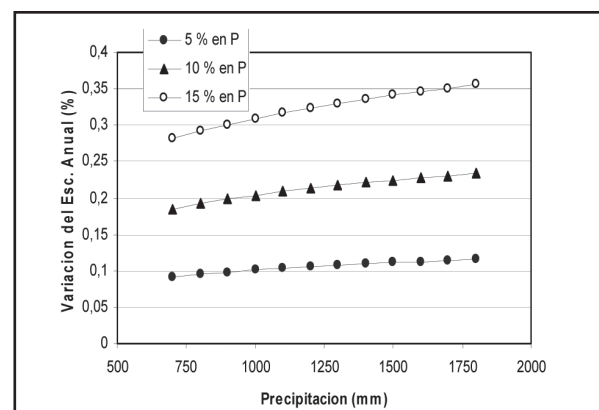


Figura 5. Variación relativa del caudal medio anual en función de la variación de la precipitación anual. Estación río Grande (Córdoba, Argentina).

variación relativa del caudal en relación a la variación de la precipitación.

Consideraciones sobre la Evaluación del Impacto del Cambio Climático en la Hidrología

En la última década diversos estudios han investigado los efectos del cambio climático sobre el régimen de caudales en diferentes regiones del mundo. La utilización de modelos hidrológicos distribuidos con base física ha sido frecuentemente utilizada en este tipo de análisis. De acuerdo a Meller *et al.* (2005), probablemente estos modelos ofrezcan los mejores resultados, especialmente por la posibilidad de correlacionar los parámetros del modelo con las características físicas de la cuenca y considerar la variabilidad espacial y temporal de los procesos involucrados. Sin embargo, en la opinión de Le Lay y Galle (2005), su utilización frecuentemente se ve dificultada por la necesidad de informaciones de alta resolución temporal y espacial en una misma escala, las cuales no suelen encontrarse disponibles.

Por lo general, los artículos presentados en la literatura especializada evalúan la influencia de las modificaciones climáticas sobre los caudales de una cuenca bajo estudio. De acuerdo a Meller *et al.* (2005), lamentablemente son muy pocos los que presentan estudios sobre cuencas semejantes, con regímenes hidrológicos distintos, y analizan el comportamiento comparativo frente a una misma modificación climática.

Frecuentemente las estimaciones del cambio climático y/o la variabilidad climática son sintetizadas en variaciones probables de la precipitación. Un incremento del total anual precipitado puede ser significativo para grandes cuencas, ya que en éstas dicho cambio pueden significar un aumento de la humedad del suelo y, por lo tanto, mayor chance de generación de crecidas importantes. Ello puede resultar finalmente en un escenario de incremento de la amenaza por inundaciones (siendo éstas de tipo "ribereñas"). Contrariamente, tal cambio en la precipitación anual no tendría un significado práctico sustancial en el caso de pequeñas cuencas (como las consideradas en áreas urbanas). En estas últimas la característica de precipitación que reviste mayor interés práctico es el eventual aumento de la intensidad de lluvia, hecho que se asocia a duraciones cortas (y por lo general a áreas pequeñas). Eventuales modificaciones en la intensidad de lluvia, sin embargo, no tendrían trascendencia en relación con la severidad de las crecidas que se podrían generar en una cuenca rural de gran tamaño. Estas diferencias apuntadas en los impactos también se deberían reflejar en las medidas que se encararen para mitigar sus efectos.

Así, en el caso de grandes cuencas hidrográficas el objetivo de la implementación de medidas no estructurales podría centrarse, por ejemplo, en una mejora del pronóstico climático, basado en fenómenos globales. En la actualidad esta tarea ya se realiza para alcances de varios meses (de 3 a 6 meses). Por el contrario, en cuencas pequeñas, particularmente las urbanas, el interés mayor debería centrarse en el pronóstico del tiempo y, particularmente en el pronóstico de cortísimo plazo ("nowcasting"). En los últimos años autores como Collier y Krzysztofowicz (2000) y Golding (2000), han propuesto metodologías para el pronóstico del tiempo con sorprendentes alcances de hasta 2 semanas. El "nowcasting" se ha promocionado a partir de la mayor disponibilidad mundial de datos de radares meteorológicos, tendencia que se está cristalizando también en varias regiones de América Latina.

Otros aspectos de la influencia de la escala espacial hidrológica en el impacto de la variabilidad climática se verifican en el campo de la planificación y la gestión de los recursos hídricos. En estas áreas existe una tendencia a la extrapolación espacial de previsiones hidrológicas que frecuentemente deriva de la falencia de datos hidrológicos. Cuando las extrapolaciones corresponden a cuencas de distintos tamaños es preciso contemplar la incertidumbre que genera el hecho de considerar escalas hidrológicas diferentes. La variabilidad observada por los procesos hidrológicos en distintas escalas espaciales no debe ser asociada a aquella resultante del cambio y/o la variabilidad climática. Por ejemplo, una práctica de manejo de suelo que tienda a reducir el escurrimiento superficial en una cuenca pequeña, como la siembra directa, puede tener un efecto diferente a escalas mayores. La reducción del escurrimiento superficial en las cuencas de cabecera (debido al aumento de la infiltración y del almacenamiento superficial), puede implicar un aumento del escurrimiento superficial concentrado en las cuencas de mayor tamaño que se localicen aguas abajo de las anteriores (por el incremento del caudal base concentrado en los cursos de agua). La extrapolación de caudales específicos correspondientes a diferentes escalas espaciales también puede dar lugar a estimaciones erróneas, las que a veces son incorrectamente asociadas al cambio y/o la variabilidad climática. En síntesis, la escala espacial hidrológica resulta un importante elemento que debe ser considerado a la hora de establecer los posibles impactos que sobre la Hidrología puede representar un eventual cambio climático.

Otros tópicos que revisten interés práctico en el análisis de la relación entre la variabilidad hidrológica y la variabilidad y el cambio climático han sido identificados por Meller *et al.* (2005):

- ¿Cuál es la faja de caudales (por ejemplo, en la curva de permanencia) dentro de la cual cuencas con capacidad de almacenamiento diferente presentan mayor sensibilidad al cambio climático?
- ¿Qué tipo de cuenca se recupera con mayor rapidez en los períodos de estiaje?

Una de las funciones hidrológicas más empleadas en la regionalización hidrológica es la curva de permanencia de caudales. La misma relaciona los caudales con el porcentaje del tiempo durante el cual se observó un caudal igual o superior al analizado. En los períodos de sequía o estiaje el caudal de referencia de un curso de agua es representado por el caudal con 95 % de probabilidad de excedencia de la curva de permanencia (Q95). Los autores citados consideraron que las cuencas que poseen gran capacidad de regulación de caudales y una importante capacidad de almacenamiento en el acuífero poseen mayor sensibilidad en el caudal Q95 a potenciales perturbaciones en la precipitación. Ello es en relación a aquellas cuencas con menor grado de regulación. La interpretación de este comportamiento está dada en el hecho de que en cuencas con gran capacidad de almacenamiento la entrada al acuífero está limitada por la precipitación, mientras que en cuencas con pequeña capacidad de regulación la entrada de agua al acuífero está limitada por las características de la cuenca (capacidad de infiltración, pendiente, etc.). Analizando dos subcuencas del sector superior de la cuenca del río Paraguay los autores confirmaron estas hipótesis, observando que la cuenca que poseía mayor capacidad subterránea demoró más para recuperarse luego de transcurrido un supuesto período de sequía. Los mismos autores indicaron que estudios llevados a cabo por Wilby y Le Lay y Galle (en 1994 y 2005 respectivamente) sobre curvas de permanencia, permitieron deducir que los caudales máximos, asociados a una probabilidad de excedencia del 10 %, Q10, mostraron mayor sensibilidad a la modificación climática, representada en forma simplificada por perturbaciones en la precipitación.

De los análisis efectuados por distintos autores citados se desprende que:

- Existiría una tendencia de los caudales máximos a ser más sensibles a los cambios de la precipitación en relación a los caudales mínimos;
- Aquellas cuencas con gran capacidad de regulación natural, aunque poseen grandes ventajas desde el punto de vista de la disponibilidad hídrica constante (y muchas veces abundante), son las más vulnerables a los períodos de estiaje prolongados (interdecádicos);
- Estas últimas cuencas deberían recibir una atención especial por parte de los organismos de planificación y gerenciamiento de los re-

ursos hídricos, fundamentalmente en las acciones de regulación del uso del agua (abastecimiento humano, riego, etc.).

Variabilidad Hidrológica Provocada por Alteraciones en el Uso del Suelo

Tal como citado previamente, la variabilidad hidrológica también se produce como resultado de diversas alteraciones antrópicas sobre los sistemas hídricos. Por lo general los mayores cambios experimentados en el comportamiento de las variables hidrológicas de salida (caudales, niveles, producción de sedimentos, etc.) se deben a cambios en el uso del suelo.

Aspectos referidos a cuencas urbanas: la impermeabilización de las superficies y la reducción de la vegetación tienden a alterar los procesos hidrológicos naturales de producción y transferencia, provocando el aumento de los volúmenes y de los caudales escurridos. Los principales parámetros hidrológicos para representar las condiciones de urbanización son: (a) el porcentaje de áreas impermeables de la cuenca (entendido como la proporción del área superficial con la cual la precipitación ingresa directamente al sistema de drenaje) y (b) el tiempo de concentración, T_c . A continuación son analizados aspectos relacionados con ambos tópicos:

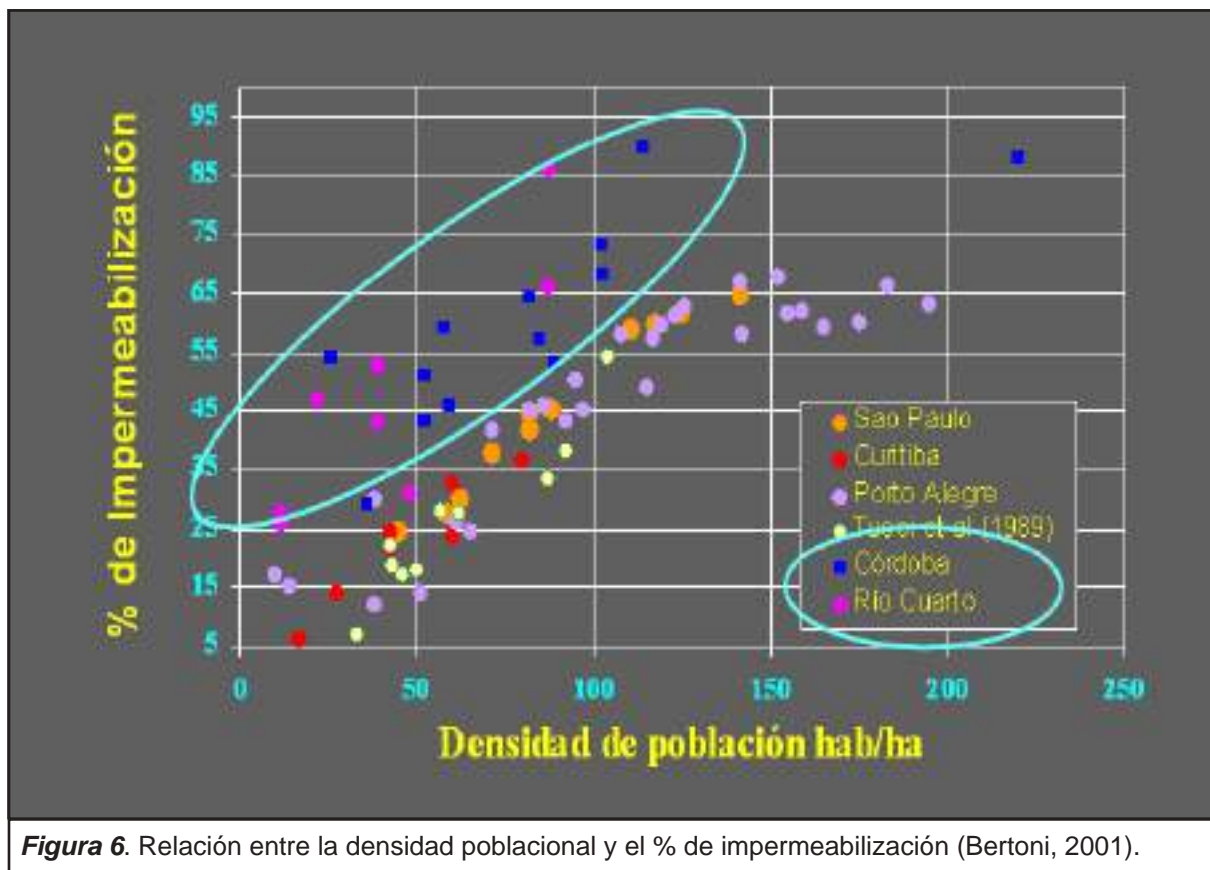
- a) alteración del proceso de producción superficial: en el conocido algoritmo del SCS (1975) los valores del parámetro CN reflejan distintas condiciones para el escurrimiento en áreas rurales y urbanas, distinguiéndose en cada una de ellas diversas situaciones posibles. Es importante destacar, sin embargo, que dichas relaciones fueron establecidas para condiciones imperantes en EEUU, pudiendo no representar adecuadamente situaciones típicas de Argentina. Por ejemplo, Luque (2008) demostró que las condiciones de humedad antecedente y los correspondientes valores tabulados de CN no se condicen con los volúmenes de escurrimiento registrados en dos cuencas de la región central de la provincia de Córdoba. En relación con áreas urbanas Bertoni (2001) desarrolló una relación entre el porcentaje de áreas impermeables y la densidad poblacional, útil para efectos de planificación (Figura 6). Los resultados permiten verificar que las ciudades brasileñas poseen menor porcentaje de impermeabilización per cápita, hecho derivado de la mayor concentración urbana que posee aquel país.
- b) alteración del proceso de transferencia superficial: importantes variaciones en T_c son citadas en la literatura como ejemplo del efecto comprobado de diversas obras hidráulicas encaradas en áreas urbanas, semiurbanas y

rurales. En 1978, Meynink (citado por Singh, 1988) mostró que al variar T_c al doble o a la mitad de su valor, las estimaciones del caudal pico variaron de 0.48 veces a 1.64 veces. Singh (1988) consideró que el rango de variación de T_c indicado era consistente con la mayoría de los estudios empíricos llevados a cabo hasta ese momento. Desbordes (1989) describió que en algunas cuencas francesas, el proceso de urbanización produjo la división del "lag-time" por un factor de 5 a 15; sin embargo, la descarga específica (caudal por unidad de área) se multiplicó por un factor entre 5 y 50. Aunque T_c difiere del "lag-time", ambos representan las principales características temporales de la función de transferencia de una cuenca hídrica.

Aspectos referidos a cuencas rurales: los desmontes tienden a producir disminución de la evapotranspiración potencial, reducción de la infiltración y aumento de los caudales escurridos. Aoki (2002) efectuó análisis en una cuenca de 10 Has localizada sobre el área central agrícola de Córdoba (Argentina), distante 20 km al sur de la ciudad capital. El autor demostró que los cambios en el coeficiente de escurrimiento superficial correspon-

dientes a las situaciones de monte nativo y cultivo de soja superaron con creces el 10 %, observando reducciones de la infiltración base del orden de 60 mm/h a 5 mm/h. Los cambios generalizados de cultivos en una región (como, por ejemplo, la fuerte expansión de las superficies cultivadas con soja en la región pampeana central de Argentina, Figura 7), pueden producir cambios que, a su vez, se relacionan con el método de labranza.

Aspectos referidos a obras de Infraestructura: las redes viales, ferroviarias y de canales por lo general afectan marcadamente al escurrimiento superficial, tanto aquel que se produce en forma distribuida (mantiforme) como concentrada (en cursos y canales artificiales). Los efectos típicos se traducen en retardos, desvíos y aceleraciones de los flujos del agua. Por lo general, los canales de drenaje son obras fuertemente requeridas por la población (ya sea ésta de carácter urbana o rural) en períodos húmedos. La legítima presión de la población repercute en los tomadores de decisión, lo cual se traduce en cierta tendencia a la ejecución sistemática de este tipo de obras. Un análisis más detallado, tanto del problema de las inundaciones en áreas rurales y urbanas, como de las consecuencias de las obras de canalización,



indica que a menudo el problema de las canalizaciones no es abordado en toda su dimensión. Los canales ejecutados para conducir el agua excedente suelen provocar un desplazamiento de las inundaciones hacia aguas abajo. Este efecto es citado en diversos libros y documentos de carácter nacional e internacional.

Un ejemplo lo constituye el documento preparado por el CAI-IARH (2004) referido al riesgo hídrico, inundaciones y catástrofes. Al referirse a los efectos que provocan indica: "se soluciona el problema de cierta región a costa de provocar un impacto negativo en otras, el que se caracteriza por ser de mayor intensidad que el que habitualmente se hubiese registrado y por ocurrir en forma anticipada, reduciéndose el tiempo disponible para la adopción de las medidas pertinentes". Habitualmente al proyectarse un canal se verifican las condiciones topográficas para su realización, pero rara vez son analizadas las consecuencias hidrológicas que su realización implica sobre los sectores de aguas abajo. Por lo tanto, no siempre existe una visión generalizada del problema que permita discernir y cuantificar el impacto hidrológico de las canalizaciones. Calder (1993) cita que el drenaje de humedales es una de las actividades del hombre con importantes consecuencias sobre el ciclo del agua en una cuenca. Inicialmente las zonas de bañados y lagunas naturales fueron sistemáticamente desconsideradas a nivel mundial, adjudicándoseles un valor relativamente bajo. Con el tiempo, el aprovechamiento de estas áreas para el desarrollo de actividades diversas, tales como forestaciones, explotaciones agrícolas o industriales, exigió un cierto nivel de inversiones tendiente a lograr el drenaje sistemático de estas áreas. Más recientemente, la consideración del valor de los humedales en relación a su capacidad para proveer diversidad biológica, pesca y otros productos de la vida silvestre, así como también aspectos estéticos y de recreación, ha motivado un fuerte ímpetu por su conservación y mantenimiento.

Sistemas hidrológicos de llanura: las características fisiográficas de las cuencas constituyen otro factor de comportamiento hidrológico diferenciado. En los sistemas hidrológicos de llanura predominan los procesos hidrológicos verticales (precipitación, almacenamiento, evapotranspiración, infiltración y percolación). Estos sistemas se caracterizan por poseer sectores con divisorias de aguas superficiales difusas, en donde la generación del escurrimiento superficial se produce más o menos lentamente, a partir de umbrales de acumulación. Frecuentemente son denominados "Sistemas Hidrológicos No Típicos" (SHNT), a fin de diferenciarlos de aquellos "típicos" (SHT), en los cuales el proceso de transformación directa

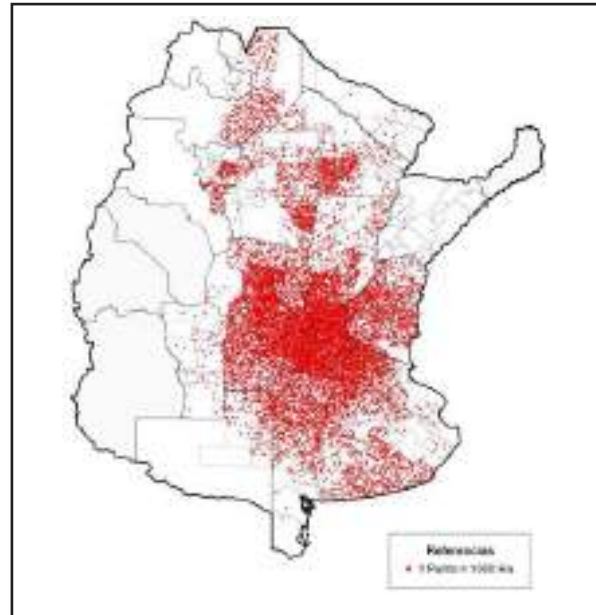


Figura 7. Superficie Sembrada con soja en la campaña 2006/07 (MAGyP, Argentina).

lluvia-caudal es predominante. Dada la relevancia del microrelieve, los SHNT se caracterizan por presentar, en términos hidrológicos, menor capacidad para absorber cambios producidos por el hombre.

La cuenca inferior del río Salado, en territorio santafesino, constituye un SHNT que se asemeja a un plano suavemente inclinado, con pendientes regionales variables entre 0,01% y 0,05%. En él la ejecución de canales ha implicado un aumento sistemático de la densidad de cursos capaces de drenar áreas rurales y urbanas. Bertoni *et al.* (1998) estimaron que en las regiones centro y norte de la provincia de Santa Fe la longitud de canales artificiales constituía alrededor del 42 % de la longitud de la red de drenaje existente en dichas regiones. Este porcentaje se incrementó progresivamente hasta el presente. La relevancia de estas acciones deriva en que desde el punto de vista hidrológico (dependiendo del incremento artificial de la capacidad de drenaje superficial), los SHNT pueden llegar a responder como un SHT, especialmente durante la ocurrencia de eventos de humedad y pluviosidad extremas. En un estudio confinado al análisis de las consecuencias del aumento sistemático de la red de drenaje de la subcuenca del A° Cululú (identificada como la de mayor chance de influir sobre la ocurrencia de un pico súbito de crecida sobre la ciudad de Santa Fe), Bacchiega, Bertoni y Maza (2004) dedujeron aumentos en la magnitud de los caudales del orden del 30% y reducciones del orden de 20% en los tiempos de llegada (12h de reducción).

Impactos de la Variabilidad Hidrológica Interdecádica

Cuando se analizan las posibles implicancias del cambio y/o la variabilidad climática sobre la variabilidad hidrológica, el centro de las atenciones debería estar dado en las variaciones interdecádicas. Aunque conocido, este aspecto aun no ha sido debidamente internalizado en las áreas de planificación de los sectores estatal y privado, con vistas a definir planes de contingencia. Las variaciones interdecádicas pueden corresponder a anomalías húmedas o secas. Ejemplos de los principales impactos de ambas situaciones se sintetizan a continuación.

Impactos de anomalías interdecádicas húmedas: por su relevancia social se destacan los derivados de las inundaciones urbanas ribereñas. En general estas inundaciones se asocian a eventos severos. Las razones por las que ocurren este tipo de inundaciones son:

- secuencias de años relativamente secos, que provocan el “olvido” de empresarios, autoridades y población en general;
- falta de restricciones municipales sobre el loteo de áreas con alto riesgo inundación;
- ocupación supuestamente temporaria (y/o invasión) por parte de la población más ca-

renciada, por tratarse de áreas pertenecientes al poder público o despreciadas por el sector privado;

- falta de alternativas de la población de baja renta para acceder a lotes relativamente baratos;
- urbanización de sectores con alto riesgo hídrico supuestamente protegidos por contenciones laterales (diques, terraplenes, etc.), que transmiten una falsa sensación de seguridad absoluta.

La inundación sufrida por la ciudad de Santa Fe en 2003, de tipo catastrófica, corresponde a este tipo de fenómeno. Como toda catástrofe, su ocurrencia obedeció a la conjunción de múltiples factores. Sin embargo, uno de los elementos subyacentes fue la ocurrencia de un período previo de 42 años relativamente secos, en el período 1930-1972, donde las crecidas del río no fueron significativas. El período coincidió con el de mayor crecimiento urbano incontrolado en zonas de riesgo hídrico. En la Figura 8 se observa un plano municipal, probablemente de la década del 40, en donde se advierte la indicación de la inundación provocada por la crecida de 1929. Dicha línea fue muy similar a la observada posteriormente durante la inundación de 2003, cuando el barrio “Barranquitas” se encontraba totalmente desarrollado. El propio

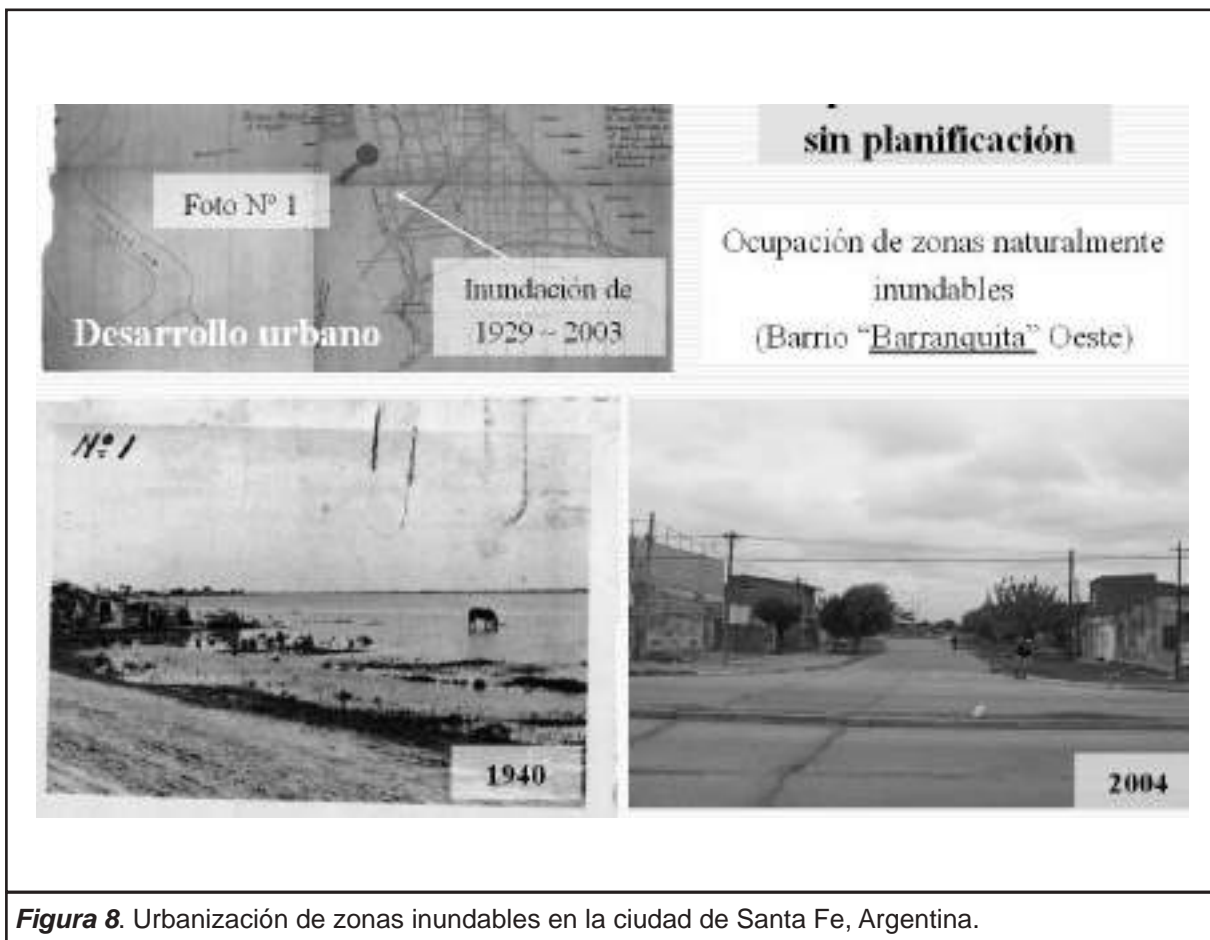


Figura 8. Urbanización de zonas inundables en la ciudad de Santa Fe, Argentina.

nombre del barrio da cuenta de la característica original de la zona. La comparación de fotografías correspondientes al mismo punto geográfico es una muestra elocuente del notable avance de la urbanización sobre áreas inundables.

Por otra parte, cabe realizar una reflexión sobre el rol asignado al cambio climático en la problemática de las inundaciones urbanas. En los últimos años en varios países de América Latina los medios de comunicación han evocado a menudo una profundización de la amenaza por inundaciones sobre las ciudades, que encontraría su origen en el cambio climático. Tal como lo indica Rosengaus (2005), frecuentemente las declaraciones mesuradas de la comunidad científica mundial son tratadas y simplificadas por los medios de comunicación de masas, que las transforman en alarmistas y poco equilibradas. A su vez, no reflejan el contexto de incertidumbre asociado a los resultados que, por lo general, es bien identificado por sus autores originales. Particularmente alarmante resulta la interpretación a partir de la cual todos los acontecimientos extremos serán más extremos y más frecuentes. La importancia dada a las consecuencias del cambio climático global quizás no contribuye a construir una visión completa de los problemas asociados al riesgo a que están sujetas las ciudades frente a las inundaciones urbanas. Por lo tanto, esta visión parcial del problema tampoco ayuda a encontrar una solución adecuada a la gestión del riesgo, ya que se minimizan los aspectos asociados al importante aumento de la vulnerabilidad propia de las ciudades. Por último, la percepción de la población sobre el cambio climático es utilizada en América Latina para atenuar las responsabilidades de los organismos responsables de la planificación y de la gestión del riesgo. El aumento de la vulnerabilidad de las ciudades es un elemento muy sensible al contexto local (pues generalmente se asocia a errores o a la falta de planificación urbana), mientras que el cambio climático se manifiesta a nivel global. Siendo así, el análisis de la vulnerabilidad se convierte en un proceso complejo, mientras que la explicación del aumento de la amenaza debido al cambio climático es más atractivo, dado que no produce responsabilidades inmediatas y directas.

Impactos de anomalías interdecádicas secas: se destacan, entre otros, los asociados a los sistemas de: (a) abastecimiento de agua y (b) hidroelectricidad. Debido a natural variación observada en las series de tiempo climáticas e hidrológicas, la mayoría de los sistemas de abastecimiento de agua e hidroelectricidad están previstos para enfrentar tanto las variaciones estacionales (intra-anales), como también las interanuales de corto plazo (2 a 4 años). Sin embargo, el impacto mayor se produce cuando ocurren variaciones interanua-

les de largo plazo (5 a 10 años, o más), efecto que tiende a colapsar los sistemas. Dado la característica preponderantemente árida y semiárida del territorio argentino, estos fenómenos adquieren especial relevancia para su influencia en la mayoría de las actividades del hombre.

a) *Variaciones interdecádicas en los sistemas de abastecimiento de agua:* la sequía es un fenómeno natural derivado de la disminución de lluvia en relación a los valores normales. En Argentina este fenómeno se ha hecho sentir preponderantemente en los últimos años, luego de un extenso período relativamente húmedo que se extendió desde la pasada década del 70 y hasta el fin del siglo XX. Registros hidrológicos de la provincia de Corrientes muestran importantes sequías hidrológicas interanuales de largo período entre 2003 y 2009 (Figuras 9 y 10; Rodríguez *et al.*, 2010).

La escasez de agua se produce cuando el consumo de agua sobrepasa los recursos disponibles. Por lo tanto, aunque la escasez se evidencia primordialmente en períodos de sequías, para un tratamiento correcto de ambos conceptos es importante diferenciarlos claramente. Cuando la sequía se solapa con la escasez del agua, se produce un estrés generalizado que puede amenazar todos los usos prioritarios y la biodiversidad de los ríos. El abastecimiento humano representa el uso prioritario por excelencia. Un caso típico relacionado con las variaciones interanuales del clima se observa en el funcionamiento del sistema de provisión de agua a la región metropolitana de la ciudad de Córdoba. La ocurrencia de períodos de sequías, que representaron variaciones interanuales de corto plazo, ha puesto al sistema ante situaciones críticas. Vicario *et al.* (2009) caracterizaron dichas sequías con base en datos del período 1943-1999 en la estación San Roque (Figuras 11 y 12 respectivamente), representativa de la cuenca de aporte al principal manantial de abastecimiento del Gran Córdoba. Para tal fin fueron empleados los índices de Palmer (1965), PDI, y de Precipitación, SPI (McKee *et al.*, 1993). El PDI se basa en las anomalías hídricas del balance hídrico seriado y emplea datos de precipitación, evapotranspiración potencial y contenido de agua disponible del suelo. El SPI considera las probabilidades de ocurrencia de precipitación para un período dado.

Los autores consideraron que el índice PDI es más representativo del fenómeno de sequía, ya que contempla otras variables hidrológicas, además de la precipitación, para la evaluación de dicho fenómeno. Ello permite un análisis más amplio de las condiciones hidrológicas del sistema analizado. El estudio permitió estimar que el tiempo de recurrencia (T_r) de un

mes con sequía severa en la cuenca del dique San Roque es de 13,2 meses o 1,1 años. La frecuencia de ocurrencia de un mes con una sequía extrema es de, aproximadamente, 4 años. Los períodos plurianuales con sequías severas y extremas se alternaron de manera cíclica y, aproximadamente, a cada 10 años con períodos normales a húmedos. Los períodos de sequías más intensos y prolongados sucedieron en la segunda mitad de la década del 40 y entre fines de la década del 60 y principio de los 70; a partir del cual existieron extensos períodos húmedos y muy húmedos. Desde la década del '80 existieron eventos de sequías aislados y menos severos. Las características de las sequías permiten deducir que, en realidad, existen varios factores adicionales que se conjugan para componer un panorama complejo en relación al abastecimiento de agua del Gran Córdoba. Entre estos se destacan: (i) el sustancial aumento de población, (ii) la ausencia de una política destinada a lograr una mayor eficiencia de la oferta efectiva actual (representada por las fuentes ya disponibles), (iii) la falta de gestión en la demanda con vistas a lograr un uso más eficiente del recurso por parte de toda la po-

blación y (iv) la falta de inversiones en nuevas obras de almacenamiento (en parte debido a la presión ambiental destinada a impedir la ejecución de nuevas presas).

b) *Variaciones interdecádicas en los sistemas hidroeléctricos:* en los últimos años la presión de grupos ambientalistas contrarios a la ejecución de nuevas presas se ha visto reflejada en la adopción a nivel internacional de nuevos criterios para el proyecto de este tipo de obras. Uno de ellos consiste en circunscribir la cota superior de los nuevos embalses a la línea de inundación máxima provocada por las mayores crecidas históricas. Con ello se reduce el tamaño de las presas, aunque se debe aumentar su número a fin de producir la energía equivalente. Los nuevos aprovechamientos resultan entonces del tipo "a pelo de agua", a diferencia de los tradicionales de "regulación". La adecuación del proyecto del aprovechamiento de Garabí sobre el tramo compartido entre Argentina y Brasil del río Uruguay, encarado por ambos países a inicios de 2010, contempla esta restricción. Por lo tanto, aunque desde el punto de vista económico y operativo sería deseable disponer

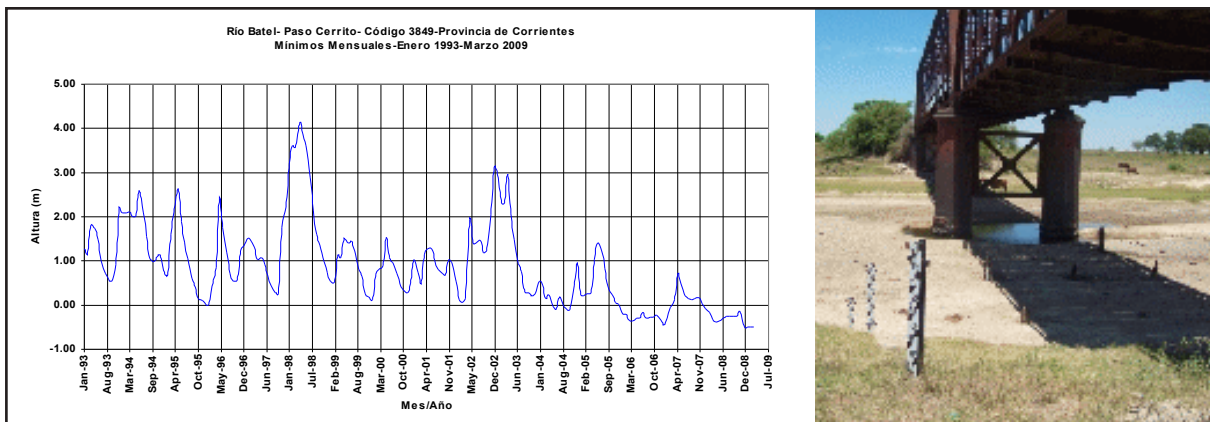


Figura 9. Sequía hidrológica interanual en el período 2003-2009 en Paso Cerrito, Corrientes, Argentina.

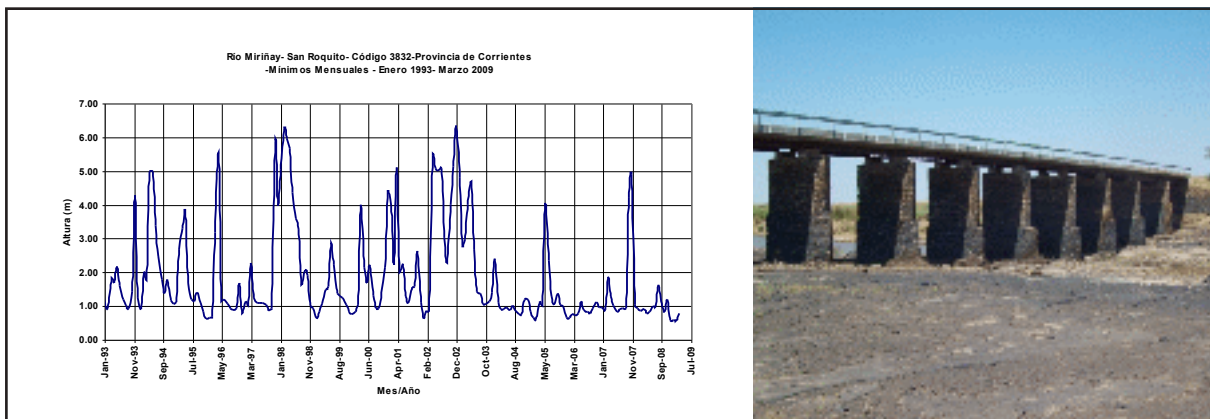


Figura 10. Sequía hidrológica interanual en el período 2003-2009 en San Roque, Corrientes, Argentina.

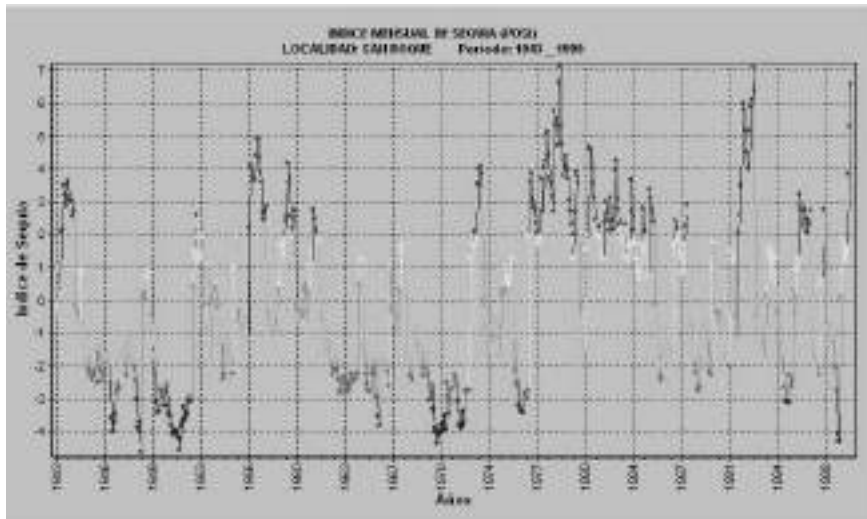


Figura 12. Índice de Palmer aplicado a la estación San Roque. 1943-1999. (Córdoba, Argentina)

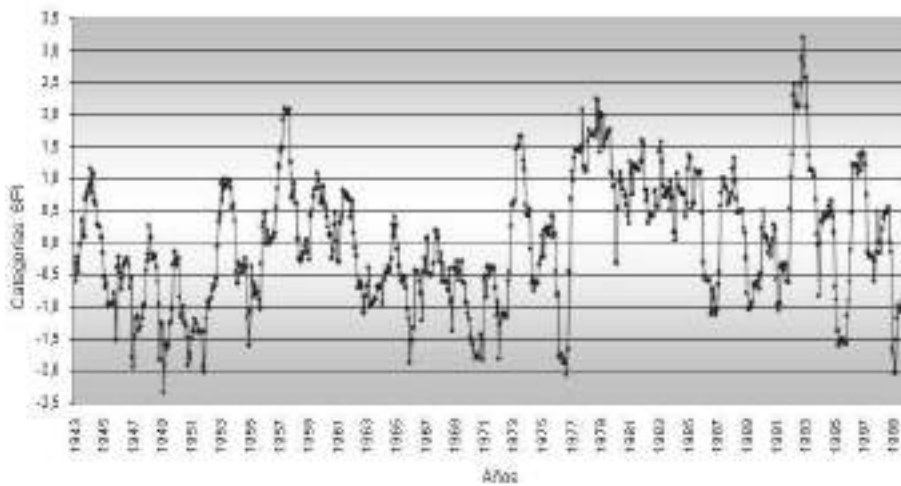


Figura 13. Índice SPI aplicado a la estación San Roque. 1943-1999. (Córdoba, Argentina)

de una sola presa (con un solo vertedero y un único sistema de compuertas), desde la visión ambiental es necesario multiplicar las obras y, por lo tanto, las inversiones. Esta tendencia está llevando a que los sistemas hidroeléctricos estén creciendo en términos de energía generada, pero no en capacidad de regulación. Jerson Kelman, especialista de trayectoria mundial, con destacada actuación en el campo de la hidroelectricidad, considera que ante tal realidad los sistemas hidroeléctricos están aumentando su vulnerabilidad frente a la ocurrencia de variaciones interdecádicas, particularmente durante sequías prolongadas. A efectos de paliar esta nueva realidad Kelman *et al.* (2004) proponen combinar en los estudios de nivel de seguridad del abastecimiento eléctrico, los viejos conceptos de energía firme y período crítico cuyas raíces fueron lanzadas por Rippl, en 1883. En la práctica, ello significa que el sistema eléctrico debería

estar preparado para enfrentar, como mínimo, una situación hidrológica similar a la peor observada históricamente. Tal como lo señala Kelman en el sitio web:blog.rhama.net, para el caso de Brasil esto corresponde a la sequía registrada en los años 50.

Variabilidad hidrológica y diseño de obras

Enfoques Estadísticos Alternativos de los Estudios

Habitualmente el proyecto de una obra hídrica se basa, entre otros aspectos, en el estudio estadístico de series climáticas e hidrológicas homogéneas y estacionarias. Ello implica admitir que los datos analizados provienen de una única población (y por lo tanto, de una misma distribución estadística).

ca), y a su vez, que dicha distribución de probabilidad no cambia en el tiempo. Como esta definición de estacionariedad resulta ser muy fuerte, en la práctica se utiliza una versión menos estricta, de acuerdo con la cual una serie es estacionaria en sentido débil (o estacionaria en covarianza) si su media y su varianza no cambian en el tiempo. En la práctica el análisis de homogeneidad conduce a dividir la muestra en dos o más grupos de tamaños iguales (o diferentes), y comparar los estadísticos de la muestra: media, mediana, varianza, entre otros. Por lo tanto, los análisis de homogeneidad se funden con los de estacionariedad débil.

Las series de tiempo climáticas e hidrológicas suelen presentar en realidad procesos no homogéneos (y/o no estacionarios), debido a diferentes causas. Ante signos de variabilidad hidrológica algunos especialistas han basado sus diseños hidrológicos en el sector más crítico de las series hidrológicas disponibles, reduciendo la extensión y representatividad de las mismas. Otros, sin embargo, aconsejan metodologías alternativas. Kelman *et al.* (2000) consideran que el aumento de incertidumbre debido a la no estacionariedad de las series a escala anual (producto de la variabilidad climática, el uso del suelo y el empleo de agua para otros usos, entre otros) puede ser enfrentado empleando pesos diferentes para cada año de la serie histórica, en función de las circunstancias climatológicas. El empleo de pesos diferenciados en series estadísticas hidrológicas también ha sido propuesto por otros autores. Martins y Stedinger (2001) y Reis, Stedinger y Martins (2005) han empleado esta metodología en los estudios de frecuencias de crecidas para incorporar, además de la serie de valores sistemáticos, aquellas estimaciones de caudales máximos asociados a marcas históricas de crecidas de gran envergadura que ocurrieron en el pasado. Una de las ventajas que otorgaría la incorporación en los análisis estadísticos de todos los datos o informaciones existentes, frente a la alternativa de circunscripción a series cortas homogéneas, consistente en la disminución del intervalo de incertidumbre alrededor de las estimaciones efectuadas.

Otro aspecto de la variabilidad hidrológica relacionado con el proyecto de obras se refiere al estudio de lluvias severas. Estos estudios se asocian generalmente al establecimiento de la tormenta de proyecto. Esta última puede ser definida a través de la Precipitación Máxima Probable (PMP), la cual es típicamente empleada en el proyecto de grandes obras hidráulicas (tales como presas de envergadura), o alternativamente, mediante la definición de las Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF). Estas últimas han sido tradicionalmente utilizadas en el proyecto de obras

hidráulicas menores tales como puentes, canales, alcantarillas, desagües urbanos, etc. Las curvas I-D-F sintetizan los períodos más críticos registrados a lo largo de diversos eventos extremos observados en la estación o puesto de medición. Dado que rara vez una tormenta presenta períodos críticos sucesivos de diferentes duraciones siguiendo la envolvente asociada a un determinado tiempo de retorno (o frecuencia), puede concluirse que estas curvas tienden a representar cierta exageración de la realidad. El hecho de su empleo en el diseño de obras torna compatible tal característica, toda vez que se intenta establecer condiciones que aseguren cierto margen de seguridad para las obras. La literatura internacional, sin embargo, cuestiona algunos aspectos del empleo de las curvas I-D-F. Entre ellos se destaca la destrucción de la estructura temporal de las tormentas, hecho implícito que deriva de adoptar los intervalos más críticos de diversas tormentas asociados a distintas duraciones. También son cuestionados ciertos criterios simplificados y rígidos que deben ser adoptados, tales como: duración de la lluvia similar al tiempo de concentración de la cuenca, definición del perfil temporal de la lluvia de proyecto y la suposición del tiempo de retorno de los caudales igual al de la lluvia. A diferencia de las curvas I-D-F, las nuevas propuestas metodológicas se basan en el trabajo sobre registros continuos (series continuas de lluvias históricas, que puede ser extendido también a otras variables hidrológicas tales como caudales, volúmenes, etc.), hecho que permite trabajar con una curva de frecuencia de la variable analizada. Nhadi *et al.* (1999) y Bradley *et al.* (1996) resumen trabajos orientados bajo esta nueva tendencia.

Test para el Análisis de Homogeneidad en las Series de Tiempo

El estudio de frecuencia de valores máximos es uno de los tópicos más estudiados de la Hidrología con vistas a definir la probabilidad de ocurrencia de lluvias intensas o crecidas máximas asociadas al proyecto de obras hidráulicas. Para el adecuado empleo de modelos estadísticos frecuenciales es necesario verificar en primera instancia el cumplimiento de dos pruebas de hipótesis: Independencia y Homogeneidad. Para determinar si los valores que integran una serie son independientes por lo general se emplean las pruebas de Anderson y Wald-Wolfowitz. Para los análisis de homogeneidad se emplean las pruebas de Helmer, t de Student y Cramer. Estas pruebas se describen, entre otros, en Escalante Sandoval y Reyes Chávez (2005).

Aplicación del análisis de homogeneidad de series en el proyecto hidrológico

A continuación se describen dos casos asociados al diseño de obras hidráulicas en las cuales, como parte de los estudios previos, fueron analizadas las características de estacionariedad de las principales variables hidrológicas involucradas. En ambos casos, previo al estudio frecuencial respectivo, se realizó el correspondiente análisis de las series según las pruebas de independencia y homogeneidad.

Estudio de Lluvias Máximas: Curvas I-D-F en Rafaela (Pcia. de Santa Fe, Argentina)

En la práctica actual de Argentina el empleo de curvas I-D-F es ampliamente generalizado. Con el objeto de su empleo en estudios de drenaje urbano, la ciudad de Rafaela (provincia de Santa Fe, Argentina) actualizó sus curvas I-D-F, originalmente estimadas con base en informaciones pluviográficas del período 1970-1985 provenientes de la Estación local del INTA (31°15' LS; 61°29' LW). El carácter húmedo de la década del 90, como así también el hecho de haberse registrado en los últimos años varios eventos considerados severos, condujo a la decisión de actualizar las curvas a

partir de la totalidad de los registros pluviográficos y pluviométricos disponibles (períodos 1970-2006 y 1930-2006 respectivamente). En la actualización se empleó el clásico enfoque del análisis de frecuencia correspondiente a 21 series (duraciones de 5 min a 3 días). La totalidad de los resultados obtenidos en las pruebas correspondientes indicaron que tanto las pluviométricas como pluviográficas eran Independientes. Un resultado similar fue obtenido en relación a las pruebas de homogeneidad. Desde el punto de vista de la eventual detección de tendencias las series pluviométricas encerraron mayor interés, debido a la extensión del registro. Tal como se muestra en la Tabla 1, las tres pruebas aplicadas indicaron la homogeneidad de las series, hecho que fue interpretado como indicativo de la estacionariedad (débil) de las lluvias entre 1 y 3 días de duración.

Crecida de proyecto según un análisis frecuencial bivariado

El Lago Fontana se ubica en la región cordillerana sudoeste de la provincia de Chubut, Argentina, es de origen glaciar y alimenta al río Senguerr. Posee un área de 81,5 Km², una profundidad media de 79 m y almacena un volumen de 6439 Hm³. Las lluvias y el fenómeno del deshielo dan origen a aportes del lago que, como consecuencia, produ-

Serie Duración [días]	Helmert			t de Student		Cramer			Conclusión
	S-C	Aceptación	T	t _d	T ₆₀	T ₃₀	t _d		
1	-6	-8,72	8,72	-0,71	1,99	0,13	1,06	1,99	Homogénea
2	-2	-8,72	8,72	-1,26	1,99	0,43	1,92	1,99	Homogénea
3	-2	-8,72	8,72	-1,46	1,99	0,49	1,75	1,99	Homogénea

(*)S-C: Secuencia-cambio. T_i: valor de referencia de la distribución teórica; t_d estadístico de prueba.

Tabla 1. Pruebas de Homogeneidad sobre series pluviométricas de la Estación INTA Rafaela, Argentina

Serie Caudales estación Nacimiento	
N° de datos: nj	46
k =nj/3	15,33
Media [m ³ /s]:	84,43
Retraso kadoptado	16
N° Máximo de puntos fuera de bandas de aceptación	1,6
N° de puntos fuera de bandas de aceptación	0

Conclusión: Se acepta la hipótesis de que las variables de la serie son Independientes.

Tabla 2. Prueba de Anderson. Serie de caudales máximos medios diarios anuales. Estac. Nacimiento (Chubut)

Serie Volúmenes anuales estación Nacimiento	
N° de datos: nj	39
k =nj/3	13
Media [Hm ³]:	1048,8
Retraso kadoptado	13
N° Máximo de puntos fuera de bandas de aceptación	1,3
N° de puntos fuera de bandas de aceptación	0

Conclusión: Se acepta la hipótesis de que las variables de la serie son Independientes

Tabla 3. Prueba de Anderson. Serie de volúmenes anuales. Estac. Nacimiento (Chubut)

cen crecidas del río en invierno y verano respectivamente. Estas últimas afectan a las localidades de Alto Río Senguerr y Colonia Sarmiento y a amplios sectores rurales. Para minimizar este problema en el año 2007 se propuso la ejecución de un azud a la salida del lago, de modo de producir una regulación adicional a la natural, con disminución de los caudales máximos de aguas abajo. Para definir la crecida de proyecto de los órganos de descarga del azud se emplearon datos de caudales medios diarios de la estación Nacimiento, localizada 1 km aguas abajo de la desembocadura del lago (período 1952-2005, con interrupciones en las décadas del 80 y 90). A partir de estos datos fueron conformadas series de caudales máximos medios diarios anuales (46 años) y de volúmenes anuales (39 años). Ambas series superaron las pruebas de hipótesis de independencia y homogeneidad (Tabla 2 a 5). Del análisis de las informaciones presentadas se deduce que desde el punto de vista estadístico no se observaron, en estos casos, tendencias que pudieran identificar la existencia de variabilidad hidrológica.

Conclusiones

La variabilidad hidrológica se efectiviza cuando ocurren alteraciones sobre las principales entradas y/o salidas de un sistema hidrológico. Puede resultar de cambios producidos en el clima (por el

cambio climático o la variabilidad climática), o bien provocados por el hombre, fundamentalmente cuando éste introduce cambios asociados al uso del suelo. En la escala temporal práctica corriente el factor antrópico resulta, en forma recurrente, el que tiende a provocar los cambios hidrológicos más marcados.

La revisión de la literatura, como así también el análisis del comportamiento de algunas cuencas como las ejemplificadas en este trabajo, permite identificar varios aspectos asociados a la variabilidad hidrológica. Entre ellos se destacan los siguientes:

- Debido al típico comportamiento no lineal entre entradas y salidas, las cuencas hidrográficas producen respuestas que tienden a amplificar los cambios relativos que se producen en la precipitación.
- Por sus características fisiográficas, los sistemas hidrológicos de llanura (frecuentemente denominados "sistemas hidrológicos no típicos") presentan, en términos hidrológicos, menor capacidad para absorber cambios producidos por el hombre.
- Las cuencas hidrográficas que presentan gran capacidad de regulación natural suelen resultar más vulnerables a los períodos de estiaje prolongados (interdecádicos).
- Las variaciones interdecádicas del clima correspondientes a anomalías húmedas o secas

Serie Caudales Estación Nacimiento						
Helmert			t de Student		Cramer	
N° de S	N° de C	S - C	Estadístico t:	1,51	t ₆₀	-0,25855
25	20	5	α	44	t ₃₀	-0,12242
Estadístico:			De tabla: t =	2,0168	t ₆₀	2,25973
n	46		Serie Homogénea		t ₃₀	0,53886
$-(nj-1)^{0,5}$	-6,71				De tabla: t =	2,0168
$+(nj-1)^{0,5}$	6,71				Serie Homogénea	
Serie Homogénea						

Tabla 4. Pruebas de homogeneidad. Serie de caudales máximos medios diarios anuales. Estac. Nacimiento (Chubut)

Serie Volúmenes Estación Nacimiento						
Helmert			t de Student		Cramer	
N° de S	N° de C	S - C	Estadístico t:	1,51	t ₆₀	-0,25855
21	17	4	α	37	t ₃₀	-0,03106
Estadístico:			De tabla: t =	2,0262	t ₆₀	0,43691
n	39		Serie Homogénea		t ₃₀	0,12597
$-(nj-1)^{0,5}$	-6,16				De tabla: t =	2,0262
$+(nj-1)^{0,5}$	6,16				Serie Homogénea	
Serie Homogénea						

Tabla 5. Pruebas de homogeneidad. Serie de volúmenes anuales. Estac. Nacimiento (Chubut).

son especialmente importantes pues pueden provocar situaciones críticas asociadas al aumento de la vulnerabilidad social. Entre las más previsible están las inundaciones ribereñas, los problemas asociados al abastecimiento de agua y la confiabilidad de los sistemas hidroeléctricos.

- La escala espacial hidrológica también es un importante elemento que debe ser considerado, ya que los efectos hidrológicos por cambios en las variables de entradas pueden ser diferentes según sea el tamaño de las cuencas consideradas. Lo propio ocurre en relación con las medidas mitigadoras a adoptar. Por otra parte, es necesario destacar que la variabilidad observada por los procesos hidrológicos en distintas escalas espaciales no debe ser necesariamente asociada a aquella resultante del cambio y/o la variabilidad climática.
- Ante signos de variabilidad hidrológica en los registros (deducidos, por ejemplo, por la falta de homogeneidad estadística de las series),

uno de los enfoques del diseño de obras que parece más promisorio es la asignación de pesos diferentes a los valores correspondientes a cada año de la serie histórica, en función de las circunstancias climatológicas. Una de sus ventajas en relación al enfoque alternativo de circunscribir el estudio a series cortas homogéneas radicaría en la disminución del intervalo de incertidumbre alrededor de las estimaciones efectuadas.

Los aspectos citados en este trabajo revisten importancia en el campo de la planificación y de la gestión de los recursos hídricos. Presuponen bases para la identificación de áreas donde sería imprescindible encarar planes de contingencia concretos derivados de la variabilidad climática, el cambio climático y la variabilidad hidrológica. Por lo tanto, se entiende que pueden resultar de interés para orientar el accionar de los organismos respectivos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aoki, A. (2002). *Caracterización de las propiedades hidráulicas como indicadores de Calidad de un Suelo Haplustol típico de la región central de la provincia de Córdoba*. Tesis de Maestría. FCA, UNC-UNRC. Argentina
- Bacchiaga, D.; Bertoni, J.C. y Maza, J.A. (2004). *Pericia hidráulica referida al Expediente N° 1341/2003*. Juzgado de Instrucción Penal de la 7ma. Nominación. Poder Judicial de la Provincia de Santa Fe. Argentina.
- Berbery, E. y Barros, V. (2002). *The hydrologic cycle of the La Plata basin in South America*. J. of Hydrometeorology, 3, 630-645.
- Bertoni, J.C.; Zucarelli, G.V.; Morresi, M.V. y Rodríguez, D. (1998). *Aspectos fisiográficos e hidráulicos asociados a la red de drenaje santafesina*. XVII Congreso Nacional del Agua. Vol 2, 364-373. Santa Fe, Argentina.
- Bertoni, J.C. (2001). *Etude hydrologique et analyse des incertitudes sur trois bassins versants semi urbanisés de la région centrale d'Argentine*. These de Doctorat. École Doctorale Sciences de la Terre et de l'Eau. Université des Sciences Montpellier II, Montpellier. France.
- Bradley, A. A., Cooper, P.J., Potter, K.W. y Price, T. (1996). *Floodplain Mapping Using Continuous Hydrologic and Hydraulic Simulation Models*. ASCE Journal of Hydrologic Engineering, 1(2), 63-68.
- CAI-IARH (2004). *Jornadas de debate sobre riesgo hídrico, inundaciones y catástrofes*. Documento Preliminar. 32 p. Buenos Aires, Argentina.
- Calder, I.R. (1993). *Hydrologic effects of land use change*. Chapter 13. Handbook of Hydrology. Editor Maidment, D.R.
- Collier, C.G. y Krzyzistofowicz, R. (2000). *Quantitative precipitation forecasting*. Journal of Hydrology. V. 239. 1-2.
- Escalante Sandoval, C y Reyes Chávez, L. (2005). *Técnicas Estadísticas en Hidrología*. 2ª Edición. Universidad Nacional Autónoma de México, Facultad de Ingeniería, 298p. México.

- Golding, B. W. (2000) *Quantitative precipitation forecasting in the UK*. J. Hydrol. 239, 286–305.
- Kelman, J.; Vieira, A. M. y Amaya, J. E. R. (2000). *El Niño influence on streamflow forecasting*. In: Stochastic Environmental Research and Risk Assessment, v. 14. p. 123-138.
- Kelman, J.; Kelman, R. & Pereira, M. V. F. (2004). *Energia Firme de Sistemas Hidrelétricos e Usos Múltiplos dos Recursos Hídricos*. RBRH – Revista Brasileira de Recursos Hídricos, vol. 9, n. 1, jan. / mar. p. 189-198.
- Le Lay, M. y Galle, S. (2005). *Seasonal cycle and interannual variability of rainfall at hydrological scales. The West African monsoon in a Sudanese climate*. Hydrological Sciences Journal, 50, 509-524.
- Luque, R.L. (2008). *Número de curva aplicado a una cuenca agrícola de la región central de Córdoba, Argentina*. Tesis de Maestría. FCA,UNC-UNRC. Argentina.
- Martins, E.S. y Stedinger, J.R. (2001). *Historical information in a GML-GEV framework with Partial Duration and Annual Maximum Series*, Water Resour. Res., Vol. 37(10), 2559–2567.
- McKee, T.B., Doesken, N.J. y Kliest, J. (1993). *The relationship of drought frequency and duration to time scales*. In Proceedings of the 8th Conference of Applied Climatology, 17-22 January, Anaheim, CA. American Meteorological Society. Boston,MA. 179-184.
- Meller, A.; Allasia, D., Collischonn, W. y Tucci, C.E.M. (2005). *Sensibilidade do regime hidrológico de bacias hidrográficas à variabilidade da precipitação*. ABRH Vol 11.Nro. 2. Brasil.
- Nnadi, F.N.; Kline, F.X.; Wray Jr., H.L. y Wanielista, M.P. (1999). *Comparison of Design Storm Concepts Using Continuous Simulation With Short Duration Storms*. 61-72. Vol 35.1. Journal A.WR.A.
- Palmer, W.C. (1965). *Meteorological drought*. U.S. Department of commerce. Weather bureau. Research paper nº45.
- Reis, D.S., Jr., Stedinger, J.R. y Martins, E.S. (2005). *Bayesian GLS Regression with Application to LP3 Regional Skew Estimation*, in Proceedings of the EWRI World Water and Environment Resources Congress, ASCE, Philadelphia, P.A., June 23-26, 2005.
- Rodríguez, A.; Bertoni, J.C. y Vicario, L (2010). *Aspectos Referidos a las Sequías y la Escasez de Agua en el Cono Sur Sudamericano*. Conferencia Internacional Escasez de Agua y Sequía: “El camino hacia la adaptación al cambio climático”. 18-19 Febrero, Madrid, España.
- Rosengaus, M. (2005). *Vulnerabilidad vs. Cambio Climático Global. Cuál Enfatizar en el Manejo de Riesgos?* Unidad del Servicio Meteorológico Nacional. Taller Regional Ibero Americano IMTA, CNA MMA España, RLOC y CDGIA. México DF.
- SCS (1975). *Urban Hydrology for Small Watersheds USDA Soil Conservation Service Technical Release n. 55*, Washington DC.
- Singh, V.P. (1988). *Hydrologic Systems: Rainfall-Runoff Modeling*, vol.1, Watershed Modeling, vol.2. Prentice Hall. Englewood Cliffs.
- Tucci, C.E.M. (2002). *Impactos da variabilidade climática e do uso do solo nos recursos hídricos*. Agencia Nacional de Aguas, ANA. Forum Brasileiro de Mudanças Climáticas. Brasil.
- Vicario, L.; Ravelo, A.; Bertoni J.C. y Rodríguez, A. (2009). *“Análisis de frecuencia de intensidades de sequías en la cuenca del dique San Roque. Provincia de Córdoba, Argentina”*. Memorias del XXII Congreso Nacional del Agua. Chubut, Argentina.

Indicador de riesgo y análisis hidrológico de la vulnerabilidad de presas ante escenarios del cambio climático

DEVOTO, Gustavo⁽¹⁾ y SEAONE, Rafael⁽²⁾

⁽¹⁾ ENRE-UCA. Ente Nacional Regulador de la Electricidad,
Facultad de Ciencias Fisicomatemáticas e Ingeniería (UCA).
gdevoto@enre.gov.ar

⁽²⁾ INA-FIUBA-CONICET. Instituto Nacional del Agua, Facultad
de Ingeniería (UBA). Consejo Nacional de Investigaciones
Científicas y Técnicas. rseoane@ina.gov.ar

RESUMEN

El objetivo de este trabajo es presentar los principales factores que definen la vulnerabilidad hidrológica de una presa. Se propone un nuevo indicador de riesgo que considera al tipo de clima como un factor significativo en la seguridad hidrológica. El problema es importante debido a que, relativamente pequeños cambios climáticos pueden producir consecuencias significativas en los recursos hídricos de distintas regiones y especialmente en cuencas hídricas ubicadas en zonas áridas y semiáridas.

Estudiar la vulnerabilidad de las presas al cambio climático, en forma aislada de otros factores de gran incidencia sobre la vulnerabilidad, significa una visión incompleta y sesgada del real estado de situación de este tipo de obra hidráulica en nuestro país. Sabido es que pueden ser varias las causas técnicas capaces de provocar el colapso de una

presa: sobrepaso, sifonaje, filtración, fallas en la fundación y errores de operación.

Por eso, en un intento por darle a este estudio un enfoque más completo que el sólo análisis exclusivamente hidrológico, se intenta en primer término caracterizar la situación de las presas argentinas en operación a través de un indicador primario (Índice Primario de Impacto Potencial: IPIP), para luego, en una segunda instancia, incorporar las consecuencias que el clima y la meteorología podría tener sobre la estadística de los caudales máximos de crecida que podrían provocar su destrucción por sobrepaso, para generar finalmente el Índice de Impacto Potencial (IIP).

El ordenamiento por orden decreciente según el IIP de las presas permite identificar en una primera aproximación al subconjunto más comprometido de obras.

1. Introducción

Las presas, en caso de colapso, son las obras civiles con mayor capacidad de destrucción construidas por el hombre y además son estructuras que están proyectadas para durar cientos de años. De hecho, aún hoy existen en pie presas que fueron construidas por los Romanos.

La Comisión Internacional de Grandes Presas (ICOLD), entidad con sede en París desde 1928, estableció que una presa para ser considerada como "gran presa" debe tener una altura no menor a los 15 metros (medida desde su fundación) o en caso de que su altura se encuentre comprendida entre los 10 y 15 metros debe contener un volumen de embalse superior a los 3 Hm³.

Utilizando estos criterios, se concluye que en Argentina hay un poco más de un centenar de grandes presas distribuidas regionalmente como se

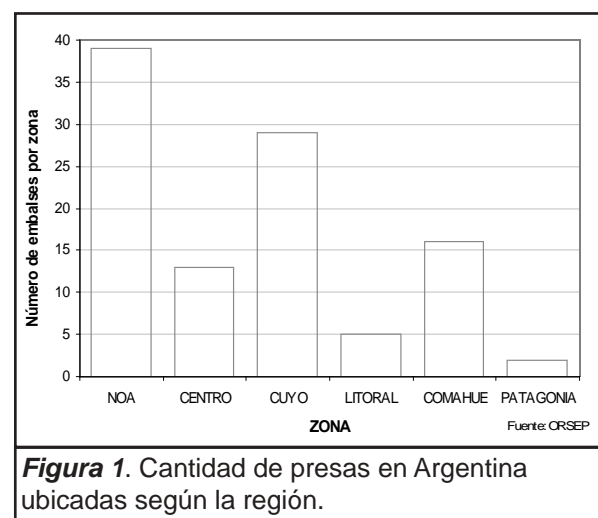


Figura 1. Cantidad de presas en Argentina ubicadas según la región.

indica en la *Figura 1*.

El Comité Argentino de Presas (CAP), que es uno de los sesenta comités nacionales de ICOLD,

como parte de sus tareas, mantiene actualizado el catálogo de grandes presas de nuestro país en colaboración con dicho organismo internacional. Esta información de base organizada por el CAP fue utilizada como punto de partida para la elaboración de este trabajo.

2. Cambios metodológicos en el cálculo de las crecidas de diseño

La aplicación de modelos matemáticos en Hidrología necesita de una información meteorológica e hidrológica adecuada para estimar los parámetros del modelo y verificar su capacidad para representar los distintos procesos hidrológicos que ocurren en una cuenca hídrica. Entre los procesos hidrológicos más importantes para la Ingeniería se encuentran: la transformación precipitación-caudal y el análisis de valores extremos de variables hidrológicas (por ejemplo: intensidad de las precipitaciones o los caudales máximos instantáneos anuales).

En el período entre 1910 y 1930 se desarrollaron fórmulas empíricas para el análisis de frecuencia de los caudales máximos. Las expresiones permitían estimar los caudales máximos, para un dado periodo de retorno (cantidad promedio de años necesarios para que la variable aleatoria sea igualada o superada), utilizando la media de los caudales máximos diarios.

Además de aplicar el modelo del hidrograma unitario de Sherman (1932), en la década de los años 30, se comenzaron a utilizar nuevos conceptos de meteorología para estimar los valores de la precipitación con la finalidad de mejorar el diseño hi-

droológico. Se utilizó por primera vez el concepto de un límite superior para la precipitación denominada precipitación máxima posible. Este término se utilizó en la mayoría de las publicaciones anteriores a 1950 referidas a la determinación de precipitaciones extremas.

Posteriormente, en la década de los 70, se reconoció que la transposición de tormentas observadas no podría conducir al límite superior de la precipitación en una cuenca. La precipitación asociada con los límites superiores es conocida actualmente como precipitación máxima probable (PMP) y se define como la mayor cantidad de precipitación físicamente posible, correspondiente a una determinada duración, sobre un área de tormenta dada, en una ubicación geográfica particular y en determinada época del año, sin tener en cuenta las tendencias climáticas de largo plazo.

La *Figura 2* resume la "línea del tiempo" de los avances ocurridos en la Hidrología durante el Siglo XX, en la que se marcan aquellos hitos del conocimiento dentro de los enfoques de modelización: el probabilístico y el determinístico.

3. Ordenamiento primario de peligrosidad

Garantizar la seguridad de las presas en operación es una responsabilidad ineludible del Estado (Nacional / Provincial) tarea que debe exigir cada vez mayor atención y mayores inversiones toda vez que las presas existentes envejecen, los costos de mantenimiento aumentan, y los cambios climáticos pueden modificar los parámetros hidrológicos que fueron usados para diseñar los órganos

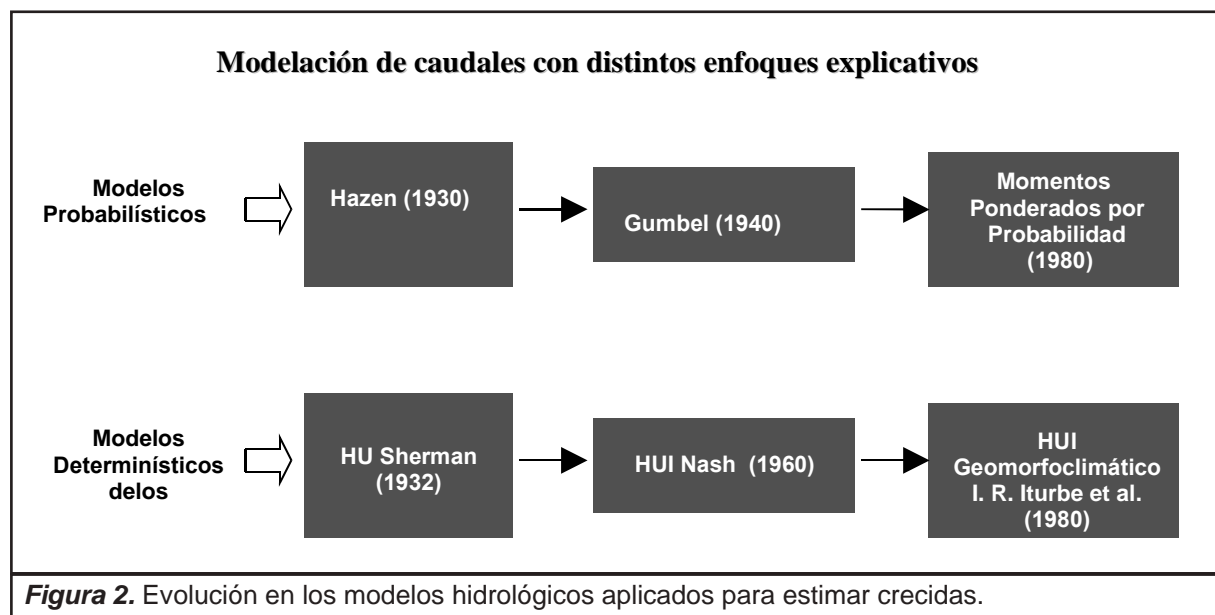


Figura 2. Evolución en los modelos hidrológicos aplicados para estimar crecidas.

de alivio. La antigüedad de la obra es una cuestión a ser tenida muy en cuenta a la hora de tener que presentar un cuadro de situación concreto sobre los niveles de seguridad a que puede estar sujeta la sociedad con relación a estas grandes estructuras. La *Figura 3* ilustra sobre el nivel de envejecimiento del “parque de presas argentino”. Sirve también para demostrar que la época de oro de construcción de estas obras estuvo entre 1960 a 1980 y cómo su ritmo de entrada en servicio se ha visto reducido ostensiblemente durante las dos últimas décadas como producto de la desaparición de las inversiones en hidroelectricidad tanto públicas como privadas.

Estudiar la vulnerabilidad al cambio climático en forma aislada de otros factores de mayor incidencia sobre la vulnerabilidad de las presas daría una visión incompleta y sesgada de su real estado de situación en nuestro país.

En principio, son varias las causas técnicas que pueden provocar el colapso de una presa: sobrepaso, sifonaje, filtración, fallas de fundación, errores de operación, etc.

Estadísticas mundiales elaboradas por ICOLD revelan que el 45% de las fallas de presas se han debido a sobrepaso, directamente vinculadas con el subdimensionado de los órganos de evacuación de crecidas, a su vez producto de la subestimación de la crecida de proyecto.

Vale decir que la estimación por defecto de las crecidas de diseño sería responsable de casi la mitad de las fallas pero no del resto de los colapsos.

Una “estimación inadecuada” de la crecida de diseño de una gran presa podría ser consecuencia del cambio climático pero también podría tener origen en el escaso récord disponible de la serie valores extremos al momento del proyecto o por la modificación de los criterios de diseño, factores éstos que se evidencian con la edad del proyecto. Es de esperar que los proyectistas de presas antiguas contaron para su diseño con series hidrológicas cortas - lo cual es sinónimo de mayor incertidumbre - y casi con seguridad el proyecto obedeció a criterios de diseño menos conservadores que los actuales, al menos en lo que a estudios hidrológicos respecta.

Es razonable suponer que las obras antiguas son más vulnerables que las modernas aunque también tendría que ponderarse, en un análisis más completo, la historia de su mantenimiento y el estado conservación.

La vulnerabilidad de una presa sin duda debe ser cuantificada, pero lo que más importa en definiti-

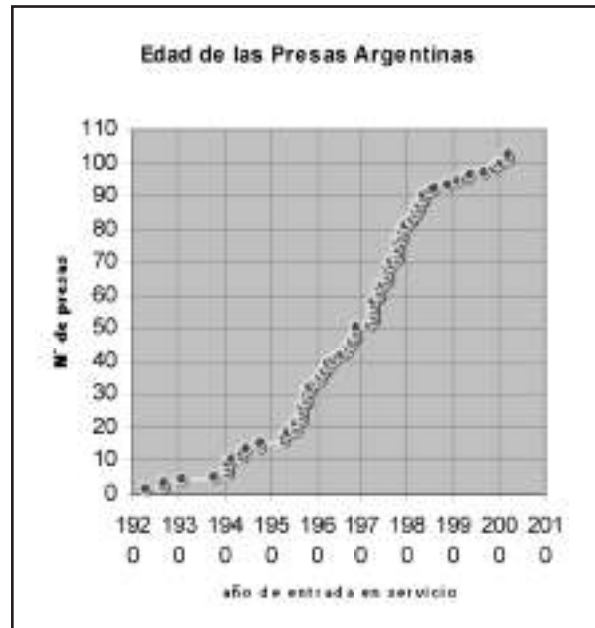


Figura 3. Antigüedad de las presas en Argentina.

va, es el impacto que podría producir su colapso en la población, y este impacto no depende sólo de cuán vulnerable sea la presa a las crecidas extremas sino que preponderantemente inciden otros factores como son: los parámetros físicos que caracterizan a la presa y al embalse, el tipo de estructura, la edad, el número de habitantes aguas abajo, su posición relativa respecto a otras presas, la distancia a que se encuentra de los centros poblados, el control que ejerza el organismo regulador de la seguridad, etc.

De lo expuesto se concluye que la vulnerabilidad de las presas al cambio climático es un tema que debería ser tratado como un tema más, dentro un enfoque global que corresponde a seguridad de estas grandes estructuras.

Por eso, en un intento por darle a este estudio un enfoque más completo que el sólo análisis de una cuestión exclusivamente hidrológica, se trató primero de caracterizar la situación de las presas argentinas en operación a través de un indicador (Índice Primario de Impacto Potencial), y en segundo término, superponerle al análisis primario las consecuencias que el cambio climático podría llegar a tener sólo sobre la estadística de los picos de crecida que podrían provocar colapso por sobrepaso.

El índice (IPIP) engloba los siguientes factores aditivos:

- Volumen del embalse (Hm^3)
- Altura de la presa (m)
- Edad de la presa (años)

y los siguientes coeficientes multiplicativos de adecuación que de un modo calificativo tienen un correlato cuantitativo:

- Población asentada aguas abajo
- Cercanía a centros poblados
- Posición relativa a otras presas

Debe quedar claro que la construcción de este índice IPIP, tiene como único objetivo disponer de un indicador numérico que permita establecer un ordenamiento según el grado de vulnerabilidad de cada presa.

Las variables seleccionadas para conformar el IPIP tienen una razón que se sustenta en lo siguiente: hay parámetros físicos que caracterizan a la obra con indudable incidencia en ocasión de un colapso como son la altura de la presa y el volumen almacenado en el embalse. Ambos, en forma conjunta, son representativos de la energía potencial acumulada en el embalse.

Estudios realizados por la Federal Emergency Management Agency (FEMA) de los Estados Unidos proponen una expresión empírica para el cálculo expeditivo del pico de crecida generado al producirse una brecha en una presa por una ecuación del tipo:

$$Q = a \cdot H^n \cdot Vol^m$$

Esta expresión es importante dado que confirma que la altura H de la presa y el volumen embalsado Vol son variables explicativas de la magnitud del pico de la onda de crecida por colapso.

Por otro lado, la edad de la presa, es otro factor ya mencionado anteriormente, que por su sola consideración establece un orden de vulnerabilidad a ser tenido en cuenta, ya sea por la obsolescencia material como la metodológica así como la menor disponibilidad de información hidrometeorológica básica durante la estimación de los parámetros de diseño de las obras de control.

Todos estos factores físicos están cuantificados de un modo objetivo pero están expresados en unidades diferentes: Hm^3 , metros, años. Para resolver esta dificultad se procedió primero a ordenar las presas en orden creciente según cada factor individual, para luego sumar los números de orden y obtener un IPIP preliminar.

A este IPIP preliminar se lo corrige por coeficientes de mayoración que en forma multiplicativa ponde-

ran una serie de factores cualitativos adicionales que tienen en cuenta:

- La población asentada aguas abajo: desde 1 hasta 1.2.
- La cercanía de la presa a centros poblados: desde 1 hasta 1.3.
- Su posición relativa frente a otras presas (por ejemplo si se trata de un sistema de embalses en cascada): desde 1 hasta 1.2.

4. Influencia del clima

Investigadores del Reino Unido han demostrado que existe una mayor incertidumbre para las estimaciones de los caudales máximos anuales en las regiones áridas y semi-áridas que en las regiones húmedas ubicadas en distintas regiones del mundo (Meigh, Farquharson & Suncliffe, 1999).

Los estudios que realizaron tanto con datos de África como de países europeos demostraron, según puede observarse seguidamente en la graficación de funciones de distribución de Gumbel adimensionales respecto de sus crecidas medias anuales (MAF), que en las regiones áridas y semiáridas la cola derecha de la distribución se incrementa rápi-

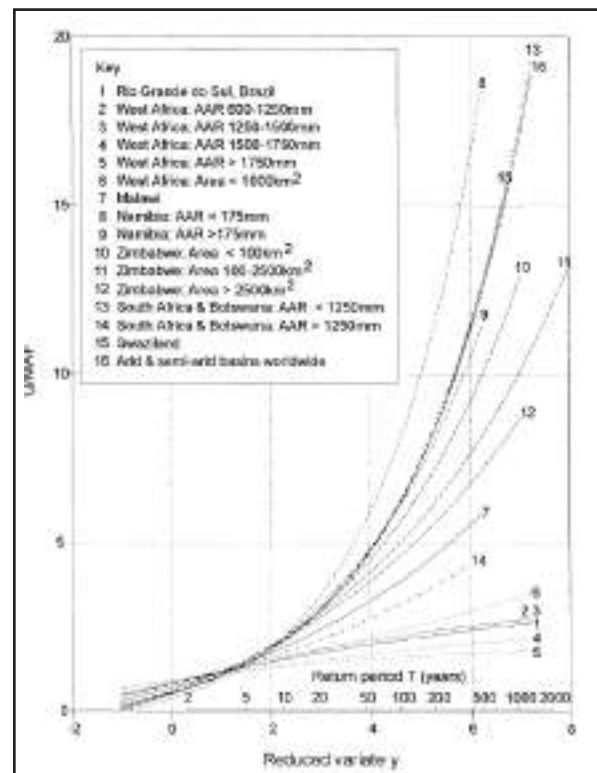


Figura 4. Impacto del clima sobre la estimación de las crecidas.

1. Regionalización de lluvias intensas en Argentina, XIX Congreso Nacional del Agua, G. A. Devoto, Carlos Paz, Pcia. de Córdoba, 2002.

damente hacia valores muy elevados que pueden alcanzar varias veces los de la MAF.

En forma semejante, un trabajo realizado en Argentina sobre regionalización de lluvias intensas¹, reafirma de acuerdo con los estadísticos de las precipitaciones estimados los resultados observado por Meigh *et al.* (1997) para los caudales pico de crecida.

Los mapas de isóneas de los coeficientes de variación (C_v) estimados para distintas duraciones de precipitación muestran que los valores más elevados se concentran sobre las áreas áridas y semiáridas del país, lo que naturalmente tiene influencia sobre la forma de una distribución de probabilidades. Para ejemplificar esta cuestión, en una función de distribución Log-Normal II, el coeficiente de asimetría resulta directamente función del coeficiente de variación:

$$g = 3C_v + C_v^3$$

Dicho de otro modo, en regiones áridas y semiáridas es de esperar funciones de distribución de probabilidades con una mayor asimetría que en

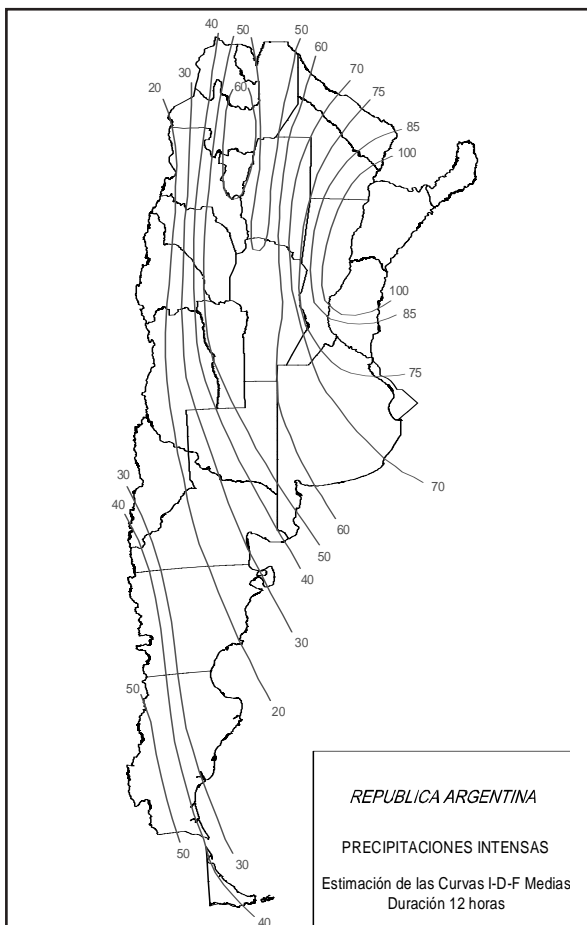


Figura 5. Medias estimadas para las precipitaciones máximas (duración 12 horas).

las regiones húmedas por lo que la relación existente entre un valor de recurrencia milenaria y uno decenal será mucho mayor en zonas áridas que en zonas húmedas y de allí el mayor riesgo a que las estructuras emplazadas en regiones áridas se puedan ver sometidas a eventos extraordinarios.

La *Figura 5* consiste en un mapa que muestra la distribución espacial de la media para lluvias intensas de 12 horas.

El mapa siguiente (*Figura 6*) muestra la distribución espacial de los coeficientes de variación para lluvias intensas de 12 horas.

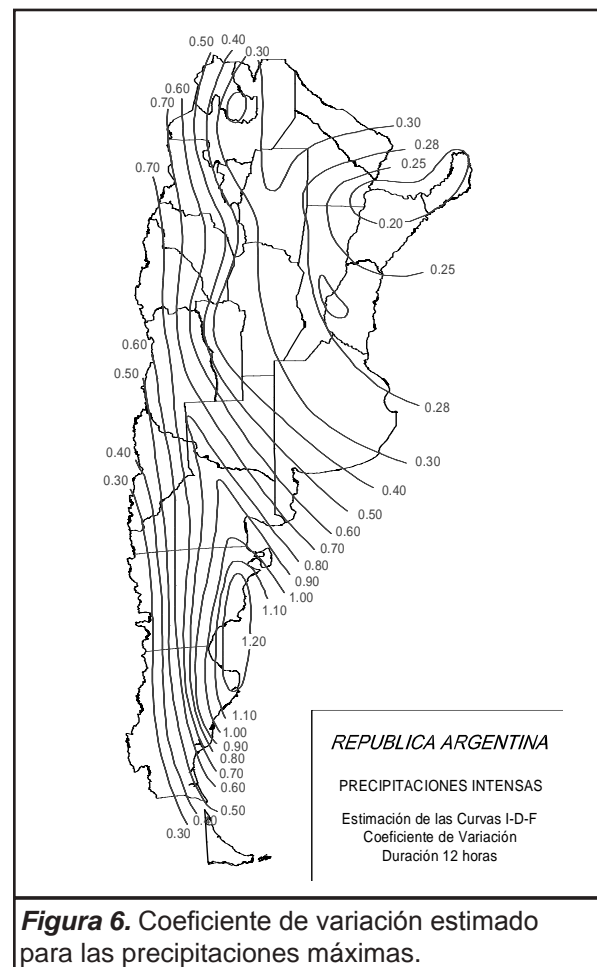


Figura 6. Coeficiente de variación estimado para las precipitaciones máximas.

Se han adjuntado a título de ejemplo los mapas correspondientes a precipitaciones intensas de 12 horas de duración por considerarse que son las más relacionadas con la generación de caudales pico para el diseño de presas, pero se puede señalar, que la concentración de C_v elevados en correspondencia con regiones áridas ocurre con todas las duraciones.

Existen distintos criterios de clasificación climática, generalmente a partir de aspectos meteorológicos. No obstante también ha sido propuesto un indicador de régimen de aridez, en función de la cantidad

Regimen hídrico	Condiciones
Xerico	12 meses secos e la <0.05
Hiperárido	11 – 12 meses secos
Árido	9 – 10 meses secos
Semiárido	7 – 8 meses secos
Subhúmedo	5 – 6 meses secos
Húmedo	3 – 4 meses secos
Hiperhúmedo	1 – 3 meses secos
Hídrico	0 mes seco y P<2500 mm
Hiperhídrico	0 mes seco y P>2500 mm

Tabla Nº 1. Regimenes hídricos en Argentina (Moyano y Días, 2006).

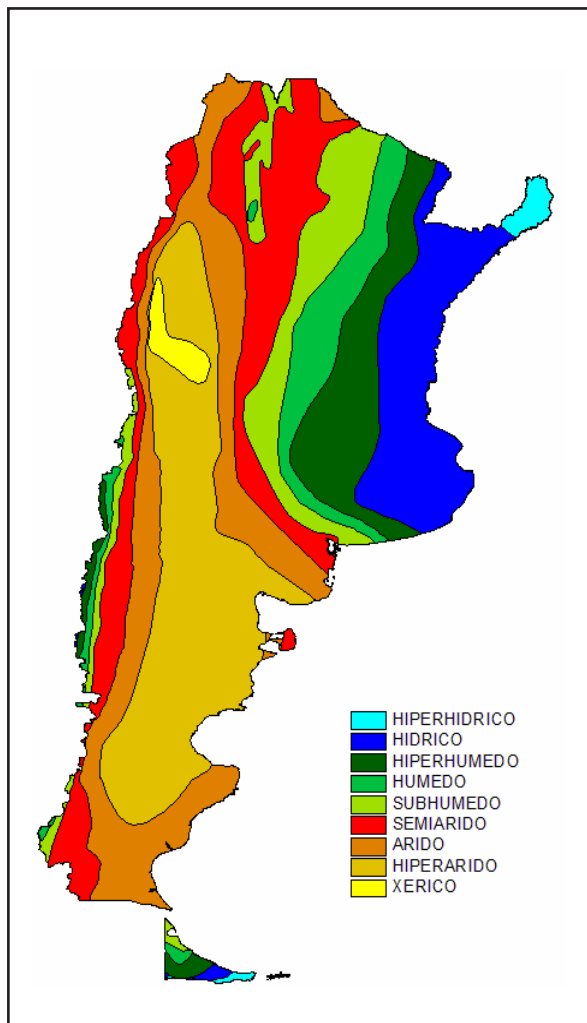


Figura 7. Clasificación del régimen hídrico. Fuente: Instituto Nacional del Agua

de meses secos al año. Este indicador considera un mes como seco si el indicador de aridez es menor que 0.5. Se presenta la clasificación de régimen hídrico según este indicador (*Tabla Nº 1*).

Empleando dicho criterio, Moyano y Díaz (2006), elaboraron un mapa con la clasificación de las distintas regiones de la Argentina de acuerdo con su correspondiente régimen hídrico (*Figura Nº 7*).

De acuerdo con este mapa en este trabajo se han agrupado las cuencas de aporte a las distintas presas (*Tabla Nº 2*) según éstas se encuentren en su totalidad en áreas húmedas (HH), cuencas con cabeceras en regiones húmedas y el resto de la misma en zonas áridas (HA) o aquellas cuencas que en su totalidad se encuentren en regiones áridas (AA).

5. Crecidas y cambios en las frecuencias de los altos caudales

Arnell (1996) señala que el incremento en la frecuencia de las crecidas representa uno de los más importantes y posibles impactos del cambio climático que más afectan a las poblaciones.

Un cambio en el régimen de las crecidas podría afectar su frecuencia y puede significar la necesidad de definir un nuevo umbral que incluye a las obras de control de crecidas y las presas.

Se puede señalar que la cantidad de precipitación requerida para generar una crecida depende de las características físicas de la cuenca y del estado de humedad de suelo en la cuenca cuando la precipitación esta ocurriendo. Por ejemplo, para producir igual caudal pico, se requiere menos precipitación para una cuenca que está muy húmeda debido a la ocurrencia de precipitaciones anteriores.

Además, se puede señalar que pequeñas cuencas con suelos impermeables serán muy sensibles a cambios en precipitaciones intensas de corta duración y grandes cuencas o aquellas con suelos permeables serán sensibles a cambios en cuencas ubicadas en zonas húmedas y con precipitaciones totales más grandes (*wetness and longer duration rainfall totals*).

Id.	Naciente	Cuenca	Provincias
HH	Húmedo	Húmedo	Bs. As., Santa Fé, Entre Ríos, Corrientes, Misiones
HA	Húmedo	Árido	Chubut, Río Negro, Neuquén, Mendoza, La Pampa, Salta, Santiago del Estero, Tucumán.
AA	Árido	Árido	Jujuy, Catamarca, La Rioja, San Juan, San Luis, Córdoba

Tabla Nº 2. Características de las cuencas analizadas.

El cambio climático puede esperarse que produzca cambios en la frecuencia de precipitaciones intensas en cuencas por diferentes razones. Por ejemplo, el incremento en la actividad convectiva. Además, la magnitud de los caudales asociados a la fusión son determinados por el volumen de nieve almacenada y la cantidad de precipitación que ocurre en el periodo de fusión nival. Por otra parte, la precipitación de invierno que ocurre en forma de precipitación, más que en forma de nieve, podría producir crecidas rápidas y adelantar en el tiempo la culminación de la onda de crecidas.

6. Influencia de la Meteorología

En Gran Bretaña durante el período comprendido entre la publicación de dos documentos oficiales de consulta sobre las crecidas: el "Flood Studies Report" (1975) del Instituto de Hidrología de Wallingford y el "Flood Estimation Handbook" (1999) del Centro de Ecología e Hidrología, Acreman (1989), reportó seis eventos históricos que habían excedido la PMF en áreas inferiores a los 10 km².

Los investigadores británicos señalaron además que la probabilidad de que una tormenta máxima coincida con una cuenca pequeña es mayor que sobre una grande, lo que implica que es más frecuente aproximarse a una PMF en caso de cuencas pequeñas.

Súmese a estas precipitaciones extraordinarias observadas, los nuevos desarrollos obtenidos en modelos de tormentas convectivas, que hacen uso de información de radar meteorológico, y que calculan mayores precipitaciones que la PMP para duraciones superiores a las 11 horas Collier and Hardaker (1996).

Estos resultados han sido atribuidos al efecto provocado por los Sistemas Convectivos de Mesoescala, una clase de eventos anteriormente muy poco conocidos y que como consecuencia no habían sido considerados en las metodologías tradicionales.

Los complejos convectivos de mesoescala son tormentas importantes, mayores a las tormentas convectivas aisladas, generan lluvias de buena duración, mayor a seis horas y un tamaño entre 50,000 y 100,000 km². Se pueden observar en las imágenes de satélite con topes de temperaturas iguales a -52°C o hasta -32°C según el tamaño. En nuestro país pueden ocurrir en el NE durante la primavera y el verano.

Como consecuencia de todas estas recientes investigaciones se incorporó entonces el tamaño de

la cuenca como un factor a ser tenido en cuenta para la ponderación del índice primario de impacto potencial. De este modo se incorporó a la cuantificación de la vulnerabilidad la "escala del proceso meteorológico" que con mayor efecto se pondrá en evidencia en la medida en que menor sea el área de la cuenca donde está ubicada la presa.

7. Resultados obtenidos

El índice IPIP corregido por los factores climáticos (grado de aridez de la cuenca) y meteorológicos (mayor posibilidad de estar sometido a procesos convectivos de mesoescala) permitió establecer un ordenamiento de las presas por su capacidad de impacto en la población en caso de colapso por sobrepaso.

El ordenamiento por orden decreciente de las presas según su Índice de Impacto Potencial permite identificar el subconjunto de las más comprometidas. En este grupo debieran estar las más antiguas, las de mayor volumen y altura y todas aquellas no controladas por el Organismo Regulador

Nombre	IPIP corregido
San Roque	1664
Las Pirquitas	1523
Los Sauces	1439
Los Molinos N° 1	1339
La Viña	1282
La Florida (Cierre Principal)	1269
Escaba (Cierre Principal)	1045
Cruz Del Eje	1040
Río Tercero N°1	1030
El Cadillal	850
Valle Grande	839
Agua Del Toro	736
El Nihuil	688
Los Reyunos	677
El Chocón	462
Quebrada De Ullum	449
El Carrizal	420
Río Hondo	384
Cabra Corral (Gral. M. Belgrano)	374
Florentino Ameghino	366

Tabla N° 3. Clasificación del riesgo hidrológico según el indicador propuesto.

de Seguridad de Presas (ORSEP).

Como resultado del ordenamiento se muestran las veinte presas Argentinas que estarían más comprometidas de acuerdo con los criterios establecidos y los pesos de los coeficientes de ponderación adoptados.

Esta propuesta apunta a una asignación ordenada y racional de los fondos que el Gobierno Nacional / Provinciales pudieran destinar a la revisión de los proyectos ejecutivos de estas grandes obras hidráulicas.

En la *Figura N° 8* se presenta un mapa de una zona que muestran las ubicaciones de las presas y ciudades importantes. Un análisis más detallado está siendo desarrollado para considerar en forma más precisa los centros poblados y el número de habitantes efectivamente afectados por el potencial colapso de una presa.

8. Conclusiones

Las nuevas condiciones climáticas, las características de los modelos aplicados para calcular los parámetros de diseño de las presas más antiguas y los mejores conocimientos sobre la ocurrencia de valores extremos se combinan para mostrar la necesidad de mantener un estudio permanente sobre la seguridad de las presas.

El calentamiento global influye directamente en la necesidad de contar con un nuevo enfoque para los modelos matemáticos que se aplican para el dimensionamiento de las obras hidráulicas, y en la significación de desarrollar nuevas soluciones para controlar los escurrimientos para condiciones hidrológicas distintas de las del pasado.

El índice propuesto incorpora la importancia del clima y el tamaño de las cuencas como factores adicionales. Pero se debe analizar cuidadosamente las ubicaciones de los embalses relativas a las poblaciones sujetas al aumento de riesgo.



Este índice presenta un sesgo bastante marcado en lo relativo al tamaño del área de drenaje de la cuenca y al clima por lo que el ordenamiento preliminar presentado podría tener algunos cambios en futuros trabajos que incorporen formas de ponderación distinta. No obstante, estamos seguros de que los avances hidrológicos incorporados (área de la cuenca) sin duda ayudan a lograr una forma más efectiva de análisis de la seguridad hidrológica de las presas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Acreman, M.C. *Extreme historical UK floods and maximum flood estimation*. J. Inst. Water Env. Mangt., 3, 404-412.1989.
- Arnell, N. *Global warming, river flows and water resources*. John Wiley & Sons. 1996.
- Collier, C.G. and P.J. Hardaker. *Estimating probable maximum precipitation using a storm model approach*. Journal of Hydrology, 183, 277-306.1996.
- Devoto, A. *Regionalización de lluvias intensas en Argentina*. XIX Congreso Nacional del Agua, G. A., Carlos Paz, Provincia de Córdoba, Argentina. 2002.
- Farquharson F.A.K., Meigh, J.R. and Sutcliffe, J.V. *Regional flood frequency análisis in arid and semiarid areas*. Journal of Hydrology, 138, 487-501.1992.
- Farquharson F.A.K., J.V. Sutcliffe and L. Attewill. *Methods of estimation in relation to dam safety*, Workshop 3. The hydrological basis of dams safety with respect to floods. VII International Association of Hydrological Sciences Scientific Assembly. Brasil, 2005.
- FEMA. *Federal Guidelines for Dams Safety: Selection and Accommodating Inflow Design Flood for Dams*, 1998.
- International Commission on Large Dams. *Selection of Design Flood: Current methods*. Bulletin 82, Paris. 1992.
- International Commission on Large Dams Dams and Floods: *Guidelines and cases histories*. Bulletin 115, Paris. 2003.
- Meigh, J. R., Farquharson, F.A.K. and Sutcliffe, J.V.). *A worldwide comparison of regional flood estimation methods and climate*. Hydrological Sciences Journal, 42(2): 225-244. 1997.
- Moyano, C. M. y R.A. Díaz. *Tierras secas en Argentina*. Asociación Argentina de Agrometeorología. AADA. La Plata. 2006.
- Pertierra, A. *Seguridad Hidrológica de Presas. Estimación de crecidas mediante modelos probabilísticos bivariados*. Trabajo Profesional de Ingeniería Civil, Departamento de Hidráulica. Facultad de Ingeniería. Universidad de Buenos Aires. 2008.
- Re, M. y V. Barros *Extreme rainfall in S.E. South America*. Climate Change. 96,119-136. 2009.
- Seoane, R. *Diseño de obras hidráulicas en Ingeniería*. Encrucijadas. Revista de la Universidad de Buenos Aires, 41: 44-47. ISSN 1515-6435.. Buenos Aires, Argentina, 2007.
- Serra, M. L. *Contribución a la seguridad de presas en la República Argentina*. Trabajo Profesional, Departamento de Hidráulica. Facultad de Ingeniería, Universidad de Buenos Aires. 2008.

Estandarización del cálculo de crecidas de diseño utilizando datos y modelos de libre disponibilidad en cuencas sin registro de caudales

DÖLLING, Oscar⁽¹⁾ y OVIEDO, Patricia⁽²⁾

⁽¹⁾ Director Programa Gestión Integral de Cuencas Hidrográficas - Universidad Nacional de San Juan, Argentina, odolling@unsj.edu.ar

⁽²⁾ Docente - Investigador PGICH- Universidad Nacional de San Juan, Argentina patryoviedo@gmail.com

RESUMEN

La ingeniería financiera actual impone a la ingeniería civil un nuevo reto que antes no tenía, hoy los gobiernos licitan sus obras hidráulicas o viales sin proyectos definitivos transfiriendo al oferente la responsabilidad de generar y proponer alternativas de proyectos, es decir hoy se licitan no proyectos, sino ideas. Es por ello que el ingeniero hidráulico se enfrenta a un mercado en el cual, de no contar con herramientas de diseño que cumplan con exigencias de calidad y tiempos de ejecución, o bien pierde la posibilidad de realizar el estudio, o si lo hace, es posible que el mismo no conforme los requerimientos mínimos de calidad necesarios para asegurar un resultado final de ingeniería confiable en los tiempos disponibles. Por otro lado los gobiernos no poseen hoy un estándar mínimo de calidad en el diseño de obras hidráulicas por lo que es probable que se termine adjudicando la alternativa de menor valor que no necesariamente es la de mejor calidad. En el caso de la obra hidráulica, una etapa funda-

mental del diseño es el cálculo de la crecida de diseño que solicitará al máximo las estructuras por ejemplo: de un puente, una presa de embalse, un vertedero de crecidas, un acueducto, un canal de derivación, un cauce rectificado, un sistema de drenaje, un pasante o alcantarilla, entre otras. Para lograr ambos propósitos, esto es la mayor calidad en el menor tiempo posible, es necesario contar con una estandarización de procedimientos de cálculo de los principales variables de diseño, en este caso trataremos la denominada "crecida de diseño".

Para contar con una estandarización del cálculo es necesario: 1- estandarizar los procesos internos y los procedimientos, 2- ajustarse a un Standard reconocido y 3- desarrollar las pautas de control continuo del proceso de cálculo. Este trabajo propone un ejemplo de cuales son los aspectos que se deben estandarizarse para contar con una calidad mínima en el cálculo de las crecidas de diseño.

Ante esta dinámica de los mercados, la primer pregunta que nos surge es: ¿Se puede estandarizar una crecida de diseño? ¿Podemos reducir tiempos sin resignar calidad en los cálculos? ¿Podemos hacer para que las ofertas tengan un piso de calidad adecuado? La respuesta a estos interrogantes es sí, dado que todo cálculo es un procedimiento y todo procedimiento es estandarizable. Sin embargo para hacer bien este trabajo lo importante es conocer que hacer para lograr una correcta estandarización. Podemos resumir aquí 5 acciones principales que no deben ignorarse en la estandarización y que son: 1- Especificar: eso es usar un lenguaje claro y preciso, 2- Conocer el proceso: es decir la etapa de conceptualización debe ser clara y transparente lo que permite generar diagramas de flujo del proceso de cálculo, 3- Simplificar: esto significa que debe incorporarse

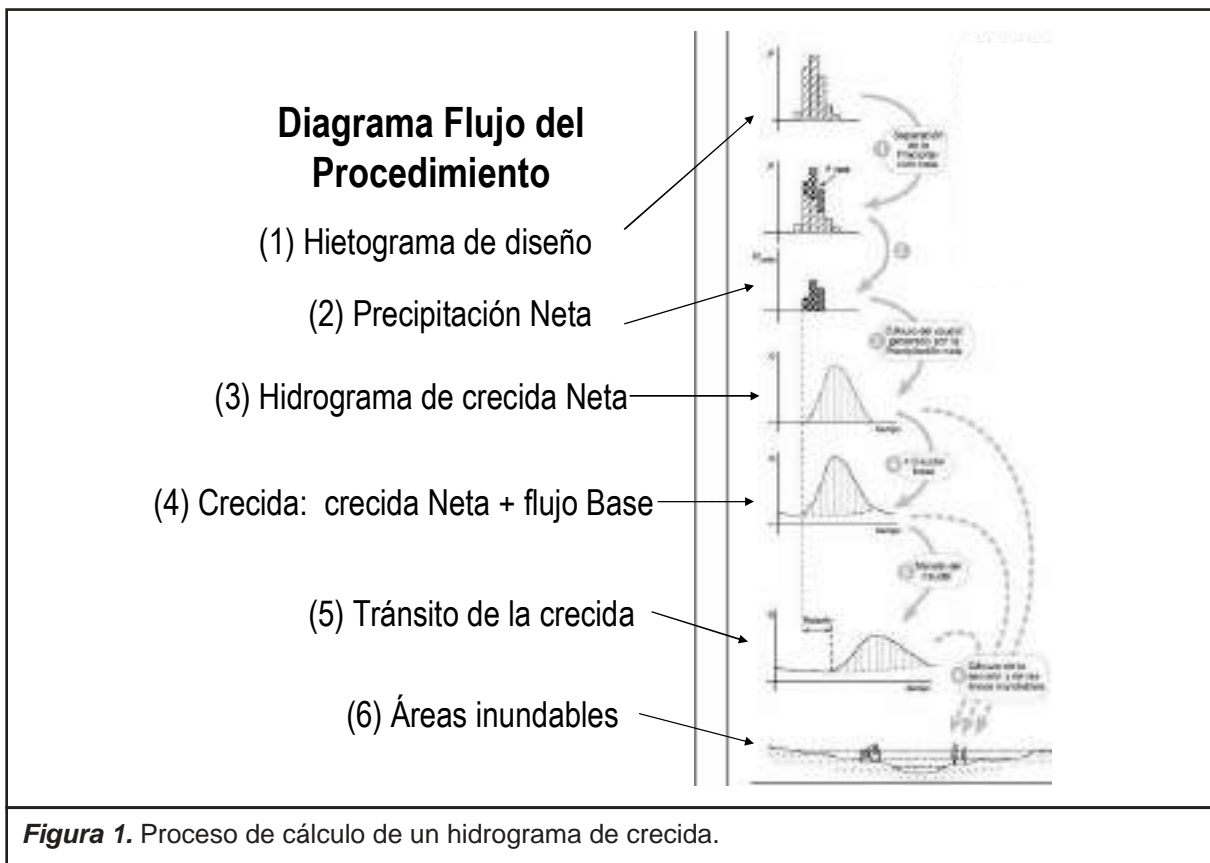
solamente aquellos modelos o cálculos que sean necesarios y suficientes; 4- Unificar: esto permitirá que el producto de nuestros cálculos puedan poseer la ansiada cualidad de ínter cambiabilidad nacional e internacional, es la única forma de comparar ofertas en el tan disperso mercado licitatorio actual, y por lo tanto se constituye en una herramienta fundamental para el que debe tomar la decisión de elegir un diseño u otro con el conocimiento pleno de que la calidad del estudio presentado cumple con pautas mínimas. Lo que debe lograrse como meta final de la estandarización es un Estándar de orden internacional que permita que los resultados de los cálculos sean comparables. 5- Por último la estandarización debe contar con un método de evaluación de errores que permita detectar y registrar errores y poder plantear soluciones en un proceso iterativo de mejora

continua lo que permitirá a los diseñadores revisar sus cálculos y lograr un producto final confiable sin errores. Los errores pueden llevar a una empresa o bien a perder la licitación por mala calidad o, si en caso la gana, a perder dinero por un mal diseño fundado en errores de cálculo.

En Argentina, el IRAM es el Instituto Argentino de Normalización y Certificación, el mismo posee las más diversas áreas de normalización como son: Alimentos y Salud, Calidad, Construcciones, Eléctrica, Energía y Asuntos Ambientales, Mecánica, Metalurgia, Seguridad, Química, entre otras. Llama mucho la atención entonces que, si bien los aspectos constructivos están presentes, mas bien se refieren a la estandarización de procesos de construcción como son por ejemplo: por donde debe pasar un caño de gas, de electricidad o de agua en una vivienda, y vemos que si se avanzó mucho en las normas del cálculo estructural, así contamos hoy con las normas CIRSOC, pero nada hay sobre como debe calcularse una crecida de diseño para dimensionar un puente, un vertedero, la altura de una presa, de un derivador de crecidas, todas ellas obras hídricas de un alto impacto socio económico. La crecida de diseño es una variable fundamental del diseño y sin embargo no es tomada en cuenta, o peor aun, su importancia es relativizada por los propios ingenieros estructuralistas, que si bien, no tienen porque saber de hi-

drología, su cálculo tiene tanta importancia como la determinación del sismo de diseño de la obra. Es posible hoy en día encontrar obras cuyos cálculos de crecidas de diseño ha sido deficientes o mal ejecutados, asimismo las empresas contratan a veces profesionales que no han tenido experiencia o debida formación formal en esta materia y que pueden poner en riesgo, no solo las estructuras diseñadas, sino la vida de quienes utilizan o están a la merced del buen funcionamiento de estas obras.

Si analizamos en detalle el escurrimiento en un cauce descubrimos que los caudales observados en una sección del mismo dependen de varios procesos físicos previos. Estos procesos, combinados entre sí, pueden ocasionar crecidas de magnitudes devastadoras. Los procesos físicos que dan forma a una crecida no son fáciles de representar matemáticamente ya que debemos caracterizar variables tales como: las velocidades alcanzadas, los volúmenes de agua que escurren superficialmente, la duración de los eventos de lluvia que le dieron origen, los arrastres y depósitos de sedimentos, la distribución espacial y temporal de las tormentas, las alturas de agua alcanzadas en las distintas secciones, la humedad antecedente de las cuencas, si hay o no nieve, la velocidad de infiltración del agua en el subsuelo, entre otras.



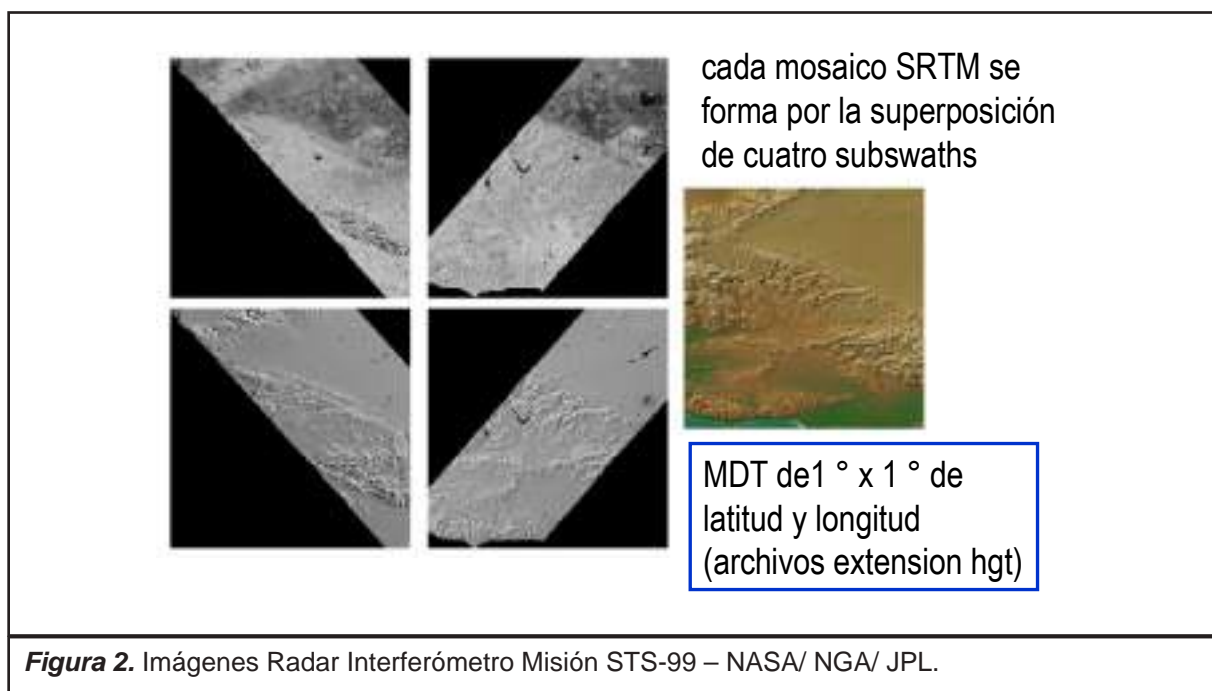
La forma de la crecida, su duración, el valor máximo del caudal instantáneo alcanzado y el volumen escurrido durante la misma son los parámetros fundamentales que deben calcularse para obtener una crecida de diseño realista. El calculista en todo momento debe ser capaz de verificar que su crecida de diseño, así como el la calculó, puede darse en la realidad porque, si trabajamos en forma independiente cada variable que interviene en su cálculo, podríamos llegar a resultados que nada tienen que ver con la real respuesta de la cuenca en estudio.

La determinación de la crecida de diseño debe pasar por la definición de varios componentes principales que le dan forma como son (Figura 1): la forma del hietograma de diseño característico, que depende de la frecuencia de precipitaciones y su distribución temporal; la precipitación neta, que depende de los procesos de infiltración en la cuenca y por tanto del tipo y uso de suelo; el flujo base que depende del volumen neto escurrido y los procesos de tránsito de la crecida que depende de la forma y rugosidad del cauce. Si analizamos en detalle, descubriremos que todos ellos dependen de un dato básico común, la geomorfología de la cuenca, es decir la topografía. Una dimensión especial adquiere entonces que la topografía, o bien el modelo digital de la cuenca derivado, sea lo mas cercano posible a la realidad dado que cualquier diferencia puede causar muchos inconvenientes a la hora de calibrar y validar el hidrograma de respuesta ante una lluvia analizada.

Hoy existen herramientas de libre acceso, de precisión adecuadas para trabajos de hidrología y

que pueden obtenerse fácilmente desde Internet. Como ejemplo podemos mencionar los datos del Radar Interferómetro de 60 mts. de base Misión STS-99 del transbordador espacial Endeavour que se puso en órbita el 11 de febrero de 2000. Este satélite realizó una misión espacial cuya duración fue de 11 días en que realizó un monitoreo continuo entre los 56° sur y 60° de latitud norte a 233Km de altura muestreando por franjas de 225Km de ancho y realizando 4 tomas desde distintos ángulos abarcando el 80% del total de superficie de la Tierra. Esta misión contó con el patrocinio de la National Aeronautics and Space Administration (NASA), la National Geospatial-Intelligence Agency (NGA), las Agencias Espaciales de Alemania e Italia. Información sobre la misma puede obtenerse en Internet vía NASA/JPL SRTM: <http://www.jpl.nasa.gov/srtm/>, se puede acceder a la base de datos en <http://www2.jpl.nasa.gov/srtm/cbanddataproducs.html>, US Geological Survey: <http://srtm.usgs.gov/>. Cada mosaico SRTM se forma por la superposición de cuatro subswaths (Figura 2). Estos datos nos permiten construir Modelos Digitales de Terreno (MDT) de 1° x 1° de latitud y longitud que son muy prácticos para hidrología. Argentina fue en gran parte monitoreada por este satélite y se pueden solicitar las bases de datos.

Las principales características de la cuenca a tener en cuenta para el cálculo de la crecida de diseño son: el tamaño de la cuenca, la pendiente del cauce principal y tributarios, la forma de la cuenca y subcuencas, el tipo de suelo y la capacidad de almacenamiento de la cuenca. La respuesta de una cuenca puede variar substancialmente (del simple al doble) de un evento de lluvia a otro, tal que,



dependiendo del área que recibe la precipitación, la parte que se infiltra en el suelo y la parte que se evapora se puede calcular lo que realmente escurre superficialmente, la parte del flujo superficial que va a los cauces y finalmente el hidrograma de salida.

Un modelo digital de terreno, como el mostrado en la Figura 3 y 4, es posible desarrollarlo con tecnología Globe Mapper o similar, lo que permite al calculista delimitar la cuenca y las subcuencas de aporte. El MDT permite representar la red de drenaje de la cuenca de aporte, determinar los

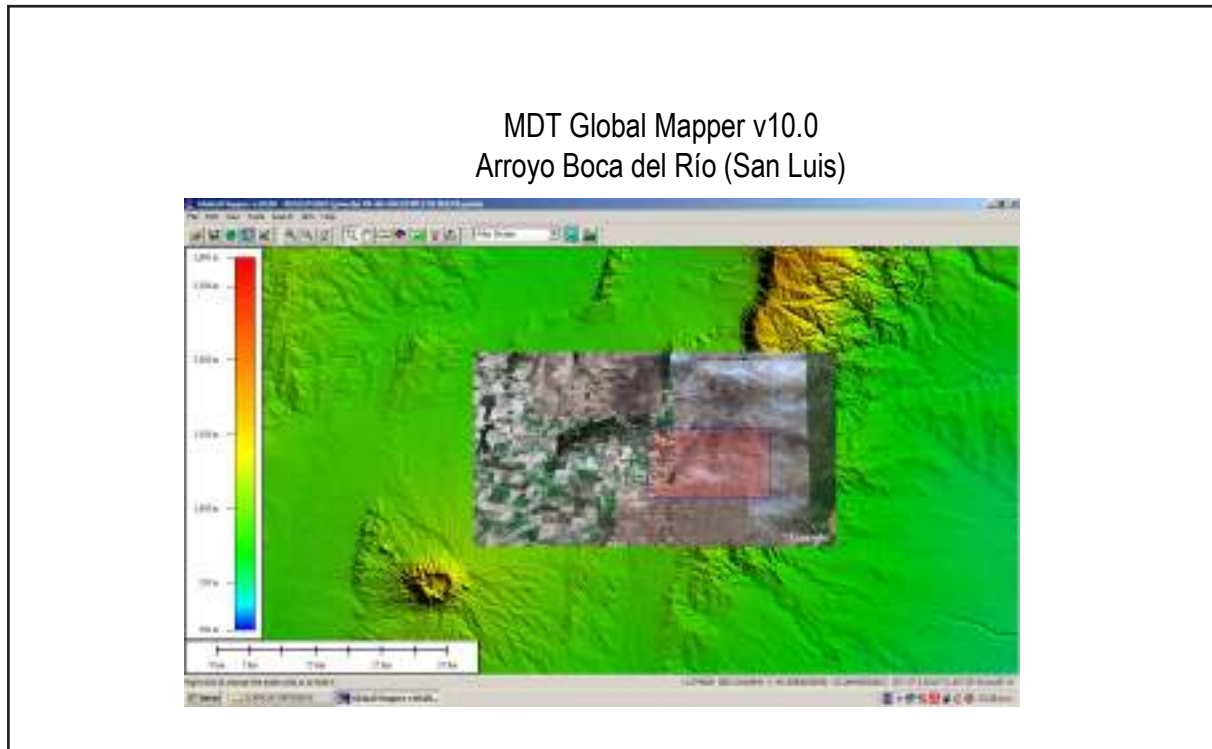


Figura 3. Modelo Digital de Terreno importado con Global Mapper 1.0

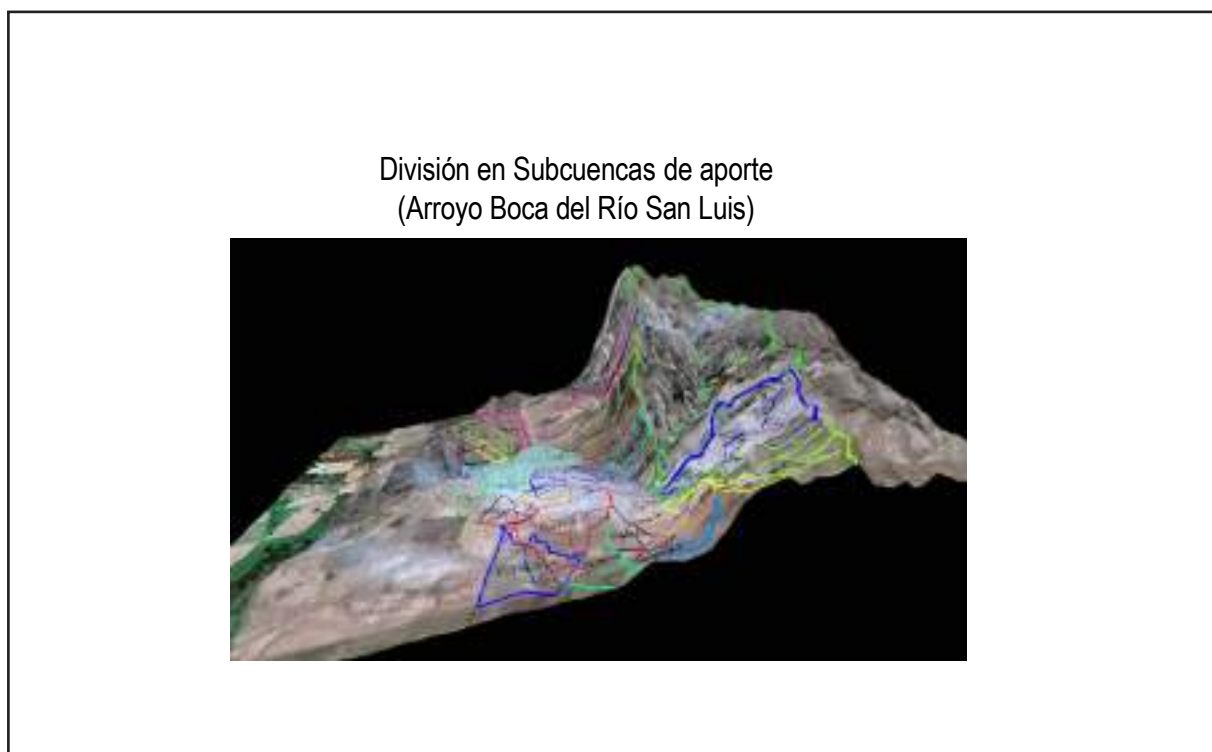


Figura 4. Modelo Digital de Terreno de la cuenca del arroyo Boca del Río (San Luis) Global Mapper 1.0

parámetros físicos de la cuenca, subcuencas y tramos del arroyo como son el área, la longitud de cauces, la curva hipsográfica de cada cauce principal de la subcuenca y el perímetro.

También es posible, con este tipo de herramientas, obtener los perfiles transversales y longitudinales de cada cauce principal y las curvas topográficas para distintos niveles lo que permitirá después calcular la curva de área cota volumen de los almacenamientos para distintas secciones del cauce (Figura 5).

El modelo MDT de una cuenca debe ser siempre validado con una visita a campo con fotografías tomadas en la zona de estudio que coincidan con la imagen que entrega el MDT (Figura 6)

También se debe verificar por comparación las curvas de nivel obtenidas del MDT con las cartas topográficas de la Dirección Provincial de Catastro de la Provincia donde se localice la cuenca, es

posible también que la provincia posea cartas en proyección Gauss-Krüger, con una equidistancia de 20 m, o es común en algunos casos poder contar con un plano topográfico elaborado en base a fotografías aéreas tomadas en el pasado. Es necesario que los MDT sean validados, tanto con estas cartas como con topografía en base AutoCad realizadas a partir de relevamientos en campo con GPS para verificación (Figura 7).

Para calcular una crecida de diseño existen tanto métodos Directos, que analizan los caudales de salida de la cuenca (análisis de frecuencia de caudales, métodos regionales y modelos de escalamiento) como Métodos indirectos que basan el análisis en las Tormentas de Diseño, calculadas a partir de curvas de Intensidad Duración Frecuencia, impulso que luego es incorporado como variable de entrada en modelos que calculan el hidrograma de la crecida como respuesta de la cuenca como son el Método Racional, los Métodos de

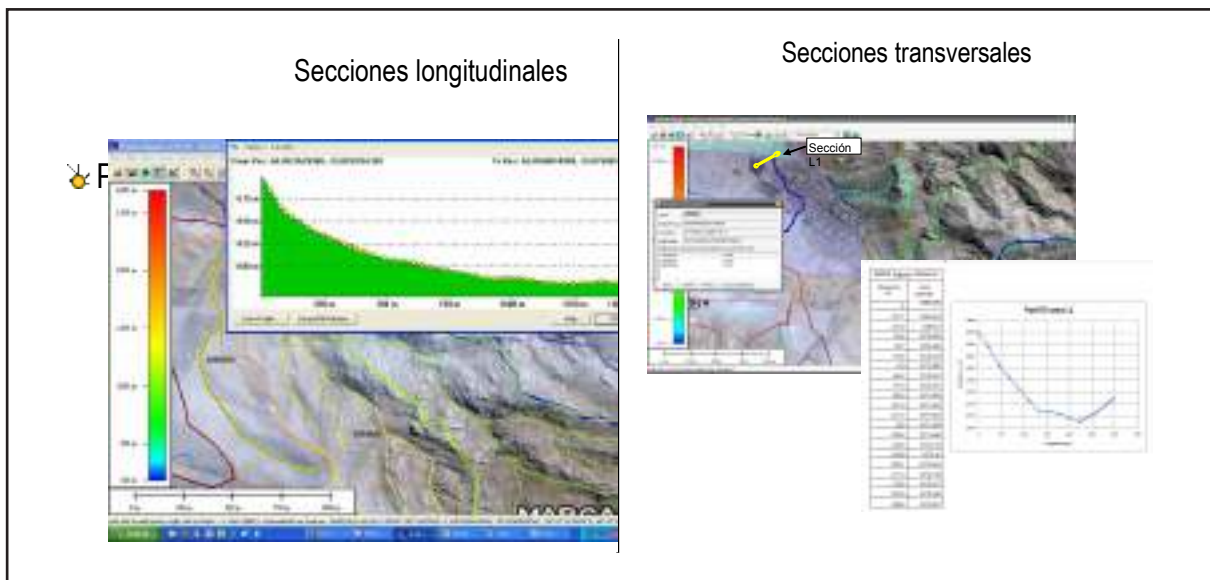


Figura 5. Parámetros geomorfológicos obtenidos con Modelo Digital de Terreno Global Mapper 1.0

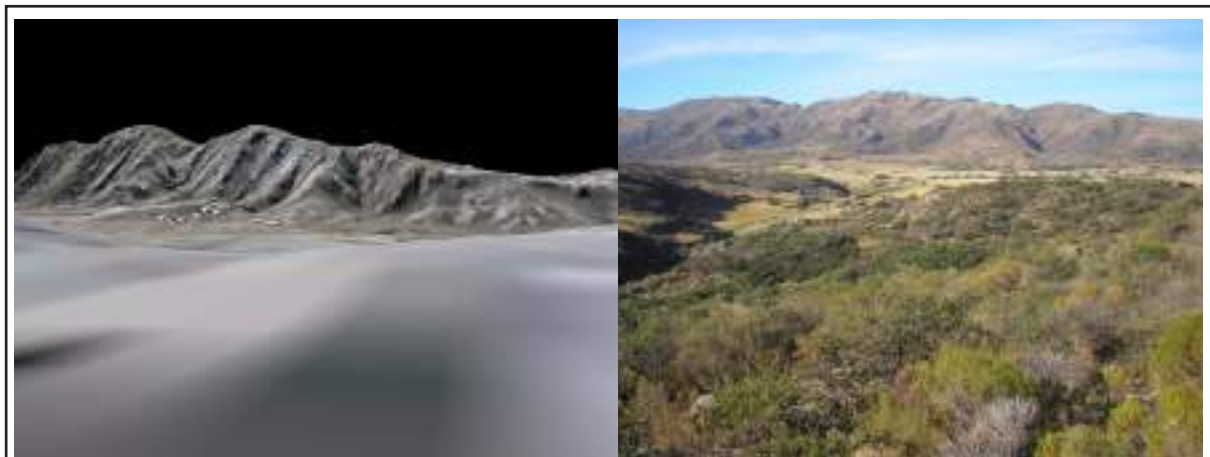


Figura 6. Validación del MDT (fotografía de la zona de estudio y misma vista desde el MDT)

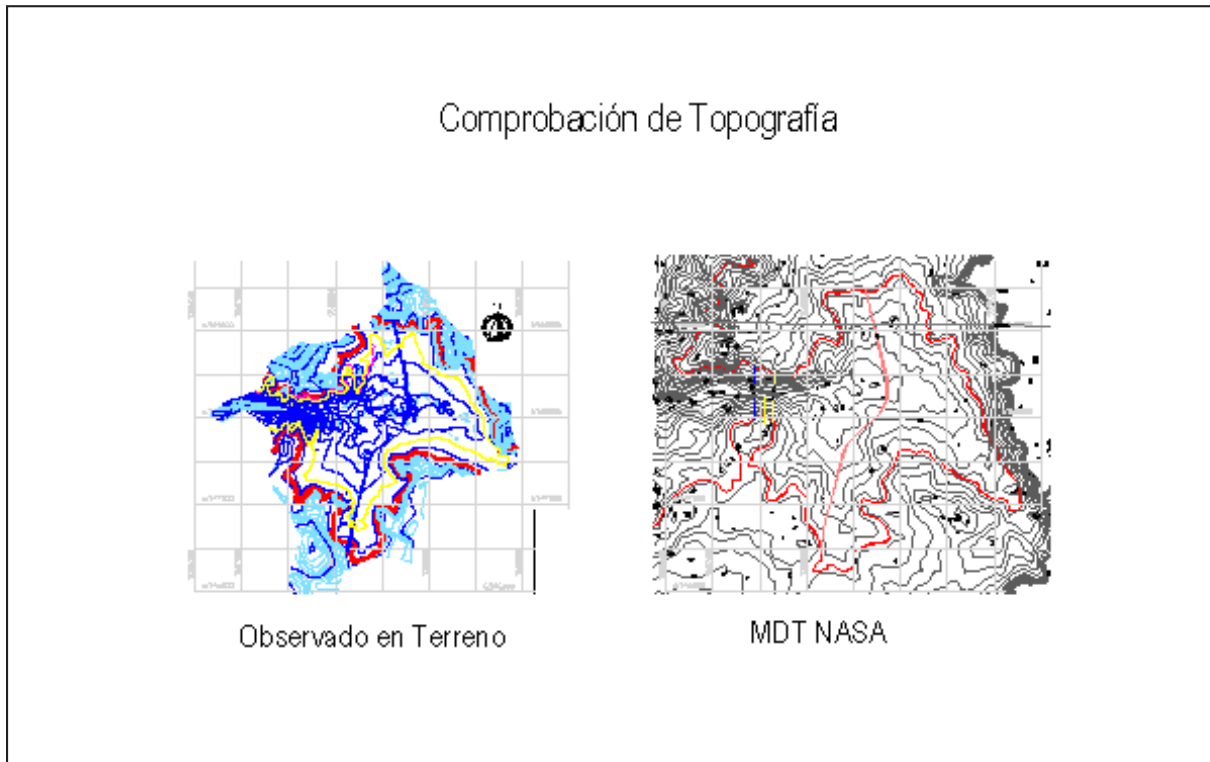


Figura 7. Validación del MDT (comparación de curvas de nivel con cartas topográficas de terreno)

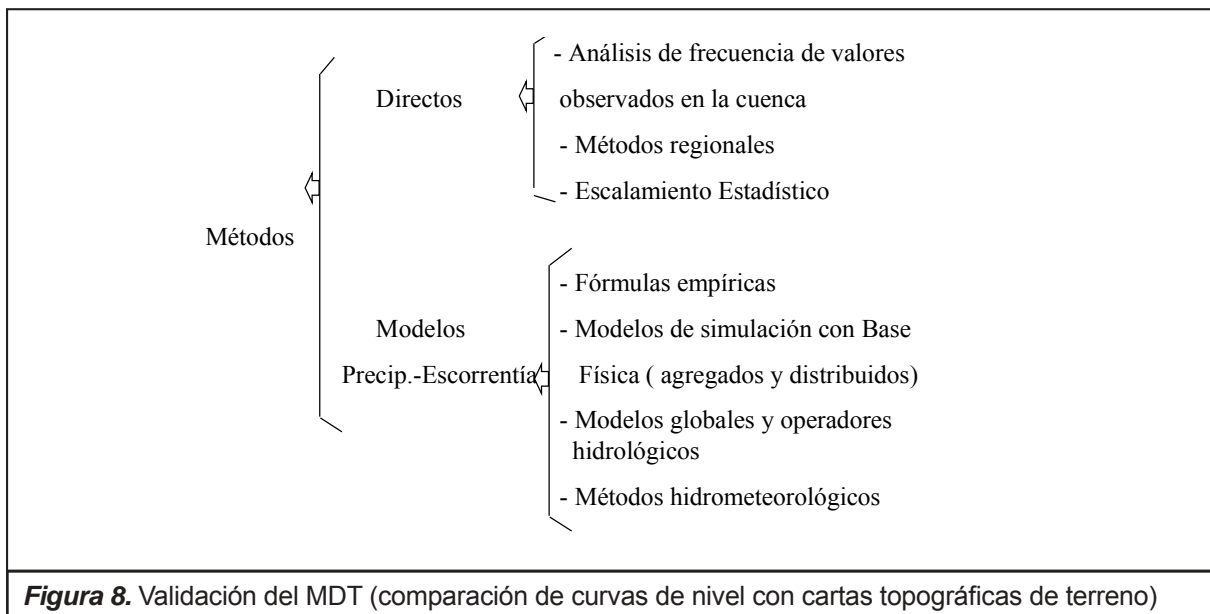


Figura 8. Validación del MDT (comparación de curvas de nivel con cartas topográficas de terreno)

Hidrograma Unitario, Modelos de propagación de Crecidas y Modelos de Simulación (Figura 8).

En el caso de no contar con suficientes caudales observados a la salida de la cuenca, se debe seleccionar un método indirecto que utiliza valores de lluvia caída observada en distintos puntos de la cuenca o cuencas cercanas y luego lo transforma a caudal. En este caso surgirán inevitablemente varias preguntas al calculista y que deberá analizar previo a calcular la crecida de diseño y son entre otras: ¿Cómo definir las tormentas de diseño?,

¿Cuáles son sus principales características? Una tormenta de diseño puede caracterizarse a partir de las siguientes variables: Duración, Magnitud, Intensidad, Variación en el tiempo, Variación en el espacio y Probabilidad de ocurrencia. Dado que la lluvia es un fenómeno aleatorio, su magnitud, dada la duración, está asociada a una frecuencia o probabilidad, así es posible construir curvas de intensidad, duración frecuencia IDF, sin embargo, son críticos para el diseño la Variación espacial de la tormenta, es decir se debe incluir en el cálculo en que lugar de la cuenca cayó y también la forma

en que cayó, es decir la distribución en el tiempo, que nos indica si precipitó mas al principio, al medio o al final de la tormenta.

En este punto surgirán al calculista varios interrogantes como ser: ¿Cual es la duración más crítica para el diseño? Sabemos que la intensidad decrece con la duración y que la duración a usar en el diseño depende del clima de la zona y que la geomorfología de la cuenca define el tiempo de concentración, también otros factores que impactan en la respuesta de la cuenca son la altitud y el tamaño de la cuenca que generan variaciones en los tipos de tormentas observadas en magnitud y distribución temporal de la lluvia. Obtener estos datos significa realizar un exhaustivo análisis de las tormentas observadas en la cuenca y cuencas vecinas, además de un análisis regional de tormentas necesario para validar las suposiciones de cálculo.

Si pudimos construir las curvas IDF que relacionan la intensidad con la duración, dada una probabilidad de ocurrencia, entonces podremos, a partir de estos datos, construir tormentas sintéticas. Existen varios métodos para determinar la forma típica de la tormenta (Figura 9), es decir su distribución temporal, como son: lluvia constante o en bloque, tormenta triangular, la tormenta tipo Sifalda, las lluvias doble triángulo el métodos de los bastones alternos, entre otros. Si bien estos métodos son prácticos para dar una distribución a la lluvia en aquellos casos que no se tienen datos, lo mejor es realizar una análisis a partir del tipo de lluvia que se observa en la zona y por tanto debe apelarse a registros incluso a nivel regional.

Dado que las tormentas son de esencia aleatorias la pregunta que nos cabe realizar ahora es ¿Cómo asociar una probabilidad a una tormenta? Sabemos que no hay dos tormentas iguales, sus intensidades son variables y también presentan variación espacial el problema entonces es ¿Cómo relacionar la frecuencia de la tormenta de diseño con la probabilidad de la crecida? Entendiendo que el caudal también es una variable aleatoria.

En los métodos indirectos para poder determinar los hietogramas de diseño sintéticos para distintos períodos de retorno, en el caso de no existir buenas bases de datos pluviométricos de la misma cuenca, se deben analizar primero aquellos estudios existentes en la región cercana que permitan caracterizar los eventos pluviométricos máximos en el arroyo o río a estudiar a partir de datos regionales de lluvia existentes. Es posible asociar las recurrencias de las crecidas máximas probables a la recurrencia de los eventos máximos probables que las originan, sin embargo esto no es un tema trivial dado que en ocasiones las probabilidades asociadas a las tormentas, no son las mismas asociadas a los volúmenes de las crecidas, o a sus caudales máximas, es decir las mismas crecidas son también fenómenos multivariados al igual que las tormentas que las originan, cabe aquí entonces pensar en que los estudios mas completos deben incluir análisis de probabilidades combinadas entre estas múltiples variables (volumen, caudal pico, intensidad de tormenta, magnitud, duración, distribución espacial y temporal, entre otras).

Se pueden obtener relaciones entre las láminas de lluvia local en función de su recurrencia y cons-

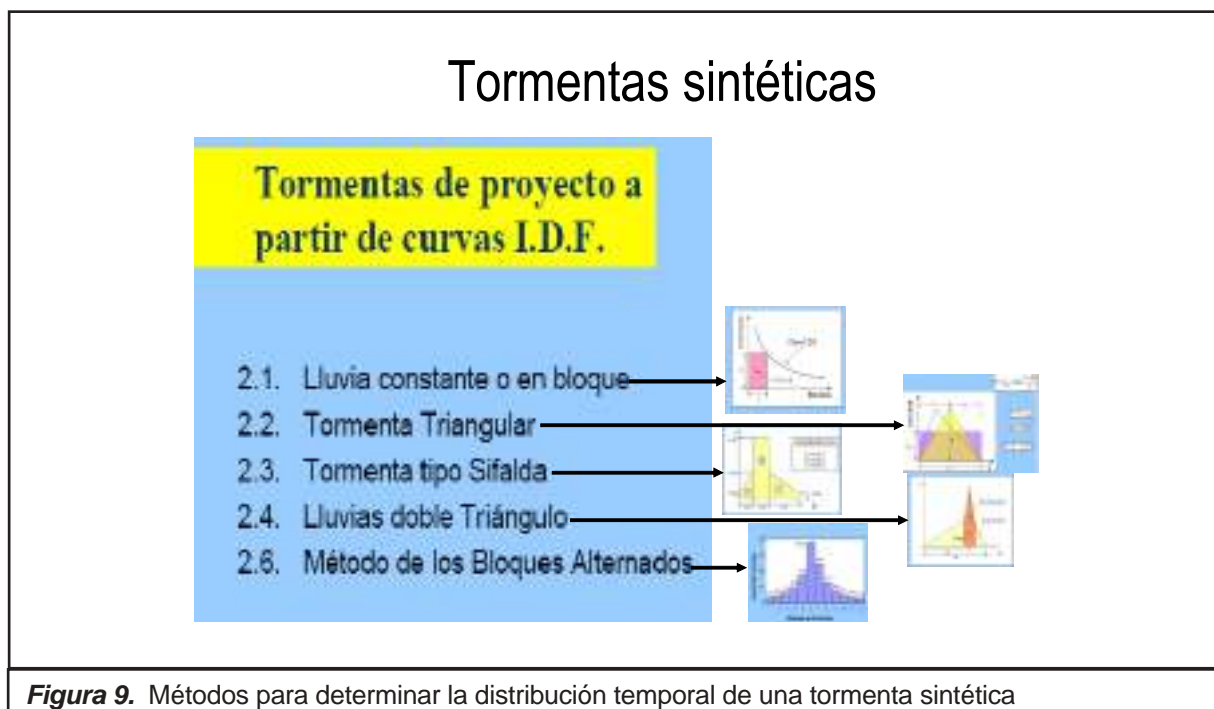


Figura 9. Métodos para determinar la distribución temporal de una tormenta sintética

truir mapas de isohietas medias diarias para distintos períodos de retorno. Un mapa de isohietas diarias para un período de retorno de $Tr = 10$ años (Figura 10) podría indicarle al calculista, por ejemplo, que la zona en estudio alcanza valores de lámina acumulada diaria entre 80mm/día y 110 mm/día por lo menos una vez cada 10 años.

Para validar el mapa se podrían utilizar los datos de estaciones pluviométricas, con datos de láminas precipitadas acumuladas diarias, ubicadas en las cercanías a la cuenca de aporte del río en estudio y obtener la frecuencia media de ocurrencia de precipitaciones acumuladas diarias asociada a una magnitud determinada y a partir de este procedimiento verificar los datos regionales obtenidos.

En el ejemplo de la Figura 10 las curvas de isohietas para $Tr=10$ años muestran una notable diferencia en el comportamiento pluvial entre el lado oeste y el lado este de las Sierras de Comechingones, situación meteorológica con origen en la altura de las sierras que da origen a tormentas de tipo convectivo a su vez que la orientación Norte Sur de las Sierras permite el avance de frentes de tormentas frontales del sur. Es posible obtener la precipitación acumulada diaria vs. período de retorno para tormentas de distintas horas de duración y ajustar una ecuación de tendencia logarítmica como muestra la Figura 11:

$$PP(mm/d) = A. \ln(Tr \text{ años}) + B.$$

Finalmente para discretizar el hietograma de diseño se debe adoptar un paso de tiempo (por ejemplo 15 minutos) y caracterizar la forma de la distribución típica zonal para tormentas de corta duración. También a partir de estudios regionales se pueden definir las horas de duración típicas de las tormentas (ejemplo 3 horas de duración).

A partir del análisis exhaustivo de las tormentas observadas es posible realizar un análisis de la frecuencia relativa de la posición del pico de la tormenta, clasificado según su duración, y dividiendo esta duración por ejemplo en sextiles (un sextil es una sexta parte del tiempo de duración total). Esto indica que un correcto diseño, para la tormenta característica de la cuenca de un río necesariamente debe contar con un estudio de la forma o sesgo (izquierdo, centrado, derecho) en cuanto a la posición del pico en su distribución interna de la precipitación. Este componente no es menor ya que es posible obtener picos de crecida de magnitudes

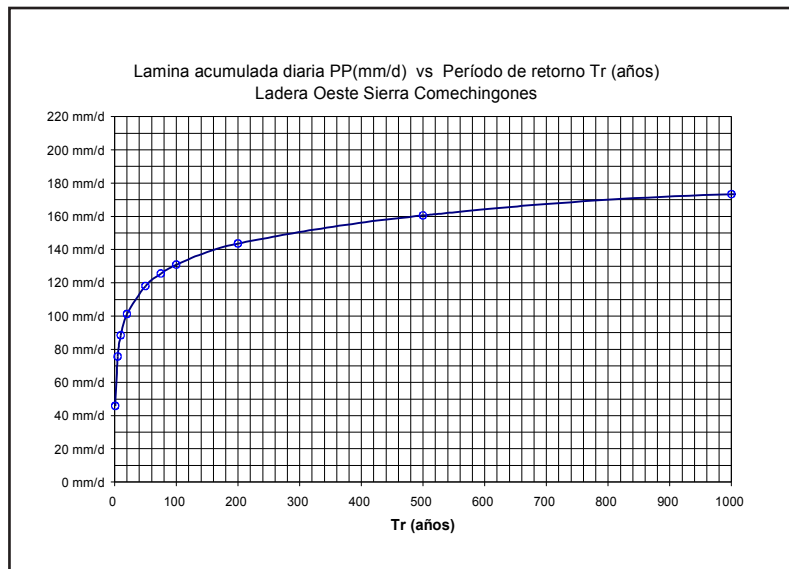


Figura 11. Curva de frecuencia de lámina acumulada diaria ladera Oeste Sierra Comechingones.

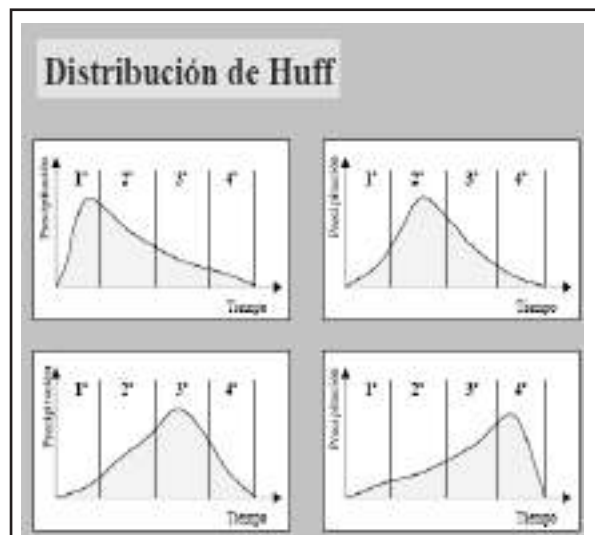


Figura 12. Grupos de tormentas para distintas distribuciones internas de tormentas de Huff.

Análisis Frecuencia regional lámina acumulada diaria (mm/d) Isohietas para TR 10 años duración 3 horas



Figura 10. Mapa de isohietas para $Tr: 10$ años

simple a doble, de acuerdo a cual es la forma de distribución asociada a la tormenta. La distribución en el tiempo de la lluvia es un factor determinante de la forma, magnitud y volumen de la crecida resultante. Su conocimiento es esencial para estimar tormentas de diseño para proyectos de redes de aguas lluvias, sistemas de drenaje de carreteras, estudios de erosión, estimación de arrastres y socavación y otros problemas de ingeniería hidráulica. Varas (1985), utilizó el modelo RORB propuesto por Laurenson y Mein (1983) para cuantificar la influencia de la forma del hietograma sobre las características de la onda de crecida que genera una tormenta. El estudio consistió en calcular y comparar los hidrogramas de respuesta del modelo sometido a distintos hietogramas de tormentas de distinta distribución temporal pero de igual magnitud y duración, suponiendo idénticas condiciones de infiltración en la cuenca. Los resultados mostraron que el rango de los caudales máximos calculados podían variar del simple al doble. Para estimar hietogramas representativos para las tormentas de diseño se han propuesto varios procedimientos para distribuir la magnitud total de la lluvia en función del tiempo (Huff, 1967; SCS - USDA, 1986; Varas, 1986). Huff (1967) clasificó las tormentas en Illinois, dependiendo si la mayor precipitación es observada en el primer, segundo, tercer o último cuarto de la duración total del temporal. Posteriormente realizó un análisis de frecuencia de todas las

tormentas registradas con el fin de asociar a cada una de la curvas de distribución acumulada una probabilidad de ocurrencia. Propuso curvas para distribuir una tormenta cuya duración y magnitud total se conoce, en intervalos de tiempo menores, teniendo al mismo tiempo, una idea de la probabilidad de ocurrencia de dicho hietograma. La Figura 12 muestra distribuciones internas de precipitación típicas elaboradas por Huff .

Eduardo Varas (1985) analizando un total de 296 tormentas registradas en la zona centro y sur de Chile determinó curvas acumuladas de lluvia en función del tiempo, representativas de tormentas de tipo frontal. Las curvas de distribución acumulada de lluvia para distintas tormentas representan los intervalos más lluviosos para cada una de las duraciones elegidas. El estudio concluyó que la clasificación de los temporales en función del tiempo en que ocurre la mayor parte de la precipitación era más importante que la heterogeneidad espacial de las tormentas. En resumen, la distribución interna de los hietogramas sintéticos de las tormentas de diseño se calculan para láminas totales diarias asociadas a un período de retorno distribuidas según una ley que debe demostrarse es típica para la cuenca (Figura 13).

Existe software disponible que permite clasificar y generar tormentas sintéticas, como el que desarro-

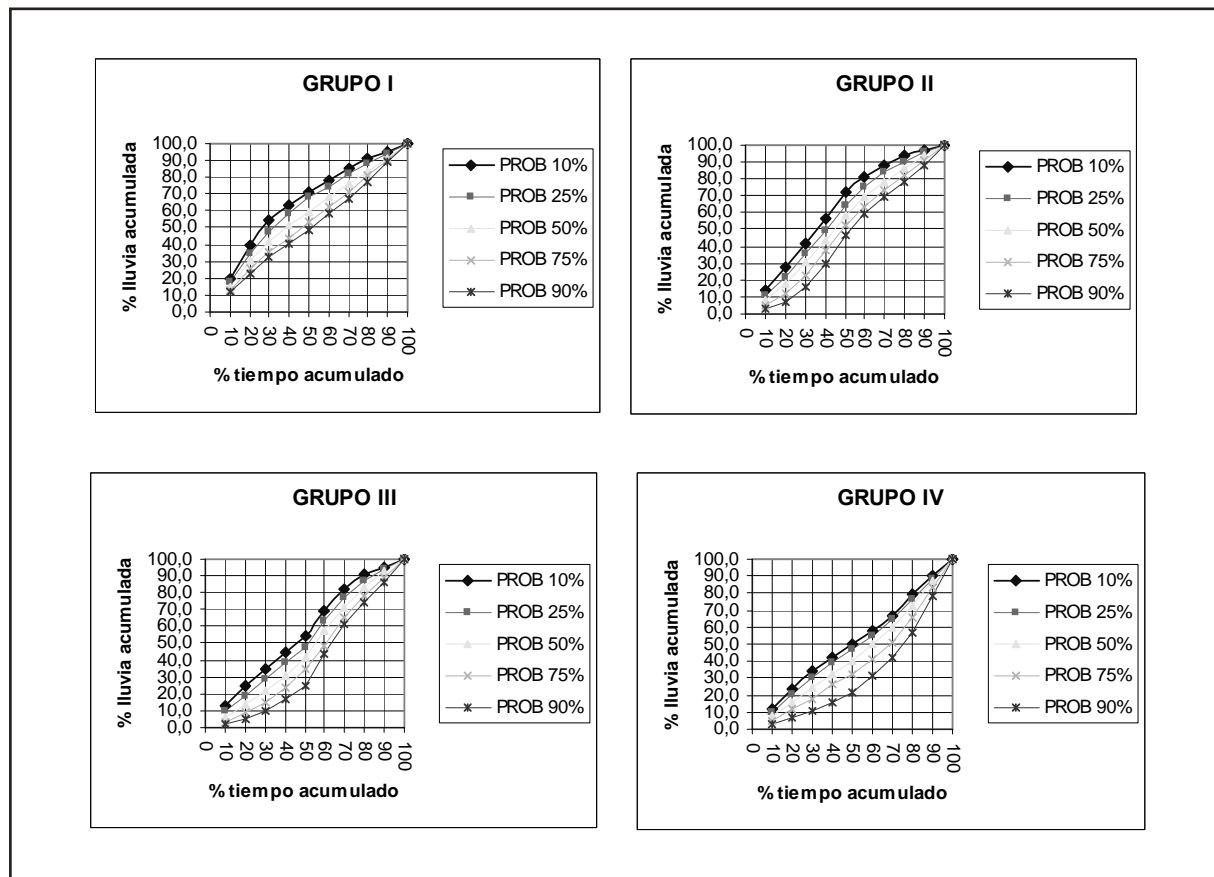


Figura 13. Familias de tormentas definidas por Eduardo Varas para tormentas frontales en Chile.

llaron O. Dölling y E. Varas (2005) que consiste en un modelo de red neuronal que interpola entre las curvas de distribución interna de lluvias y Universal porque interpola también entre grupos de tormentas (figura 14, 15 y 16).

El modelo puede entonces descubrir a que grupo de lluvia pertenece un determinado patrón de tormenta en cualquier punto de una cuenca y luego generar tormentas sintéticas de distintas magnitudes y duraciones que correspondan a este grupo.

Existen otros métodos de cálculo de hietogramas sintéticos que permiten diseñar un hietograma de

proyecto considerando que, por ejemplo, durante tormentas intensas en el 50% de la duración total se acumula cerca del 80% de la precipitación caída. Para la distribución temporal de la precipitación se debe elegir donde ubicar el máximo bastón del hietograma. Un criterio de distribución temporal muy usado por hidrólogos es el de “bastones alternados” que es la versión discreta del denominado hietograma de Chicago lo que asegura una distribución temporal muy severa desde el punto de vista de la generación de caudales pico, esta última aseveración no es universal y puede ser que otro tipo de distribución interna genere hidrogramas de respuesta mas empuntados, esto depende de la

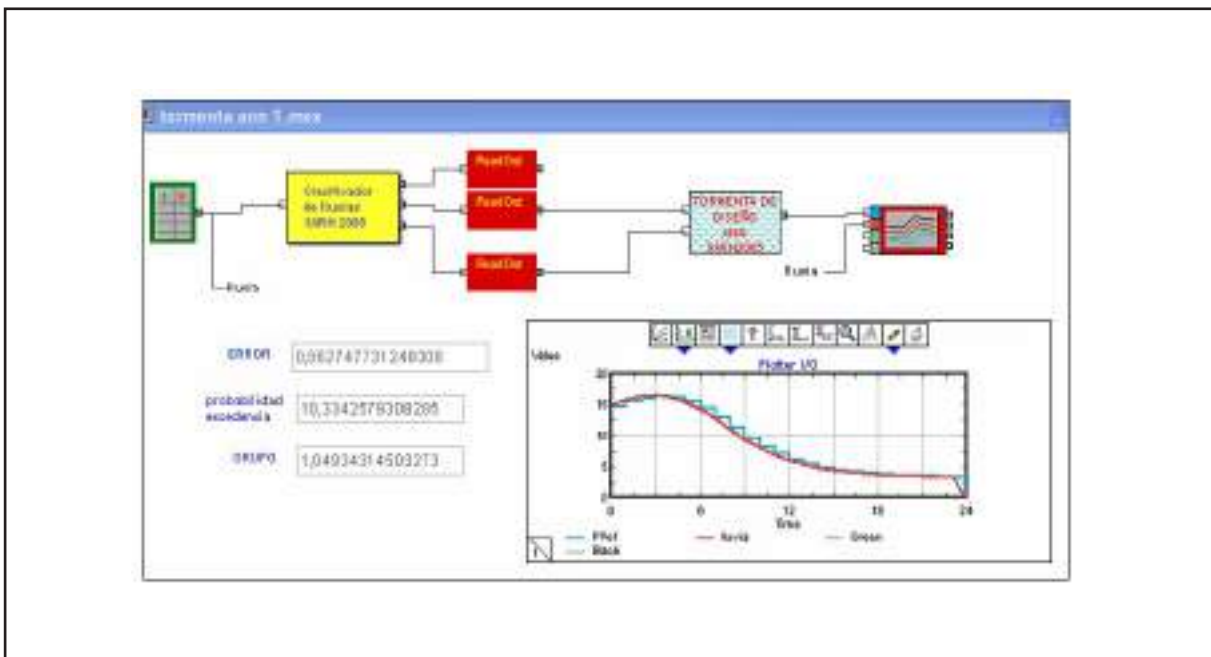


Figura 14. Clasificador de lluvias SARH2005 – basado en redes neuronales artificiales para interpolar entre grupos y dentro de grupos de curvas de distribución interna de tormentas.

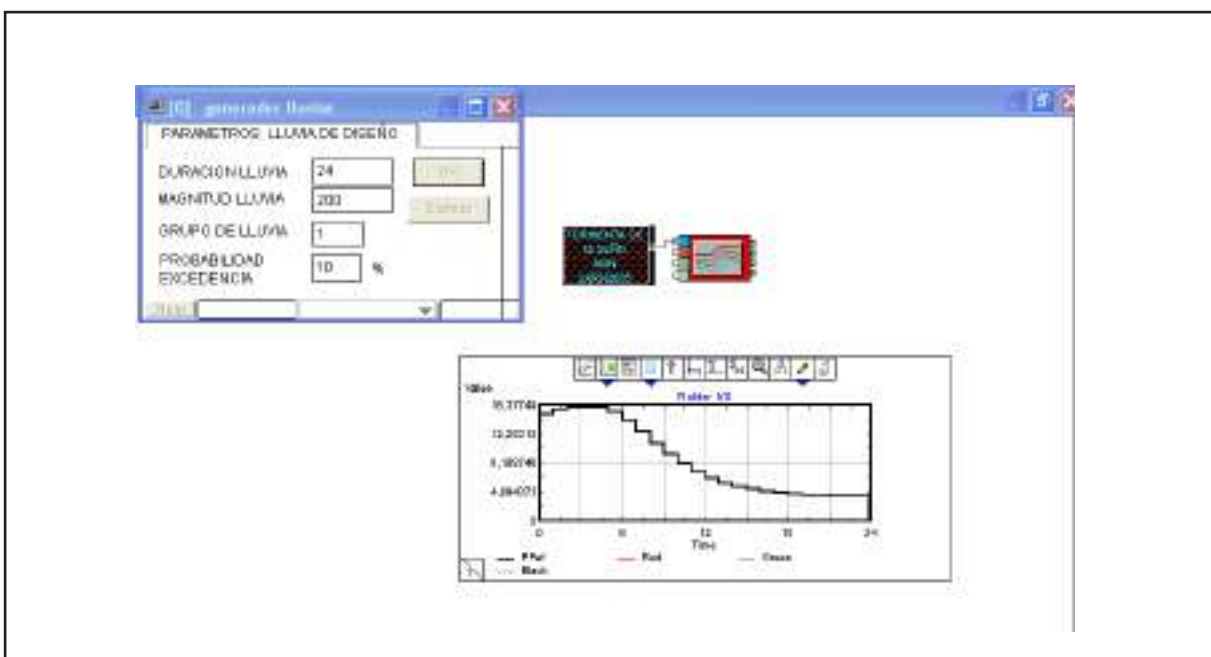


Figura 15. Generador de lluvias SARH2005 – basado en redes neuronales artificiales.

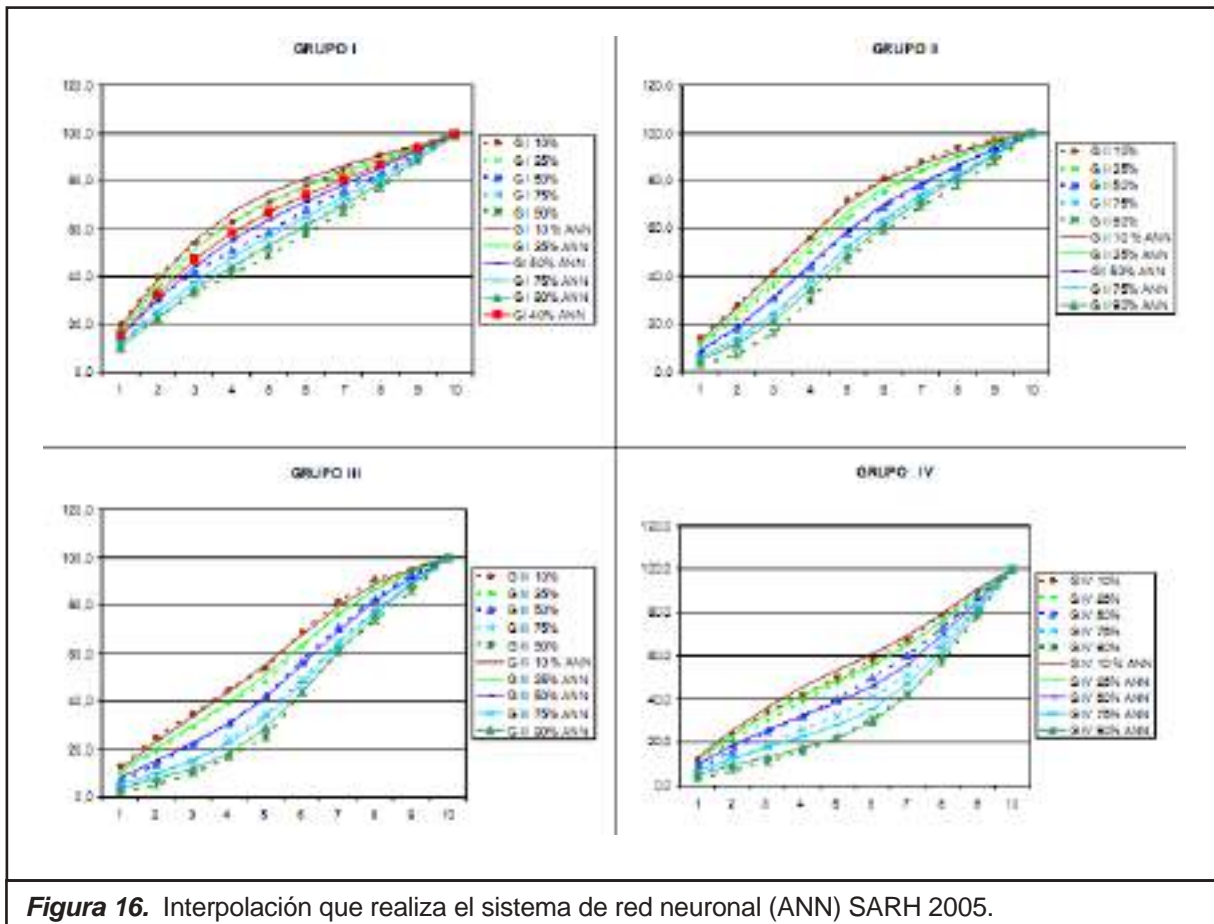


Figura 16. Interpolación que realiza el sistema de red neuronal (ANN) SARH 2005.

geomorfología de la cuenca. La estimación de precipitaciones intensas para 1, 2 y 3 horas duración permite elaborar una serie de ecuaciones potenciales del tipo $P = aD$ en la que P es la precipitación acumulada en mm y D la duración de la tormenta en minutos.

A través de cada una de estas ecuaciones - correspondiente cada una a un período de recurrencia determinado -se pueden calcular las precipitaciones acumuladas cada 15 minutos y luego siguiendo el criterio de los "bastones alternados" calcular en mm los hietogramas de, por ejemplo, 3 horas de duración (Tabla 1). Sobre la base del análisis anterior, se pueden determinar los hietogramas de diseño para eventos de 5, 10, 100, 1000 y 10000 años de recurrencia.

La validación de un modelo de I_{mh} (mm/h) vs Tr se puede realizar comparando las intensidades máximas horarias de las lluvias de diseño obtenidas y las intensidades máximas horarias de las lluvias observadas realmente en la región homogénea. Es necesario contar con estaciones cercanas y conseguir la mayor cantidad de datos observados, mientras mayor es la longitud de los registros, mas precisos son los análisis de frecuencia (Figura 17).

Se puede realizar un análisis de frecuencia de ocu-

rrencia de intensidades máximas horarias, para todas las tormentas observadas en el período de registro, separando las tormentas cuando entre ellas existe, por ejemplo, 2 hs o más sin precipitación, se deben calcular la cantidad de picos que superan determinados valores de lámina caída en una hora, ordenar de menor a mayor I_{mh} (mm/h) y calcular el $Tr = (1/N_{un} \text{ tormentas} / \text{num años})$. La presencia de cerros elevados obliga a incorporar un coeficiente de decaimiento por altitud de la precipitación estimado a partir del mapa de isohietas de precipitación máxima acumulada diaria para el período de retorno analizado. El coeficiente de decaimiento de precipitación por altitud se puede calcular como la diferencia de isohietas para el Tr analizado entre valle y cima de la cuenca de aporte. Es posible que en general, las estaciones existentes se encuentren al pie de las sierras o en el valle de inundación y por lo tanto corresponda aplicar una mayoración de las I_{mh} (mm/h) si queremos construir un histograma en la cuenca alta, para lo cual debemos dividir las I_{mh} zonales promedio en el coeficiente de decaimiento por altura.

También es posible, depende del tamaño de la cuenca, determinar el factor de abatimiento areal, para esto existen algunas fórmulas empíricas que dependen de la duración del evento en horas y de la superficie de la cuenca en Km^2 .

Crecidas de Diseño Arroyo BOCA DEL RIO						
Tromentas de Diseño de 3hs para distintos Períodos de retonro						
t min	tr5	Tr10	Tr100	TR1000	Tr10000	
15	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
30	1,00	1,00	1,00	1,10	3,50	
45	1,10	1,10	3,20	6,10	22,10	
60	2,50	3,30	16,80	29,20	155,80	
75	30,10	42,20	108,80	176,80	473,60	
90	129,20	160,50	306,80	444,90	659,50	
105	194,40	232,90	392,00	538,00	655,40	
120	200,00	236,80	380,20	505,60	573,90	
135	185,00	216,80	335,40	436,90	479,50	
150	163,20	188,50	282,60	364,70	395,00	
165	138,20	158,40	233,80	301,00	327,60	
180	113,90	132,20	194,40	250,80	276,00	
195	92,80	110,90	163,60	208,50	230,80	
210	75,00	92,30	136,80	169,10	187,00	
225	59,80	75,00	111,10	133,60	147,40	
240	47,50	60,20	88,60	104,80	115,10	
255	37,60	48,10	70,00	81,80	89,00	
270	29,60	38,10	54,70	63,20	68,00	
285	23,10	29,80	42,30	48,50	51,60	
300	18,00	23,20	32,40	37,00	39,10	
315	14,10	17,90	24,70	28,20	29,50	
330	10,90	13,80	18,80	21,40	22,30	
345	8,50	10,60	14,30	16,10	16,80	
360	6,60	8,20	10,90	12,20	12,80	
375	5,10	6,40	8,50	9,40	9,90	
390	4,10	5,10	6,70	7,30	7,70	
405	3,30	4,10	5,30	5,80	6,00	
420	2,80	3,30	4,20	4,50	4,60	
435	2,30	2,70	3,30	3,50	3,50	
450	1,90	2,20	2,60	2,70	2,70	
465	1,60	1,80	2,10	2,10	2,10	
480	1,40	1,50	1,70	1,70	1,70	
495	1,20	1,30	1,40	1,40	1,40	
510	1,10	1,20	1,30	1,20	1,30	
525	1,10	1,10	1,20	1,10	1,10	
540	1,00	1,10	1,10	1,10	1,10	
555	1,00	1,00	1,10	1,00	1,00	
Lamina Total diaria	76 mm/d	88 mm/d	131 mm/d	173 mm/d	216 mm/d	
Volumen PP Hm3	1,76	2,04	3,03	4,00	5,00	
Q max (m3/s/15min)	200,00	236,80	392,00	538,00	659,50	
Q media (m3/s/15min)	43,54	52,31	82,83	108,74	137,20	
Vol. escurrido Hm3	1,42	1,71	2,72	3,59	4,54	
Vol. retenido Hm3	0,34	0,33	0,31	0,41	0,46	
Q base (m3/seg)						1

Tabla 1. Tormentas de diseño de 3 hs generadas para distintos Tr

Abatimiento Areal

$$F = 1 - e^{-1.1D^{0.25}} + e^{-1.1D^{0.25} - 38.61 \cdot 10^{-4} \cdot A}$$

HIETOGRAMA CON ABATIMIENTO AREAL

Duración	3 hs
Area	23,13 KM2
F reduccion	0,979913

Finalmente una vez construidos los histogramas de diseño propuestos se deben calcular los hidrogramas de escurrimiento sintéticos correspondientes. Lo modelos matemáticos que forman los módulos principales del cálculo de los escurrimientos sintéticos se pueden dividir en sistemas y subsistemas que representan cada fenómeno físico a analizar, para ello se deben tener siempre en cuenta las 5 dimensiones principales que son: las 3 dimensiones espaciales, la dimensión temporal y la dimensión aleatoriedad. La aleatoriedad es una dimensión

adicional que es representada en el modelo por su función de distribución de probabilidades.

Para determinar los hidrogramas de crecidas, se utiliza en general el método hidro-meteorológico (Figura 17) que calcula los hidrogramas a partir de la generación de hietogramas sintéticos de máximas tormentas probables, el cálculo de infiltración, el cálculo de lluvia efectiva y del escurrimiento directo.

Existe para ello un programa de simulación hidrológica tipo evento, lineal y semidistribuido, que permite estimar hidrogramas de salida en una cuenca o varias subcuencas (caudales máximos y tiempos al pico) a partir de condiciones extremas de lluvias, aplicando para ello distintos métodos para el cálculo de hietogramas de diseño, pérdidas por infiltración, flujo base y conversión en escorrentía directa. Para modelar el comportamiento físico de la cuenca ante eventos de precipitaciones extremas, el programa considera los siguientes elementos: Subcuencas (subbasins), Tramos de tránsito (routing reach), Uniones (junctions), Embalses (reservoirs), Fuentes (Sources)

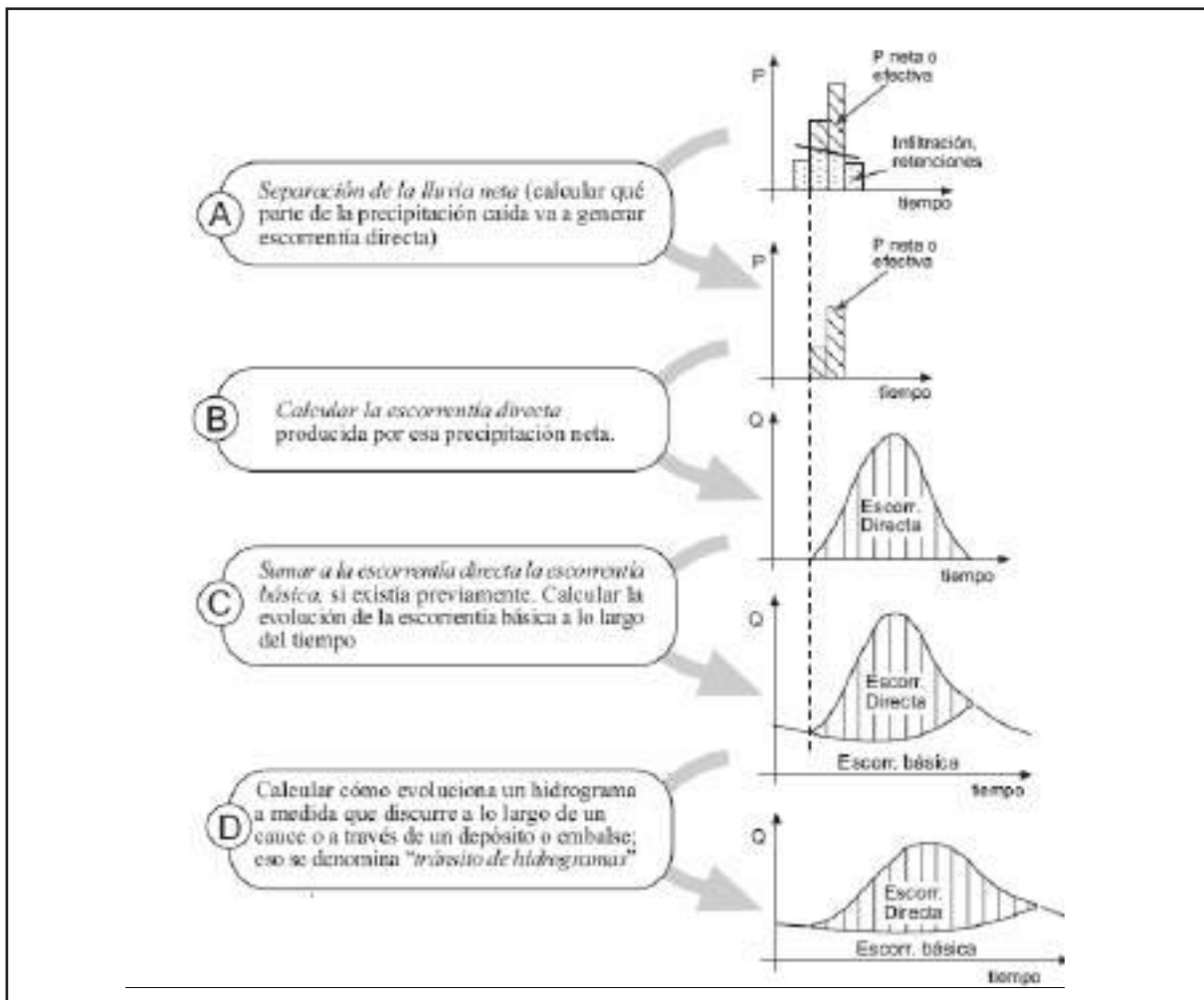


Figura 17. Método Hidrometeorológico para determinación de crecidas de diseño

Sumideros (sinks), Derivaciones (diversions). Con estos siete componentes, se puede elaborar un modelo que represente el comportamiento físico de la cuenca a partir de información digital de campo. Los elementos anteriores se disponen en forma de redes dendríticas con un orden o secuencia lógica para realizar los cálculos desde las subcuencas que conforman las cabeceras aguas arriba hasta el punto de salida de todo el caudal aguas abajo. Lo primero y fundamental es tener correctamente definida la red de drenaje (Figura 18).

El software de simulación más utilizado es el HEC-HMS (Hydrological Modeling System) del Cuerpo de Ingenieros de los EEUU (HEC), que es una herramienta computacional de libre disponibilidad (Figura 21) que permite la simulación hidrológica de los procesos físicos que intervienen en la transformación de la lluvia en caudales a través de un sistema de componentes interconectados. Cada uno de estos componentes representa una subcuenca, un tramo de cauce o un embalse, simulando los procesos hidrológicos mediante relaciones matemáticas en función de un conjunto de parámetros específicos.

El método de transformación lluvia-caudal más utilizado es el SCS. El método SCS requiere la determinación del tiempo de retardo (Tlag en horas) el cual es del orden del 60% del Tiempo de concentración de la cuenca. Para la determinación de esta última variable se evaluaron diferentes criterios que involucran distintos parámetros físicos de la cuenca, algunos de ellos son: el modelo de Sanchez San Román del Dpto. de Geología de la Univ. Salamanca (España), el de la División Califor-

nia of Highways and Publics Works de USA, Pilgrim (Australia). La tabla de la Figura 19 resume algunos de los principales métodos de determinación. Debe entonces observarse que los tiempos al pico que resulten de los hidrogramas calculados con HEC-HMS correspondan a los tiempos típicos obtenidos en el análisis hidrológico regional (Figura 19).

Para el traslado de la onda en los tramos de cauce aguas abajo se puede utilizar, por ejemplo, el modelo de Muskingum Cunge. Para el cálculo del traslado de ondas es necesario caracterizar la rugosidad del cauce, las secciones, longitudes y pendientes. Para el caso de la rugosidad se puede utilizar el método de Cowan. El flujo base se debe determinar a partir de un análisis de caudales medios mensuales observados (o estimados).

Módulo de precipitación del HEC, permite seleccionar uno de los cuatro patrones de precipitación (tipos de hietogramas Tr10, Tr100, Tr1000 y Tr10000) de acuerdo al evento de tormenta que se esté analizando, incluyendo la introducción manual de los datos de la lluvia de diseño. Existen muchos datos a incorporar a este tipo de modelos, finalmente, si uno puede conseguir datos de caudales observados, mucho mejor, de no poder conseguirlos se concluye que la aplicación ordenada, sistemática y conciente de análisis de tormentas y posterior transformaciones de lluvia-escorrentía puede arrojar resultados confiables de hidrogramas de crecidas, con formas cercanas a la realidad, siempre que las simplificaciones incorporadas a los modelos sean hechas con criterios adecuados (Figura 21).

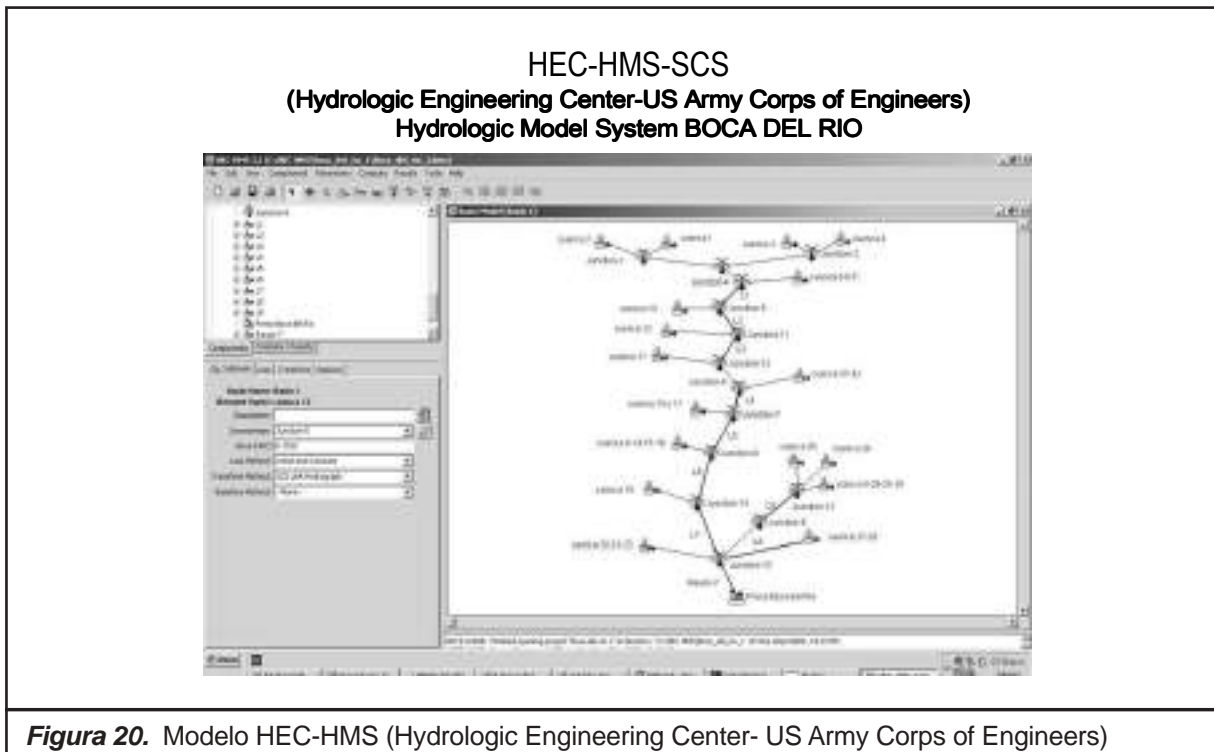
Es siempre útil, como último paso, construir tablas



Tiempos de concentración (hs)

Formula de la California División of Highways and Publics Works de USA)	$tc = 0.95 * \left(\frac{L^3}{H_{max}} \right)^{0.385}$
Método F. Javier Sánchez San Román-Dpto. Geología--Univ. Salamanca (España)	$tc = 3.97 * \left(\frac{L^{0.77}}{dH^{0.385}} \right)$
Pilgrim (Australia)	$tc = 0.76 * (A)^{0.38}$
Método Racional Generalizado	$tc = \left(\frac{60 * L_c}{H_{max}^{0.3}} \right) * \left(\frac{1}{60} \right)$
Método SCS	$T_c (\text{min}) = K^{0.77} * 0.0195$ $K = L/(H/L)^{0.5}$

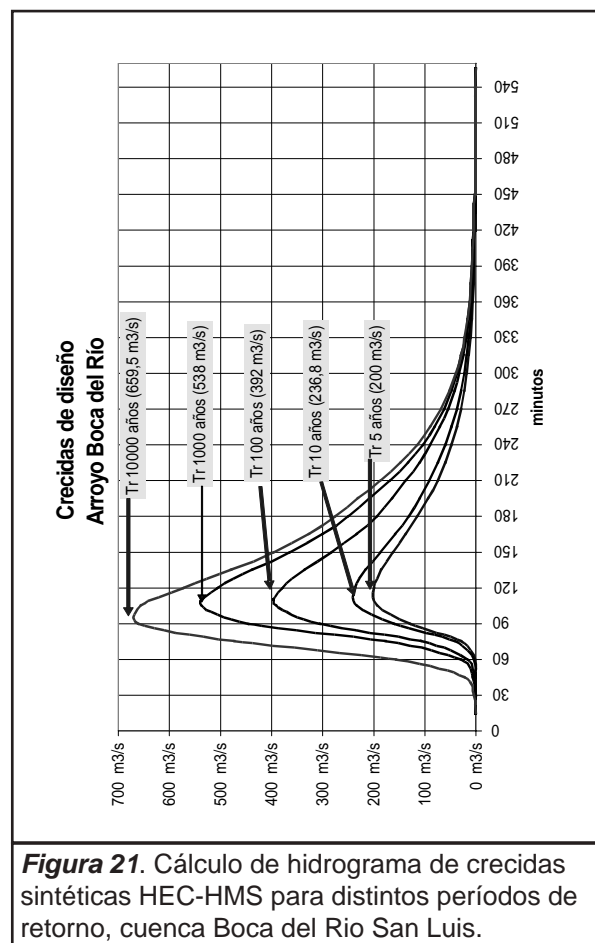
Figura 19. Cálculo del tiempo de concentración de una cuenca



que permitan analizar si los volúmenes escurridos obtenidos por generación sintética se corresponden con los volúmenes de agua caídos, eliminando las pérdidas y calcular los volúmenes que se consideran retenidos o evaporados. (Tabla 2)

Conclusiones

- a) Los estudios del pliego licitatorio de una obra hidráulica suelen adolecer de limitaciones técnicas que lo hacen no admisibles para diseño.
- b) Es necesario siempre un buen estudio geomorfológico mucho más detallado, que se puede hacer a partir de un modelo digital de terreno provistos libremente por la NASA.
- c) Es posible utilizar el sistema HEC-HMS 3.3 (Hydrologic Modeling System) para determinar hidrogramas de crecidas a partir de tormentas de diseño para distintos períodos de retorno (10, 100, 1000 y 10000 años).
- d) Para el cálculo de hidrogramas de diseño debe recurrirse a toda la información disponible y validarla con estudios regionales.
- e) Los pasos necesarios para la estandarización de procedimientos de cálculo deben incluir: 1- Especificación de terminología 2- Conceptualización y generación de diagramas de flujo del proceso de cálculo, 3- Simplificación de métodos de cálculos y uso de modelos de libre disponibilidad y reconocidos internacionalmente, 4- Unificación de criterios de cálculo tendiente a contribuir a la intercambiabilidad nacional e internacional de los estudios. 5- Método de



- f) Estandarizar permitirá: homogeneizar estudios, ajustarse a patrones internacionales, fi-

jar pautas mínimas de calidad a los estudios, contar con resultados comparables aceptados por todos (a nivel nacional e internacional), fi-

jar las pautas que garanticen la mejora de los métodos y la capacitación continua y diseñar e implementar manuales de cálculo confiables.

Crecidas de Diseño Arroyo BOCA DEL RIO					
Tromentas de Diseño de 3hs para distintos Periodos de retonro					
t min	tr5	Tr10	Tr100	TR1000	Tr10000
Lamina Total diaria	76 mm/d	88 mm/d	131 mm/d	173 mm/d	216 mm/d
Volumen PP Hm3	1,76	2,04	3,03	4,00	5,00
Q max (m3/s/15min)	200,00	236,80	392,00	538,00	659,50
Q media (m3/s/15min)	43,54	52,31	82,83	108,74	137,20
Vol. escurrido Hm3	1,42	1,71	2,72	3,59	4,54
Vol. retenido Hm3	0,34	0,33	0,31	0,41	0,46
Q base (m3/seg)	1				

■ **Tabla 2.** Análisis volumétrico de crecidas de diseño

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- CHOW V. *et al.* 1994. Hidrología Aplicada. McGRAW HILL. 583 p. Bogotá –Colombia.
- Clark, C.O. (1945) - "Storage and the Unit Hydrograph". Transactions of the American Society of Civil Engineers.
- COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD. 1986. Manual de Diseño de Obras Civiles. Tomo I. México D. F. – México.
- Dölling, O y Varas, E. (2006) Tormentas de Diseño usando redes neuronales artificiales, Ing. Hidráulica en México, vol XXI, n°4, pp103-113
- DUQUE, R. 1978. Introducción a la Hidrología. Curso Nacional de Bolivia, Control de Inundaciones y Drenaje Superficial.1
- Estudio 1: Pliego de Bases y condiciones LICITACIÓN OBRA PÚBLICA N° /2007 DENOMINACIÓN: PRESA EN BOCA DEL RÍO SIERRAS DE LOS COMECHINGONES.
- Estudio 2: Informe Hidrológico del Proyecto elaborado por la empresa Constructora San Luis SAPEM para la licitación de la obra. CAPITULO V.
- Estudio 3, libro de Caamaño Nelli y Clarita María Dasso "Lluvias de Diseño. Criterios Técnicas y Experiencias"
- HEC-HMS (1998) – "Hydrology Modeling System". Hydrology Engineering Center, US Army Corps of Engineers. Davis, California.
- MUÑOZ E. 1998. Sistema de simulación hidrológica para el calculo de la crecida de proyecto. Convenio LHUMSS – PROMIC. Serie Estudios Hidrológicos, Publicación n° 17 p. Cochabamba – Bolivia.
- Rapacioli, R. y M. Marizza, (1996) - "Determinación de un Modelo de Precipitaciones Intensas para la Región del Alto Valle del Río Negro y de Curvas Caudal – Area - Frecuencia en Zona de Meseta al Norte de la Ciudad de Cipolletti" - Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional del Comahue. Neuquén.

Soil Conservation Service (1972) – “National Engineering Handbook”, Section 4, U.S. Department of Agriculture. Washington, D.C.

Témez, J.R. (1987) – “Cálculo Hidrometeorológico de Caudales Máximos en Pequeñas Cuencas Naturales”. Dirección General de Carreteras. MOPU. Madrid.

US ARMY CORPS of ENGINEERING CENTER, 2000. Hydrologic Modeling System HEC-HMS. User Manual Versión 2. Trad. Del Ingles por M. Auza.186 p. Davis CA. USA.

Varas, E. (1990) Modelación de lluvias. Apuntes de Ingeniería, nº38,43-60 (Chile)

Varas, E. (1987) Tormentas de Diseño. Rev. Soc. Chilena Ing. Hidráulica, vol.2,nº 1, 39-55.

Varas, E. (1985) Influencia del hietograma de una tormenta en la crecida resultante. Anales U de Chile.

Williams J.R. and Berndt H.D.. (1977) – “Sediment yield predictions based on watershed hydrology”. Transaction of the ASAE, Michigan.

Wischmeier W.H. and Smith D.D. (1978) – “Predicting rainfall erosion losses”. USDA Agricultural Handbook Nº 537.

Consideraciones ecohidrológicas para la gestión integrada de las Inundaciones

GAVIÑO NOVILLO, Marcelo

Departamento de Hidráulica – Facultad de Ingeniería - Universidad
Nacional de La Plata. Calle 47 N° 200 - La Plata - (1900) – Argentina -
e-mail: marcelo.g@ing.unlp.edu.ar

Coordinador Regional del Programa Ecohidrología para América Latina
y el Caribe, UNESCO/PHI

RESUMEN

La respuesta tradicional para mitigar las inundaciones hasta finales del Siglo XX se basó esencialmente en la construcción de infraestructura de “protección y control” confiando en los niveles de protección establecidos en la mayor parte de los casos mediante análisis estadísticos de variables hidrológicas aisladas. En la actualidad se ha ampliado esta visión tradicional, reconociendo a su vez la importancia de otras amenazas concurrentes, de manifestación lenta, y en consecuencia menos perceptibles, pero cuya sinergia con las inundaciones puede dar lugar

a situaciones aún más críticas y perjudiciales a largo plazo. A fin de abordar la gestión de las inundaciones desde un enfoque integrado, se propone un esquema metodológico conceptual que es compatible con el propuesto en los nuevos marcos regulatorios vigentes a nivel global que incorpora una visión ecohidrológica y de largo plazo. Finalmente se presentan ejemplos de la aplicación de la regulación dual de los recursos hídricos mediante la aplicación de los principios de la ecohidrología.

1. Introducción

Si bien desde un punto de vista ecológico las inundaciones así como los terremotos, las sequías, o los huracanes son disturbios naturales que forman parte de la dinámica natural de la Tierra, para la sociedad se convierten en amenazas toda vez que afectan a un compuesto heterogéneo conformado por la población, los centros urbanos, las infraestructuras, los sistemas productivos, el patrimonio natural, los sistemas de transporte y la organización institucional, entre otros, que sufren cuantiosos daños, en casos de manera irreparable.

En particular, el riesgo de las inundaciones, en comparación con otros riesgos, puede ser identificado rápidamente, se conocen medidas de mitigación probadas; y los beneficios logrados al reducir la vulnerabilidad son mayores que los costos de reparación ambiental y social (OEA; 1991). No obstante esta ventaja relativa, las inundaciones (tanto rurales como urbanas) son un problema en aumento en todo el mundo, y su impacto y daños consecuentes son cada vez mayores como resultado de los estilos o modelos de desarrollo impe-

rantes en la sociedad. Y si bien las inundaciones son vistas por algunos actores como eventos de naturaleza “per se” o “castigos divinos”, en realidad tienen lugar como resultado de la interacción entre la dinámica asociada a los procesos naturales (como las crecidas o lluvias intensas) o inducidos (rotura de presas), y la organización y la estructura de la sociedad (Gaviño Novillo & Sarandón, 2001).

La respuesta tradicional para mitigar las inundaciones hasta finales del Siglo XX se basó esencialmente en la construcción de infraestructura de “protección y control” (presas retardadoras de crecidas, embalses multipropósitos, defensas longitudinales), confiando en los niveles de protección establecidos en la mayor parte de los casos mediante análisis estadísticos de variables hidrológicas aisladas. No obstante ello, han tenido lugar inundaciones extremas como resultado de las lluvias ocasionadas por huracanes en Centroamérica, como el Mich (1998) o el Stan (2005), pese a que los eventos que les dieron origen te-

nían bajos tiempos de recurrencia. Inclusive, crecidas de magnitud ordinaria producen severos daños por no considerar el ordenamiento territorial y ambiental en el análisis y diseño de las medidas de atenuación (Sarandón & Gaviño Novillo, 2004; Gaviño Novillo, 2007; Bathurst *et al*, 2010).

Debido a ello, en los últimos años se ha ampliado la visión tradicional de la gestión de las inundaciones, reconociendo la importancia de otras amenazas concurrentes, de manifestación lenta, y en consecuencia menos perceptibles, pero cuya sinergia con las inundaciones puede dar lugar a situaciones aún más críticas y perjudiciales a largo plazo. Muchas de ellas, como la erosión, la salinización, la contaminación o la eutrofización, están directamente vinculadas al deterioro ambiental, no obstante lo cual terminan afectando a los recursos hídricos, pese a que la mayoría de la sociedad no reconoce a estos procesos como serias amenazas. Por ejemplo, durante las crecidas los cursos de agua urbanos y sistemas de drenaje pluvial, generalmente “entubados”, conducen aguas fuertemente contaminadas hacia los cuerpos receptores finales cuya degradación ambiental es creciente, lo cual es aceptado como una solución a las inundaciones urbanas; sin comprender la verdadera dimensión del problema, lo cual tiene consecuencias en el largo plazo. Esta carencia de una visión integral de la gestión de las inundaciones y los recursos hídricos en general es sin duda un gran desafío para la sociedad, pero ya se han comenzado a tomar decisiones contundentes en este campo a partir del nuevo milenio, lo cual no deja de ser una oportunidad hacia el futuro.

En este contexto, y a fin de apoyar el desarrollo de una visión integrada, en el presente trabajo se presentan una serie de conceptos que ayuden a los tomadores de decisión e interesados en general a incluir una visión ecosistémica y de largo plazo para la gestión de las inundaciones. Ello se complementa con un análisis de algunas experiencias novedosas en materia de regulación de la gestión de los recursos hídricos, para finalmente presentar algunos ejemplos e identificar oportunidades de incluir una visión ecohidrológica e integrada en tanto un estilo alternativo para la gestión integrada de las inundaciones.

2. Crecidas, inundaciones y percepción social

Se define a una crecida como la presencia de niveles relativamente altos de agua en determinados lugares y circunstancias, cuyo origen pudo haberse debido un evento natural (lluvia intensa, derretimiento de nieves, mareas, otros) o a uno in-

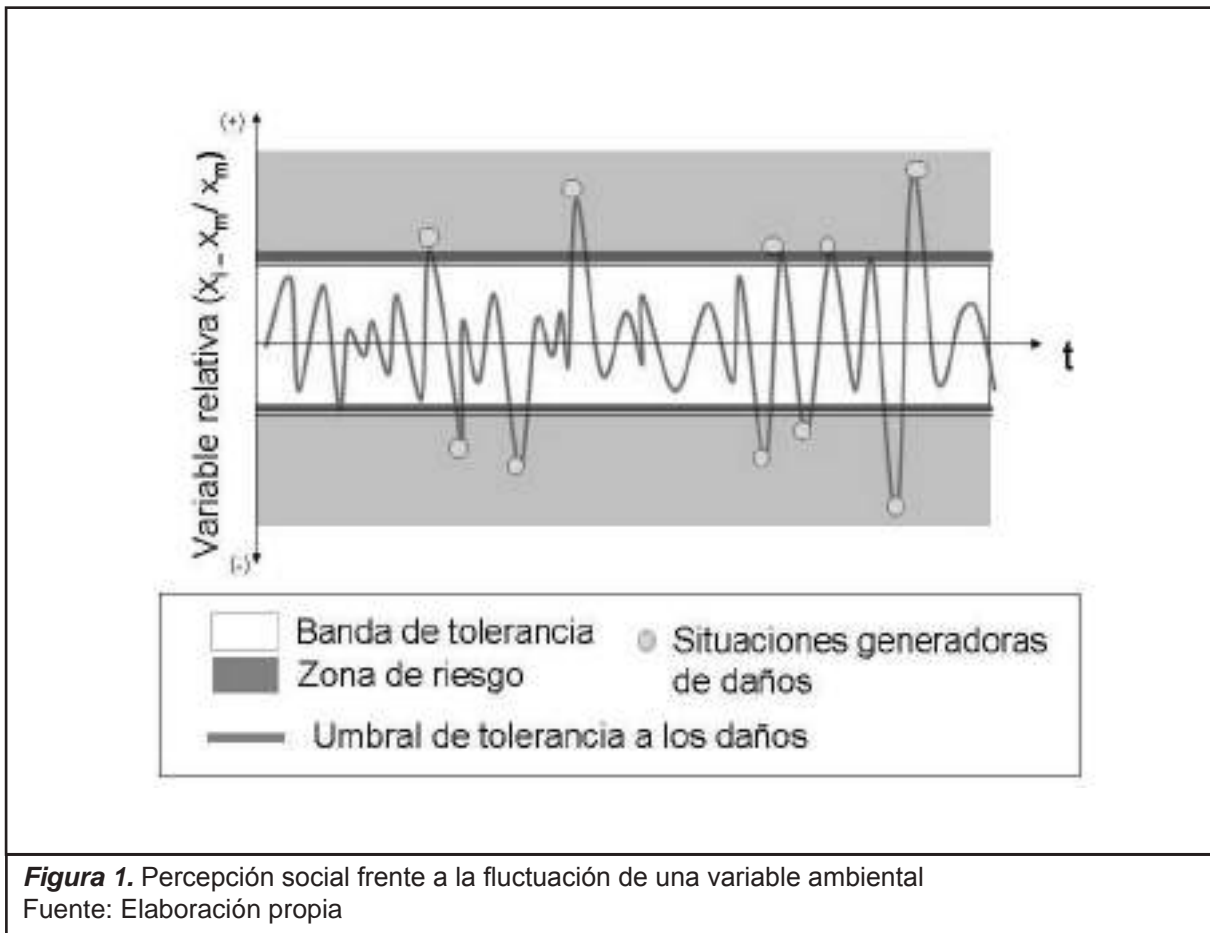
ducido por la sociedad (rotura de presas, creación de embalses). Las inundaciones, por su parte, corresponden a un concepto relativo, mediante el cual los elevados niveles del agua como consecuencia de una crecida resultan una barrera para el desarrollo. (Paoli C. U., 2008).

Cada sociedad percibe de manera diferente las consecuencias de la evolución de una variable ambiental. Si se analiza la variación de una variable X_i con relación a la media y a lo largo del tiempo, seguramente tendremos fluctuaciones en su valor que en ciertas ocasiones alcanzan extremos. Ello representa la variable de impulso de un sistema. Pero si sumamos al análisis la percepción de la sociedad frente a la fluctuación de dicha variable, encontraremos que existen ciertas bandas que definen umbrales por encima o debajo de los cuales se presentan daños. En consecuencia, existe una banda de tolerancia y una de riesgo como combinación de la fluctuación de la variable y la percepción de la sociedad (Ver *Figura 1*).

Es importante destacar que el umbral de tolerancia difiere en cada sociedad, e inclusive dentro de la misma, como consecuencia de las diversas asimetrías existentes (sociales, económicas, educativas, sanitarias). A su vez, dichos umbrales no son constantes en el tiempo y suelen volverse convergentes con el tiempo como resultado del desarrollo y la consecuente elevación de la calidad de vida de la población.

Asumiendo que la variable ambiental es el nivel de agua de un curso de agua, podemos considerar que tienen lugares crecidas y estiajes generadores de daños o perjuicios. En particular los excesos (crecidas) dan lugar a inundaciones cuya gestión debe ser entendida como un proceso continuo, de fuerte interacción con los diversos actores sociales y cuya resolución nunca será definitiva, pese a que muchos tomadores de decisión intentan convencerse y convencer a otros de que ello es posible (Calvo, Gaviño Novillo, Rohrman, 2009). Por otra parte, la definición de umbrales ambiciosos de no inundabilidad (principalmente con infraestructura), se traduce en un incremento de los costos de protección que no siempre es posible pagar por parte de la sociedad. Si ello fuera posible, cabe establecer también claramente a los beneficiarios, a fin de distribuir equitativamente la responsabilidad del repago de las inversiones a fin de no amplificar aún más las brechas sociales y económicas existentes.

Existen diversos tipos de inundaciones de origen natural que se manifiestan en función del proceso que les da origen, y también por otros factores condicionantes. Una rápida identificación nos indica los siguientes tipos dominantes:



- a) Inundaciones debidos a procesos de remoción en masa: se producen por la ocurrencia de flujos densos en los cuales la fase sólida puede llegar a superar el 30% del volumen transportado. Poseen una enorme energía y peligrosidad de corta duración. Eventos de este tipo se suceden con frecuencia en el Noroeste argentino, en particular en la alta Cuenca del Río Bermejo. Otras veces la remoción en masa o deslizamientos de laderas dan lugar a la formación de presas naturales, y consecuentemente a lagos y lagunas, que luego colapsan generando pulsos de inundación de gran magnitud. Un claro ejemplo de ello fue el colapso de la Laguna Carri-Lauquen, formada en la cuenca del Río Barrancas, afluente del Río Colorado, cuya ruptura dio lugar en enero de 1915 a la “crezca grande” (Gaviño Novillo *et al*, 2007)
- b) Inundaciones debido a procesos torrenciales: se producen en los valles de las regiones montañosas con caudales que transportan importantes volúmenes de sedimentos de fondo y en suspensión debido al tipo de régimen del escurrimiento. Poseen gran energía y a veces suelen trasportar detritos leñosos de gran volumen resultantes de la erosión de las riberas y su incorporación al curso de agua en cuencas con importante cobertura vegetal. Ejemplos de este tipo de inundaciones se dan a lo largo de la Cordillera de los Andes y otras áreas de Argentina
- c) Inundaciones fluviales por desborde: se producen en todos los valles fluviales frente a la incapacidad de conducción de los caudales máximos por el cauce principal de una cuenca, expandiéndose las aguas a la planicie de inundación e inclusive superándola hasta alcanzar paleocauces. Si bien su energía es menor, la duración de este tipo de inundaciones es muy grande y suele ocupar amplios sectores del territorio. Ejemplos de este tipo de inundaciones se dan con frecuencia en los grandes ríos de la Cuenca del Plata, como el Paraná y Paraguay.
- d) Inundaciones por falta de una red de drenaje: se producen en ambientes de llanura de baja pendiente en los cuales se manifiestan encharcamientos por carencia de una red de drenaje definida como consecuencia de la baja energía del paisaje para evacuar los excedentes. El movimiento de las masas de agua tiene lugar de manera mantiforme, condicionado por el escaso relieve, el nivel del agua subterránea, el viento y la infraestructura. Ejemplos de este tipo de inundaciones se dan en la zona de los Bajos Submeridionales y en el área Pampeana entre otros, como el caso de la Cuenca del Río Salado de la Provincia de Buenos Aires.

Como ejemplo de esta clasificación aplicada al caso del Noroeste de Argentina y sobre un total de 337 eventos desde el año 1900 hasta el año 2000 se pudo obtener los porcentajes relativos de los mismos (BETA/ENEL, 2001).

Algunos tipos de las inundaciones anteriores a su vez se ven condicionadas por otros procesos naturales como por ejemplo las mareas. La elevación de los niveles de los cursos de agua en estos casos tiene lugar debido a una elevación de los niveles de base del cuerpo receptor, condicionado a su vez por otros fenómenos como el viento (mareas meteorológicas). Un ejemplo clásico de este tipo de inundaciones tiene lugar en los diversos cursos de agua que desembocan en el Río de la Plata, sujeto a mareas tanto astronómicas como meteorológicas (sudestadas).

Las inundaciones a su vez pueden tener origen en procesos antrópicos o como una combinación de factores naturales y antrópicos. Entre ellas pueden identificarse las debidas al colapso de obras hidráulicas (presas, defensas, otros) o el inundaciones por revenimiento (elevación de la napa freática) como consecuencia del trasvase de volúmenes de agua desde otras cuencas.

Cuando tiene lugar cualquiera de estos tipos de inundaciones, su impacto recae principalmente en:

- la población
- las áreas urbanas
- la infraestructura
- los sistemas productivos
- los sistemas ambientales
- la dinámica económica
- las instituciones.

Estos impactos conllevan enormes consecuencias sociales, económicas y ambientales directas e indirectas, que se ven agravadas por el desconocimiento de las relaciones funcionales del régimen de las inundaciones como por la carencia de una cultura del agua. Ello se hace evidente tanto en

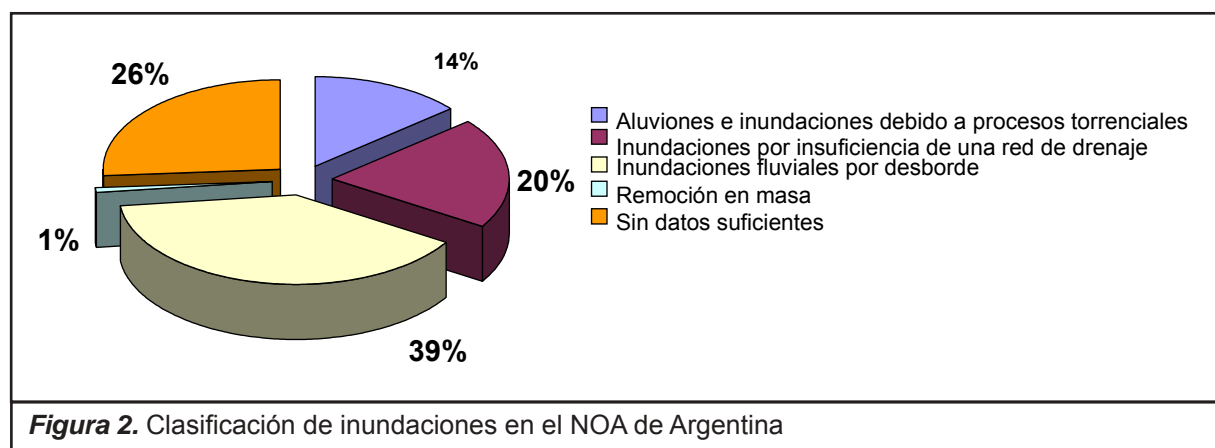
los procesos de toma de decisiones (que asignan inversiones predominantemente en infraestructura de protección), sin regular de manera acorde la ocupación del territorio y los valles de inundación.

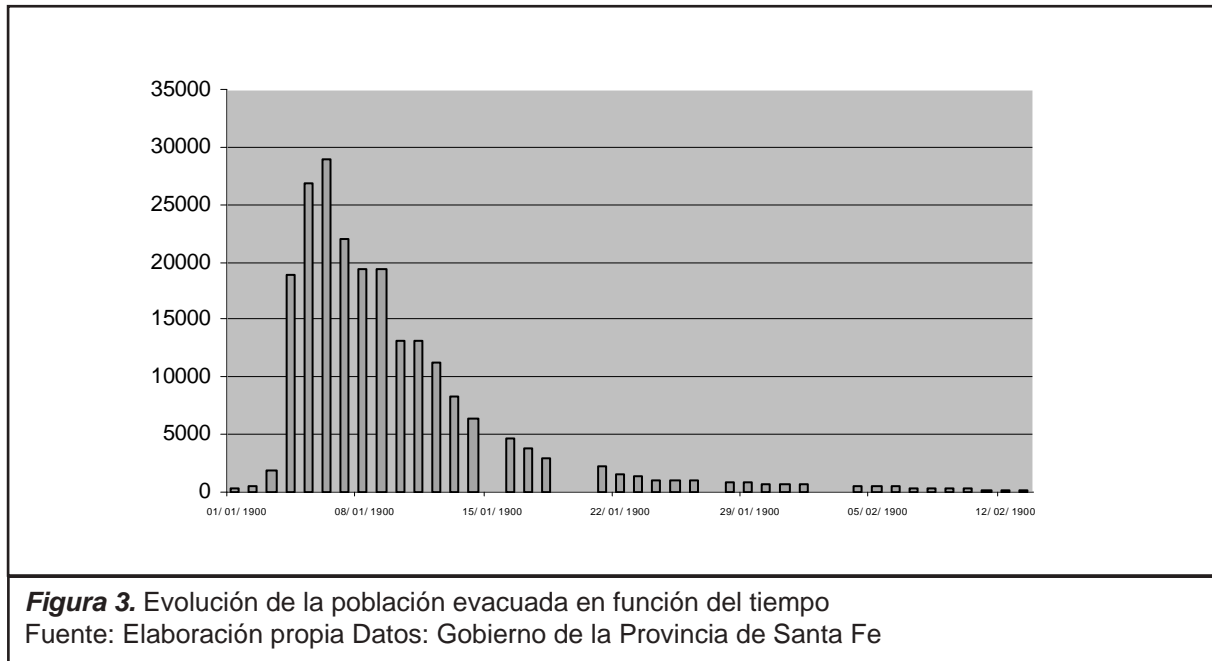
Uno de los impactos críticos durante las inundaciones surge de la evacuación de las personas una vez que los sistemas de protección son superados por la magnitud de un evento. La relocalización temporaria de las personas requiere de un apoyo logístico y una capacidad de organización siempre subestimada, que genera innumerables conflictos entre la sociedad y los gobiernos locales; entre los diversos sectores de la sociedad; y entre los mismos miembros del grupo de personas relocalizadas. La preeminencia de las costosas inversiones en infraestructura por lo general eclipsa las inversiones para la preparación frente a las emergencias, en parte porque ello implica un fuerte trabajo con las comunidades, largos plazos, el abordaje de situaciones complejas, todo ello en un contexto político-institucional determinado.

A título de ejemplo cabe citar la cantidad cercana a los 30.000 evacuados en la Ciudad de Santa Fe como consecuencia de las severas lluvias de fines de marzo de 2007 (Ver Figura 3), y la necesidad de brindarles abrigo, alimentación, y un mínimo de seguridad. Y si bien se habían construido y acondicionado albergues como parte de las tareas de prevención, durante la crisis hubo que improvisar nuevos albergues puesto que habían sido prácticamente destruidos y saqueados por algunos habitantes de esos sectores inundados (Calvo, Gaviño Novillo, Rohrman).

3. El ciclo de gestión del riesgo de inundaciones

La gestión del riesgo de las inundaciones debe ser entendida como un proceso continuo mediante el cual se logran atenuar los daños ocasionados por





situaciones extremas que superan los umbrales de daño percibidos por la sociedad. Ello implica considerar al menos tres instancias: evaluación, delimitación y mitigación (Gaviño Novillo & Sarandón, 2001). El proceso de toma de decisiones basado en la comprensión de este ciclo permite organizar las estrategias de gestión que permitan prevenir, mitigar o corregir los impactos mediante una combinación de medidas estructurales y no estructurales, mediante cuya implementación es posible finalmente reducir los daños potenciales (Ver Figura 4).

La primer etapa del ciclo corresponde a la evaluación del riesgo, y ello implica la determinación del conjunto de factores que intervienen en su cuantificación. Para ello existen distintas aproximaciones, siendo la más clara para el caso de los riesgos de inundación la propuesta por las Naciones Unidas y UNESCO (Varnes, 1984):

$$(1) \quad R_s = H.V$$

donde:

- R_s : (riesgo específico): indica el grado esperado de pérdidas debidas a un fenómeno natural,
- H :(peligro): indica la probabilidad de ocurrencia de un evento natural en un determinado período de tiempo y en un área dada potencialmente sujeta a dicho fenómeno,
- V : (vulnerabilidad): indica el grado esperado de pérdidas de un elemento o conjunto de elementos determinados sujetos al riesgo resultante de la ocurrencia de un fenómeno natural de una determinada magnitud.

Todos estos factores son adimensionales y varían

entre 0 y 1. A su vez, el riesgo total puede ser evaluado como:

$$(2) \quad R_T = R_s .E = H.V.E$$

donde:

- R_T : (riesgo total): corresponde al número de vidas perdidas, personas damnificadas, daños a la propiedad, etc., debidas a un fenómeno natural específico.
- R_s : (riesgo específico): indica el grado esperado de pérdidas debidas a un fenómeno natural,
- E : (elementos bajo riesgo): indica la población, propiedades, actividad económica, incluyendo los servicios en riesgo en un área determinada.

La evaluación del peligro (H) implica la determinación de los factores exógenos (variaciones térmicas extremas, precipitaciones intensas, variaciones de radiación, vientos fuertes, crecidas), que son función de la probabilidad de ocurrencia de los distintos tipos de eventos que dan origen a las inundaciones. De manera complementaria, caben considerar los factores endógenos (físicos, biológicos, socio-económicos) que son función de las propiedades intrínsecas de las características ambientales de la cuenca donde se verifica dicho evento, puesto que actúan como un factor multiplicador del peligro exógeno (Ver Figura 5). La combinación de ambos factores permite la evaluación total del peligro, que puede ser entendido como la fuerza dinamizadora del sistema ambiental (Gaviño Novillo & Sarandón, 2001a).

Si evaluamos únicamente la probabilidad de ocu-

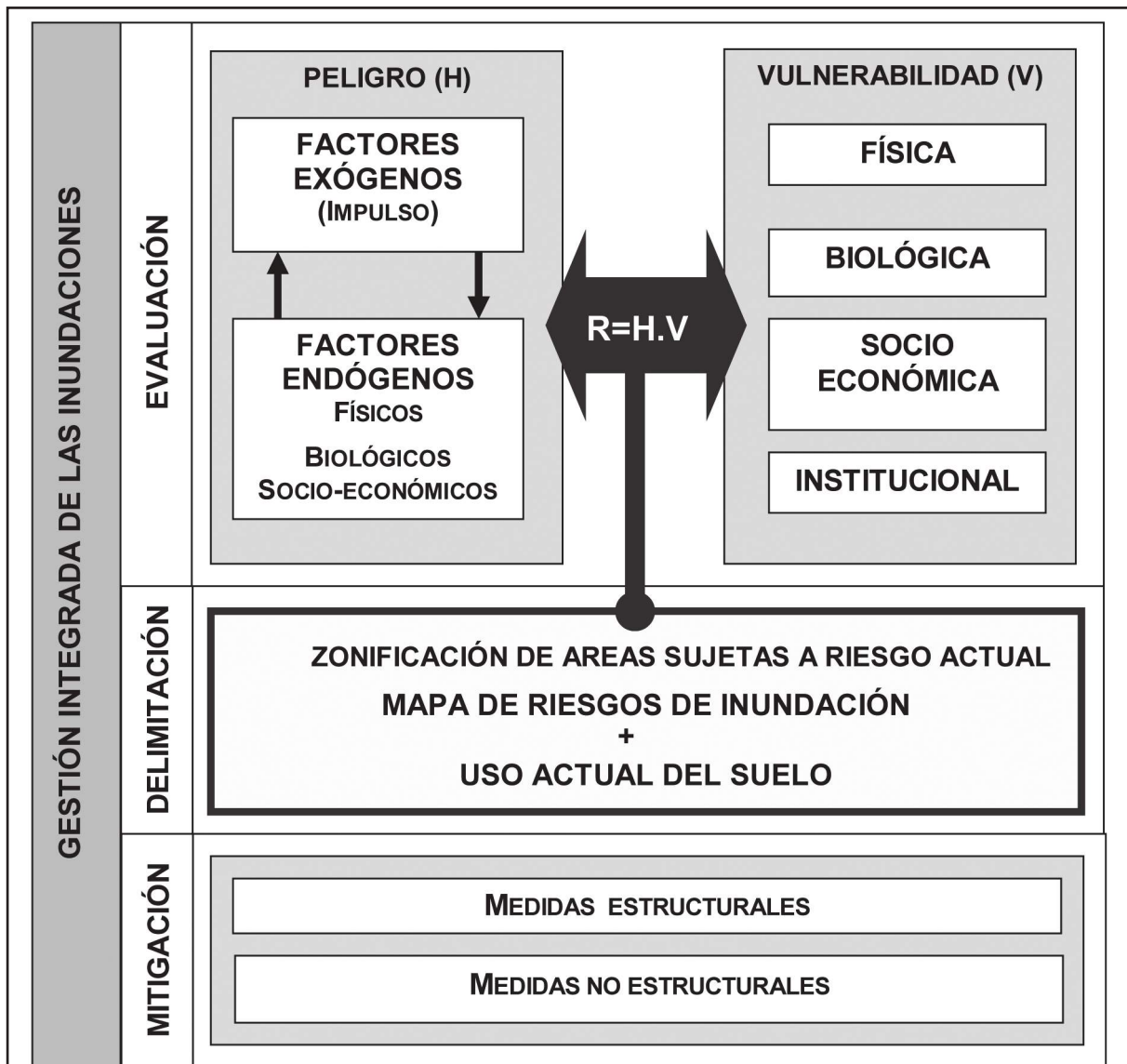


Figura 4. Ciclo de la gestión integrada del riesgo de inundación
Fuente: Elaboración propia

H Peligro	EXÓGENOS	Características climáticas e hidrológicas	Magnitud de la precipitación (intensidad, extensión, duración) Huracanes y tornados Incremento de la temperatura (derretimiento de nieve y hielo)
	ENDÓGENOS	Inestabilidad ambiental	Características geológicas (litología) Características geomorfológicas (geoformas) Características edáficas (erodabilidad) Relieve (pendientes) Ubicación topográfica (exposición y altitud) Cobertura vegetal (densidad y cobertura) Uso del suelo (intensidad) Susceptibilidad a la erosión Infraestructura Disponibilidad de nutrientes y contaminantes orgánicos e inorgánicos

Figura 5. Peligros endógenos y exógenos para la evaluación del riesgo de inundación
Fuente: Elaboración propia

rrencia de una variable exógena al sistema ambiental (evaluación sectorial), omitimos considerar una multiplicidad de factores propios que condicionan al peligro y las múltiples dimensiones del impacto de una crecida (distribución de caudales, sedimento en suspensión, calidad del agua). La gestión integral de las inundaciones requiere considerar el conjunto de factores que forman parte del proceso.

La combinación de factores explica, por ejemplo, procesos como la contaminación (natural), la eutrofización, la salinización, la erosión, que afectan la calidad del agua, de manera que la gestión integrada de las crecidas no sólo consiste en la gestión de volúmenes de agua, sino que son volúmenes que tienen propiedades que pueden tornar a las crecidas mucho más peligrosas aún. Por ejemplo, el relieve en tanto factor endógeno es un factor clave que incide en la potenciación o reducción de la velocidad de manifestación de una crecida.

Durante las inundaciones en la Ciudad de Bragado (Provincia de Buenos Aires) en noviembre de 2001, la capacidad de conducción del canal construido previamente durante las inundaciones de 1987 fue superada, lo que generó inundaciones en diversos sectores de la ciudad (Ver Figura 6).

En particular se produjo la inundación del matadero municipal y sus lagunas de tratamiento de efluentes, lo cual contaminó la masa líquida que se desplazaba aguas abajo hacia la Laguna de Bragado (Ver Figura 6). Esta situación, a su vez, se vio agravada por la ubicación de dicho establecimiento industrial, aguas arriba de la Ciudad. Las consecuencias de esta combinación de peligros derivó en innumerables casos de hepatitis en la población, mortandad y enfermedades (mastitis) del ganado, obligando a desechar gran cantidad de litros de leche, que a su vez fueron volcados en las aguas del canal. Se puede comprobar que más allá del tiempo de recurrencia de las crecidas, hubo una convergencia de factores no evaluados

que generaron importantes daños, precisamente por no haber incluido una visión integral en el proyecto de control de inundaciones (Sarandón, Gaviño Novillo, Guerrero Borges, 2002).

La vulnerabilidad (V), por su parte, es una medida de la susceptibilidad o predisposición intrínseca de los elementos expuestos a un peligro a sufrir un daño o una pérdida. Estos elementos pueden ser: la población, los centros urbanos, el sistema productivo, el patrimonio natural, etc., y por tanto es posible evaluar la vulnerabilidad por medio del análisis de sus componentes físicas, biológicas, socio-económicas e institucionales de manera separada (Ver Figura 4). Cabe señalar que el crecimiento poblacional, los procesos de urbanización, las tendencias de utilización del territorio, el empobrecimiento de importantes segmentos de la población, las formas de los sistemas de organización, y la presión sobre los recursos naturales han hecho aumentar en forma continua la vulnerabilidad general frente a una amplia gama de peligros.

A título de ejemplo se pueden identificar algunas variables que permiten evaluar la vulnerabilidad según diversas componentes:

- La vulnerabilidad social: en función de la densidad poblacional; la proporción de la población con necesidades básicas insatisfechas, el producto bruto municipal o provincial per cápita y el patrimonio cultural
- La vulnerabilidad de la infraestructura existente en el territorio; puentes, presas, líneas de alta tensión, caminos, sistemas de abastecimiento de agua potable y saneamiento.
- La vulnerabilidad del sistema productivo: en función de la aptitud productiva de las tierras y las actividades productivas relacionadas con el aprovechamiento económico.
- La vulnerabilidad político-institucional: en función de las capacidades locales, el grado de gobernabilidad, y la disposición presupuestaria para enfrentar las inundaciones.

El riesgo (RS o RT) finalmente, como se ha visto,



Figura 6. Inundaciones en Bragado y ubicación de establecimiento industrial

no es más que la probabilidad de que se presenten pérdidas o consecuencias económicas y sociales debido a la ocurrencia de un fenómeno peligroso, como resultado del grado de vulnerabilidad frente al mismo. La vulnerabilidad y el riesgo, por tanto, están directamente relacionados entre sí en función del grado de peligro de un fenómeno extremo magnificado por la componente endógena del peligro. Su evaluación puede lograrse por la superposición de los mapas de peligros y vulnerabilidad de manera integrada o por componentes.

La segunda etapa del ciclo de gestión integrada del riesgo implica la delimitación de las áreas sujetas a riesgo actual, lo que surge de la superposición de la cartografía de riesgo resultante de la primera etapa y los mapas de uso actual del territorio, como parte del ordenamiento vigente en un sector determinado. Ello permite obtener la distribución espacial de aquellos sectores del territorio que están sujetos a distintos grados de riesgo o aptitud actual. Esta tarea se ve ampliamente facilitada en la actualidad por el uso de sistemas de información geográfica que permiten la gestión de datos y metadatos de una manera integrada.

La tercer etapa, y la de mayor desafío creativo, es la de mitigación o atenuación del riesgo en los lugares identificados. Estas medidas pueden ser estructurales y no estructurales y estar orientadas hacia la mitigación de los peligros y/o de la vulnerabilidad (Ver Tabla 1).

4. Los nuevos marcos normativos para la gestión del agua

4.1. Las Directivas de la Comisión Europea

Entre los nuevos marcos normativos para la gestión de los recursos hídricos a nivel global cabe mencionar un conjunto de Directivas concurrentes establecidas por la Comisión Europea. En primer lugar la directiva de base para la gestión de los recursos hídricos (Directiva 2000/60/CE de política de aguas); la gestión de las inundaciones (Directiva 2007/60/CE de evaluación y gestión de los riesgos de inundación), y la de protección de las aguas subterráneas (Directiva 2006/118/CE contra la contaminación). La convergencia de estos instrumentos de gestión ha obligado a cada uno de los países de la Comunidad a adaptar las Directivas a los propios marcos normativos nacionales, iniciando una verdadera re-ingeniería en materia de gestión del agua, en particular la inclusión de la visión ecosistémica, y la gestión de las inundaciones. Poco a poco otros países alrededor del mundo siguen este proceso y adaptan sus propios marcos regulatorios en base a esta experiencia aún en pleno desarrollo e implementación.

4.2. La Directiva 2000/60/CE de política de aguas

Mediante esta Directiva, denominada marco, la Comisión Europea ha establecido la organización

		Peligro	Vulnerabilidad
Medidas	Estructurales	<ul style="list-style-type: none"> • Infraestructura de defensa • Ecotecnologías (biofiltros, humedales artificiales) • Operación de infraestructura (presas) 	<ul style="list-style-type: none"> • Equipamiento (comunicaciones) • Vehículos • Albergues para la población • Elevación de terrenos
	No estructurales	<ul style="list-style-type: none"> • Monitoreo ambiental • Creación de áreas protegidas • Investigación • Educación • Participación 	<ul style="list-style-type: none"> • Ordenamiento territorial • Sistemas de alerta • Normas y reglamentos • Educación ambiental • Planes de contingencia • Seguros contra inundación • Mapas de riesgo de inundación • Participación pública • Monitoreo

■ **Tabla 1.** Tipología de medidas para la gestión de inundaciones. Fuente: Elaboración propia .

de la gestión de los recursos hídricos con el fin de prevenir y reducir la contaminación, fomentar su uso sostenible, proteger y mejorar los ecosistemas acuáticos, y mitigar los efectos de las inundaciones y las sequías. Inicialmente se deben identificar las cuencas hidrográficas e incluirlas en demarcaciones hidrográficas (zonas marinas y terrestres que integran una o varias cuencas hidrográficas vecinas y las aguas subterráneas y costeras asociadas). las que han sido señaladas como las unidades preferenciales de gestión, sean estas nacionales o internacionales para el caso de recursos hídricos transfronterizos. En cualquier caso, los países deben designar una autoridad competente para la aplicación de la normativa.

Entre las diversas medidas, la Directiva prevé la elaboración de un Plan de Gestión y un Programa de Medidas en cada demarcación hidrográfica con objeto de:

- prevenir el deterioro, mejorar y restaurar el estado de los cuerpos de agua superficiales, lograr el “buen estado químico y ecológico” y reducir la contaminación debida a los vertidos y emisiones de sustancias peligrosas;
- proteger, mejorar y restaurar las aguas subterráneas, prevenir su contaminación y deterioro y garantizar un equilibrio entre su captación y su renovación;
- preservar las zonas protegidas.

Es dable mencionar que el “buen estado de las aguas” (*good status*) es una combinación simul-

tánea del mantenimiento de la morfología fluvial (restaurando las canalizaciones, derivaciones, cortas de meandros entre otros), manteniendo la cantidad de agua (asignando un caudal ambiental si fuera necesario) y la calidad del agua (química, física y biológica). Ello permite en la medida de lo posible el hábitat fluvial original.

A partir de los diez años de la implementación de la Directiva, los países deben garantizar la autosustentabilidad económica de la gestión del agua, incluyendo los costos destinados al mantenimiento de los ecosistemas

4.3. La Directiva 2007/60/CE de evaluación y gestión de los riesgos de inundación.

Esta Directiva vigente desde octubre de 2007, complementaria a la anterior, está directamente vinculada con el objeto del presente trabajo, e incluye tres instancias de aplicación:

- La evaluación preliminar
- Los mapas de riesgos de inundación
- Los planes de gestión de riesgos de inundación

Evaluación preliminar: Corresponde a una evaluación de los riesgos en cada sector de una cuenca que incluye un análisis de las inundaciones ocurridas en el pasado, la determinación de la probabilidad de inundaciones futuras, y los daños potenciales. En base a esa evaluación se clasifican las “zonas de riesgo potencial significativo” o las “zonas sin riesgo potencial significativo”, poniendo

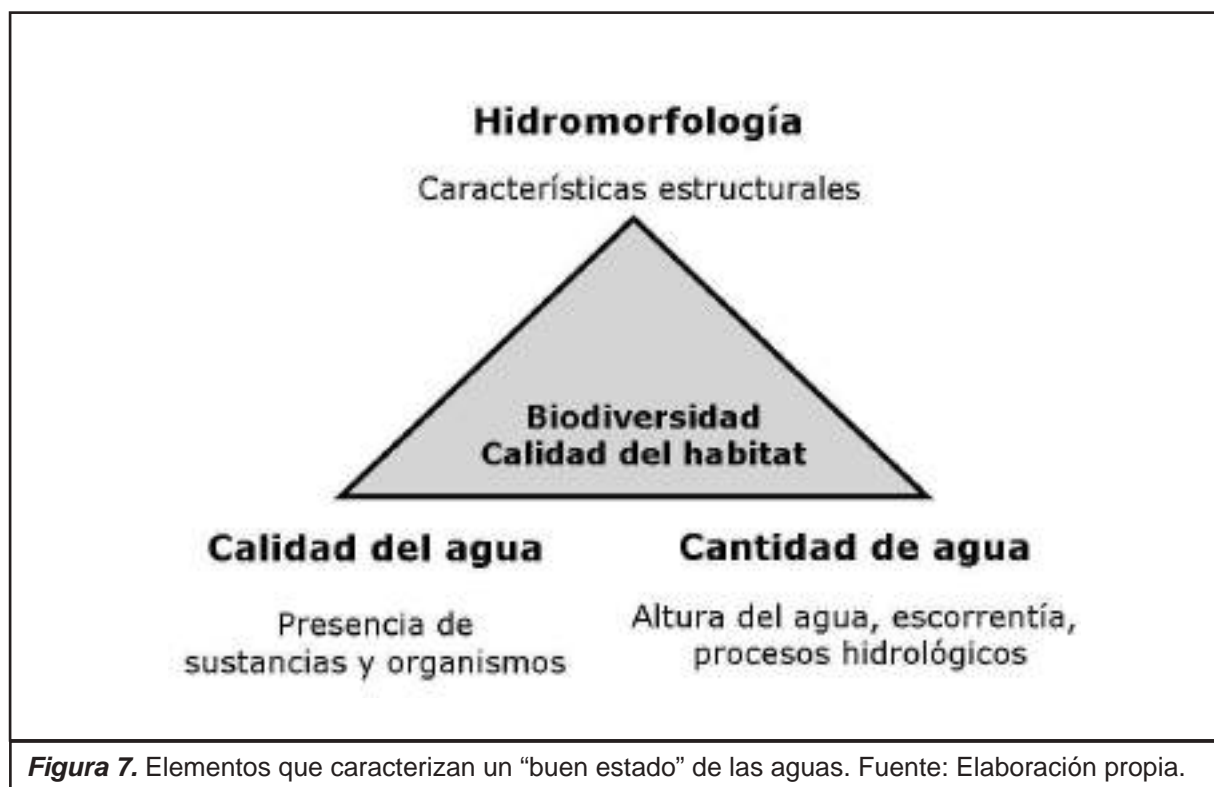


Figura 7. Elementos que caracterizan un “buen estado” de las aguas. Fuente: Elaboración propia.

dicha información a disposición del público. Dicha zonificación debe ser revisada cada seis años.

Mapas de riesgos de inundación: Complementariamente se deben identificar todas las zonas sujetas a riesgo y elaborar mapas que delimiten y clasifiquen dichas zonas según su nivel de riesgo (alto, medio o bajo) e indicar los daños potenciales que pueda ocasionar una inundación a la población local, a los bienes y al ambiente. Estos mapas deben quedar a disposición del público y ser revisados también cada seis años.

Planes de gestión de riesgos de inundación: Se deben elaborar e implementar en cada demarcación hidrográfica o cuenca un plan de gestión de los riesgos de inundación, los cuales deben ser elaborados en base al paradigma de la gestión integrada de los recursos hídricos. Si la zona considerada se sitúa en varios países, cada uno de ellos debe cooperar a fin de llegar, en la medida de lo posible, al establecimiento de un solo plan de gestión. Deben fijar un umbral de protección para cada cuenca hidrográfica, subcuenca o franja litoral, y establecer medidas que permitan respetar ese nivel de protección.

Las medidas de gestión deben orientarse a reducir el riesgo de inundación y sus potenciales consecuencias, buscando prevenir, proteger y preparar a la población. En su diseño deben considerarse los siguientes aspectos:

- la gestión integrada del agua y el territorio,
- la ordenación del territorio,
- los usos de la tierra y
- la protección de la biodiversidad.

Los “mapas de riesgo de inundación” y los “planes de gestión” deben ajustarse a la Directiva Marco del Agua, especialmente en lo que se refiere a la caracterización de las cuencas hidrográficas y a sus planes de gestión, así como a los procedimientos de consulta e información al público.

4.4. La Directiva 2006/118/CE relativa a la protección de las aguas subterráneas contra la contaminación

Esta norma, complementaria de las anteriores, tiene como objetivo establecer medidas específicas para prevenir y controlar la contaminación de las aguas subterráneas, incluyendo criterios para valorar el buen estado químico de dichas aguas, así como para la determinación y reversión de las tendencias significativas y sostenidas de contaminación. En particular se integra a la Directiva 2000/60/CE para prevenir o limitar el ingreso de contaminantes a las aguas subterráneas y evitar el deterioro del estado de todas las formaciones acuíferas. Complementariamente establece crite-

rios y procedimientos para evaluar el estado químico de las aguas subterráneas, incluyendo un anexo con una síntesis de las normas de calidad.

Como síntesis de las tres normas cabe señalar que la gestión integrada de las inundaciones, y la protección de la biodiversidad y el mantenimiento de los servicios ambientales provistos por los ecosistemas se han incorporado como tema prioritario a la agenda de los tomadores de decisión.

5. La dimensión ecohidrológica en la gestión de los recursos hídricos

5.1. Conceptos iniciales

Como recomendación de la Conferencia Internacional sobre la Agua y Medio Ambiente (Dublín, 1992), reconocida mundialmente por los principios que allí se adoptaron para la gestión integrada de los recursos hídricos, surgió la ecohidrología en tanto una nueva ciencia cuyo nombre surge de la fusión de los términos “hidrología” y “ecología”, que propone una nueva metodología de enfoque para la gestión del agua basada en una gestión sustentable y de largo plazo de los recursos hídricos. Se basa en la aplicación de los siguientes principios (Zalewski, 2009):

- Restablecer y mantener los procesos evolutivos de circulación del agua, nutrientes y energía a escala de cuenca,
- Amplificar la capacidad de carga (solidez) de los ecosistemas frente a la presión antrópica, y
- Usar las propiedades de los ecosistemas como herramientas de gestión del agua (ingeniería ecológica).

Su aplicación implica una regulación dual de los hidrosistemas mediante la cual: la hidrología puede ser empleada para regular la biota (H1); la manipulación de la biota puede convertirse en un instrumento para la regulación de los procesos hidrológicos (H2); y a su vez, ambas regulaciones se integran (H1 y H2) en una nueva ingeniería “blanda” que permita alcanzar finalmente una gestión sustentable de los recursos hídricos y el mantenimiento de los servicios ambientales provistos por los ecosistemas. Este enfoque fue adoptado por el Programa Hidrológico Internacional de la UNESCO a partir de la Quinta Fase del su Plan Estratégico en 1996.

La cuenca, desde la ecohidrología, es considerada como un “macrosistema ecológico” en el cual se establecen mutuas interacciones (ecológicas, hidrológicas y sociales) y cuya fisiología debe ser entendida como la de un sistema complejo, sujeto al conocimiento de la dinámica de los “hidrosiste-

mas” y sus relaciones con el clima, la hidroquímica, la hidrobiología, la ecotoxicología, la biología, la geología, la física, así como los procesos biológicos y sociales que tienen lugar en ella. Bajo estas premisas, el desafío de aplicar el *enfoque ecohidrológico* requiere pensar en términos interdisciplinarios, orientando el proceso de toma de decisiones en base a evidencia científica proveniente de ambos campos disciplinarios.

5.2. Consideraciones ecohidrológicas para la gestión integrada de las inundaciones

En el caso de cuencas con aportes provenientes de contaminación difusa, la concentración de nu-

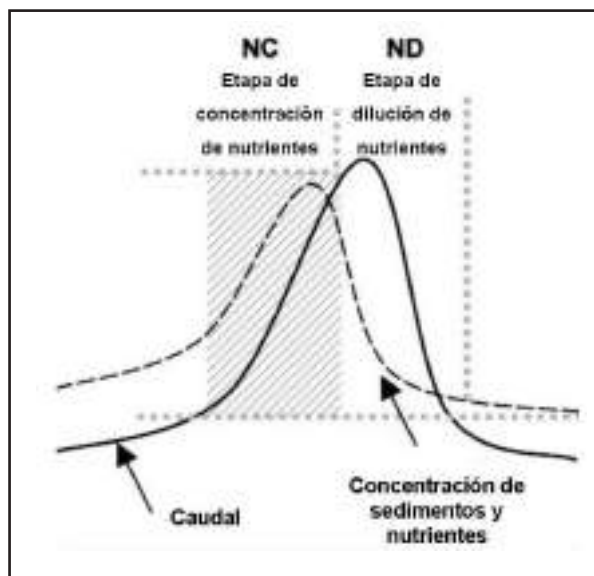


Figura 8. Concentración/dilución de nutrientes e hidrograma de una crecida.
Fuente: Zalewski & Wagner, 2003

trientes durante los periodos de inundaciones se incrementa. Las lluvias incrementan la escorrentía, y consecuentemente la erosión y la lixiviación de nutrientes que finalmente se traduce en elementos que son transportados desde la cuenca hasta los cuerpos receptores finales. La experiencia ha demostrado las siguientes hipótesis:

- Las concentraciones de nutrientes durante las crecidas ordinarias son más altas que durante las crecidas repentinas.
- Las concentraciones de nutrientes son mayores durante las crecidas ordinarias que durante los eventos extraordinarios. Las cargas de nutrientes transportados en el primer caso son generalmente mayores.
- Las mayores concentraciones y cargas de nutrientes tienen lugar durante la primera etapa de las crecidas ordinarias, o sea en la rama ascendente del hidrograma (etapa de concentración de nutrientes). Durante la misma, las cargas transportadas por escorrentía son las más altas (Ver Figura 8.).
- Antes de que el caudal llegue al pico, las concentraciones y cargas de nutrientes comienzan a disminuir y siguen con este patrón durante el período posterior al caudal pico (etapa de dilución de nutrientes. (Ver Figura 8.).

Estas hipótesis han sido validadas en diversos trabajos de investigación sea tanto para el caso de los sedimentos (Ver Figura 9) como para diversos contaminantes (Ver Figura 10).

Según los supuestos anteriores, y con objeto de mejorar la calidad del agua mediante los principios de la ecohidrología, los valles de inundación pueden adecuarse para retener la carga de contaminantes transportados durante las crecidas mo-

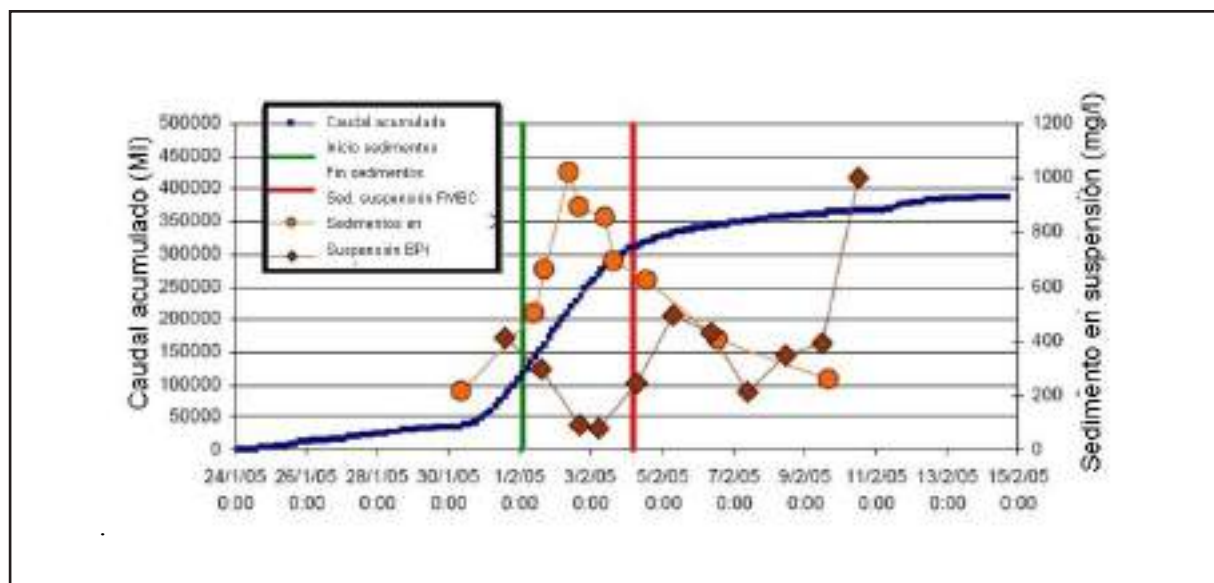


Figura 9. Sedimentos en suspensión y caudal acumulado de una crecida
Fuente: Adaptado de Ford (2006)

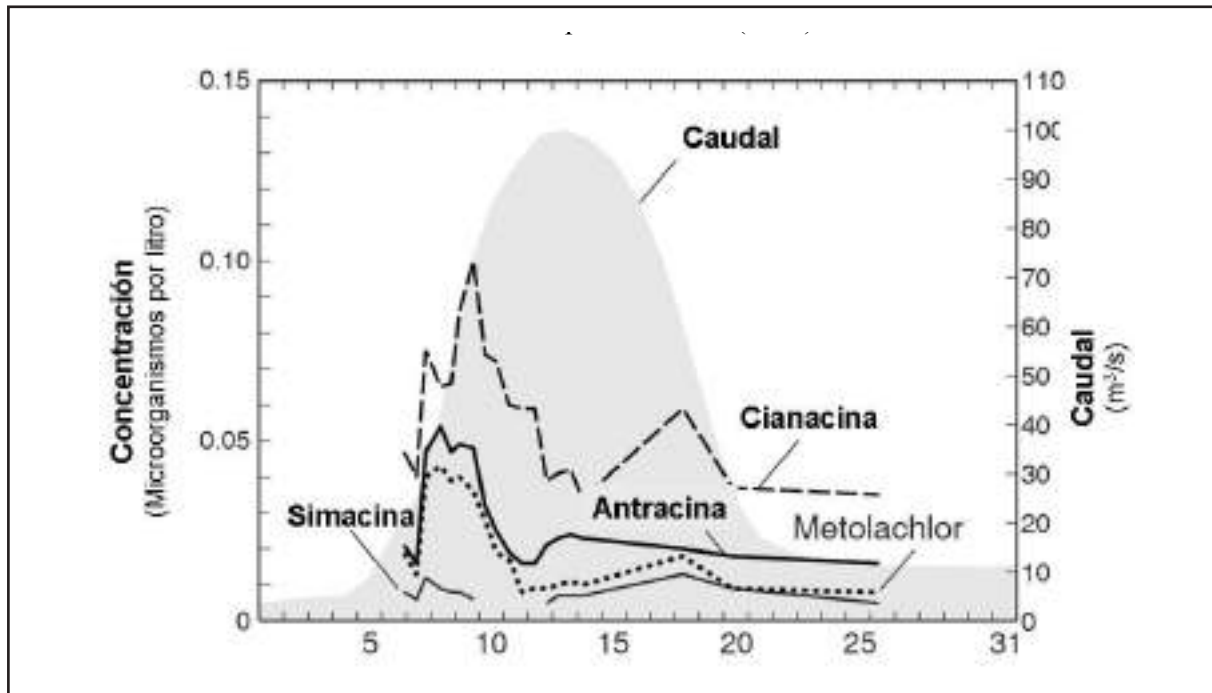


Figura 10. Concentración/dilución de nutrientes e hidrograma de una crecida
Fuente: Adaptado de Hippe, Wangness, Frick & Garrett

deradas o frecuentes.

Ello se puede lograr derivando la primer parte del hidrograma con mayor carga orgánica contaminante hacia las planicies de inundación mediante un umbral de fondo en el cauce principal. El agua ingresa en la planicie en un nivel específico cuando las concentraciones de nutrientes comienzan a incrementarse durante la etapa de crecimiento del hidrograma, momento en el cual las aguas se dispersan en la planicie donde nutrientes y sedimentos transportados son fijados por la vegetación implantada al efecto (*salix*) que finalmente se transforma en biomasa. Estos niveles deben ser determinados empíricamente.

De manera posterior, la crecida se concentra en el cauce principal favoreciendo la evacuación de las aguas con una menor carga contaminante. Este biofiltrado aportado por la propia naturaleza mejora la calidad del agua de la crecida, y disminuye el aporte de contaminantes a los cuerpos receptores finales.

Una alternativa a la derivación de caudales a una planicie de inundación es la construcción de un biofiltro en un cuenco. En el caso del Plan Director de las Cuencas de los Arroyos Trabunco-Quitrahue afluentes del Arroyo Pocahullo que desemboca en el Lago Lácar (San Martín de los Andes Neuquén) se implementó un mejoramiento de la calidad del agua y una restauración de la biodiversidad. Los desagües pluviales de un sector de la ciudad, con calles sin pavimento, fueron derivados a un cuen-

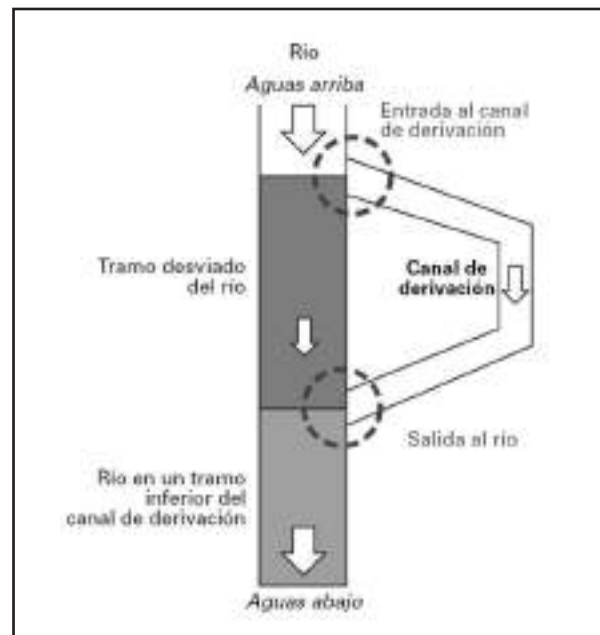


Figura 11. Derivación de caudales en la planicie de inundación
Fuente; Adaptado de OMM

co que contiene un biofiltro cuyo objeto era capturar los sedimentos, fijar los nutrientes y mejorar en consecuencia la calidad del agua del Arroyo Pocahullo. Como se puede comprobar en el registro fotográfico (Ver Fotos 1 y 2), pequeñas medidas de bajo costo (ingeniería blanda), usando la regulación dual propuesta por la ecohidrología permiten mejorar la calidad ambiental, al margen de mejorar el paisaje urbano (Gaviño Novillo, 2004).



Fotos 1 y 2. Foto 1 y 2: Biofiltro en Parque Lineal del Arroyo Pocahullo
San Martín de los Andes - Neuquén

Categoría	Descripción	Estrategias de políticas y de gestión
TIPO I Catastróficas	Grandes cambios en la morfología de los ríos, impacto geomorfológico regional con deslizamiento generalizado de laderas, contaminación generalizada del agua, destrucción de la infraestructura principal, destrucción de áreas urbanas y sistemas productivos en el valle de inundación y áreas aledañas	Respuesta frente a la emergencia, evacuación total, sistemas de alerta, evaluación de la vulnerabilidad, educación ambiental, sistemas de información.
TIPO II Desastrosas	Agua y sedimentos dentro de la planicie de la inundación, erosión y sedimentación fuera del cauce del río, daños para puentes y caminos pequeños cambios en geofomas (deslizamientos), contaminación regional	Ordenamiento territorial, sistemas de alerta, evaluación de la vulnerabilidad, evacuación de grandes sectores de la población, educación ambiental, sistemas de información.
TIPO III Grandes	Eventos frecuentes con agua y sedimentos en la planicie de la inundación, erosión y sedimentación dentro del cauce del río, daños a la infraestructura dentro de la planicie de la inundación, movimiento de detritos leñosos.	Ordenamiento territorial, gestión integrada de cuencas, ecotecnologías
TIPO IV Frecuentes	Eventos frecuentes con el agua dentro del cauce, agua y sedimentos dentro del cauce principal del río (elevación del nivel), daños para alguna infraestructura dentro del cauce del río.	Gestión integrada de cuencas, ecotecnologías

Tabla 2. Estrategias para la elaboración de políticas de gestión integrada de las inundaciones para diferentes tipos de eventos

6. Categorización de inundaciones y estrategias de gestión

Considerando que la frecuencia de las crecidas es usada generalmente casi de manera exclusiva como elemento de toma de decisión para la gestión de las inundaciones, pero que es necesario incluir la dimensión ambiental, se ha elaborado una propuesta de categorización de eventos de inundación a fin de orientar la elaboración de

políticas y estrategias de gestión integrada para minimizar los daños asociados (Sarandón, Gaviño Novillo, Guerrero Borges, 2010).

Para los *eventos catastróficos*, la estrategia de gestión está vinculada con políticas de buen uso del territorio que evite el desarrollo de obras de infraestructura y promuevan un uso de baja intensidad del suelo en zonas locales inestables. También debe complementarse con un plan de contin-

gencia efectivo elaborado con las comunidades a fin de organizar la evacuación y asistencia para las zonas más susceptibles.

Para los eventos desastrosos, la estrategia debe estar vinculada con la identificación y aplicación de una gestión integrada de cuencas, complementada con buenas políticas de ordenamiento territorial y planificación para las contingencias..

Para los grandes y pequeños eventos, la estrategia debe estar vinculada con la aplicación de una gestión integrada de cuencas, con el fin de mantener una fuerte cobertura de vegetación para controlar los procesos erosivos y biofiltrar contaminantes.

En cualquier caso la restauración y conservación de los valles de inundación en una condición cercana a la original sin duda es la solución más económica y sustentable a largo plazo.

7. Conclusión

La gestión de inundaciones para ser integrada requiere de un gran esfuerzo aún para superar una mera aproximación hidrológica de análisis y el uso de medidas de atenuación basadas predominantemente en las medidas estructurales. Ello por una parte requiere un análisis complementario de los factores endógenos de los peligros hidrológicos presentes en las cuencas de aporte (erosión, con-

taminación difusa, ordenamiento territorial entre otros) y el análisis de la vulnerabilidad presente y futuro de manera prospectiva, para finalmente evaluar el riesgo de las inundaciones y los procesos asociados.

Esto nos llevará a elaborar cartografía de riesgo de inundaciones y procesos asociados integral que brinde a los tomadores de decisión una visión más amplia de los daños potenciales. Los mapas así elaborados permitirán identificar las mejores medidas para atenuar el efecto de las inundaciones. En esta instancia es cuando se deberá apelar al tercer principio de la ecohidrología para identificar y diseñar medidas de ingeniería blanda (ingeniería ecológica) en tanto una aproximación alternativa a las obras tradicionales, y sobre todas las cosas la construcción de una cultura que se base en la convivencia con las inundaciones y no su dominio, algo que la historia de las inundaciones ha demostrado imposible.

En consecuencia, es necesario desarrollar marcos metodológicos para la evaluación integral de los riesgos de las inundaciones, ya asumidos en la Comunidad Europea a partir de octubre del 2007 por marcos regulatorios claros, y la aplicación práctica de los principios de la ecohidrología.

A lo largo de este trabajo se ha propuesto un marco conceptual, principios y ejemplos de control de inundaciones desde la perspectiva ecohidrológica que podrán multiplicarse en tanto y el cuanto la gestión de las inundaciones de un salto cualitativo hacia una visión realmente integrada.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ford, P. 2006 *Nutrient dynamics and sediment budgets in the Fitzroy estuary during a flood event*, Cooperative Research Centre for Coastal Zone, Estuary & Waterway Management, Technical Report 72, CSIRO Land and Water, GPO Box 1666, Canberra ACT 2601.
- Hippe, D. Wangsness, E. Frick. Garrett.J. 1996 *Suspended sediment and agricultural chemicals in floodwaters caused by tropical storm Alberto*, Geological Survey Water-Resources Investigations Report 94-4183, National Water-Quality Assessment Program, Program in Georgia.<http://ga.water.usgs.gov/publications/acfalber/acfalber.html>
- Gaviño Novillo.; J. M: y R. Sarandón. 2000. *El uso de indicadores ambientales y de intervención en la gestión ambiental*. Indicadores ambientales 2000. H.Doc Serie Gestión Ambiental No. 3. Cap. I: 4-34.
- Gaviño Novillo, M., Sarandón, R; 2001b. *Evaluación ambiental regional, Estudio Regional de Riesgos Hidrogeológicos del Noroeste Argentino*, Estudio E3 para BETA Studio-ENEL Hydro, Inédito
- Gaviño Novillo, J.M. 2002 *The use of eco-engineering in a watershed management program in Southern Patagonia*, Journal of Ecohydrology & Hydrobiology, Volume 2 N° 1-4 – 2002, 105-112
- Muschong, D.; R. Sarandón y J. M. Gaviño N. 2005. *Las evaluaciones ambientales regionales aplicadas*

a unidades de gestión territorial. Actas del III Seminario Internacional: La Interdisciplina en el Ordenamiento Territorial. CIFOT-FFyL (UNC). 15 pags.

Paoli, C. U. 2008. *Apuntes de clases de inundaciones, Hidrología de Superficie Avanzada*, Maestría en Ecohidrología, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de La Plata.

Sarandón, R; Gabellone,N; Gaviño Novillo,M; Casco, M; Bassani,S 2000. *Monitoreo ambiental de la operación de una central hidroeléctrica: estrategia, Síntesis y conclusiones*. H.Doc Serie Gestión Ambiental No. 1: 127 - 136. Departamento de Hidráulica, FI-UNLP.

Varnes, D. 1984 *Landslide hazard zonation, A review of principles and practice*, Natural hazards N° 3, UNESCO, Paris.

Eventos extremos en cuencas de montaña de régimen pluvionival en el contexto del cambio climático

ITURRASPE, Rodolfo⁽¹⁾⁽²⁾ y URCIUOLO Adriana⁽¹⁾⁽²⁾

⁽¹⁾ Universidad Nacional de la Patagonia San Juan Bosco,
Argentina.

⁽²⁾ Dirección General de Recursos Hídricos, Prov. de Tierra del
Fuego, Argentina. iturraspe@tdfuego.com

RESUMEN

La definición de parámetros hidrológicos requeridos para el diseño de obras hidráulicas y para el manejo de los recursos hídricos orientado a la prevención de riesgos requiere establecer presunciones confiables relativas a la ocurrencia de eventos extremos. El paradigma del cambio climático, hoy indiscutible, pero que sin embargo no era objeto de especial preocupación antes de la década del 80, ha dado lugar en los últimos años a la discusión en la materia dado el grado de incertidumbre en la previsión de valores extremos que se motiva en la identificación de tendencias definidas en series hidrológicas y climáticas. Atendiendo a este problema y considerando que la región austral de Argentina presenta características particulares en materia

de tendencias climáticas, y que las cuencas con cabeceras en la Cordillera presentan contribuciones de origen nival, este artículo analiza las situaciones que dan lugar a crecidas extraordinarias en diferentes tipos de cuencas de régimen pluvionival de Tierra del Fuego, en base al análisis de casos. Paralelamente se presentan resultados sobre tendencias observadas en materia de precipitación y temperatura para finalmente discutir y formular consideraciones relativas a las implicancias del cambio y la variabilidad climática sobre la frecuencia de situaciones desencadenantes de eventos extremos y considerar recomendaciones tendientes al logro de previsiones más confiables.

1. Introducción

Las clásicas metodologías para el análisis de las crecidas de proyecto se basan en gran medida en el análisis de series históricas extensas - ya sea de caudales máximos o de precipitaciones- o bien de eventos extremos observados, bajo el supuesto de que en el futuro se mantendrá una similar distribución estadística a la observada en el pasado. No obstante, la identificación de tendencias en las variables climáticas definitorias de crecidas extraordinarias indica que en escenarios futuros es factible que se produzcan cambios en las características y en la frecuencia de este tipo de eventos, lo que genera incertidumbre al momento de establecer parámetros de diseño de obras hidráulicas y para la toma de decisiones vinculadas al manejo de los recursos hídricos. Milly (2008) en su artículo "Stationarity is dead", publicado en *Science*, es contundente en su conclusión sobre cómo el cambio climático desvirtúa la básica hipótesis de condición estacionaria para las variables hidrológicas, que históricamente ha dado sustento a las metodologías asumidas para el manejo de dis-

ponibilidad de agua, demandas y riesgos. Knox (2000) plantea, en base a estudios paleohidrológicos que pequeñas variaciones en las medias de variables climáticas producen grandes cambios en los extremos.

Las tendencias detectadas en el comportamiento hidrológico de los ríos del sur de Sudamérica no son homogéneas debido a que si bien el incremento de la temperatura responde a un patrón general relativamente homogéneo, en materia de precipitación se verifican contrastes entre diferentes regiones y difiere además la respuesta de las cuencas a la variabilidad climática, ya sea por diferencias en la naturaleza de los procesos dominantes en el contexto del ciclo hidrológico como por los distintos usos de la tierra en dichas cuencas.

En el caso de Tierra del Fuego, donde el escurrimiento responde a un régimen pluvionival, las precipitaciones, vinculadas a sistemas frontales y al pasaje de centros de baja presión, presentan baja intensidad, lo que mitiga la magnitud y la frecuencia de las grandes crecidas. Esta condición

da lugar a que la ocurrencia de eventos extremos esté condicionada a la concurrencia de varios factores concomitantes.

El objetivo de este trabajo es identificar aspectos relevantes de las condiciones desencadenantes de eventos extremos en cuencas de la provincia más austral de la República Argentina, analizar aspectos locales de la variabilidad climática y tendencias detectadas para finalmente vincular ambos aspectos y considerar influencias de las tendencias climáticas sobre la frecuencia e intensidad de los eventos extremos.

2. Metodología

El análisis de los factores que condicionan las crecidas extremas en cuencas de montaña de régimen pluvionival se desarrolla a partir de tres casos de estudio, que corresponden a cuencas de diferente escala y elevación (*Figura 1*): la del Río Grande, la mayor de Tierra del Fuego (8680km²), con cabeceras en cordillera pero con gran desarrollo en el ambiente de transición y de estepa; en tanto que las restantes son propias del ambiente de cordillera: la cuenca del río Hambre (18,9 km²), que es subcuenca del río Lasifashaj y la cuenca del Ao. Buena Esperanza (12.9 km²), situada en proximidades de la ciudad de Ushuaia. El objeto de los casos de estudio no es la formulación de un reporte exhaustivo de cada evento sino identificar evidencias de las condiciones más propicias que desencadenan las crecidas extraordinarias,

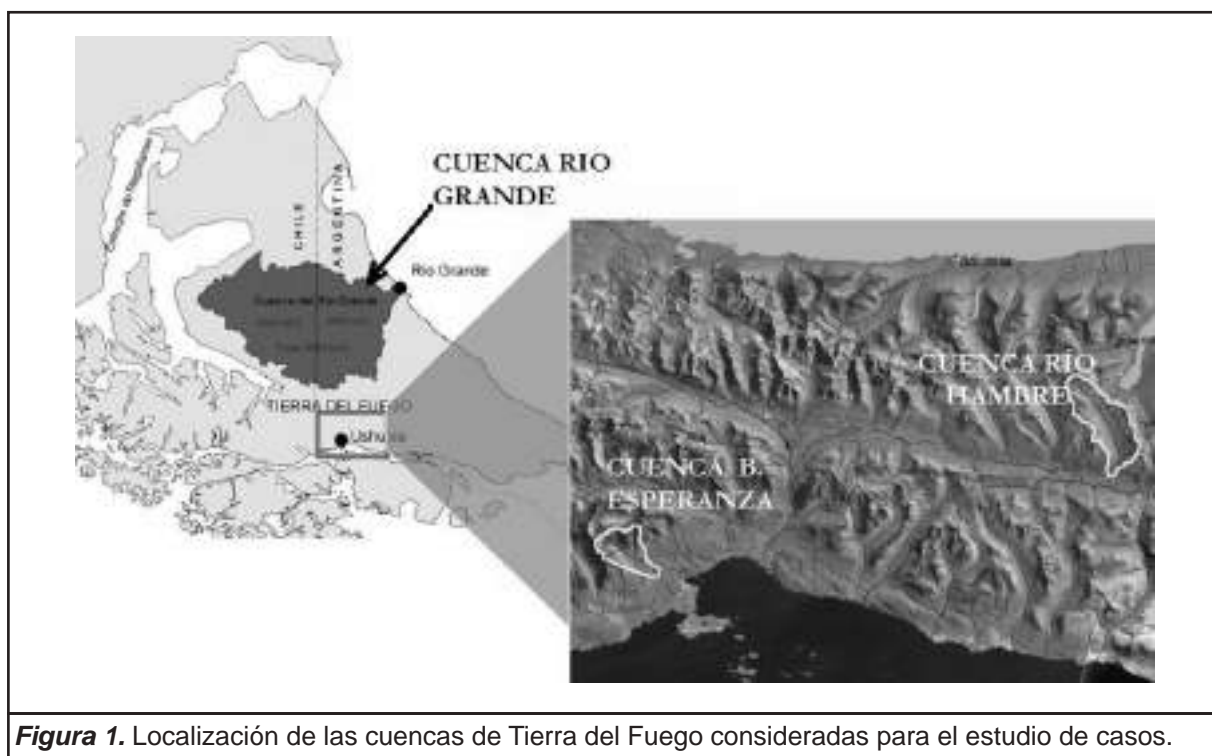
en un medio donde, como ya se ha expresado, la intensidad de precipitación reviste siempre características moderadas, debido a la ausencia de situaciones meteorológicas convectivas.

3. Resultados

Las crecidas en Tierra del Fuego pueden ser producidas por:

- Lluvias intensas (precipitación líquida en la mayor parte de la cuenca)
- Fusión de la nieve estacional
- Combinación de ambas situaciones (lluvia sobre nieve)

Según se describe a continuación y de acuerdo a lo que se puede apreciar en los diferentes casos de estudio, los tipos de eventos desencadenantes adquieren diferente relevancia según las características de las cuencas. Uno de los factores determinantes es la altimetría de cada cuenca, que en los casos seleccionados presenta contrastes, según se puede apreciar en la *Figura 2*. En cuencas en las que dominan cotas bajas, el manto de nieve estacional es inestable y predominan las precipitaciones líquidas sobre la mayor parte de la cuenca, aún en invierno. En la medida que las cuencas se desarrollan en mayor proporción sobre cotas elevadas, las lluvias de invierno sólo se manifiestan en los niveles inferiores, en tanto que predomina la acumulación de nieve en los niveles más altos. Otro factor a considerar es la extensión de las cuencas. Las de mayor dimensión, exceptuando



la del Fagnano, se corresponden con la vertiente Norte y tienen desarrollo importante sobre tierras bajas del ambiente ecotonal de transición, por debajo de los 200 m.

Estudio de caso 1: Cuenca del río Grande

El 30/6/2006, se produjo una inundación sin precedentes en registros históricos, por los niveles alcanzados por las aguas, por su permanencia y por la extensión del área de afectada. Fue resultado de condiciones antecedentes particulares y una anomalía climática desencadenante. El primer semestre de 2006 presentó características húmedas en el centro y Norte de la Provincia, con precipitaciones próximas al total anual que duplicaron las del mismo período del año 2005. Una crecida previa al evento, ocurrida 1/5/2006 que superó las máximas anuales ordinarias, es indicadora de las condiciones antecedentes.

En este contexto, en junio se registraron importantes nevadas y promediando el mes, un centro de alta presión se instaló en la región determinando condiciones muy frías y congelamiento del suelo (mínimas en Tolhuin de -18°C). Hacia fin de junio este anticiclón se desplazó a la altura de Islas Malvinas y un centro de baja presión se posicionó al Oeste de TdF (Figura 3). Esta situación sinóptica indujo el ingreso de aire cálido y húmedo desde el Norte, provocando lluvias entre el 28 y el 30/6

(en algunas estaciones también el día 27). En la zona costera no fueron éstas excepcionales (36 mm en R. Grande y 40,5 mm en Ea. M. Betty) pero en cordillera, por elevación y enfriamiento del aire húmedo estas cifras se multiplicaron (102 mm en Paso Garibaldi, 400 m s.n.m.). La temperatura permitió precipitación en forma líquida en cotas altas, acelerando la fusión de la nieve. Así, se conjugaron varias situaciones:

- Excepcional situación de humedad previa y presencia de nieve almacenada en zonas altas.
- En las zonas bajas lluvias moderadas a intensas, sobre suelo congelado, sin capacidad de infiltración y humedales sobresaturados, dio lugar a elevado coeficiente de escorrentía.
- Lluvias muy intensas y acelerado proceso de fusión de la nieve en la Cordillera y en la transición, producido por la acción conjunta del ingreso de aire cálido y las lluvias.

Debido a la dimensión de la cuenca, el factor que predispuso el evento fue la condición extraordinaria de humedad antecedente, que en las cuencas pequeñas de cordillera, de más rápida respuesta, es de menor significación. Las Figuras 3 y 4 muestran las isohietas de la tormenta y los caudales de crecida en tanto que la Figura 5 ilustra la magnitud de la inundación.

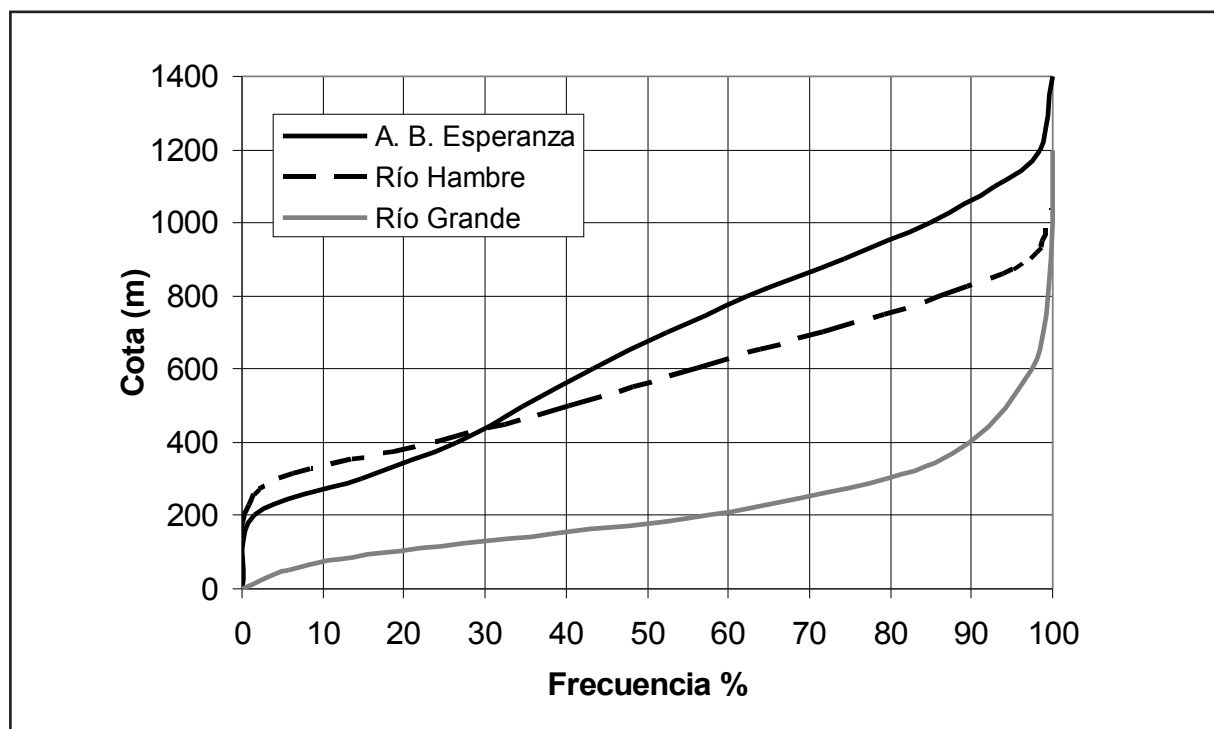


Figura 2. Curvas hipsométricas correspondientes a las cuencas analizadas. Se aprecia en el caso del río Grande que el 90% de la superficie se localiza debajo de los 400 m.

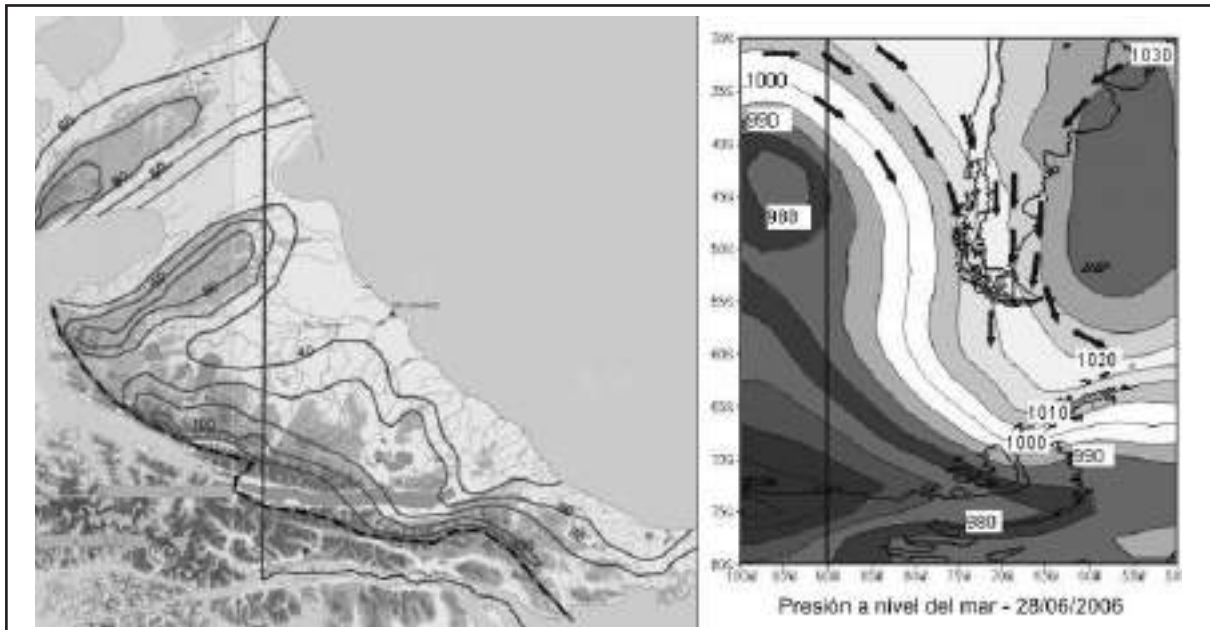


Figura 3. Isohietas del 28 al 30/6/06. La línea punteada indica el límite sur del área en que la tormenta tuvo intensidad significativa. El mapa de la derecha muestra los sistemas de alta (al E) y baja presión (al W) que indujeron el desplazamiento de aire cálido y húmedo hacia TdF. Normalmente estos sistemas tienen un posicionamiento relativo opuesto.

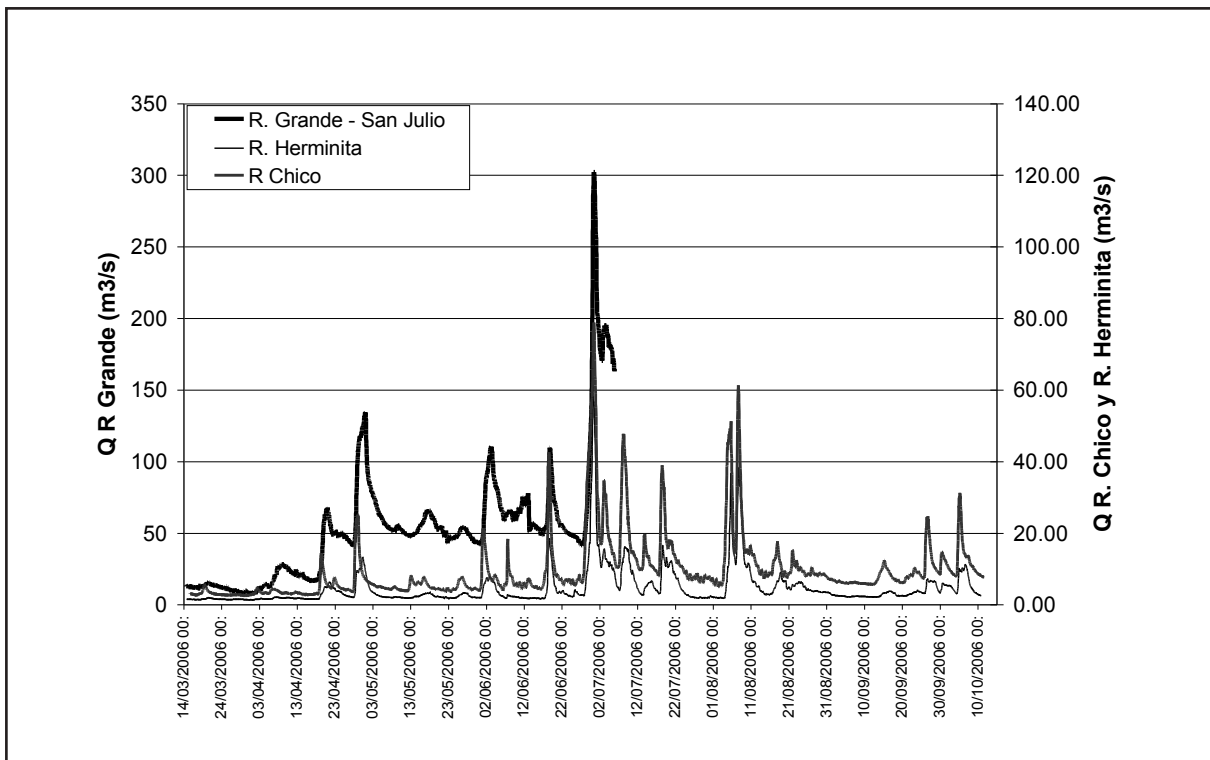


Figura 4. Crecidas de los ríos Grande, Herminita y Chico, en proximidades del límite. La escala de referencia para los dos últimos es la de la derecha. El registro del Río Grande se interrumpió luego de que el data logger fuera cubierto por el agua. Se estima en 500 a 550 m³/s el máximo caudal en la desembocadura del R. Grande el 30/6/2006. Lluvias en Julio prolongaron el anegamiento de áreas rurales. Tres picos previos a la máxima crecida superan 100 m³/s, cada uno es de la magnitud de una crecida máxima anual.



Figura 5. Río Grande, desde el Puente de la Rta N. 3, el 1/7/2006 a las a las 17 hs.

Estudio de caso 2: Cuenca del río Hambre

Las cuencas de montaña se caracterizan por su rápida respuesta a los eventos climáticos, por lo cual las precipitaciones intensas son determinantes de avenidas importantes. Sin embargo, debido al gradiente altitudinal de temperatura, sobre los 800-900 m las precipitaciones se producen en forma sólida durante la mayor parte del año, lo cual

restringe las posibilidades de crecidas extraordinarias en cuencas con significativo desarrollo altitudinal.

La cuenca del río Hambre, afluente del río Lasifashaj, si bien corresponde al ambiente de cordillera, es relativamente baja, con un 85% de su superficie por debajo de los 800 m s.n.m. Tal condición da lugar a que en episodios cálidos de fines de otoño y comienzos de invierno se puedan producir eventos de lluvia sobre nieve, ya que la acumulación comienza en estas cuencas a partir de mayo, tal como ocurriera en el caso del máximo evento observado, ocurrido el 2/6/2000. Las características del evento se muestran a continuación la figura 6 y en la tabla 1.

Precipitación total:	91.5 mm
Duración:	17 hs
Temperatura (a 380 m.s.n.m)	entre 3,5 y 5,2 oC
Q max	25 m ³ /s
Qmax/Qmed= 41	41.6
Tipo de evento:	Lluvia sobre nieve

Tabla 1. Características del evento del 2/6/2000 en la cuenca del río Hambre

La torrencialidad de estos cursos da lugar a consecuencias adicionales a las que ordinariamente se derivan de las grandes avenidas. Las crecidas anuales ordinarias tienden a producir acumulacio-

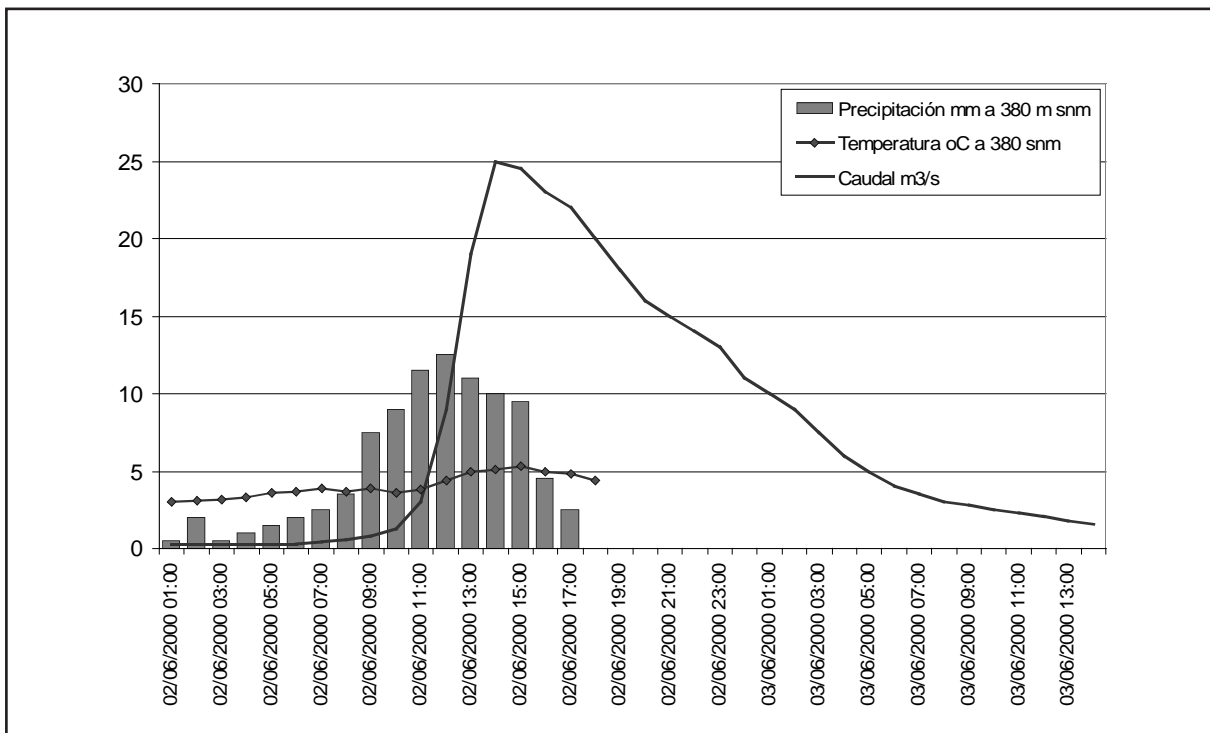


Figura 6. Precipitación, temperatura e hidrograma de crecida del 2/6/2009 en la cuenca del río Hambre

nes de troncos sobre tramos de cauces, que son removilizadas por las crecidas extraordinarias, generando acarrees de mayor magnitud como ocurriera en el año 2000 en el río Cambaceres (figura 7), cuyas cabeceras se encuentran relativamente próximas a las del río Hambre.

El transporte de grandes volúmenes de fragmentos leñosos es un factor de riesgo muy importante para todo tipo de instalaciones ubicadas sobre el cauce y en el valle de inundación, en particular para los puentes, ya que generan obstrucción del escurrimiento, incremento de los niveles y fuertes sollicitaciones sobre las estructuras. El riesgo potencial de este tipo de eventos depende de la cantidad de material leñoso existente en la cuenca con posibilidad de ser movilizado. Mao *et al* (2008), determinaron para la cuenca del Buena Esperanza una tasa de $120 \text{ m}^3/\text{ha}\cdot\text{a}$ en la cuenca y $76 \text{ m}^3/\text{km}\cdot\text{a}$ en el cauce, valores que son más elevados en cuencas con mayor proporción de bosque que en la del B. Esperanza (36%).

Estudio de caso 3: cuenca del Ao. Buena Esperanza.

Esta cuenca, de importante desarrollo altitudinal presenta condición torrencial, propiciada por la fuerte pendiente general dada por un desnivel de 1200m en un tramo de 5300m. Su altitud mediana es de 680m (figura 2) y 1/3 de la superficie total se localiza sobre 800 m s.n.m. La orografía determina un fuerte incremento de la precipitación. Las observaciones en la zona urbana de Ushuaia a 250 m altura, duplican las correspondientes a las obtenidas al nivel del mar.

De acuerdo a registros hidrométricos disponibles desde el año 2000, en ningún caso la máxima crecida anual se produjo durante el período invernal. Tampoco se conocen antecedentes ocurridos en años precedentes al indicado. La mayor frecuencia de crecidas máximas anuales corresponde al período Noviembre-Diciembre, y en menor medida a Enero-Marzo. Esto es debido a que los episodios lluviosos que se producen en invierno sólo afectan el tramo inferior de la cuenca, tomando la forma de nevadas en las cabeceras. El período de lluvias en la alta cuenca corresponde a Noviembre-Marzo, pudiendo excepcionalmente abarcar octubre y/o abril, pero el mayor potencial de ocurrencia de crecidas extremas está vinculado a eventos de lluvia sobre nieve (Iturraspe *et al*, 2009) lo que se produce en Noviembre-Diciembre, cuando en las cabeceras queda todavía una importante reserva de nieve estacional, cuya fusión puede ser inducida por lluvia.

El máximo evento en esta cuenca tuvo lugar el 5 de noviembre de 1954 (Figura 8), luego de nevadas excepcionales en agosto-septiembre y de un posterior período frío en octubre, que estabilizó el manto de nieve y retrasó el proceso de fusión (Iturraspe *et al*, 2007, 2009). La lluvia que desencadenó la crecida fue importante (42 mm a nivel del mar) pero no tanto como para producir un evento extremo en forma independiente. La temperatura no fue tampoco excepcional pero permitió la ocurrencia de precipitación líquida en toda la cuenca, que aportó energía adicional y aceleró la fusión de la nieve.



Figura 7. Gran concentración de troncos transportados por el río Cambaceres que produjeron daños en el puente de la ruta Provincial en el año 2000.

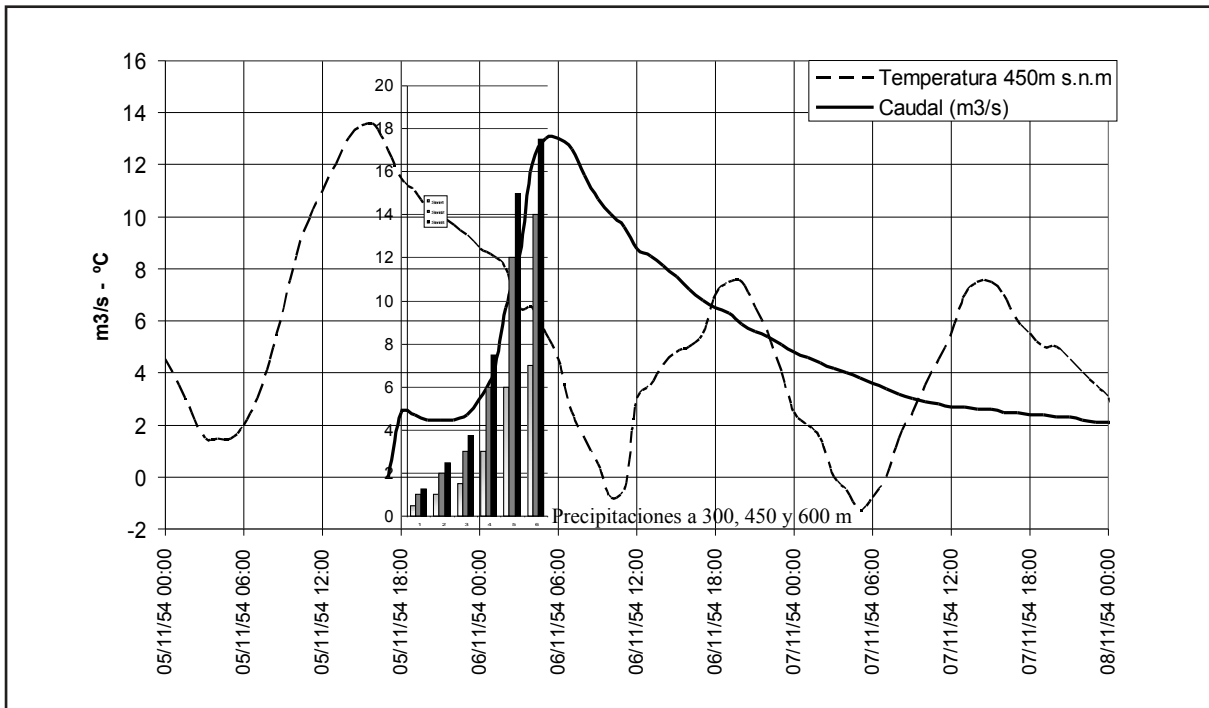


Figura 8. Información correspondiente al evento extremo correspondiente al Ao. Buena Esperanza el 5/11/1954, según Iturraspe *et al* (2007, 2009)

Precipitación total:	42 mm en Ushuaia
Duración:	10 hs
Temperatura (a 450 m s.n.m)	5 a 14 oC
Q max:	13 m³/s
Qmax/Qmed:	36
Tipo de evento:	Lluvia sobre nieve
Condición antecedente:	Gran acumulación de nieve en meses previos

Tabla 2. Características del evento del 5/11/1954 en la cuenca del Ao Buena Esperanza.

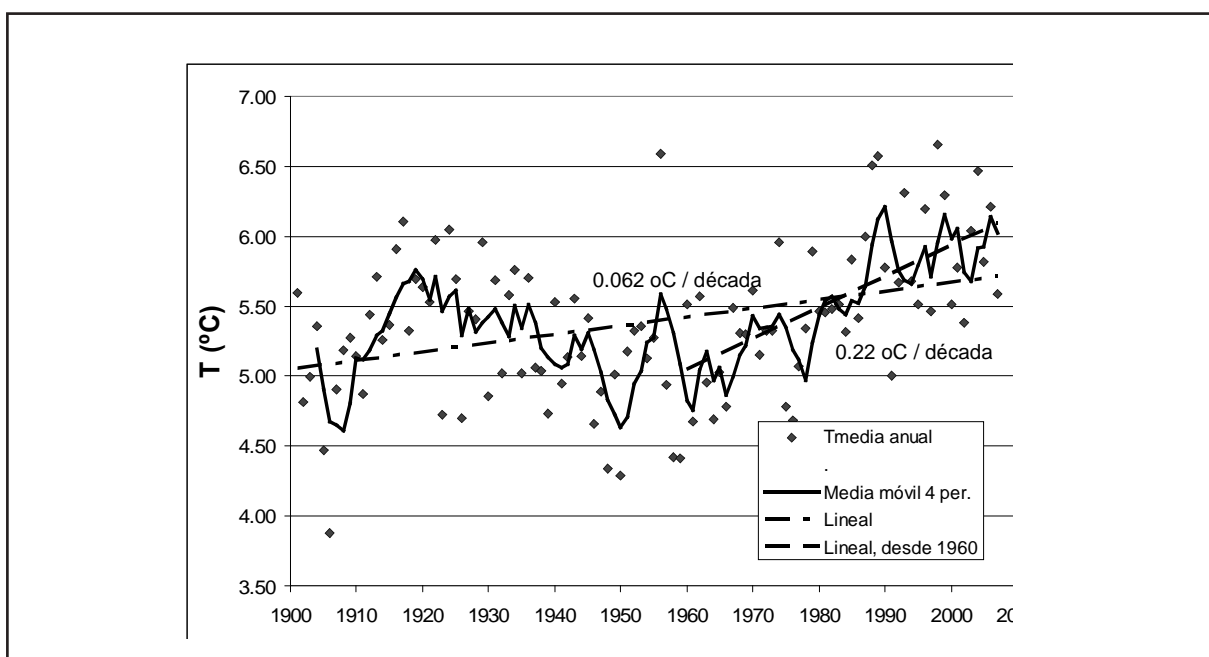


Figura 9. Evolución de la temperatura media anual en Ushuaia desde 1901. Se aprecia notable diferencia entre la pendiente de la recta de ajuste de la serie completa y la de las observaciones posteriores a 1960.

Tendencias climáticas en Tierra del Fuego

La temperatura media anual se incrementó durante el siglo XX en aproximadamente $0.62\text{ }^{\circ}\text{C}$, es decir, en términos similares a los valores globales, (de $0,6 \pm 0,02^{\circ}\text{C}$ según IPCC, 2001). Sin embargo el mayor incremento se evidenció a partir de la década del 60, con una tendencia incremental de $0.22\text{ }^{\circ}\text{C}/\text{década}$ (Figura 9).

El análisis de tendencias de valores estacionales muestra contrastes entre verano (DEF) e invierno (JJA). En el primer caso se observa una tendencia positiva muy débil al considerar todo el período y un comportamiento no homogéneo, con una época fría hacia mediados del siglo pasado e incremento muy marcado desde la década del 60. Los registros invernales muestran un incremento uniforme y un buen ajuste lineal, con pendiente de $0,12\text{ }^{\circ}\text{C}$ por década (Figura 10). A nivel secular el incremento de la temperatura media anual es explicado

en mayor medida por la tendencia invernal.

En materia de precipitación, según los registros de Ushuaia la tendencia es netamente decreciente, aunque con un incipiente incremento en la última década (Figura 11). Si bien no hay marcada estacionalidad en el régimen de precipitaciones, se advierten cambios en la distribución estacional al analizar diferentes períodos de la serie histórica, con una importante reducción en los valores mensuales durante el invierno (Figura 12), lo que complementado por el incremento de la temperatura implica una reducción en la acumulación de la nieve estacional.

A nivel de precipitaciones máximas anuales, se aprecia una tendencia decreciente (Figura 13), en concordancia con el comportamiento de la serie anual.

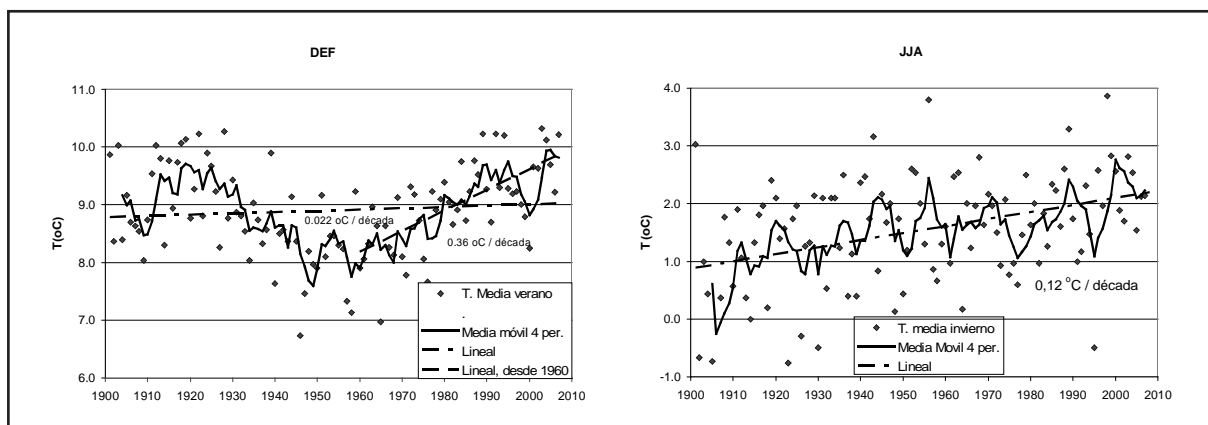


Figura 10. Evolución de medias de verano (DEF) e invierno (JJA) de temperatura en Ushuaia desde 1901.

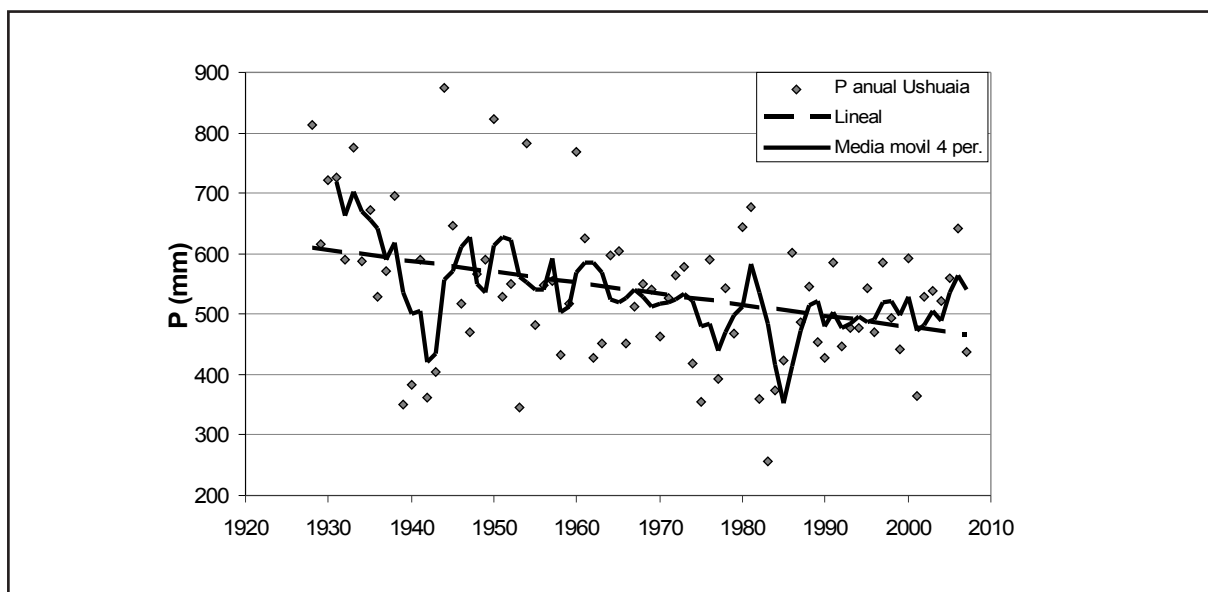
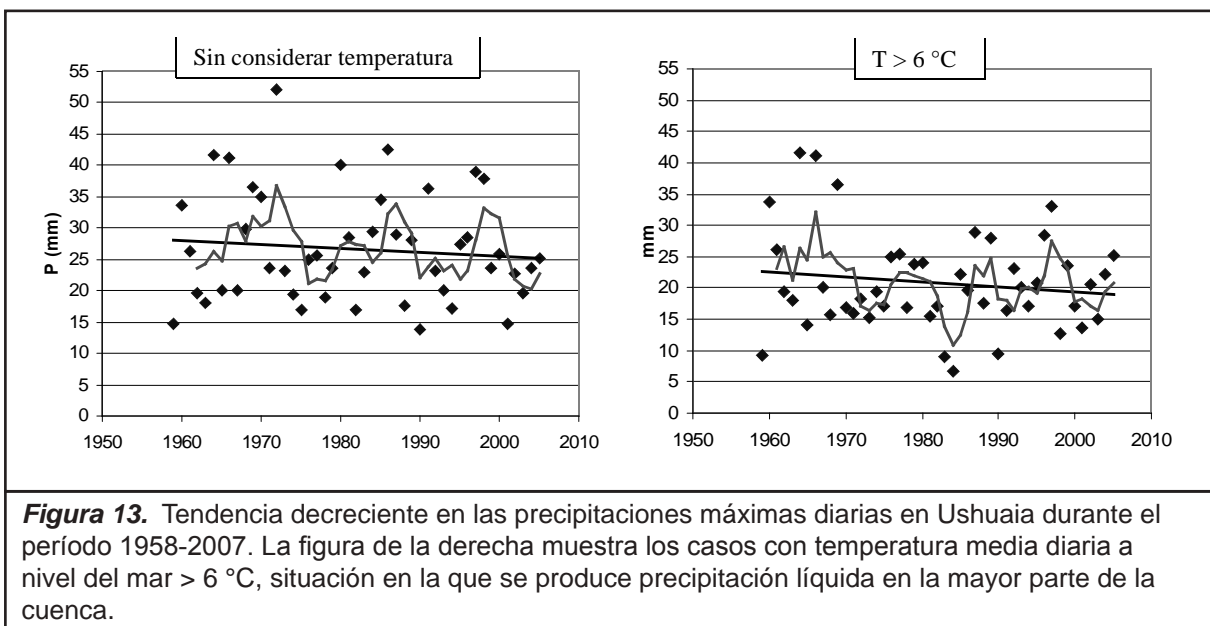
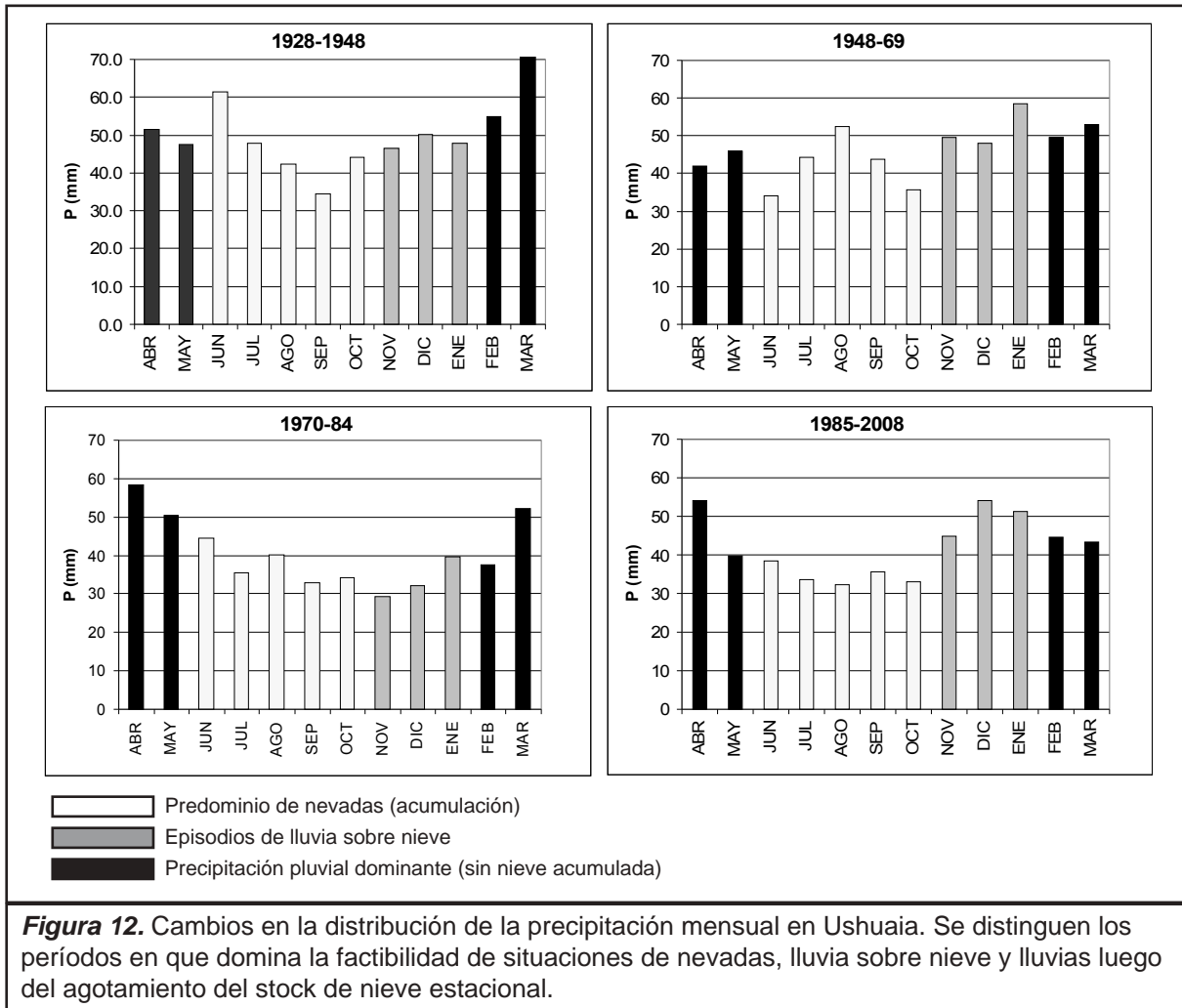


Figura 11. Precipitación anual en Ushuaia por año hidrológico (1927-2007)



El comportamiento de los glaciares es un importante indicador del cambio climático. En la actualidad cuatro glaciares de Tierra del Fuego son monitoreados y se realiza en los mismos balance de masa. Durante el siglo XX el circo del glaciar Martial perdió 2/3 de la superficie englazada (Strelin e

Iturraspe, 2007). Si bien la recesión glaciaria se ha manifestado durante todo el siglo XX, en muchos casos la mayor retracción se produjo desde 1970, en concordancia con el incremento de la temperatura y la disminución de la precipitación. Un caso típico es el del glaciar Vinciguerra que perdió des-

de 1970 el 46% de su extensión (Iturraspe *et al*, 2009).

Efectos de las tendencias climáticas sobre las máximas crecidas

Considerando temperatura y precipitación como las dos variables climáticas que influyen conjuntamente en la determinación de los eventos extremos, las series de datos indican la no estacionalidad en el comportamiento estadístico de estas variables, principalmente en relación a la temperatura, cuyo comportamiento está vinculado al calentamiento global. El resultado evidente es un régimen térmico invernal más templado que propicia precipitaciones líquidas más frecuentes en esta época del año alcanzando áreas más elevadas, donde el manto de nieve puede ser significativo luego de un período precedente frío y húmedo. Las cuencas bajas y de mediana altitud serían las más afectadas ya que al incrementarse la frecuencia de eventos de precipitación líquida, aumentaría la probabilidad de ocurrencia de eventos extraordinarios como los que han sido descritos para las cuencas mencionadas como casos 1 y 2. Sin embargo este efecto se atenúa por dos factores: a) la tendencia decreciente de la precipitación anual, lo que también se evidencia en los máximos anuales en 24 hs. y b) por la reducción en la magnitud de la acumulación de nieve estacional en las cuencas, y en su permanencia. Esta combinación de condiciones que producen efectos contrapuestos genera incertidumbre en las predicciones relativas a crecidas extremas.

La observación de crecidas históricas indica una reducción de la frecuencia de eventos máximos en cuencas altas de cordillera como la del Buena Esperanza, muy cercana a la ciudad de Ushuaia, probablemente debido a que la disminución de la acumulación de nieve estacional da lugar a la desaparición temprana de este reservorio en relación a la temporada de ocurrencia de episodios pluviales en cabeceras. Por otra parte, la reincidencia de crecidas extraordinarias en cuencas de montaña de altitud moderada y la crecida extraordinaria de 2006 en cuencas de la estepa y transición serían consecuencia de inviernos más templados en combinación con el incremento en las precipitaciones que se advierte a partir del año 2000, mas allá de que en 2006 concurren anomalías cuya probabilidad de reiteración es desconocida.

4. Discusión

El IPCC, (2001, 2007) atendiendo a la opinión científica de mayor consenso, adjudica un peso importante a la componente antrópica del cambio

climático y proyecta incrementos en la temperatura global entre 2 y 4 °C para el siglo XXI, de acuerdo a predicciones de diferentes modelos. Tales proyecciones indican aumentos tres a seis veces superiores a los que se produjeron durante el siglo XX. Un incremento de 4°C implicaría para la mayoría de las cuencas de la Provincia de Tierra del Fuego la transformación del actual régimen pluvionival en pluvial.

Por otra parte es muy difícil establecer conjeturas sobre el comportamiento de los sistemas climáticos regionales ante tal incremento en la energía de la atmósfera. Pequeños cambios en la localización dominante de los centros de alta y baja presión podrían producir importantes cambios en el régimen regional de precipitaciones.

De los resultados obtenidos a nivel regional surgen interrogantes:

a- ¿La tendencia negativa de la precipitación otorga condiciones de seguridad al extrapolar precipitaciones máximas aplicando leyes estadísticas para valores extremos?

b- Cómo considerar la influencia de los cambios en la distribución estacional de las precipitaciones sobre la frecuencia futura de eventos extraordinarios?

Seguramente la situación opuesta, a la expresada en a-, es decir una tendencia positiva induce la subestimación en la proyección probabilística de los eventos extremos bajo hipótesis de condición estacionaria, por lo cual podría esperarse que la estimación sobre un sesgo decreciente lleve a resultados con mayor margen de seguridad. No obstante, no existe certeza de que la tendencia negativa observada en las series no se revierta. Existen indicios en tal sentido en la última década, como ya ha sido indicado y por otra parte el IPCC (2007) considera un escenario con incremento moderado de precipitaciones en la región para el siglo XXI.

Como comentario a la segunda pregunta, puede decirse que los cambios observados en la distribución estacional de precipitaciones no indican tendencias extrapolables sino variabilidad. No es posible por lo tanto aseverar que se agudizará la reducción de precipitaciones invernales y/o el incremento en el período estival, o si por lo contrario, se restablecería la distribución típica de principios o mediados de siglo. Lo cierto es que tales cambios influyen en la definición de la modalidad más probable desencadenante de futuros eventos extraordinarios. Shaleen *et al* (2000) expresan que alteraciones estacionales en precipitación y temperatura derivados de pequeños cambios en el estado de la línea de base del clima pueden te-

ner significantes impactos en la frecuencia y magnitud de las grandes crecidas.

El caso de cuencas con régimen pluvionival, dependiente de dos variables principales: precipitación y temperatura requiere de análisis bi-variado de frecuencias de los eventos extremos, a los que Benestad *et al* (2007) denominan eventos extremos complejos. En estos casos es evidente que la metodología tradicional de análisis de extremos de una variable, que generalmente es la precipitación no responde a la interpretación de este tipo de problema, y esto es independiente de la incidencia del cambio climático. Los problemas derivados del régimen pluvionival de las cuencas de Tierra del Fuego y de la sensibilidad de eventos extremos a la variabilidad climática se replican, con los matices propios de cada caso en gran parte de la eco-región Andino-Patagónica y si bien la bibliografía internacional muestra experiencias con aplicaciones innovadoras al análisis de valores extremos clásicamente estacionario, hay muy pocos trabajos a nivel regional o nacional con nuevos enfoques en este sentido. Asimismo es necesario trabajar en la continua actualización de los escenarios climáticos factibles, así como en la escala de detalle, especialmente en los ambientes de montaña fuertemente transicionales, de notables contrastes, como ocurre en Tierra del Fuego.

5. Conclusiones

Las evidencias a nivel regional ratifican el carácter no estacionario de variables climáticas determinantes de crecidas extremas que generan incertidumbre en la estimación de los valores extremos esperados. Es necesario en consecuencia incorporar nuevas metodologías al manejo de los recursos hídricos en materia de diseño de obras y prevención de riesgos que permitan considerar la sensibilidad del régimen hidrológico a las tendencias climáticas identificadas, evitando como base única el análisis estadístico clásico de series históricas.

Particularmente en el caso de cuencas con régimen de escurrimiento pluvionival, dependiente de dos variables principales, que además responden a un comportamiento no estacionario, el análisis de eventos extremos alcanza un mayor nivel de complejidad. Al momento de definir parámetros de diseño de obras hidráulicas, normalmente el objetivo es asegurar la durabilidad y operación de la obra con márgenes de probabilidad más o menos estrictos según el caso durante la vida útil de la misma. Pero en ciertos casos, como en el de las grandes presas asentadas aguas arriba de poblaciones, debe asegurarse que la estructura resista los eventos extremos sin probabilidad de falla, no

sólo durante la vida útil de la misma sino durante el tiempo que la estructura permanezca en su emplazamiento. Por ello el caudal de diseño es el correspondiente a la crecida máxima probable, pero además debería agregarse que esta condición debe ser satisfecha para cualquier escenario climático probable, lo cual es un concepto que normalmente no es considerado.

Esta nueva pauta obliga a apelar a metodologías que reduzcan el nivel de incertidumbre en el diseño, tales como la incorporación de modelos no estacionarios al análisis de valores extremos (Xu-Feng, 1997, El Adlouni, 2008). La validación en estos casos, debe propender a realizarse utilizando herramientas modernas de modelación matemática y simulación en tiempo continuo con las que se compruebe la respuesta de la cuenca bajo los diferentes escenarios climáticos considerados, teniendo en cuenta además escenarios de desarrollo y cambios en el uso de la tierra.

Es evidente que se abre un nuevo paradigma para la ingeniería de proyecto y en general para el manejo de los recursos hídricos que implicará la necesidad de contar con información geográfica muy pormenorizada y con series de datos más extensas y detalladas, así como incorporar más variables, que alimentarán modelos matemáticos más complejos y precisos. Se requerirán nuevos insumos, basados en escenarios climáticos, que deberán atender a los requerimientos del caso: frecuente actualización, mejor resolución espacio-temporal y especial énfasis en eventos extremos a nivel diario. Se espera que con los avances en las ciencias de la atmósfera, tales escenarios tiendan a reducir incertidumbre y a mejorar en convergencia. La incorporación de proyecciones del desarrollo socioeconómico y el análisis de su impacto en el uso de la tierra y en el manejo de los recursos hídricos es el otro aspecto de gran importancia a ser considerado.

Agradecimientos

Los autores agradecen al personal técnico de la Dirección de Recursos Hídricos de Tierra del Fuego por el importante trabajo de campo realizado que ha permitido la obtención de información hidroclimática de base. El presente trabajo ha sido realizado en el marco del proyecto EPIC FORCE, Unión Europea (Contrato INCO-CT2004-510739), los proyectos financiados por GEF-PNUMA denominados "Estudios Glaciológicos para la planificación de usos del agua en escenarios de cambio climático" y "Estrategias de ordenación de recursos hídricos para la cuenca binacional del Río Grande de Tierra del Fuego" y los proyectos de la UNPSJB "Monitoreo de glaciares vinculados a las fuentes de agua de la ciudad de Ushuaia" y "Gla-

ciología, Hidrología e Hidroinformática aplicadas a la investigación del impacto del cambio climático sobre los glaciares y el régimen de los cursos de montaña de Tierra del Fuego”.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abbott, M., Bathurst, J.C., Cunge, J.A., O'Connell, P.E. and Rasmussen, J. (1986). *An introduction to the European hydrological system –Système hydrologique European (SHE)*. 2: Structure of a physically based, distributed modelling system. *J. of Hydrology* 87, 61-77
- Bathurst, J. C &, P. E. O'Connell (2006) *Future of distributed modelling: The Systeme Hydrologique Europeen*, *Hydrologica Processes* (6)- 3, 265-2177
- Benestad, R. E. and Haugen, J. E. (2007). *On complex extremes: flood hazards and combined high spring-time precipitation and temperature in Norway*. *Climate Change*: 85, pp381-486
- El Adlouni, S. and Ouarda, T. B. M. J. (2008) *Comparaison des méthodes d'estimation des paramètres du modèle GEV non-stationnaire*, *Revue des Sciences de l'Eau*, 21(1), 35–50, 2008.
- IPCC (2001). *Climate Change 2001: The Physical Science Basis*. (eds.) J. T. Houghton, Y. Ding, D.J. Griggs, M. Noguer, P. J. van der Linden and D. Xiaosu. Working Group 1 Contribution to the Third Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC).
- IPCC (2007). *Climate Change 2007: The Physical Science Basis* Solomon, S, D. Qin, M. Manning, Z. Chen, M. Marquis, K.B. Averyt, M. Tignor and H.L. Miller (eds.). Contribution of Working Group I to the Fourth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change, Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom and New York, NY, USA, 996 pp.
- Iturraspe R, Urciuolo A, Guerrero V, Gaviño M, Collado L, Sarandón R, Burns S. (2007). *Report on basin response for Argentina (D18)*, in: EPIC FORCE PROJECT Deliverables. Newcastle Univ. URL: www.ceg.ncl.ac.uk/epicforce/assets/D18.pdf
- Iturraspe, R., Urciuolo, A., Strelin, J., Iturraspe, R.(h), Camargo, S. y Pacheco, J. (2009). *El retroceso del Glaciar Vinciguerra como respuesta al cambio climático en los Andes de Tierra del Fuego, Argentina*. En: Glaciares, nieves y hielos de América Latina. Cambio climático y amenazas. López Arena y Ramírez Cadena (Compiladores). Ingeominas. Bogotá, Colombia.
- Iturraspe, R., Urciuolo, A. and Bathurst, J. (2009). *Caracterización de crecidas extremas en Tierra del Fuego*. Actas del XXII Congreso Nacional del Agua, Puerto Madryn, 2009.
- Knox, J.C. (2000) *Sensitivity of modern and Holocene floods to climate change*. *Quaternary Science Rev.* 19, 439-457.
- Mao, L., Burns, S., Comiti, F., Andreoli, A., Urciuolo, A., Marcelo Gaviño-Novillo, M., Iturraspe, R. y Lenzi, M.A. (2008). *Acumulaciones de detritos leñosos en un cauce de montaña de Tierra del Fuego: análisis de la movilidad y de los efectos hidromorfológicos*. *Bosque* 29(3), 2008.
- Milly PC, Betancourt J, Falkenmark M, Hirsch RM, Kundzewicz ZW, Lettenmaier DP, Stouffer RJ. *Climate change (2008). Stationarity is dead: whither water management?* *Science*. 2008 Feb 1;319(5863), pp 573-574
- Strelin, J., Iturraspe, R., 2007. *Recent evolution and mass balance of Cordón Martial glaciers, Cordillera Fueguina Oriental*. *Glob. Planet. Change*. (59) pp 17-26
- Shaleen J. and Upmanu L. (2000). *Magnitude and timing of annual maximum floods: Trends and large-scale climatic associations for the Blacksmith Fork River, Utah*. *Water Resources Research*, Vol 36, 12, pp 3641–3651.
- Xu-Feng N. (1997). *Extreme value theory for a class of nonstationary time series with applications*. *The Annals of Applied Probability* 1997, Vol. 7, 2, pp. 508-522

Cambio climático ¿Nuevo paradigma para estimar la crecida de una presa?

MALINOW, Guillermo ⁽¹⁾

⁽¹⁾Ingeniero Civil, Analista en Seguridad de Presas y Emergencias Hídricas, Buenos Aires, Argentina.
gmalinow@gmalinow-ingenieria.com.ar

RESUMEN

Interpretar el comportamiento de una cuenca hídrica es uno de los factores que entraña mayor incertidumbre para el diseño y la operación de presas, al existir el riesgo potencial de que la capacidad de evacuación de la obra resulte insuficiente ante la ocurrencia de tormentas extremas.

En razón que los elementos climáticos, y sus derivados hidrológicos, se trataban estadísticamente por admitirse que el clima era estacionario, al menos en la escala de décadas, la crecida para concebir una presa podía seleccionarse desde un enfoque probabilístico a partir de la adopción de niveles de riesgo respecto de la ocurrencia de un cierto evento.

En circunstancias de cambio en los sistemas climáticos se considera que la probabilidad bajo

condiciones no estacionarias ya no es constante y por tanto estaría en discusión actualmente la vigencia de tales métodos.

Al pensar que el clima pasado ya no podría representar el clima futuro, en el presente trabajo se exponen criterios para obtener una primera estimación de la crecida de diseño de la capacidad de evacuación de la presa, resultado que conviene ajustar por medio de un análisis basado en el riesgo incremental por la falla de la misma, para así poder decidir en cuánto se podría reducir la potencial crecida bajo condiciones seguras para dicha presa. También se incluyen criterios para seleccionar la crecida para verificación de presas existentes.

1. Introducción

El concepto de seguridad hidrológica adquiere cada día más relevancia, en razón que las presas deben ser capaces de absorber los aportes de las crecidas en condiciones seguras, de manera de no aumentar el peligro para vidas y bienes ubicados en las zonas aguas abajo de las mismas.

Tradicionalmente la CDV o la CVP se seleccionaron desde un enfoque probabilístico, a partir de la adopción de niveles de riesgo respecto de la ocurrencia de un cierto evento (período de retorno T) en razón que los elementos climáticos, y sus derivados hidrológicos, eran estacionarios, al menos en la escala de décadas.

Ahora bien, la hipótesis de que el clima pasado puede representar el clima futuro ya no sería válida bajo circunstancias de cambio en los sistemas climáticos y por tanto estaría en discusión actualmente la vigencia de tales métodos.

Las condiciones de cambio, derivadas del calentamiento terrestre, han exacerbado al ciclo hidrológico y por ello se espera una mayor frecuencia e intensidad de las precipitaciones intensas, y en consecuencia de los fenómenos asociados a las mismas, aumentando así el peligro de falla de las presas por obsolescencia de los criterios de diseño [Barros, V. et. al., 2006].

Frente a ello, bajo condiciones no estacionarias, cabría repensar el concepto de “evento con período de retorno T años” porque la probabilidad $1/T$ ya no es constante [Barros, V. et. al., 2006].

También se emplea el enfoque hidrometeorológico para estimar la CDV en el cual las precipitaciones resultan ser un dato del problema y deben maximizarse mediante análisis de tipo meteorológicos para representar así la más severa combinación de las condiciones consideradas como razonablemente posibles para una determinada cuenca hidrográfica.

Como para arribar a tal crecida se estima primero la PMP [WMO, 1986], ello será aceptable a condición de verificar periódicamente su validez porque en su análisis ya habría intervenido información climática de tiempo pasado, que es la que ha presentado los cambios.

Luego de los análisis admitidos como convencionales, para ajustar el hidrograma de la CDV, lo recomendable es un enfoque basado en el análisis del peligro incremental de inundación en las zonas aguas abajo de la presa [FEMA, 1998].

Cabe acotar que la principal consideración para evaluar la CDV es la categorización de la presa en función de su riesgo potencial aguas abajo, y el factor determinante de esta categorización es justamente la pérdida potencial de vidas [Malinow, G. 2009].

Es tal la preocupación existente sobre la influencia del cambio climático en las presas que la International Committee on Large Dams (ICOLD) creó en junio de 2008 el Comité Técnico "Presas y Cambio Climático", que tiene por misión analizar, entre otros temas, aspectos que hacen a la investigación hidrológica, implicancias para la infraestructura existente y posibles actuaciones para paliar los efectos de las crecidas.

2. Criterios para selección de crecidas de presas

La vida física de una presa es algo desconocido, en realidad se las construye "para siempre" y lo que puede quedar fuera de servicio por obsolescencia es su equipamiento hidroelectromecánico o por atarquinamiento su embalse.

Ello lleva a pensar que, si se está en presencia de cambios en los sistemas climáticos, debe actuar-se con cuidado al adoptar una metodología de estimación del fenómeno hidrológico para su diseño o para su verificación, porque la vida misma de la obra puede superar la duración del período en el que inciertamente asumimos se podrían registrar tales cambios significativos del clima.

Algunos problemas y crisis relacionadas con las crecidas pueden atribuirse a la gran variabilidad climática, pero será necesario pensar sobre posibles adaptaciones necesarias para direccionar los efectos del cambio climático. Estos cambios pueden significar una intensificación del ciclo hidrológico global, el que a su vez podrá causar cambios en las cantidades totales de precipitación.

Los criterios para la selección de la CDV o la CVP

se apoyan en la actualidad en una categorización de las presas, la que tiene en cuenta el riesgo de potenciales impactos demográficos basados en las pérdidas que la falla de la presa pudiera dar lugar en zonas de aguas abajo, evaluándose la pérdida esperada de vidas, las pérdidas que provocaría en los servicios esenciales para la comunidad, las pérdidas de propiedades y las pérdidas de carácter ambiental [Malinow, G., 2009].

Sintéticamente la tipificación comprende los tres siguientes casos:

- *Riesgo potencial alto:* Son tipificadas como de categoría "A" aquellas presas en las que las fallas o mala operación probablemente causen pérdidas de vidas humanas. Existiendo dicho peligro no serían atendibles otros aspectos para esta categorización.
- *Riesgo potencial significativo:* Son tipificadas como de categoría "B" aquellas presas en las que las fallas o mala operación resultan en una improbable pérdida de vidas humanas pero pueden causar pérdidas económicas, daños localizados al ambiente, interrupción de instalaciones y comunicaciones. Estas presas pueden estar localizadas en zonas rurales pero con población y correspondiente infraestructura.
- *Bajo riesgo potencial:* Son tipificadas como de categoría "C" aquellas presas en las que las fallas o mala operación resultan en una improbable pérdida de vidas humanas y bajas pérdidas económicas y ambientales. Las pérdidas importantes se limitan a las estructurales del cierre.

Crecida de diseño del vertedero

La CDV es la que se toma en cuenta para el diseño hidráulico del vertedero y la estructura de disipación de energía, con un margen de seguridad provisto por el resguardo de la presa. Con los criterios aceptados más recientemente, esta crecida debería ser elegida en función de una evaluación detallada de los daños incrementales debidos al eventual colapso de la presa.

En los casos en que la falla de una presa podría ocasionar pérdidas de vidas y grandes daños materiales se impone el diseño sobre la base de la CMP, mientras que en áreas agrícolas donde el colapso de la presa solo podría provocar pérdidas en los cultivos, se acepta un diseño de la obra con un grado de protección menor.

Bajo estas circunstancias, la hipótesis de que las estadísticas del clima pasado pueden representar las del clima futuro ya no sería válida y por ende debería revisarse la vigencia de los métodos probabilísticos para el cálculo de parámetros de diseño o verificación de obras hidráulicas [Barros, V. et. al., 2006].

Frente a ello, bajo condiciones no estacionarias, cabría repensar el concepto de “evento con período de retorno T años” porque la probabilidad $1/T$ ya no es constante.

Para aquellas regiones donde se hayan evidenciado cambios climáticos, por lo ya expresado, se cree que quedarían invalidados los análisis probabilísticos basados en la extrapolación a grandes períodos de tiempo de aquellas series hidrológicas de larga data.

Entonces con el período de registro contado a partir del cambio del sistema climático, sería prudente extrapolar precipitaciones o caudales máximos hasta 3 a 5 veces la longitud del período de registro a utilizar, es decir estimar la variable hasta un período de retorno del orden de 100 a 150 años. En caso de arribar a la crecida extrema por vía de la PMP [WMO, 1986], ello sería aceptable a condición de verificar periódicamente su validez porque en su estimación ya ha intervenido información climática de tiempo pasado.

Ante las circunstancias de cambio mencionadas, se proponen los siguientes criterios: si la presa está categorizada como “A”, lo aconsejable es adoptar la CDA obtenida mediante un ARI, asumiendo a la CMP como límite superior. Si la presa está categorizada como “B”, es decir en las que ante una falla es improbable la pérdida de vidas humanas pero sí puede haber pérdidas económicas y daños al ambiente, cabría flexibilizar la exigencia de seguridad y aceptar que la CDA sea la resultante de un enfoque ARI asumiendo que el 75% de la CMP podría ser el límite superior de la misma.

En cambio, si la presa es de categoría “C”, donde en caso de falla decididamente es improbable la pérdida de vidas humanas y habría bajas pérdidas económicas y ambientales, directamente se sugiere adoptar la crecida de recurrencia media 100 años, estimación probabilística que entra en el rango de recurrencias ya admitidas en este capítulo. En la Tabla N° 1 se resumen los tres criterios enunciados.

El enfoque ARI basado en el riesgo incremental debido a la falla de la presa permite ver cuánto se puede disminuir la crecida afluente en condiciones seguras para la presa, partiendo de la premisa que la CMP es el límite superior de las crecidas a considerar a la hora de seleccionar la CDA de una presa [FEMA, 1998].

Esta es entonces la forma para obtener la crecida más severa en volumen, pico, forma, duración y tiempos con la que resulta conveniente diseñar la capacidad del vertedero de una presa, por encima de la cual el incremento del nivel de la superficie

del agua en las zonas de aguas abajo, debido a la falla de la presa, provoca una amenaza adicional inaceptable para esas zonas.

Las estructuras de control hidráulico deben ser capaces de operar la CDA en condiciones de seguridad, siendo necesario establecer normas de funcionamiento para situaciones de emergencia, y deben ser evaluados adecuadamente los resguardos para las condiciones normales y las extremas para minimizar la probabilidad de sobrepaso por oleaje de la presa.

Crecida de verificación de la presa

La CVP es aquella que representa la condición de crecida más extrema por la cual la presa podría ser objeto de una falla, que se considera como escenario límite. En muchos casos los estudios hidrológicos de presas existentes pueden no ofrecer un grado adecuado de fiabilidad, ya sea porque se han efectuados con metodologías y técnicas obsoletas o con utilización de series con registros escasos.

Dada la posibilidad de cambios en los sistemas climáticos, es probable que las crecidas se incrementen en intensidad y frecuencia en muchas regiones del planeta, con una mayor ocurrencia de eventos meteorológicos extremos, lo que puede provocar una insuficiente capacidad en las obras de protección existentes.

Por ello deben ser desarrollados y considerados nuevos escenarios en relación con las crecidas y las presas. Si cambia la magnitud e intensidad de los caudales máximos durante las crecidas, los verificadores deberán adaptarse a las nuevas circunstancias dado que aumentaría el peligro de falla de las presas por obsolescencia de los criterios de diseño. También deberá revisarse la función de atenuación de crecidas que proporcionan dichas presas [ICOLD, 2006].

Para preservar condiciones mínimas de seguridad y para reducir la incertidumbre técnica, a la luz de nuevos datos de caudales cuyas magnitudes pudieron haber aumentado en forma manifiesta, y ante el peligro de que ocurran precipitaciones extremas más frecuentes y de mayor intensidad, surge apropiado realizar estudios de revisión del riesgo hidrológico de aquellas presas de considerable antigüedad, por caso 30 años ó más a contar desde que fueron estimados sus parámetros hidrológicos de diseño [IARH-CAI, 2004] [CAP, 1994].

En términos generales será necesario adaptarse a un nuevo escenario con crecidas extremas más frecuentes, y por lo tanto se deberá desarrollar y realzar el importante rol que juegan las pre-

sas y embalses en la mitigación de inundaciones [ICOLD, 2003].

Ante dicha incertidumbre, se proponen los siguientes criterios: si la presa está categorizada como "A", lo aconsejable es adoptar la CMP como crecida afluente, de forma de comprobar si la capacidad de descarga de la obra puede absorber un evento extremo como éste en condiciones seguras de la presa. Si la presa está categorizada como "B", es decir en las que ante una falla es improbable la pérdida de vidas humanas pero sí puede haber pérdidas económicas y daños al ambiente, cabría flexibilizar la exigencia de seguridad y aceptar que la crecida afluente de verificación sea equivalente, como máximo, a 0,75 CMP.

En cambio, si la presa es de categoría "C", donde en caso de falla decididamente es improbable la pérdida de vidas humanas y habría bajas pérdidas económicas y ambientales, directamente se sugiere adoptar la crecida de recurrencia media entre 100 a 150 años, estimaciones que entran en el rango de recurrencias ya admitidas en este capítulo. En la *Tabla N° 1* se resumen los tres criterios enunciados.

Categoría de la presa	Crecida de diseño (m ³ /s)	Crecida de verificación (m ³ /s)
A	QDA vía ARI (*)	CMP
B	QDA vía ARI (**)	0,75 CMP
C	Q100	Q100 a Q150

(*) Se asume la CMP como límite superior

(**) Se asume que el 75% de la CMP podría ser el límite superior

Tabla 1. Resumen de las recomendaciones generales propuestas por el autor para la estimación de la CDV y la CVP en función de la categoría de la presa y teniendo en cuenta cambios en los sistemas climáticos.

3. Incertidumbre en la estimación de crecidas

Dilema con las extrapolaciones estadísticas

A menudo se disponen registros hidrológicos de un período de años aceptado como suficiente en los ámbitos especializados. Con esa información, que cubre una estrecha gama de respuestas del

río, se infieren las magnitudes de potenciales crecidas extraordinarias asociadas a probabilidades de ocurrencia extremadamente bajas – por caso con períodos de retorno de 1.000 ; 5.000 ó 10.000 años - lo que implica que a partir de una muestra que a veces cubre cerca de medio siglo del comportamiento de un fenómeno natural, se hacen extrapolaciones a lapsos medios de tiempo entre 20 y 200 veces superiores.

En contraposición, si hipotéticamente se dispusiera de una serie de datos hidrológicos de mil años no se obtendría solamente la dispersión probable de los caudales durante la futura vida de la presa, sino también las variaciones climáticas que ocurrieron durante dicho milenio. De hecho no se tiene tal serie de datos que mostraría los ciclos climáticos pasados ni tampoco se pueden inferir los cambios climáticos futuros [Lombardi, G., 1999]. Todo esto reafirma que se requiere mucha prudencia en la interpretación de los datos estadísticos.

Existen metodologías aceptadas universalmente para efectuar tales extrapolaciones, pero siempre existió incertidumbre sobre los resultados que se obtenían. Si ahora se admite que existen cambios en los sistemas climáticos, ello agravaría la situación.

La experiencia muestra que en la medida que ocurren nuevos eventos extraordinarios, la incorporación de los mismos dentro de un estudio de probabilidades existente muestra que el nuevo valor de la variable altera apreciablemente las conclusiones a las que se había arribado en su momento.

Obra de derivación portezuelo grande sobre el Río Neuquén, Provincia del Neuquén, Argentina

Para el diseño original de los vertederos de la estructura de derivación y de la presa frontal sobre el río Neuquén, ubicadas en el paraje Portezuelo Grande, que constituyen las obras de cabecera del aprovechamiento hidráulico Cerros Colorados, en la década del '60 se adoptó una crecida con un caudal máximo instantáneo de 11.500 m³/s al que, mediante un análisis estadístico con datos de caudales máximos hasta el año 1958, se le asignó una recurrencia de 5.200 años [Malinow, G. V., 1994] [Italconsult, 1962].

Transcurridos un poco más de 40 años y para el diseño de la presa Chihuido, a ubicar sobre el mismo río a aproximadamente 80 Km aguas arriba de Portezuelo Grande, en el año 2008 se oficializaron los resultados de la revisión hidrológica de esta cuenca hídrica [AIC, 2008]. El nuevo análisis estadístico, que incorporó 4 nuevas crecidas importantes ocurridas a partir del año 1972 más la registrada en el año 2006, de características excepcionales, dio como resultado que el caudal de

diseño de las obras de Portezuelo Grande tendría ahora una recurrencia del orden de 250 años. Es así que la presa Chihuido deberá cumplir la función de laminar la crecida de proyecto adoptada, de forma tal que a las obras de derivación de Portezuelo Grande arribe un caudal máximo compatible con su actual capacidad hidráulica.

Presas Tavera-bao sobre el Río Yaque del norte, República Dominicana

La CDV de la presa Tavera-Bao sobre el río Yaque del Norte fue estimada en el año 1972 en 8.050 m³/s, definida como de recurrencia media de 10.000 años. El huracán David provocó el 31/08/79 una crecida excepcional, a partir de la cual se decidió revisar el estudio de probabilidades realizado durante la etapa de proyecto, llegando a la conclusión de que la CDV adoptada entonces sólo tendría un período de retorno de 170 años [Malinow, G. V., 1990].

Prudencia con la estimación de la CMP

Presas Chihuido sobre el Río Neuquén, Provincia del Neuquén, Argentina

En la etapa inicial del proyecto de la presa Chihuido, a construir sobre el río Neuquén, en el paraje del mismo nombre, se estimó la CMP con un caudal máximo de 17.940 m³/s [Malinow, G. V., 1990] [AyEE, 1987]. Dado que en el año 2006 se registró en la cuenca del río Neuquén una crecida excepcional, se decidió revisar los análisis hidrológicos existentes, razón por la cual se procedió a estimar nuevamente la CMP para el sitio donde se emplazará la futura presa. Se maximizó la tormenta que

generó la crecida del año 2006 más otra tormenta severa que generó una importante crecida en el año 1991 [AIC, 2008]. Como resultado de ello, para la nueva estimación de la CMP se obtuvo un caudal máximo de 25.070 m³/s, es decir un 40 % mayor que el estimado en la década del '80.

Presas Machhu II sobre el Río Machhu, Estado de Gujarat, India

Uno de los casos emblemáticos es el de la presa Machhu II construida sobre el río Machhu, la cual disponía de un vertedero con una capacidad máxima de evacuación de 5.600 m³/s [Mistry, J. F., 1988] [Jansen, R. B., 1980]. Esta obra colapsó por sobrepaso el 11/08/79 a raíz de haberse registrado una crecida con un caudal superior a 13.000 m³/s, constituyendo uno de los desastres más grandes de la historia de este tipo de accidentes en el mundo.

Para su reconstrucción se decidió que el vertedero tuviera capacidad suficiente para soportar la CMP. Este escenario se estimó maximizando la tormenta que provocó el accidente de la presa, obteniéndose un caudal máximo de 20.900 m³/s. Cuando se estaba llevando a cabo esta evaluación, en junio de 1983 se produjo una excepcional tormenta ciclónica proveniente del Mar Arábigo, mucho más severa que la que provocó el colapso de la obra, lo cual obligó a rehacer el cálculo. A partir de la maximización de esta última tormenta se obtuvo una CMP con un caudal máximo de 26.400 m³/s., es decir un 26 % mayor que la que se había terminado de estimar y 4,7 veces superior al caudal de diseño de la obra original, valor que fue adoptado finalmente.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Agua y Energía Eléctrica S.E. (1987). *Aprovechamiento Hidroeléctrico El Chihuido I*, Gerencia de Estudios y Proyectos, Buenos Aires, Argentina.

AIC-Autoridad Interjurisdiccional de las Cuenas de los Ríos Limay, Neuquén y Negro (2008). *Revisión de la Estimación de la Crecida Máxima Probable para la Cuenca del Río Neuquén*. Informe Final, Disposición N° 4120/08, Cipolletti, Río Negro, Argentina.

Barros, V. et. al. (2006). *El Cambio Climático en la Cuenca del Plata*, CIMA-CONICET, Buenos Aires, Argentina.

CAP-Comité Argentino de Presas (1994), *Conclusiones y Recomendaciones, Modulo I: Riesgo Hidrológico*, 3º Seminario Argentino de Grandes Presas, Salto Grande, Entre Ríos, Argentina.

FEMA-Federal Emergency Management Agency (1998). *Federal Guidelines for Dam Safety: Selecting and Accommodating Inflow Design Floods for Dams, National Dam Safety Program*, Publicación FEMA 94, Washington, EEUU.

- IARH-CAI Instituto Argentino de Recursos Hídricos-Centro Argentino de Ingenieros (2004). *Riesgo Hídrico, Inundaciones y Catástrofes*. Documento Base. Jornadas de Debate, Buenos Aires, Argentina.
- ICOLD–International Committee on Large Dams (2006). *Role of Dams in Flood Mitigation. A Review*, Boletín 131, Paris, Francia.
- ICOLD–International Committee on Large Dams (2003). *Dams and Floods, Guidelines and Cases Histories*, Boletín 125, Paris, Francia.
- Italconsult-Sofrelec (1962). *Informe Técnico, Económico y Financiero*. Complejo El Chocon-Cerros Colorados. Anexo VI, Crecidas, Roma, Italia.
- Jansen, R.B. (1980). *Dams and Public Safety, Bureau of Reclamation*, U.S. Department of Interior, Denver, CO, EEUU.
- Lombardi, G. (1999). *Conceptos de Seguridad de Presas*, Primer Congreso Argentino de Grandes Presas, San Martín de los Andes, Neuquén, Argentina.
- Malinow, G. V. (2009). *Criterios para la Seguridad Hidrológica de Presas*, Taller: Crecidas de Diseño en Sistemas Climáticos Cambiantes, Santa Fe, Argentina.
- Malinow, G. V. (1994). *Necesidad de Adecuar la Actual Capacidad para Control de Crecidas del Río Neuquen*, Tercer Seminario Argentino de Grandes Presas, Salto Grande, Argentina.
- Malinow, G. V. (1990). *La Seguridad de Presas Existentes durante Crecidas Extraordinarias*; Segundo Seminario Argentino de Grandes Presas, Buenos Aires, Argentina.
- Mistry, J. F. et. al. (1998). *Estimation of Disastrous Flood at Machhu Dam-II on August 11-12, 1979, and Revised Design Flood for its Restoration*, 16º Congreso de ICOLD, Q.63, R.63, San Francisco, CA, EEUU.
- WMO-World Meteorological Organization (1986). *Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation*, Publicación WMO N° 332. Operational Hydrology Report N° 1, Ginebra, Suiza.

Crterios para la seguridad hidrológica de presas

MALINOW, Guillermo ⁽¹⁾

⁽¹⁾Ingeniero Civil, Analista en Seguridad de Presas y Emergencias Hídricas, Buenos Aires, Argentina.
gmalinow@gmalinow-ingenieria.com.ar

RESUMEN

Interpretar el comportamiento de una cuenca hídrica es uno de los factores que entraña mayor incertidumbre para el diseño y la operación de presas, al existir el riesgo potencial de que la capacidad de evacuación de la obra resulte insuficiente ante la ocurrencia de tormentas extremas.

En los casos en que la falla de una presa podría ocasionar pérdidas de vidas y grandes daños materiales se impone el diseño sobre la base de la Crecida Máxima Probable, mientras que en áreas agrícolas donde el colapso de la presa solo podría provocar pérdidas en los cultivos, se acepta un diseño de la obra con un grado de protección menor.

Ello conduce a una categorización de las presas en función del impacto que una falla ocasionaría

aguas abajo, basada en la pérdida esperada de vidas, las pérdidas que provocaría en los servicios esenciales para la comunidad, las pérdidas de propiedades y las pérdidas de carácter ambiental.

Dos tipos de crecidas de presas se suele emplear en la actualidad, por un lado la Crecida de Diseño del Vertedero, de menor magnitud pero que considera los impactos aguas abajo de la obra, y por el otro la Crecida de Verificación de la Presa, que se aplica a las presas existentes para evaluar la seguridad de las mismas. El presente trabajo intenta una puesta al día en la materia, mostrando la evolución de los criterios empleados en el plano internacional para seleccionar tales crecidas típicas.

1. Introducción

Las presas se diseñan, construyen y operan bajo estrictos criterios técnicos y de acuerdo al estado del arte y del conocimiento en la materia, pero debe admitirse que representan concepciones de alto poder destructivo cuando fallan, generalmente con consecuencias catastróficas para la región. Corresponde señalar con relación a la seguridad de estas obras hidráulicas que la preocupación en el ámbito mundial no es una especulación teórica sino un hecho real, virtualmente una de cada dos fallas en el mundo se debieron al paso del agua por sobre la presa.

La interpretación del comportamiento de una cuenca hídrica es uno de los factores que entraña mayor incertidumbre para el diseño y la operación de este tipo de obras, al existir el riesgo potencial de que resulte insuficiente la capacidad de evacuación de la obra ante la ocurrencia de tormentas extremas dentro del área de influencia de la misma. El primer tropiezo surge entonces al tener que estimar el resultado de hipotéticos eventos hi-

drológicos, partiendo de registros históricos relativamente escasos para pretender inferir el posible comportamiento extraordinario de un río que ha discurrido por milenios.

Es habitual encontrar cálculos basados en formulación empírica, o correlaciones con otros estudios hidrológicos desarrollados en cuencas cercanas. La experiencia en algunas presas indica que, con los condicionantes actuales, en la mayoría de los casos el volumen adoptado para la CDV se encuentra subestimado. Entonces, la capacidad de los vertederos puede resultar insuficiente para operar crecidas de elevados periodos de retorno. Esta situación implica que, a la hora de determinar la seguridad hidrológica de estas presas, tenga especial relevancia el factor "volumen de crecida", frente al tradicional parámetro "caudal pico de crecida" tan profusamente usado en la fase de diseño.

Cabe destacar que la metodología de obtención de hidrogramas de diseño basados tradicionalmente en tormentas de escasa duración y poco análisis de las condiciones pluviométricas de la

zona, puede resultar del lado de la inseguridad, dado que el problema fundamental resulta ser la sobreelevación del embalse producida por el almacenamiento del volumen de la crecida frente a una capacidad de evacuación reducida en relación con los criterios actuales.

Los criterios generales, válidos para cualquier tipo de presa están desapareciendo y son sustituidos por formulaciones en las que la principal consideración para evaluar la CDV es la categorización de la presa en función de su riesgo potencial aguas abajo. En este sentido el factor determinante de esta categorización es la pérdida potencial de vidas.

Luego de los análisis admitidos como convencionales, para ajustar el hidrograma de la CDV, lo recomendable es un enfoque basado en el análisis del peligro incremental de inundación en las zonas aguas abajo de la presa [FEMA, 1998]. También representa una importante herramienta en el campo de la seguridad hidrológica de presas aquellos criterios basados en un Análisis Económico de Riesgo, cuya principal aplicación es la evaluación de la seguridad hidrológica de presas existentes.

2. Enfoques para estimar las crecidas

Tradicionalmente, por asumir que el clima, y por ende sus derivados hidrológicos, es estacionario al menos en la escala de décadas, las crecidas se han estimado mediante los enfoques que a continuación se mencionan.

2.1 Análisis estadístico univariado

Consiste en ajustar una función de distribución de probabilidades a una muestra basada en registros de caudales máximos registrados en una dada estación de aforo o de los volúmenes máximos aportados en un cierto lapso de tiempo. La CDV es seleccionada a partir de la adopción de niveles de riesgo respecto de la ocurrencia de un cierto evento hidrológico (período de retorno T).

Este tipo de enfoque generalmente se ha centrado en el análisis estadístico de una única variable, considerándose suficiente para ciertas obras de ingeniería. Para el caso de presas de embalse, como los resultados que se obtienen de esta manera proveen una valoración limitada del evento hidrológico, en estos casos es necesario el conocimiento completo del fenómeno, valorando todas las variables involucradas y las distintas relaciones existentes entre ellas.

Existe una cantidad de funciones de distribución que son de uso habitual, lo mismo para los mé-

todos de ajuste. Sin embargo hay gobiernos que han impuesto una distribución particular y un cierto método de ajuste para la estimación de crecidas, como es el caso de EEUU donde se ha dado el caso de recomendar el empleo de la distribución Log-Pearson III ajustada por el método de los momentos.

Una manera de aumentar la confiabilidad de las estimaciones estadísticas consiste en efectuar un estudio regional de frecuencias. En este caso las muestras registradas en un cierto número de estaciones hidrométricas situadas en cuencas vecinas con características fisiográficas homogéneas se ajustan por medio de una misma función de distribución [Devoto, G. A., 1990].

2.2 Análisis estadístico relacional

Siguiendo dentro del campo de los análisis estadísticos, puede ocurrir que, en grandes cuencas con regímenes de crecidas complejos, a una misma crecida real le corresponda un período de retorno diferente según se efectúe el análisis de frecuencia del caudal máximo, o del volumen o de la duración de dicha crecida. Cuando se procura adoptar una CDV de una presa tratando de considerar el riesgo del conjunto de variables, se analizan las relaciones entre el caudal máximo, el volumen y la duración y suele determinarse un Índice de Crecida que puede ser por ejemplo la relación entre el caudal máximo y el caudal medio de la crecida.

Con este índice que involucra las distintas variables mencionadas, a partir del análisis de frecuencias independiente de cada una de ellas y del mismo Índice de Crecida, es posible adoptar valores que preserven similar nivel de riesgo en al menos dos variables, y de esa forma se define un campo de variación de la tercera variable con lo cual se acota inmediatamente la misma y puede estimarse los hidrogramas de diseño correspondientes a un determinado período de retorno [Paoli, C. U. et. al., 1998].

2.3 Análisis estadístico bivariado

Aceptando que un evento hidrológico presenta generalmente características múltiples debido a las posibles combinaciones existentes entre el caudal máximo del hidrograma, su volumen, o bien su duración o el tiempo al pico, por lo expresado en 2.1, para el caso de CDV de presas de embalse existe otro enfoque que recurre a una distribución bivariada tal que permita describir, por ejemplo, la distribución de probabilidad conjunta del caudal máximo y del volumen máximo de la crecida para un período de n días. En este análisis se asume la misma distribución de población para ambas variables. Cabe

destacar la complejidad matemática que el análisis bivariado involucra en su desarrollo.

2.4 Análisis determinístico o hidrometeorológico

Quedan comprendidos en este grupo todos aquellos métodos que intentan manejar la transformación entre precipitaciones y escorrentías. Las precipitaciones resultan ser un dato del problema, las cuales deben maximizarse mediante análisis de tipo meteorológicos para representar así la más severa combinación de las condiciones consideradas como razonablemente posibles para una determinada cuenca hidrográfica.

La Organización Meteorológica Mundial [WWO, 1986] definió la PMP como “la más grande precipitación que teóricamente, de acuerdo a la física y para una dada duración, puede producirse sobre una cuenca en una particular época del año”. A su vez propuso una metodología para su estimación, tarea que para su empleo se requiere un profundo conocimiento en el dominio de la meteorología.

El resultado de la aplicación del modelo de transformación “lluvia-caudal” es la CMP. Sobre su denominación se puede comentar que mucho mejor hubiera sido utilizar el nombre de “Crecida Máxima Posible” ya que justamente se intenta fijar un límite superior al valor del caudal máximo que es capaz de generarse en la cuenca. La palabra “probable” sería simplemente una expresión de prudencia o eventualmente de ignorancia [Lombardi, G., 1999]. La introducción de nuevos conceptos relativos a la caracterización de las tormentas, analizando de forma más profusa su duración, así como las relaciones entre intensidad y duración, su distribución espacio – temporal en base a la topología de la cuenca, el análisis de los tiempos de formación de los picos en los tributarios, etc., es necesario tener en cuenta en cuencas en las que la forma del hidrograma de diseño tiene una incidencia importante en la determinación de la seguridad hidrológica.

Finalmente, puede decirse que el enfoque hidrometeorológico es uno de los más confiables para obtener una evaluación realista de la crecida de diseño, sobre todo para obras de envergadura cuya rotura podría tener consecuencias catastróficas. Sin embargo, su aplicación requiere bastante elaboración, la existencia de una cantidad de datos considerable para evaluar la PMP, así como un buen conocimiento de las características físicas e hidrológicas de la cuenca [Devoto, G. A., 1990].

2.5 Análisis en función del riesgo incremental

En realidad resulta recomendable completar el análisis

con un enfoque basado en el riesgo incremental debido a la falla de la presa para ver cuánto se puede disminuir la crecida afluente en condiciones seguras para la presa, partiendo de la premisa que la CMP es el límite superior de las crecidas a considerar a la hora de seleccionar la CDA de una presa.

Esta es entonces la crecida más severa en volumen, pico, forma, duración y tiempos con la que resulta conveniente diseñar la capacidad del vertedero de una presa, por encima de la cual el incremento del nivel de la superficie del agua en las zonas de aguas abajo, debido a la falla de la presa, provoca una amenaza adicional inaceptable para esas zonas.

La Federal Emergency Management Agency ha publicado una guía para la selección de la CDA [FEMA, 1998] que establece procedimientos para determinar adecuadamente las crecidas sobre la base de la evaluación de los daños incrementales. Su realización depende de la cantidad de tiempo y/o de los fondos disponibles para llevar a cabo una evaluación de ese tipo, pero si el tiempo disponible y los fondos resultan escasos, entonces un diseño conservador puede conducir a la selección lisa y llana de la CMP o de una fracción de la misma.

El análisis, basado en el aumento incremental debido a la falla de la presa, supone evaluar la operación de una crecida a partir de un dado nivel de embalse, determinándose el máximo nivel aguas abajo de la presa que alcanzaría el agua sin la falla de la obra. Luego se considera la falla de la presa con afluencia de esa misma crecida, partiendo con el embalse en el mismo nivel inicial y se estima el máximo nivel del agua que se alcanzaría aguas abajo de la presa en tales condiciones.

Entre ambos escenarios se obtiene el área inundable incremental provocada por la falla de la presa y, si dicho incremento de área todavía resulta admisible, se pasa a analizar una crecida mayor y así sucesivamente. Cuando la falla de la presa provoca una amenaza adicional inaceptable para esas zonas quiere decir que la crecida anterior analizada es la que se adopta para el diseño.

Las estructuras de control hidráulico deben ser capaces de operar la CDA en condiciones de seguridad, siendo necesario establecer normas de funcionamiento para situaciones de emergencia, y deben ser evaluados adecuadamente los resguardos para las condiciones normales y las extremas para minimizar la probabilidad de sobrepaso de la presa por oleaje.

2.6 Análisis económico de riesgos

El riesgo puede interpretarse como una amenaza (v.g.: un evento hidrológico extraordinario) separa-

damente de las consecuencias (v.g.: los impactos de una falla de la presa), o incorporar las consecuencias de modo de poder clasificar un riesgo según una escala de consecuencias adversas. En el caso de una presa, el concepto de riesgo se aplica cuando la misma tiene potencial para crear consecuencias adversas.

El nivel de riesgo compatible con las consecuencias de la falla de una presa sobre la vida y la actividad económica resulta expresado en términos de una probabilidad de excedencia anual considerada adecuada. Así por ejemplo, si se tratara de un área densamente poblada o con gran desarrollo industrial, la falla de una presa ocasionaría pérdidas de vidas y grandes daños materiales [Devoto, G. A., 1990].

Seleccionar un aceptable nivel de riesgo usando técnicas de cálculo de riesgo pueden conducir a resultados más eficientes y confiables que cuando las decisiones están solamente basadas en el análisis tradicional de condiciones extremas y/o consideraciones económicas [ICOLD, 2003].

El criterio de riesgo relacionado a la pérdida de vidas es el de mayor aceptación, pero puede haber casos en donde las pérdidas económicas e impactos en el medio ambiente aguas abajo de una presa son tan graves que requieren un nivel del riesgo incluso más bajo que el criterio de riesgo de pérdida de vidas.

Además existen casos donde el riesgo de vida y los daños económicos no son tan severos, pero la pérdida del abastecimiento de agua para la irrigación, consumo humano o la generación de energía, sería catastrófica para la región y, por lo tanto, requiere adoptarse un bajo nivel de riesgo. También debe considerarse criterios financieros en relación a la capacidad de hacer frente a daños y perjuicios, y costos de la responsabilidad de una potencial falla de la presa.

La aplicación del AER podría variar dependiendo de cuestiones socioeconómicas, políticas y legales de carácter local. Variará también con la perspectiva de las partes interesadas, mientras la principal preocupación del propietario de la obra puede ser la rentabilidad del capital invertido en la misma, las autoridades competentes estarán preocupadas por la protección de la comunidad.

En la toma de decisiones debe considerarse factores cuantificables, tales como: riesgo de pérdida de vidas y el costo de reparación de daños, conjuntamente con efectos intangibles, tales como: afectación social y ambiental. Además deben considerarse cuestiones legales y políticas y cualquier requisito regulador.

Esto también incluye el potencial efecto devasta-

do sobre la comunidad ante la pérdida de abastecimiento de agua con, probablemente, el requerimiento de muchos años para reconstruir la presa y/o para restaurar el abastecimiento completo.

3. Categoría de las presas según el riesgo potencial

La categorización de las presas tiene en cuenta el riesgo de potenciales impactos demográficos de frecuente aparición basados en las pérdidas que la falla de una presa pudiera dar lugar en zonas de aguas abajo.

Antes de ello resulta interesante mencionar algunas cuestiones inherentes a las inundaciones en sí. Si la categorización se hace en la etapa de los estudios para la revisión de la seguridad, cuando la presa está en servicio, generalmente la evaluación de las pérdidas mostrará un escenario mucho más crítico que el que se evaluó durante la etapa del diseño de la obra, por haber aumentado el peligro potencial que la falla de la misma entraña, llevando ello a una recategorización de la presa y aumentando así las exigencias.

Esto es así porque, por acción u omisión, los asentamientos poblacionales ribereños avanzan hacia zonas de mayor peligro. El mayor valor venal de las tierras aledañas a las planicies de inundación induce a la ocupación de zonas más bajas de menor valor, con la consecuente concentración de actividades humanas y la multiplicación de barrios precarios sobre las mismas.

Debe admitirse que aún en el caso de una presa construida en un lugar remoto, y que la inundación potencial no afectase a ninguna vivienda aguas abajo al momento de erigirse la misma, los beneficios propios que la obra brinda a la zona atraen nuevos asentamientos que van ocupando las planicies de inundación [IARH-CAI, 2004].

Si bien las inundaciones ocurrían antes de que se decida erigir una obra, esas tierras ya eran ocupadas por el hombre con explotaciones agrícolas y algunos asentamientos temporarios, circunstancia que hacía que los daños debidos a las inundaciones no se midiesen en pérdidas de vidas y perjuicios económicos.

Las inundaciones entonces son cada vez más el origen de los daños y la responsabilidad del hombre por los efectos de las mismas tiene que ver también con el manejo de las descargas de las obras hidráulicas, que alcanza su máximo nivel en aquellos casos en que éstas se originan como consecuencia de la falla de la presa.

Ante una falla, el potencial destructivo de la onda de descarga puede superar notoriamente al que le correspondería a la mayor crecida de carácter natural registrada o aquella imaginada por los proyectistas de la obra. A este efecto se suma la desventaja de disponer de un tiempo de reacción mucho más limitado.

Para categorizar una presa era de uso común considerar el tamaño de la misma por un lado y por el otro los riesgos potenciales que la obra produciría aguas abajo. Es útil recordar entonces que ICOLD considera grande a una presa cuando su altura, medida desde la parte más baja de su fundación hasta el coronamiento es mayor que 15 m. ó bien ésta varía entre 10 y 15 m. pero la capacidad del embalse es mayor a 1 millón m³, o la longitud del coronamiento es mayor que 500 m., o la capacidad del vertedero supera los 2.000 m^{3/s}.

Este enfoque fue dejándose de lado y en la actualidad, ante la hipotética falla de la presa, se analiza el impacto aguas abajo evaluándose la pérdida esperada de vidas, las pérdidas que provocaría en los servicios esenciales para la comunidad, las pérdidas de propiedades y las pérdidas de carácter ambiental, consideraciones que se indican con más detalle en la *Tabla N° 1*.

4. Criterios para selección de crecidas de presas

Es cada vez más frecuente considerar dos crecidas para las presas, por un lado la CDV, de menor magnitud pero que considera los impactos aguas abajo de la obra, y por el otro la crecida extrema, CVP, que se aplica a las presas existentes para evaluar la seguridad de las mismas.

4.1 Crecida de diseño del vertedero

Verdaderamente la adopción de la CDV es una de las decisiones clave que deben tomarse durante el proyecto de una presa, no solo por su estrecha relación con el diseño mismo sino también por su implicancia en los riesgos potenciales asociados a estas obras.

Esta crecida es la que se toma en cuenta para el diseño hidráulico del vertedero y la estructura de disipación de energía, con un margen de seguridad provisto por el resguardo de la presa. Con los criterios aceptados más recientemente, esta crecida debería ser elegida en función de una evaluación detallada de los daños incrementales debidos al eventual colapso de la presa.

RIESGO POTENCIAL	CATEGORÍA DE LA PRESA		
	A	B	C
	ALTO	SIGNIFICATIVO	BAJO
Pérdida directa de vidas	Se esperan pérdidas en una o más comunidades con desarrollos de consideración (residencial, comercial o industrial).	Panorama incierto, no prevista pero se admite tal posibilidad (zonas no urbanas con pocas residencias y solamente desarrollo transitorio o industrial).	No se esperan pérdidas, se trata de localización rural con viviendas habitadas con carácter no permanente, inundadas en forma discontinua.
Pérdida de servicios esenciales	Interrupción a niveles críticos: carreteras, caminos principales, vías férreas principales, importantes servicios u otras presas de aguas abajo.	Se esperan daños a caminos secundarios, vías férreas auxiliares e interrupciones de servicios públicos relativamente importantes.	Ninguna interrupción de servicios salvo caminos auxiliares, las reparaciones de los daños son simples o rápidamente solucionables.
Pérdidas en propiedades	Importantes pérdidas económicas, como posibles daños de significación a comunidades, emprendimientos industriales, comerciales o agrícolas.	Pérdidas económicas apreciables. Afectación de cierta magnitud en instalaciones públicas y privadas. Fuentes alternativas de agua y energía disponibles.	Pérdidas económicas mínimas, construcciones rurales en zona de tierras agrícolas, equipos y edificios aislados privados. Pérdidas indirectas de poca significación.
Pérdidas ambientales	Alto costo de la mitigación o imposible solucionar el daño.	El impacto ambiental requiere una mitigación importante.	Se espera un daño incremental mínimo.

■ **Tabla N° 1.** Categorización actual según el riesgo potencial de una presa.

En los casos en que la falla de una presa podría ocasionar pérdidas de vidas y grandes daños materiales se impone el diseño sobre la base de la CMP, mientras que en áreas agrícolas donde el colapso de la presa solo podría provocar pérdidas en los cultivos, se acepta un diseño de la obra con un grado de protección menor. Una amplia gama de situaciones están contempladas entre estos dos casos extremos y son varias las probabilidades de los caudales máximos que pueden considerarse a los fines de salvaguardar la seguridad de la presa. Muchas veces hay que aceptar algún tipo de riesgo en la selección de la CDV. El nivel de riesgo aceptable en cada caso es un tema delicado, por lo que la decisión final debería estar basada en cuidadosas consideraciones sobre las crecidas, sus períodos de retorno, la potencialidad hídrica de la cuenca, el tipo de área a ser protegida y las restricciones económicas existentes [Devoto, G. A., 1990].

Seguidamente se brinda un panorama de criterios recomendados por organismos e instituciones de diferentes países, los que no tienen relación alguna con posibles cambios en los sistemas climáticos y por ende en los sistemas hidrológicos asociados a los mismos.

En 1979 el Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EEUU recomendó criterios para la selección de crecidas de diseño en función del riesgo potencial aguas abajo y el tamaño de la presa [COE, 1979], los que se indican en la *Tabla N° 2*. En posteriores revisiones ese organismo reemplazó el criterio de emplear el valor 0,5 CMP por la denominada Crecida Estándar de Proyecto (SPF, por Standard Project Flood) en razón de que la primera no representaba una crecida con probabilidad de excedencia consistente, y por lo tanto no brindaba un nivel adecuado de seguridad de la obra [Wang, B. H., 1998]. La SPF

CONDICIÓN DE RIESGO	PÉRDIDA ESPERADA DE VIDAS	PÉRDIDAS ECONÓMICAS	CRECIDA DE DISEÑO SEGÚN EL TAMAÑO DE LA PRESA		
			Altura de la presa = H (m) Volumen embalse = V (miles m ³)		
			Pequeña	Intermedia	Grande
			61,5 m ³ ≤ V < 1.230 m ³ 7,60 m ≤ H < 12,20 m	1.230 m ³ ≤ V < 61.500 m ³ 12,20 m ≤ H < 30,50 m	V ≥ 61.500 m ³ H ≥ 30,50 m
Baja	Ninguna. Zonas con construcciones de ocupación en carácter no permanente por las personas.	Mínimas. Zonas rurales con viviendas aisladas, áreas dedicadas a la agricultura o de recursos naturales de poca significación.	Q50 a Q100	Q100 a 0.5 CMP (*)	0.5 CMP (*) a CMP
Significativa	Pocas (1 a 6). No hay desarrollos urbanos, existiendo un número reducido de viviendas habitadas.	Apreciables. Áreas importantes dedicadas a la agricultura, industrias o prominentes áreas de recursos naturales.	Q100 a 0.5 CMP (*)	0.5 CMP (*) a CMP	CMP
Alta	Más de 6. Desarrollos urbanos o poblaciones permanentes.	Excesivas. Importante infraestructura de transporte y servicios, comunidades grandes, industrias o áreas con agricultura intensiva.	0.5 CMP (*) a CMP	CMP	CMP

Tabla N° 2. Normas de Seguridad de Presas recomendadas en 1979 por el Army Corps of Engineers, EEUU

(*) En posteriores revisiones se reemplazó el valor 0,5 CMP por la estimación de la denominada Crecida Estándar de Proyecto (SPF, en inglés) [Wang, B. H., 1988].

surge de estimar la tormenta estándar de proyecto, la cual se basa en una tormenta extrema registrada en la región de la presa, maximizada a partir de una investigación de carácter meteorológico.

Asimismo el Comité Australiano de Grandes Presas adoptó en el año 1986 unas guías para seleccionar crecidas de diseño de presas [ANCOLD, 1986] que se incluyen en la *Tabla N° 3*.

Para proyectos hidroeléctricos en la zona del Pacífico, gestionados por la empresa British Columbia Hydro and Power de Canadá, hacia 1988 se elaboraron guías para la seguridad de las presas [Kantha, B. C. V, 1988] que se indican en la *Tabla N° 4*. Complementariamente se mencionaba entonces que se debía aplicar las crecidas mínimas indicadas para las presas de menor tamaño o de menor importancia en cada categoría, así como que la CDV de mayor valor debería adoptarse para aquellas obras que se aproximaran a la categoría más alta siguiente, destacándose finalmente que la crecida seleccionada no debería ser menor que aque-

lla que surja de un análisis de tipo económico.

La Institución Británica de Ingenieros Civiles fue perfeccionando sus Normas de Seguridad de Presas, recomendando [BICE, 1989] los criterios que se indican en la *Tabla N° 5*. Al respecto las guías mencionan que donde el procedimiento de control del embalse lo requiere y la capacidad de descarga lo permite, la operación en o por debajo de los niveles especificados definidos a lo largo del año, pueden adoptarse tomando la precaución de que estén especificados en los certificados o en los informes para la presa. Donde se especifica una parte de la CMP se pretende que se calcule el hidrograma de la misma y luego las ordenadas respectivas sean multiplicadas por 0,5 ; 0,3 ó 0,2 como figura en la referida tabla.

El Estado de Nuevo México, EEUU, ha establecido en el año 2002 normas de seguridad de presas en las cuales el criterio de selección de la CDV se basa en una clasificación de la presa según el tamaño de la misma, según se indica en la *Tabla N°*

PÉRDIDAS DE VIDAS	PÉRDIDAS ECONÓMICAS E IMPACTOS SOCIALES Y DEL MEDIO AMBIENTE	CONDICIÓN DE LA PRESA POSTERIOR A LA FALLA	NIVEL DE RIESGO	CRECIDA DE DISEÑO
No prevista la pérdida de vidas.	Pérdidas económicas mínimas, tales como construcciones rurales, daños circunscriptos a tierras agrícolas, caminos auxiliares, etc.	Pueden ejecutarse reparaciones a la presa. Pérdidas indirectas de poca significación.	Bajo	Q100 a Q1.000
No prevista la pérdida de vidas, pero se admite tal posibilidad. No existen desarrollos urbanos y no más que una reducida cantidad de edificios habitables aguas abajo de la presa.	Apreciables pérdidas económicas, tales como daños a caminos secundarios, vías férreas complementarias, servicios públicos relativamente importantes, la presa misma u otros embalses de agua abajo.	Pueden ejecutarse reparaciones a la presa o se dispone de fuentes alternativas para el suministro de agua y energía.	Significativo	Q1.000 a Q10.000
Se prevén pérdidas de vidas de la comunidad o de otros desarrollos importantes ubicados aguas abajo.	Pérdidas económicas de importancia, tales como serios daños a comunidades, emprendimientos industriales, comerciales o agrícolas, importantes servicios, la presa misma u otros embalses de aguas abajo.	Fuera de ejecución servicios y reparaciones de la parte principal de la presa.	Alto	Q10.000 a CMP

Tabla N° 3. Normas de Seguridad de Presas recomendadas en 1986 por el Australian National Committee on Large Dams, Australia

PÉRDIDA DE VIDA	PÉRDIDAS ECONÓMICAS E IMPACTOS SOCIALES Y DEL MEDIO AMBIENTE	CONDICIÓN DE RIESGO	CRECIDA AFLUENTE MÍNIMA DE DISEÑO
No prevista la pérdida de vidas. Zonas típicamente con edificación para habitación humana, inundadas en forma discontinua.	Pérdidas económicas mínimas tales como construcciones rurales, daños circunscriptos a tierras agrícolas, caminos auxiliares, etc. Pérdidas indirectas de poca significación.	Baja	Q200
No prevista la pérdida de vidas pero se admite tal posibilidad. Zonas típicamente de desarrollo no urbano y no más que una reducida cantidad de construcciones habitables inundadas aguas abajo de la presa.	Pérdidas económicas apreciables, incluyendo posibles daños a caminos secundarios, vías férreas auxiliares y servicios públicos relativamente importantes. Fuentes alternativas de agua y energía disponible.	Significativa	Q1.000 pero no menor que el 50% de la CMP.
Se prevén pérdidas de vidas. Áreas aguas abajo de la presa típicamente inundables, incluyendo comunidades u otros tipos de desarrollos de significación.	Pérdidas económicas de importancia tales como posibles daños de significación a comunidades, emprendimientos industriales, comerciales o agrícolas, carreteras, caminos principales, vías férreas principales, importantes servicios u otras presas de aguas abajo. Presas indispensables para la prestación de servicios.	Alta	CMP

Tabla N° 4. Normas de Seguridad de Presas en uso en la Columbia Británica, Canadá [Kantha, B.C.V., 1988]

6 y en el riesgo potencial para las zonas de aguas abajo, que se muestra en la *Tabla N° 7*.

Por otro lado, en la *Tabla N° 8* se indican los criterios recomendados por diversas instituciones u organismos de diferentes países teniendo en cuenta las condiciones de riesgo de la presa [Malinow, G. V., 1990] [NBWE, 1987] [NAOS, 1985].

Una guía técnica de la provincia de Alberta, Canadá, [Franco, M. A., 2001] [Hurdall, B. J., 1988] también emplea una clasificación de la presa según sus dimensiones, para luego en función del riesgo potencial de la misma seleccionar la CDV (*Tablas N° 9 ; 10 y 11*). Cabe mencionar que estas guías se basaron fuertemente en las recomendaciones del año 1979 del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los EEUU [COE, 1979].

En la *Tabla N° 12* se incluye una clasificación suficientemente aceptada en los países que emplean

el sistema métrico decimal, mediante la cual se hace una clasificación de la presa según el tamaño [Malinow, G. V., 1990].

Por otro lado para determinar este tipo de crecidas, el Comité Español de Grandes Presas elaboró la Guía Técnica de Seguridad de Presas [CEGP, 1997], criterios que se presentan en la *Tabla N° 13*.

En orden con las recomendaciones del Comité de Presas y Crecidas del International Committee on Large Dams [ICOLD, 2003], se indica en la *Tabla N° 14* una síntesis de los criterios generales empleados para la selección de crecidas de diseño de presas.

Respecto a lo indicado en dicha tabla, se destaca que para el diseño de la obra de evacuación de caudales propiamente dicho se podrían aceptar valores inferiores a los indicados, siempre que la capacidad de verificación total se cumpla sin colapsar la presa.

CATEGORÍA	CONDICIÓN INICIAL DEL EMBALSE	CRECIDA AFLUENTE PARA DISEÑO DE LA PRESA			VELOCIDAD DEL VIENTO Y TOLERANCIA DE SOBRECARGA MINIMA DE OLA CONCURRENTES	
		NORMA GENERAL	NORMA DE MÍNIMA SI UN EVENTUAL SOBREPASO PUEDE SER TOLERADO	NORMA ALTERNATIVA SI CORRESPONDE UN ANÁLISIS ECONÓMICO		
A	Embalses donde la falla de la presa pone en peligro vidas dentro de una comunidad.	Erogando caudales diarios equivalentes al promedio de un período grande de registro.	Crecida Máxima Probable (CMP)	0.5 CMP ó la crecida Q10.000 años, adoptando la de mayor valor.	No aplicable	INVIERNO: Máximo viento horario con recurrencia 1:10 años
B	Embalses donde la falla de la presa: i) Puede poner en peligro vidas fuera de una comunidad. ii) Puede ocasionar grandes daños.	Recién llenado (por ej.: sin verter)	0.5 CMP ó la crecida Q10.000, adoptando la de mayor valor.	0.3 CMP ó la crecida Q1.000, adoptando la de mayor valor.	Crecida con una dada probabilidad que minimice el vertedero más los costos por daños. El afluente no podrá ser menor que el valor de la norma mínima pero puede exceder el de la norma general.	VERANO: Viento máximo horario medio anual. Tolerancia de sobrecarga por ola no menor que 0.60 m
C	Embalses donde la falla de la presa implica un riesgo insignificante sobre las vidas y caEEUU limitados daños.	Recién llenado (por ej.: sin verter)	0.3 CMP ó la crecida Q1.000, adoptando la de mayor valor.	0.2 CMP ó la crecida Q150, adoptando la de mayor valor.	-----	Viento máximo horario medio anual. Tolerancia de sobrecarga por ola no menor que 0.40 m
D	Casos especiales donde las pérdidas de vidas no pueden ser predecidas como resultado de la falla de la presa y los daños causados por la crecida serían muy limitados.	Erogando caudales diarios equivalentes al promedio de un período grande de registro.	0.2 CMP ó la crecida Q150, adoptando la de mayor valor.	No aplicable	No aplicable	Viento máximo horario medio anual. Tolerancia de sobrecarga por ola no menor que 0.30 m

Tabla Nº 5. Normas de Seguridad de Presas recomendadas por la British Institution of Civil Engineers, [BICE, 1989]

TAMAÑO	H : ALTURA DE LA PRESA	V : VOLUMEN DEL EMBALSE
	(m)	(millones de m ³)
PEQUEÑA	3 < H ≤ 12	V ≤ 1,2
INTERMEDIA	12 < H ≤ 30	1,2 < V ≤ 61,5
GRANDE	H > 30	V > 61,5

Tabla Nº 6. Clasificación por el tamaño de la presa según la Office of the State Engineers, New Mexico, EEUU, 2002

RIESGO POTENCIAL	TAMAÑO DE LA PRESA	CRECIDA DE DISEÑO
ALTO	Cualquier tamaño	CMP
SIGNIFICATIVO	Pequeña	0,5 CMP
	Intermedia	0,5 CMP
	Grande	0,75 CMP
BAJO	Cualquier tamaño	Q100

Tabla Nº 7. Criterios para la selección de la Crecida de Diseño del Vertedero según la Office of the State Engineers, New Mexico, EEUU, 2002

INSTITUCION	PAIS	CATEGORIA SEGÚN EL RIESGO DE LA PRESA		
		A (Alto)	B (Significativo)	C (Bajo)
Federal Emergency Management Agency	U.S.A.	CMP	(*)	(*)
Federal Coordinating Council for Science, Engineering & Technology	U.S.A.	CMP	CMP	(*)
Federal Energy Regulatory Commission	U.S.A.	CMP	CMP	(*)
American Society of Civil Engineers	U.S.A.	CMP	CMP	(*)
Nuclear Regulatory Commission	U.S.A.	CMP	CMP	0,50 CMP a CMP
Tennessee Valley Authority	U.S.A.	CMP	TVA Probable Maximum Flood	(*)
U.S. Soil Conservation Service	U.S.A.	PMP	$P_{100} + 0,4 (PMP - P_{100})$	(*)
U.S. Bureau of Reclamation	U.S.A.	CMP	(*)	(*)
Interagency Commission on Dam Safety	U.S.A.	CMP	(*)	(*)
Ohio State Agency on Dam Safety	U.S.A.	CMP	0,5 CMP	0,25 CMP
Illinois State Agency on Dam Safety	U.S.A.	CMP	CMP	0,5 CMP
New Jersey State Agency on Dam Safety	U.S.A.	PMP	0,5 PMP	1:100 años
Kansas State Agency on Dam Safety	U.S.A.	0,4 PMP	0,4 PMP	0,4 PMP
National Board of Waters and Environment	Finlandia	1:5.000 a 1:10.000 años	1:500 a 1:1.000 años	1:100 a 1:500 años
Norwegian Water Resources and Energy Administration	Noruega	CMP	(*)	(*)

CMP : Crecida Máxima Probable

PMP: Precipitación Máxima Probable

P_{100} : Precipitación con una recurrencia media de 100 años

1:1.000 años : Crecida con una recurrencia media de 1.000 años

(*): no existe criterio o los que están vigentes no son comparables

Tabla Nº 8. Criterios adoptados por otros organismos e instituciones para seleccionar la crecida de una presa

4.2 Crecida de verificación de la presa

En muchos casos los estudios hidrológicos realizados para los proyectos de las presas no ofrecen un grado adecuado de fiabilidad, ya sea porque se han efectuados con metodologías y técnicas que en la actualidad podrían ser consideradas obsoletas o por la escasa representatividad de las series de registros utilizadas.

Es así que para preservar condiciones mínimas de seguridad y para reducir la incertidumbre técnica, a la luz de haberse incrementado significativamente el período de registro de parámetros hidrológicos o bien de nuevos datos de caudales cuyas magnitudes aumentaron en forma aún más manifiesta que el aumento medio de las precipitaciones, y ante el peligro de que ocurran precipitaciones más frecuentes, surge apropiado realizar estudios de revisión del riesgo hidrológico de aquellas presas de considerable antigüedad, por caso 30 años ó más a contar desde que fueron estimados sus parámetros hidrológicos de diseño [IARH-CAI, 2004] [CAP, 1994].

En tales casos, cabe estimar la CVP que es aquella que representa la condición de crecida más extrema por la cual la presa podría ser objeto de una falla, en este caso con un bajo margen de seguridad, que se lo considera como escenario límite. Para tender a una máxima seguridad en las presas con alto riesgo para las zonas de aguas abajo, se adopta como crecida de verificación de la seguridad

la CMP o aquella que tiene un gran período de retorno (v.g.: 10.000 años) para tal verificación.

Consideraciones de tipo empíricas, citadas en la bibliografía [Franco, M. A. et. al., 2001] para seleccionar la CVP, pueden ser como las empleadas en Suiza que se ha adoptado para la crecida extrema a la crecida de recurrencia milenaria incrementada en un 50 %, o bien en Italia que se ha adoptado a la CDV incrementada un 40 % para presas de hormigón y un 70 % para las presas de materiales sueltos. En ambos casos la bibliografía aporta consideraciones para su laminación a través del embalse.

El Comité Español de Grandes Presas, a través de la Guía Técnica de Seguridad de Presas [CEGP, 1997], recomienda emplear los criterios que se presentan en la Tabla N° 13.

Considerando lo recomendado por el Comité de Presas y Crecidas del International Committee on Large Dams [ICOLD, 2003], para la selección de la CVP se indican en la Tabla N° 14 criterios de carácter general empleados en la actualidad. El porcentaje de la CMP que usualmente es empleado puede variar entre el 75 % y el 100 % de la misma para las presas de categoría "A" y un amplio abanico que puede arrancar desde el 50 % de la misma para las de categoría "B", quedando a criterio del proyectista la adopción de tal porcentaje en función de condiciones particulares de la obra y del medio ambiente circundante.

TAMAÑO	H : ALTURA DE LA PRESA	V : VOLUMEN DEL EMBALSE
	(m)	(millones de m ³)
PEQUEÑA	H < 12	V ≤ 1,2
INTERMEDIA	12 < H ≤ 30	1,2 < V ≤ 60
GRANDE	H > 30	V > 60

Tabla N° 9. Clasificación por el tamaño de la presa según el Alberta's Dam Safety Program, Canadá, 1989

RIESGO POTENCIAL	PÉRDIDA DE VIDAS HUMANAS	PÉRDIDAS ECONÓMICAS
ALTO	No previstas: construcciones de ocupación no permanente aguas abajo.	Mínimas: Zonas sin desarrollar. Estructuras ocasionales para agricultura
SIGNIFICATIVO	Pocas: Desarrollos no urbanos y no más que un número pequeño de viviendas habitadas	Apreciables: Destacado desarrollo agrícola, industrial o de viviendas
BAJO	Más que unas pocas: villas permanentes o desarrollos urbanos	Elevadas: Industrias y agricultura de carácter intensivo.

Tabla N° 10. Clasificación de la presa según el riesgo potencial, Alberta's Dam Safety Program, Canadá, 1989

RIESGO POTENCIAL	TAMAÑO DE LA PRESA		
	Pequeña	Mediana	Grande
BAJO	Q_{100}	Q_{100} a 0,5 CMP	0,5 CMP a CMP
SIGNIFICATIVO	Q_{100} a 0,5 CMP	0,5 CMP a CMP	0,75 CMP
ALTO	0,5 CMP a CMP	CMP	CMP

■ **Tabla Nº 11.** Criterios para la selección de la Crecida de Diseño del Vertedero, Alberta's Dam Safety Program, Cánada, 1989

TAMAÑO	H : ALTURA DE LA PRESA	V : VOLUMEN DEL EMBALSE
	(m)	(millones de m ³)
PEQUEÑA	$5 < H \leq 15$	$V \leq 1$
INTERMEDIA	$15 < H \leq 30$	$1 < V \leq 50$
GRANDE	$H > 30$	$V > 50$

■ **Tabla Nº 12.** Clasificación según el tamaño de la presa [Malinow, G. V., 1990]

CATEGORIA DE LA PRESA	CRECIDA DE DISEÑO (m ³ /s)	CRECIDA DE VERIFICACION (m ³ /s)
A	$Q_{1.000}$	$Q_{5.000}$ a $Q_{10.000}$
B	Q_{500}	$Q_{1.000}$ a $Q_{5.000}$
C	Q_{100}	Q_{100} a Q_{500}

■ **Tabla Nº 13.** Criterios para la selección de las crecidas de presas del Comité Español de Grandes Presas, España, 1997.

CATEGORIA DE LA PRESA	CRECIDA DE DISEÑO (m ³ /s)	CRECIDA DE VERIFICACION (m ³ /s)
A	% CMP ó $Q_{1.000}$ a $Q_{5.000}$	CMP ó $Q_{5.000}$ a $Q_{10.000}$
B	% CMP ó Q_{500} a $Q_{1.000}$ ó AER	% CMP ó $Q_{1.000}$ a $Q_{5.000}$ ó AER
C	Q_{100}	Q_{100} a Q_{150}

■ **Tabla Nº 14.** Recomendaciones generales para la estimación de la CDV y la CVP en función de la categoría de la presa [ICOLD, 2003].

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANCOLD-Australian National Committee on Large Dams (1986). *Guidelines on Design Floods for Dams*, Australia.

Balsa Bretón, J. M. et. al. (2002). *Revisión de Seguridad de Presas*. Primeros Pasos, TYPASA-División Obras Hidráulicas y Gestión del Agua, España.

BICE-British Institution of Civil Engineers (1989). *Floods and Reservoir Safety: an Engineering Guide*, Londres, Gran Bretaña.

- CAP-Comité Argentino de Presas (1994), *Conclusiones y Recomendaciones, Modulo I: Riesgo Hidrológico*, 3º Seminario Argentino de Grandes Presas, Salto Grande, Entre Ríos, Argentina.
- Canadian Dam Association (2005). *Dam Safety Guidelines*, Canadá.
- CEGP-Comité Español de Grandes Presas (1997), *Guías Técnicas de seguridad de Presas y Embalses*. Guía N° 4. Avenida de Proyecto, España.
- COE-Army Corps of Engineers (1979). *Guidelines for Inspection of Existing Dams*, Washington, EEUU.
- Devoto, G. A. (1990). *Crecida de Diseño de una Presa. Reflexiones sobre su Estimación*, Miembro del Comité Técnico sobre Crecidas de ICOLD, Buenos Aires, Argentina.
- FEMA-Federal Emergency Management Agency (1998). *Federal Guidelines for Dam Safety: Selecting and Accommodating Inflow Design Floods for Dams*, National Dam Safety Program, Publicación FEMA 94, Washington, EEUU.
- Franco, M.A. et. al. (2001). *Normativa sobre Seguridad de Presas*, Revista de Obras Públicas, págs. 75-83, España.
- Hurndall, B.J. (1989). *Alberta's Dam Safety Program - Canada*; Hydro Review, Canadá.
- IARH-CAI Instituto Argentino de Recursos Hídricos-Centro Argentino de Ingenieros (2004). *Riesgo Hídrico, Inundaciones y Catástrofes*. Documento Base. Jornadas de Debate, Buenos Aires, Argentina.
- ICOLD-International Committee on Large Dams (2003). *Dams and Floods, Guidelines and Cases Histories*, Boletín 125, Paris, Francia.
- Kartha, B. C. V. (1988). *Derivation of Design Floods for Hydro Projects in Pacific Canada*; Congreso de ICOLD Q.63, R.68, San Francisco, CA, EEUU.
- Malinow, G. V. (1990). *La Seguridad de Presas Existentes durante Crecidas Extraordinarias*; Segundo Seminario Argentino de Grandes Presas, Buenos Aires, Argentina.
- NAOS-National Academy of Sciences (1985). *Safety of Dams. Flood and Earthquake Criteria*, Committee on Safety Criteria for Dams, Washington, EEUU.
- NBWE-National Board of Waters and Environment (1987). *Dam Safety Code of Practice*, Finlandia.
- OSENM-Office of the State Engineer. New Mexico (2002). *Dam Safety Design and Operation Criteria*, Nuevo México, EEUU.
- Paoli, C. U. et. al. (1998), *Análisis de Riesgo Conjunto en la determinación de Crecidas de Proyecto de Regímenes Complejos*, Revista Ingeniería del Agua, Vol 5 N° 2, pág. 13 a 22, España.
- Wang, B. H. (1988). *Determination of Design Flood for Spillways*, 16º Congreso de ICOLD, Q. 63, R.39, San Francisco, CA, EEUU.
- WMO-World Meteorological Organization (1986). *Manual for Estimation of Probable Maximum Precipitation*, Publicación WMO N° 332. Operational Hydrology Report N° 1, Ginebra, Suiza.

La articulación de competencias en el procedimiento de determinación de una crecida de diseño en el ámbito estatal

PAOLI, Carlos Guillermo y MILIA, Juan Bautista

Ministerio de Aguas, Servicios Públicos y Medio Ambiente de
la ciudad de Santa Fe
Almirante Brown 4751 (3000) Santa Fe, Argentina.
E-mail: cgpaoli@hotmail.com – juambamilia@yahoo.com.ar

RESUMEN

Para sustentar la determinación de las crecidas de diseño necesarias para el dimensionamiento y operación de obras hidráulicas estatales en sistemas climáticos cambiantes se hace necesario un procedimiento que le permite formar la voluntad estatal. Aunque para muchos esta revalorización del procedimiento pueda parecer una incomprensible injerencia de la burocracia, la debida satisfacción de estas actividades concatenadas y preordenadas a un resultado final consagratorio de una opción sobre las demás restantes aparece trascendente en orden a dar solidez conceptual a dicho producto. El Estado debe decidir y para hacerlo debe elegir entre un gran número de posibilidades que seguramente se le presentan para resolver una misma situación y cuando existe un abanico de opciones, también existirán distintas consecuencias.

En el caso particular, determinar el parámetro de diseño de crecida para la construcción de una obra hidráulica estatal tendrá implicancia, principalmente, en dos planos esenciales: la utilización de fondos públicos —es decir dinero de todos— ya sean propios o provenientes del empréstito y la generación de beneficiarios y perjudicados.

Un proyecto bien formulado, no debería dejar de considerar los aspectos políticos, institucionales, legales, sociales, económicos, financieros, ambientales, técnicos y, fundamentalmente, el nivel de riesgo que se esta dispuesto a asumir por parte de la sociedad mediante la participación comunitaria para, finalmente, establecer cual será la crecida de diseño que se utilizará para proyectar y construir la obra. La respuesta, a nuestro entender, es la determinación de un procedimiento específico.

1. Introducción

Se nos ha propuesto debatir sobre los criterios más apropiados a utilizar frente a evidencias de cambios climáticos, de modo tal que sea posible sustentar la determinación de las crecidas de diseño necesarias para el dimensionamiento y operación de obras hidráulicas.

En dicho marco resulta fundamental atender a la decisión de selección de crecidas de diseño que se utilizarán para la construcción de obras hidráulicas en el ámbito del Estado, y a las competencias pasibles de interactuar en tal trámite.

Ante tal desafío, corresponde anticipar que la respuesta al planteo no será inequívoca; por el contrario, la misma nos colocará ante nuevos y mayores desafíos que afrontar.

La intención es observar como el Estado llega a tomar una decisión que contiene una multiplicidad

de efectos en los más diversos ámbitos: la adopción de un parámetro de diseño para construir una obra hidráulica.

Como primer jalón, resulta fundamental recordar que el Estado es una persona de existencia ideal y que tal naturaleza hace que, a diferencia de las personas físicas, conformen y expresen su voluntad mediante una ficción en la cual se disocia a la persona que ejerce la función (Ministro, Secretario, empleado de carrera) del órgano que el ejerce (Ministerio, Secretaria, Dirección General).

Tal dato resulta de suma trascendencia, porque quien decide no es la persona física, sino el Estado mismo a partir de las potestades que al mismo se le han otorgado, sin perjuicio de las responsabilidades que a los funcionarios le pueden caer personalmente por el mal desempeño de sus funciones.

Entonces, la responsabilidad es del Estado y no del funcionario (con la salvedad ya hecha) que aprueba una obra en base una determinada crecida de diseño. Esto que parece tan sencillo en realidad implica un complejo número de operaciones que deben realizarse a los efectos de llegar ese momento final que permite fijar cual es la voluntad del estatal.

Por lo tanto, para cumplir con sus cometidos el Estado, como toda organización compleja –y en mayor medida la Administración Pública ya que constituye la organización más compleja de las sociedades modernas-, ordena su propia actividad en flujos. Los actos, las decisiones, no aparecen como “sueltas”, sino que proceden de una serie de actos previos, tiene un PROCEDIMIENTO que le permite formar su voluntad. Ninguna decisión es one shot, es decir, ninguna decisión se agota en un solo acto.

Y, aunque para muchos esta revalorización del procedimiento pueda parecer una incomprensible injerencia de la burocracia, la debida satisfacción de estas actividades concatenadas y preordenadas a un resultado final consagratorio de una opción sobre las demás restantes aparece trascendente en orden a dar solidez conceptual a dicho producto.

En el marco de situaciones como las abordadas en el presente no nos encontramos ante un procedimiento cuyo resultado se encuentra predeterminado –como lo sería el caso de otras actividades estatales, por ejemplo el otorgamiento de una jubilación, consecuencia única ante la ostentación de la legalmente pautaada cantidad de años de servicio y edad- sino que al inicio de la gestión su final resulta desconocido.

Como ya dijimos, el Estado debe decidir y para hacerlo debe elegir entre un gran número de posibilidades que seguramente se le presentan para resolver una misma situación y cuando existe un abanico de opciones, también existirán distintas consecuencias.

En el caso particular, determinar el parámetro de diseño de crecida para la construcción de una obra hidráulica estatal tendrá implicancia, principalmente, en dos planos esenciales: la utilización de fondos públicos –es decir dinero de todos- ya sean propios o provenientes del empréstito y la generación de beneficiarios y perjudicados.

Dentro del primer aspecto, no solo debemos considerar el costo de la obra, que de por si no es menor, por cuanto si adoptáramos un diseño excesivamente alto, probablemente el monto necesario para concretar el proyecto sea cuanto me-

nos de muy difícil obtención, conspirando contra la efectiva materialización del proyecto o, por el contrario, si por mezquinar fondos propusiéramos una obra insignificante, seguramente en el largo plazo estaríamos generando un mayor costo, por la realización de una obra inútil y por no mejorar las condiciones socio económicas de quienes deberían verse beneficiados.

Cabe preguntarnos, si la ecuación costo-beneficio resulta suficiente para determinar cual será la crecida de diseño que seleccionemos para proyectar una obra hidráulica.

La respuesta en este caso es sencilla: NO.

Creemos que la adopción de una decisión acertada obliga el análisis del otro factor precitado: beneficiarios y perjudicados.

En general, toda obra pública trae aparejado un mejoramiento de la situación de un grupo de individuos, muy probablemente, en detrimento de algunos otros.

Normalmente, estos mejoramientos o deterioros, suelen ser cuantificables en dinero, por lo que en cierta forma retornamos a lo ya dicho en relación al costo de la obra, no ya como tal, sino como un todo socio económico, con egresos ciertos y perspectiva de retornos a través del mejoramiento de otros sectores.

Sin embargo, con la generalidad propia de la norma, ya el constituyente de 1853 previó la situación, al consagrar en el artículo 17° de la Carta Magna Nacional la necesidad de indemnizar a quienes sean pasibles de expropiaciones como consecuencia de la sujeción a la utilidad pública de su propiedad. Los diversos ordenamientos locales cuentan con su norma expropiatoria.

Pero también existen otros intangibles o bienes no determinables en dinero, como resulta ser la propia vida humana, que pueden tornar a una decisión de este tipo, no solo una cuestión de disponibilidad de fondos, sino también de la posibilidad de salvar o poner en riesgo a los integrantes de una determinada comunidad, fin último de la realización estatal.

O también la posibilidad de que con la decisión se afecten determinados bienes culturales, situación que debe ser debidamente sopesada por la administración.

Y todo ello sin dejar de lado el impacto ambiental de la obra.

Así, resultan múltiples las situaciones a plantearse

a partir de la afectación de bienes que se produce a partir de la decisión que en uno u otro sentido se adopte para la proyección, construcción y operación de las obras hidráulicas.

La normativa santafesina, por ejemplo, en materia de obras públicas demuestra en su evolución temporal, un paulatino avance hacia este enfoque integral.

Si bien la ley N° 5.188 –de Obras Públicas- se encuentra desprovista de previsiones sobre otros aspectos anexos a la obra, posteriormente aparecieron normas que fueron integrándola.

En este sentido, tenemos la ley N° 9.721 de Estudio del Esgurrimiento de Aguas Superficiales en las Obras Viales.

Sin embargo, la mayor iniciativa tendiente a la atención integral de los aspectos de las obras hasta el momento está dada por la ley N° 11.717 –de Medio Ambiente- y su decreto reglamentario N° 101/03, que abordara expresamente la problemática de la obra pública en su Capítulo VI.

Allí, el artículo 33° exige la remisión por los organismos oficiales a cargo de la realización de obras públicas (el texto refiere solamente al Ministerio de Obras Públicas, Servicios y Vivienda, mas posteriormente las modificaciones de las leyes de Ministerio hacen tal preceptiva extensible a otros, como ser el Ministerio de Aguas, Servicios Públicos y Medio Ambiente) del Plan de Obras previsto para el año en cualquiera de sus etapas, sea idea, prefactibilidad, factibilidad o proyecto, a fin de analizar conjuntamente la necesidad de establecer cuáles estarán sometidas a Estudio de Impacto Ambiental. La norma en comentario exige que la remisión sea realizada anualmente y con un mínimo de dos meses de antelación al inicio de cada año.

Por su parte, en el artículo 34° se prevé además que la entonces Secretaría de Estado de Medio Ambiente y Desarrollo Sustentable (hoy reemplazada por el Ministerio de Aguas, Servicios Públicos y Medio Ambiente conforme ley N° 12.817 –de Ministerios-), elabore en forma conjunta con el organismo o jurisdicción que genere el proyecto, los pliegos de los Estudios de Impacto Ambiental que deban ser realizados por profesionales o consultores externos sobre las Obras Públicas, y los procedimientos de selección de consultores, integrando así también la Comisión Técnica de preadjudicación.

En definitiva un proyecto bien formulado, no debería dejar de considerar los aspectos políticos, institucionales, legales, sociales, económicos, financieros, ambientales, técnicos y, fundamental-

mente, el nivel de riesgo que se esta dispuesto a asumir por parte de la sociedad mediante la participación comunitaria para, finalmente, establecer cual será la crecida de diseño que se utilizará para proyectar y construir la obra.

Ante tal perspectiva, surge la necesidad de tratar de encontrar un camino que permita, cuanto menos, disminuir el margen de error en aquella decisión, optimizando la relación entre fondos públicos afectados, personas y bienes beneficiados y perjudicados -más aún ante un contexto tan cambiante como el actual-. Para ello creemos que deben articularse mecanismos que permitan –como ya hemos dicho- constituir y decir la voluntad estatal habiendo atendido a todos los condicionamiento a que ella se encuentra expuesta al momento de determinar cual será la crecida de diseño que se seleccione para la concreción de una obra hidráulica.

La respuesta, a nuestro entender, es la determinación de un procedimiento específico para la cuestión, por cuanto el ordenamiento de la actividad administrativa en secuencias-procedimientos tiene una cuádruple justificación:

1. **de naturaleza interna:** no basta distribuir las tareas, sino que es necesario definir las interferencias entre las diversas funciones, individualizando cuáles son los órganos que deben intervenir en el procedimiento y cuándo deben hacerlo; es decir, es una tarea de la ordenación del procedimiento individualizarlo y definir la sucesión de sus intervenciones; de allí que el procedimiento cumpla una función organizativa en sentido dinámico, completando el esquema organizativo ya que este no puede indicar de una vez por todas, el puesto de cada oficio en el curso de una actividad, ello se puede hacer en la definición del procedimiento.
2. **medio de composición de intereses** realizando la tarea de una “súper ley” con una función de solucionar los conflictos entre intereses colectivos que, convertidos en públicos, se reproducen en el seno de las administraciones; así el procedimiento fija las reglas a través de las cuales se da prevalencia a unos intereses públicos respecto de otros.
3. **limita la actividad administrativa**, definiendo el sitio de cada órgano y los efectos de sus actos, con el fin de poder comprobar la actividad administrativa; a través de la vía procedimental el juez está en grado de recorrer todos los actos que han contribuido mas o menos directamente, a formar la voluntad estatal y comprobar si alguno de ellos no fue adecuadamente respetado.
4. **proteje frente a posibles planteos judiciales de terceros** por afectación de intereses difusos, en caso de que el procedimiento haya sido debidamente observado.

Sin embargo, no debemos olvidar lo manifestado por Dromi en cuanto a que “*el procedimiento administrativo no es un instrumento procesal neutro, ajeno al juego axiológico-político ...*”¹, y así, aunque su exteriorización parezca una mera acumulación de papeles, su esencia es expresar la tensión entre el ejercicio del poder y los derechos individuales o de la comunidad.

Consecuentemente, el procedimiento administrativo debe permitir armonizar los aspectos políticos, en cuanto actividad tendiente al logro eficaz del bien común; jurídicos, en tanto relación jurídica procesal en que Administración y administrados poseen recíprocos derechos y deberes, y técnicos, resultando, en conjugación con los dos aspectos anteriores, el sustento técnico-científico y práctico de la eficacia del procedimiento administrativo.

En definitiva, nuestra propuesta consiste en el establecimiento de un procedimiento específico para la materia, que permita contar con pautas generales, más allá de los ajustes propios de cada caso particular, seguramente permitirá que la determinación que se adopte se la más racional en los términos de Max Weber, quien sostiene que la *racionalidad “consiste en concebir primero un fin realizable para escoger después los medios idóneos para alcanzarlo.”*

1. DROMI, Roberto en *Derecho Administrativo*, 7ª Ed., Ciudad Argentina, Bs. As., 1998, pág. 893

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CASSESE, Sabino. *Las bases del derecho administrativo*. Capítulo Noveno “El Procedimiento”, Ed. Instituto de Administración Pública, Madrid, 1994.

DROMI, Roberto. *Derecho Administrativo*, 7ª Ed., Ciudad Argentina, Bs. As., 1998.

GORDILLO, Agustín. *Tratado de derecho administrativo*. Ed. F.D.A., Bs. As., 1997.

Marienhoff, Miguel. *Tratado de derecho administrativo*. Ed. Abeledo-Perrot, Bs. As., 1975

CANO, Guillermo J. y colaboradores. *Informe Final Estudio sobre Línea de Ribera*, Consejo Federal de Inversiones, 1988.

Cambios en la serie de caudales máximos en Ríos de la Región Litoral y su incidencia en parámetros de diseño

PAOLI, Carlos Ubaldo

Director Centro Regional Litoral – INA
Profesor Titular de Hidrología – FICH/UNL

RESUMEN

En la llamada Región Litoral, la realización de numerosos estudios efectuados en distintas épocas han dado lugar a la adopción de crecidas de diseño de distintas magnitudes para un mismo río originando discusiones y dudas sobre la pertinencia de los criterios y métodos empleados en cada caso y las justificaciones para la adopción de uno u otro valor.

Se presentan en forma resumida los estudios de crecidas y el Análisis de Frecuencia de los picos que se efectuaron en estos estudios antecedentes en tres Cursos de la Región con Cuencas de aportes

muy diferentes, como lo son la Cuenca Inferior del río Salado (aproximadamente 30.000 km²), la cuenca de aportes al Paraná Medio (aproximadamente 1.950.000 Km²) y la Cuenca de aportes del río Uruguay en Salto Grande (aproximadamente 245.000 km²).

Se sintetizan previamente los conceptos principales del Análisis de Frecuencia aplicado a crecidas y se resumen los factores que intervienen en la incertidumbre de las maximizaciones estadísticas y las limitaciones de los métodos en uso.

El análisis de frecuencia aplicado a la determinación de crecidas de diseño

Características de la crecida de diseño

La “Crecida de Diseño” o “Crecida de Proyecto”, es un concepto ingenieril y con destino al dimensionamiento de distintos tipos de obras o de medidas no estructurales. En general requiere asociar a una determinada magnitud de crecida la probabilidad anual de ser superada, lo que se consigue a través de los procedimientos de cálculos denominados Análisis de Frecuencia (AF).

El AF se puede efectuar para diferentes variables de la crecida: caudales, alturas, volúmenes, duraciones. Si bien existen relaciones entre estas variables, cada una mide características distintas de un mismo fenómeno.

La variable original en una sección determinada de un curso de agua es su caudal. Los niveles que alcanza el agua en la misma sección dependen de la configuración geométrica de la misma y de las características de pendiente y rugosidad del tramo aguas arriba y aguas abajo.

La curva de gasto, además de ser no lineal, puede ser variable temporalmente. Los AF de caudales y de niveles máximos en una misma sección, pue-

den no ser totalmente correspondientes.

Una crecida puede ser de distinta importancia según la variable que se analiza y la manifestación de la misma puede ser distinta a lo largo de todo el tramo del río que recorre.

De esta forma una crecida tendrá tantos valores de recurrencia más o menos parecidos, según la variable hidrológica analizada y la sección o tramo del río donde se analicen los datos de dicha variable y en consecuencia una crecida de diseño o de proyecto determinada, en principio solo tiene validez para la sección del curso en que se determina.

Hidrograma de Diseño

Es el Hidrograma construido que preserva la forma de evolución tipo del escurrimiento en función del tiempo de cada sección de control en el curso analizado y que la vez preserva una o mas relaciones variable considerada-recurrencia.

La forma del hidrograma depende fundamentalmente de las características físicas de la cuenca de aportes (área, forma de la cuenca y pendientes del terreno) y de la distribución de las tormentas

sobre dicha cuenca. Se pueden adoptar una o más formas tipo de crecida según la complejidad del régimen del curso de agua bajo estudio.

En cuanto a la relación magnitud de la variable-recurrencia a preservar, en cuencas pequeñas y medianas se logra una buena representación conservando la maximización del caudal pico. En estos casos primeramente se construye un hidrograma adimensional relativo al pico en base al hidrograma tipo adoptado y luego se transforma en hidrograma de diseño de una determinada recurrencia multiplicando las ordenadas por el caudal pico maximizado para esa recurrencia.

Si se trata de una cuenca de gran tamaño y régimen complejo, en general será necesario preservar la relación caudal máximo – recurrencia y duración – recurrencia o volumen – recurrencia.

Suposiciones para el dimensionamiento basado en Análisis de Probabilidades:

Al realizar el AF se supone que:

- Se dispone de una muestra de la variable hidrológica que se considera representativa de la población de la cual proviene
- Las series a analizar se consideran estacionarias y homogéneas

Sin embargo al realizar inferencia estadística a partir del ajuste de una ley de distribución, el valor suministrado tiene involucrado un riesgo total, donde no es posible separar que parte corresponde al riesgo básico (que es el que nos interesa) y que parte corresponde a incertidumbre (que nos interesaría eliminar o reducir). Sí se puede establecer que la proporción de incertidumbre es cada vez mayor cuando mayor es el período de recurrencia para el cual se hace la inferencia. Es difícil eliminar la incertidumbre, pero es posible identificar las fuentes posibles y procurar acotar o disminuir su influencia a través de la aplicación de los métodos y procedimientos más adecuados. Se presentan en forma muy resumida los aspectos principales a tener en cuenta para minimizar las incertidumbres (Paoli C. U. y otros, 2005):

- Consistencia y Homogeneidad de las muestras: Afecta las propiedades estadísticas de las mismas. Los test estadísticos se basan en suponer la hipótesis nula de que no existe interferencia (por lo tanto los datos son homogéneos) y rechazar o no esta hipótesis con un cierto nivel de confianza.
- Longitud de las muestras y posición de muestreo: Incide directamente en la consistencia de los estimadores muestrales. Las distintas expresiones de la posición de muestreo (y de ploteo) inciden en el mejor ajuste a una u otra distribución teórica.
- Presencia de Valores Atípicos (outliers): Inci-

dencia muy grande en las propiedades estadísticas de las muestras, principalmente en su coeficiente de asimetría. El uso de coeficientes de asimetría generalizado y otros parámetros tratados regionalmente, reduce los efectos adversos de los outliers.

- Distribuciones de frecuencia teóricas y los métodos de estimación de parámetros para el AF: La exactitud del método de momentos (MOM) es severamente afectada si los datos contienen errores en las colas de la distribución donde los brazos de los momentos son largos. El Método de Máxima Verosimilitud (MV) es generalmente preferido sobre el (MoM) en virtud a las propiedades de los estimadores MV. Otros métodos como los Momentos Ponderados por Probabilidades (MPP), Momentos Mixtos o Combinados (MMX) (para distribución Log-Pearson) y otras variantes, resultan más eficientes para algunas distribuciones en particular.

Riesgo hidrológico

Se deben considerar riesgos en el diseño de obras y medidas no estructurales; una obra o medida puede fallar si la magnitud correspondiente al período de retorno T para el cual se efectuó el diseño, se excede durante la vida útil de la o las mismas.

Este riesgo puede calcularse de la siguiente manera:

$$R = \text{RIESGO HIDROLÓGICO} = 1 - (1 - 1/T)^n$$

n: período de análisis de la obra o medida (período de diseño o vida útil, en años)

T: período de recurrencia (años) correspondiente al valor de diseño, cuya probabilidad anual de ser superado es $1/T$.

R: riesgo hidrológico o riesgo de falla, expresa la probabilidad que el valor de diseño sea alcanzado o superado en n años.

No caben dudas de que en la medida en que sea dificultosa la asignación de una determinada recurrencia al evento de diseño, esto implicará una incertidumbre directa en el cálculo del riesgo hidrológico.

Riesgo de obras

Corresponde a la falla de obras paso o de control y protección contra crecidas que han sido dimensionadas con una determinada Crecida de diseño cuando esta es superada. Depende del riesgo hidrológico asumido para la crecida de diseño, de los coeficientes de seguridad de dimensionamiento de las obras y de las medidas adicionales de protección de las propias obras. Define el grado de seguridad de las obras.

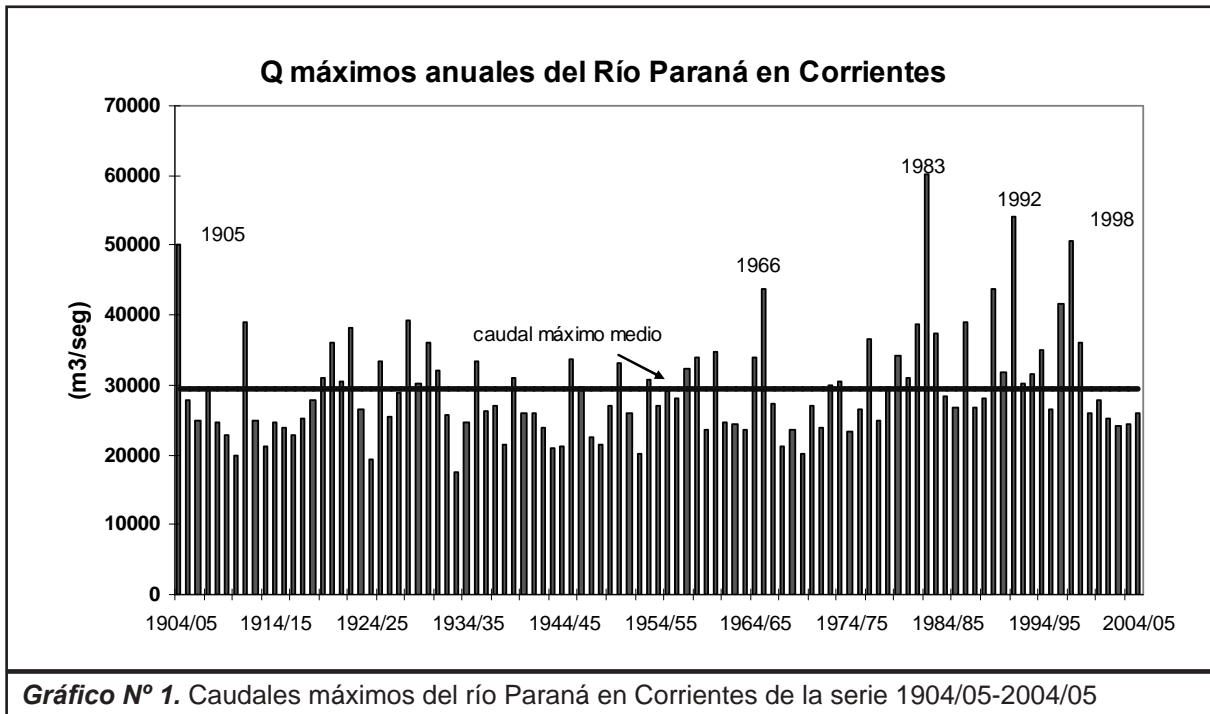


Gráfico N° 1. Caudales máximos del río Paraná en Corrientes de la serie 1904/05-2004/05

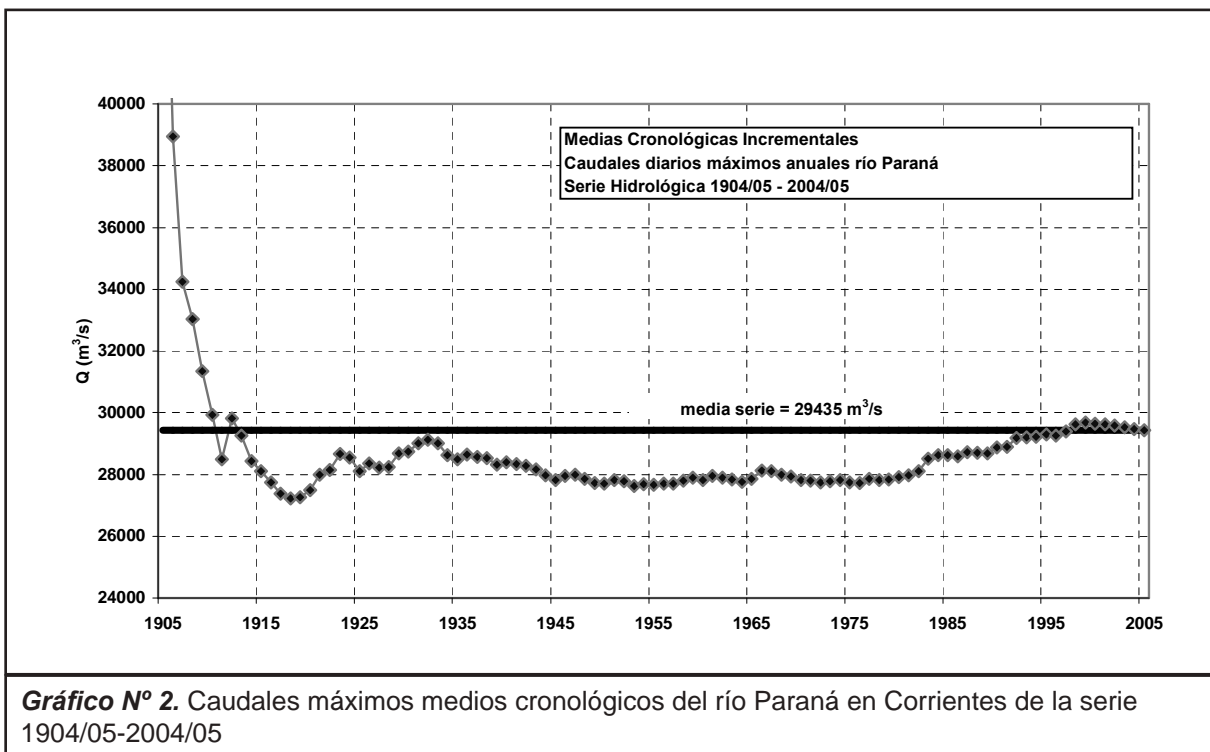


Gráfico N° 2. Caudales máximos medios cronológicos del río Paraná en Corrientes de la serie 1904/05-2004/05

Crecidas del Río Paraná

Las crecidas del Río Paraná en su tramo medio se definen a partir de la confluencia en Corrientes-Barranqueras del Paraná Superior con una cuenca de aportes de orden de los 900.000 Km² y del Río Paraguay con una cuenca de aportes de unos 1.115.000 Km².

Por lo tanto las crecidas en el tramo medio se analizan a partir de la serie de caudales máximos de la estación Corrientes.

Los estudios de AF realizados por Paoli C. U. y otros (2000) sobre diversas series de trabajo y con diferentes funciones teóricas para determinar crecidas de diseño de alta recurrencia, arrojaron una importante dispersión de valores. La comparación de los valores maximizados para las tres distribuciones de mejor ajuste, se muestran en el cuadro siguiente.

Serie	T= 1000 años			T= 100 años		
	EXP	LPIII	GEV	EXP	LPIII	GEV
1904/05 – 1989/90	70409	69914	71102	54218	52597	53202
1904/05 – 1991/92	73462	74389	77773	56209	54860	55995
1904/05 - 1997/98	74963	74609	79402	57288	55548	57191
1940/41 – 1989/90	72526	76044	78932	55641	55010	56093
1940/41 – 1991/92	77207	81971	90245	58709	58193	60571
1940/41 - 1997/98						
1960/61 – 1989/90	80618	84906	96560	61204	60481	64366
1960/61 – 1991/92	85985	90138	108877	64785	63828	69483
1960/61 - 1997/98	86469	87230	103158	65347	63552	68800

Cuadro 1. Caudales (m³/seg) inferidos según serie considerada (cuadro 3.11 de “El río Paraná en su tramo medio”, Paoli, C. U.y Schreider M., 2000)

Crecidas de diseño y verificación

Se presentan en forma resumida, las características de la crecida de diseño y de verificación adoptada para el río Paraná, para el dimensionamiento de obras y para el diseño de medidas no estructurales, en diversos estudios realizados a partir de los años 90.

Estudio	Comitente	Ejecutor	Año	Serie	Qmax 100a	Qmax 250a	Qmax 1000a	Forma
Actualización crecidas de diseño para Paraná Medio	AYE	FICH-UNL	1991	1904/05-1989/90	54218		70409	1983
				1960/61-1989/90	61204		80618	
Estudio Prefactibilidad Leyes Setubal	Gob S Fe	FICH-UNL INA	02/93	1904/05-1991/92 Se tomó crecida 1992 de 56000 m ³ /s	56200	63000		
Reconstrucción Costanera	SUPCE Santa Fe	INCOCIV	05/93	1960/61-1991/92	64800	73200		1983
Proyecto Defensa Alto Verde	DPOH Santa Fe	FICH-UNL	05/93	1960/61-1991/92	64800	73200		
Estudio Prefactibilidad Leyes Setubal 2da parte	Gob S Fe	FICH-UNL INA	1994	1960/61-1991/92	64800	73200		1983 y 1992
Estudio RN 168 - Alto Verde	CFI-DPOH	FICH-UNL	1996	1960/61-1994/95	63420	69530 (200 a)		Hidrograma intermedio 1983-1992
Estudio Puente Santa Fe-Corrientes	CFI	Consultoría Ing. Huerta y Asoc	2001	1960/61-1999/00	63415	69229	82730	1983 y 1992
Estudio Actualización Areas Riesgo	CFI	INA	2006	1960/61-2002/03	62200	67877 (200 a)	75400 (500 a)	Hidrograma promedio varias crec.
Estudio Integral Leyes Setubal	Gob S fe	Halcrow-Evarsa Incociv	2007	1964/65-2004/05	64967	73396	86148	Intermedio

Cuadro 2. Caudales maximizados a partir del análisis de Frecuencia de caudales picos del río Paraná en Corrientes, para crecidas de diseño en diversos estudios

Para la serie 1964/65-2004/05 del último de los estudios indicados, se han calculado los intervalos de confianza que se muestran en el cuadro siguiente:

T	Intervalo (m ³ /s)	Q (m ³ /s)	Q + Interv (m ³ /s)	Q - Interv (m ³ /s)
	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)	(m ³ /s)
5	3427	37410	40837	33983
10	4930	43786	48716	38856
20	6539	50162	56701	43623
50	8730	58591	67321	49861
100	10411	64967	75378	54556
250	12648	73396	86044	60748
500	14347	79772	94119	65425
1000	16050	86148	102198	70098

Cuadro 3. Intervalos de confianza de los caudales máximizadps del río Paraná en Corrientes para la serie 1964/65-2004/05

CRECIDAS DEL RÍO SALADO

Las crecidas del río Salado se analizan a partir de los caudales máximos registrados en la estación de Ruta 70, donde los aportes se conforman con los excedentes pluviales de la denominada Cuenca Inferior es de unos 30.000 Km² (INA, 2004), a lo que se agrega el aporte de la descarga de los Bajos Submeridionales por el río Calchaquí.

La situación mas desfavorable se produce ante la superposición de ambos efectos, es decir que

ante la descarga sostenida en el tiempo del río Calchaquí se produzcan lluvias intensas en al zona de aportes próxima a desembocadura generando bruscos empuntamientos.

Los caudales máximos anuales registrados a partir de 1954, muestran a partir de la década del 70 la aparición de picos muy importantes

La curva de la media deslizando cronológica de los caudales máximos muestra claramente una tendencia creciente a partir de la década del 70.

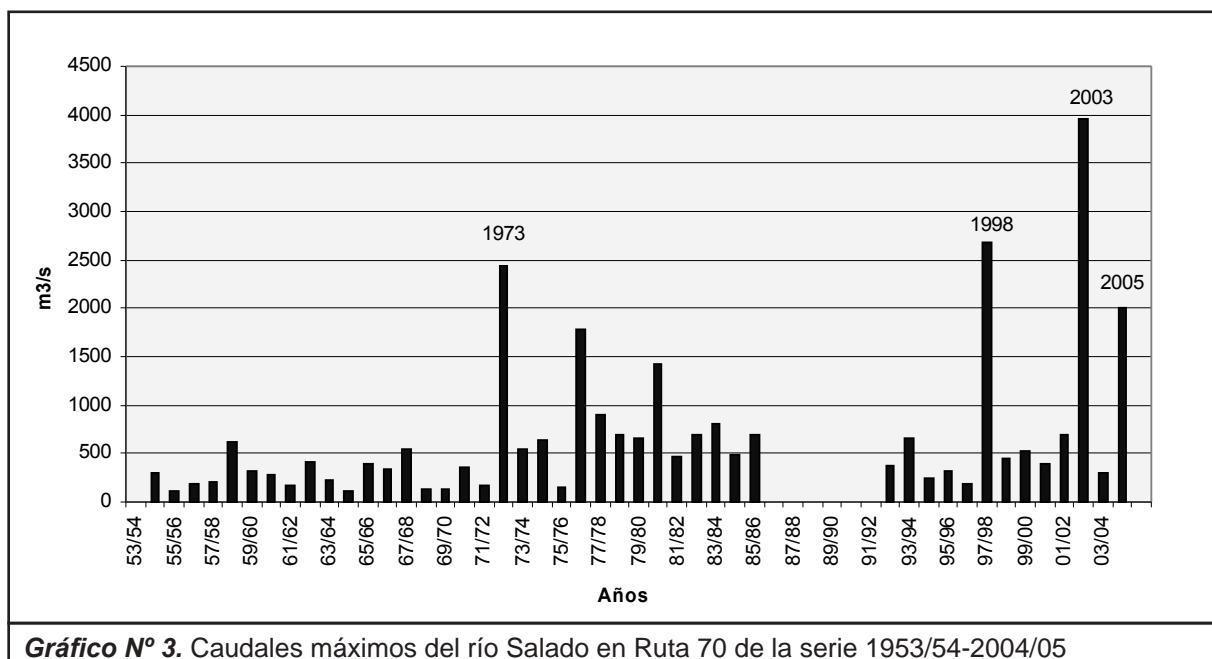


Gráfico N° 3. Caudales máximos del río Salado en Ruta 70 de la serie 1953/54-2004/05

La curva de la media deslizando cronológica de los caudales máximos muestra claramente una tendencia creciente a partir de la década del 70

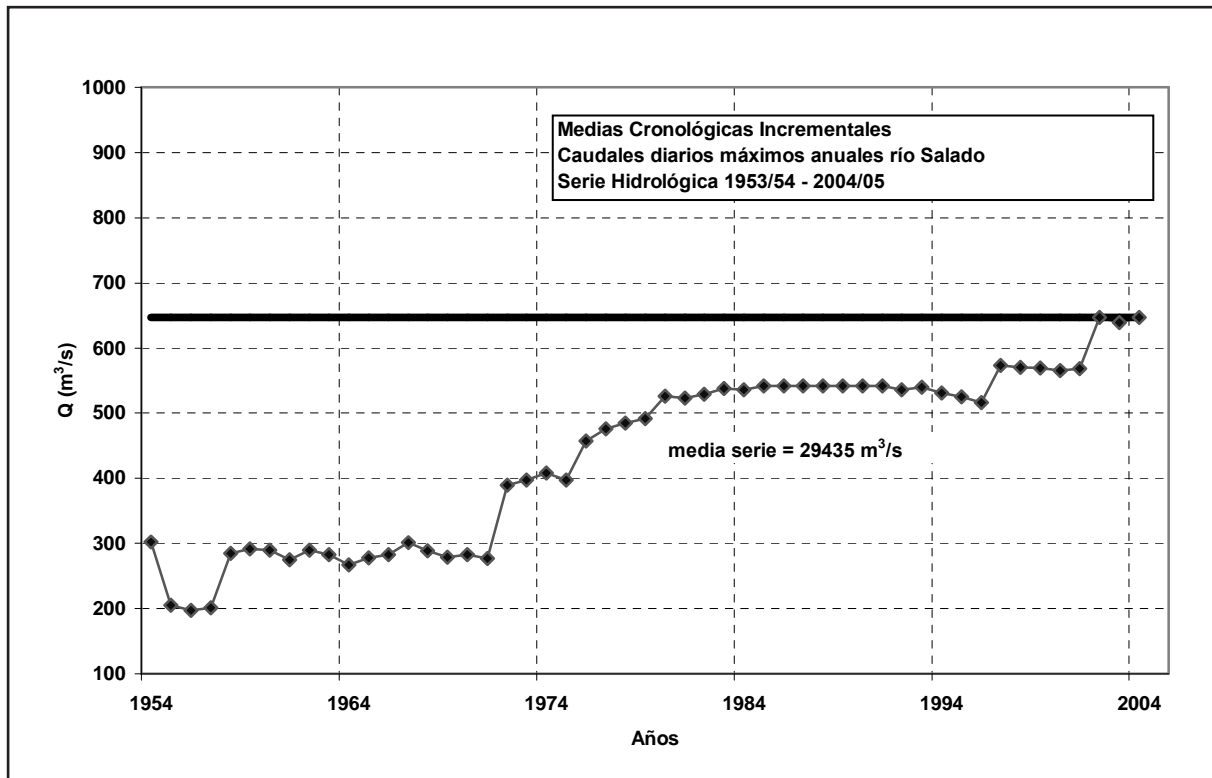


Gráfico N° 4. Caudales máximos medios cronológicos del río Salado en Ruta 70 de la serie 1953/54-2004/05

Análisis de frecuencias de Caudales máximos del Río Salado

Un análisis detallado fue realizado en 1998 para el estudio de la nueva conexión vial Santa Fe - Santo Tomé y para el redimensionamiento del puente de la autopista solicitado por AUFE. En dichos estudios se efectuó el análisis de frecuencia de la denominada serie moderna que corresponde al período entre 1971 - 1998.

Los resultados de la aplicación del AFMULTI arrojan los siguientes valores muestrales :

longitud de la serie : 23 años
Caudal máximo medio: 782 m³/seg.
Desvío: 634 m³/seg
Coef. de variación: 0,81
Coef. de asimetría: 1,66
Caudal máximo máximo: 2430 m³/seg
Caudal máximo mínimo: 139 m³/seg

Aplicando el criterio de selección de distribuciones en el campo muestral pero pensando en modelos de comportamiento robusto se adoptaron los valores de caudales máximos correspondientes a las distribuciones Pearson III y Exponencial, cuyo promedio se indica en la tabla:

La introducción de los nuevos años de registros posteriores a 1998 y fundamentalmente la introducción en la serie del máximo de abril del 2003 de 3954 m³/s, producen importantes modificaciones en la serie muestral. Los resultados de la aplicación del AFMULTI arrojan los siguientes valores muestrales

longitud de la serie : 27 años
Caudal máximo medio: 865 m³/seg.
Desvío: 882 m³/seg
Coef. de variación: 1,02
Coef. de asimetría: 2,31
Caudal máximo máximo: 3954 m³/seg
Caudal máximo mínimo: 154 m³/seg

El caudal máximo diario promedio aumentó solo en un 11 %, pero el desvío lo hizo en casi un 40 % lo que le confiere una característica de alta variabilidad a la muestra (coeficiente de variación superior al 100 %).

También el coeficiente de asimetría pasó de 1, a 2,31, influenciado por el valor extraordinario del 2003, que fue del orden de un 50 % mayor que los máximos registrado anteriormente en los años 1973 de 2430 m³/s y 1998 de 2672 m³/s.

Los nuevos valores obtenidos del AF introduciendo la nueva crecida se muestran en la tabla en comparación con los valores del AF hasta 1998. A efectos de tener en cuenta las incertidumbres implícitas en las estimaciones, se calcularon los

intervalos de confianza. El significado de estos límites es que resulta esperable con un nivel de confianza del 90 % que los valores que se estiman para una probabilidad indicada, caigan dentro de esos límites.

T (años)	Serie 1971-1998	Serie 1971-2003		
		Límite Inferior	Caudal Esperado (m ³ /seg)	Límite Superior
500	4000	3698	5462	7227
250	3500	3170	4851	6139
100	3010	2771	4043	5316
50	2590	3470	3432	4493
20	1615	1970	2630	3672
10	1190	1438	2013	2589
5	600	1028	1402	1776

Cuadro 4. Caudales maximizados del Río Salado en Ruta 70 para diferentes series e intervalos de confianza. (Fuente: La Cuenca del río Salado y la Crecida de abril de 2003 - INA, 2004)

Si se hubiera tenido que estimar cual era la probabilidad y recurrencia esperada para un caudal del orden de los 4000 m³/s, antes de que el mismo se produjera, a la luz de los estudios disponibles del año 1998, se hubiera indicado que dicha crecida era esperable con una recurrencia del orden de los 500 años, mientras que con la serie actualizada el mismo valor de caudal tiene una recurrencia de 100 años.

Pero también se puede observar que el valor de recurrencia 100 años de la serie 1971-98 entra dentro del intervalo de confianza de la recurrencia 100 años de la serie 1971-2003. Debe tenerse en cuenta que el intervalo de confianza depende fuertemente del tamaño de la muestra y del estimador de desvío, por lo que en este caso de una muestra de escasos 27 datos y CV superior al 100 %, los intervalos son muy grandes. Así se encuentra que el límite superior de la crecida centenaria es un 31 % mayor que el valor central.

Esta cuestión no es siempre bien comprendida por proyectistas y tomadores de decisiones, quienes muchas veces toman los valores provenientes del análisis de frecuencia como verdades ciertas sin tener en cuenta los supuestos sobre los cuales se basan y las limitaciones de los métodos de cálculo empleados.

A partir del planteo de revisar y actualizar todos los parámetros de diseño, tanto para las obras existentes como para las nuevas que se planteen en el tramo inferior del Río Salado, los distintos grupos

de trabajo que se encuentran desarrollando estos estudios, conjuntamente con los Organismos pertenecientes al Ministerio de Obras, Servicios Públicos y Vivienda de la Provincia de Santa Fe, acordaron compatibilizar los criterios, información básica y metodologías que se emplean.

En particular al considerar las crecidas de diseño del Río Salado se acordó sobre los resultados del Análisis de Frecuencia de los Picos máximos realizado por el INA, adoptando los valores para distintas recurrencias que se volcaron en un Acta Acuerdo. En la misma se establece también que para el caso de utilizarse la crecida de referencia de 100 años recurrencia como crecida de diseño, se utilice un coeficiente de mayoración de 1,2 para tener en cuenta las incertidumbres descriptas en el punto correspondiente, provenientes fundamentalmente del cambio climático y de las modificaciones del uso del suelo y obras de drenaje de la cuenca.

CRECIDAS DEL RÍO URUGUAY

La cuenca de aportes del Río Uruguay tiene una superficie del orden de los 195.000 Km² hasta Paso de Los Libres, donde se generan los procesos de crecidas de la alta y media cuenca y un área de aportes en la baja cuenca entre Paso de Los Libres y el embalse de Salto Grande de unos 50.000 Km².

La información básica disponible fueron los cau-

dales diarios de aportes totales al embalse del período 1898-2005, a partir de los cuales se elaboraron los hidrogramas para cada año de información disponible. De la observación de dichos hidrogramas se conformó la serie anual calendario mediante la selección del caudal diario máximo independiente de cada año del período muestral considerado.

La Figura 1 presenta la serie anual calendario de los caudales máximos del río Uruguay para el período 1898-2005.

La sola observación visual permite decir que en los primeros 50 años los picos de crecida son en general menores a los que se presentan en los últimos 50 años. Hasta los años 50 solamente 3 o 4 crecidas alcanzan o superan los 25.000 m³/s y de ellos ninguna supera los 30.000 m³/s, mientras que a partir de los 50 son 9 o 10 las crecidas que alcanzan o superan los 25.000 m³/s, de las cuales 6 superan los 30.000 m³/s. Diversos autores interpretan estos cambios y/o tendencias como efectos del cambio o variabilidad climática (Sir Halcrow and P, 1994), (Barros, *et al*, 2006)

Se calcularon las medias deslizantes cronológicas de los Caudales Máximos Anuales, las mismas se presentan en la Figura 2.

Se observa claramente la tendencia a un aumento del Caudal Máximo Anual Medio, pero con variaciones a lo largo de todo el período. En particular se observa que a partir de los años 20 y hasta

los años 40 se produce un crecimiento del promedio de crecidas anuales, para luego de una poco marcada declinación hasta los años 60 (excepto la crecida de 1959), mantenerse en valores casi constantes hasta los años 80 en que comienza a crecer marcadamente hasta fin de siglo, manteniéndose a partir de entonces con valores casi constantes o levemente crecientes. El mayor gradiente de aumento del caudal Máximo Anual Medio se produce entre el valor acumulado hasta 1978 que era de 16.634 m³/s y el valor acumulado a 1998 que es de 17.712 m³/s que correspondería a un gradiente del orden de los 100 m³/s/año.

Teniendo en cuenta el objetivo perseguido, los estudios antecedentes disponibles, el conocimiento que a priori se tiene de las variaciones observadas temporalmente y de las hipótesis que se plantean de influencia de la variabilidad y/o cambio climático, se seleccionaron los siguientes subperíodos para ser analizados:

- 1898-2005 Por ser la serie completa
- 1898-1950 Primera mitad de la serie donde no se detectan cambios importantes.
- 1951-2005 Segunda mitad con mayor frecuencia de extremos importantes
- 1898-1970 Serie de mas de 70 años utilizada en estudios anteriores.
- 1971-2005 Serie moderna que se asocia en varios trabajos con aumento de precipitaciones.
- 1981-2005 Serie moderna más corta que se podría considerar.

T (años)	1898-2005	1898-1950	1951-2005	1898-1970	1971-2005	1981-2005
2	16674	15650	17670	15716	18731	19828
5	22397	20790	23903	20810	25453	27241
10	26187	24193	28029	24183	29903	32150
25	30975	28493	33243	28445	35527	38352
50	34527	31683	37111	31606	39698	42953
100	38053	34850	40951	34745	43839	47520
200	41566	38005	44776	37871	47965	52071
1.000	49704	45313	53638	45114	57522	62612

■ **Cuadro 5.** Caudales maximizados del Río Uruguay en Salto Grande para las distintas series.

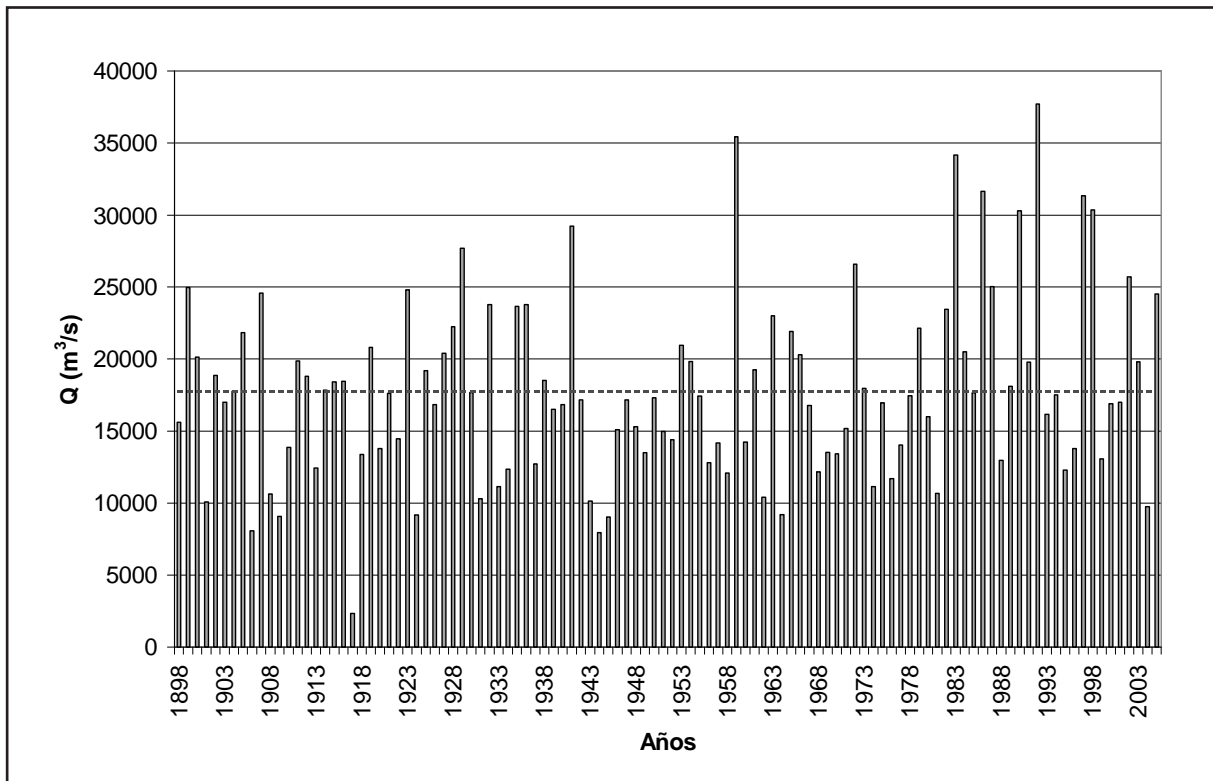


Gráfico N° 5. Caudales máximos del río Uruguay en Salto Grande de la serie 1898-2005

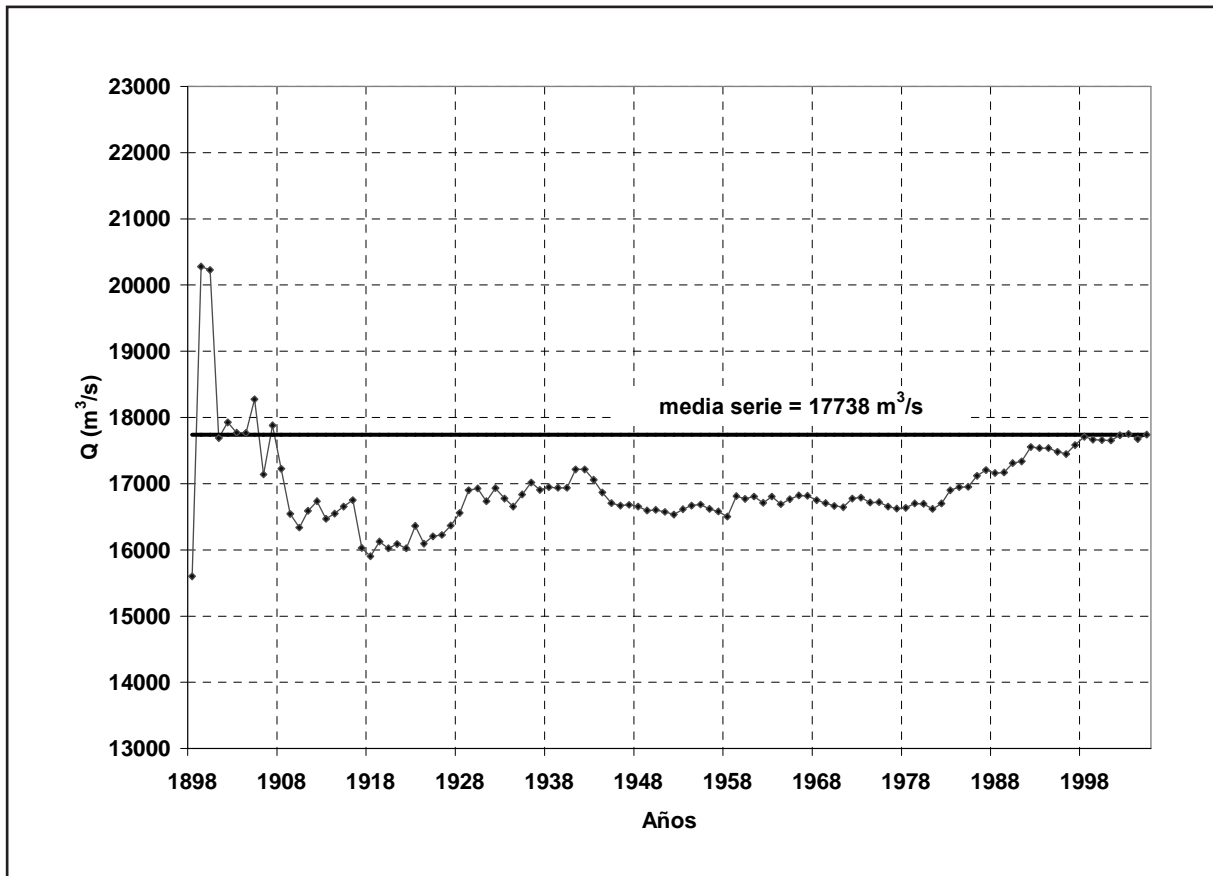


Gráfico N° 6. Caudales máximos medios cronológicos del río Uruguay en Salto Grande de la serie 1898-2005

Los intervalos de confianza para la serie 1971-2005 que fue la recomendada, muestran que los diversos máximos calculados siempre se encuentran dentro del límite superior, no así dentro del límite inferior para las recurrencias más bajas y para las series mas antiguas que van hasta los años 50 o 70.

T (años)	1898-2005	Q (T) (m ³ /s)	Q(T) + Interv (m ³ /s)	Q(T) – Interv (m ³ /s)
2	16674	18731	20593	16869
5	22397	25453	28590	22316
10	26187	29903	34140	25666
20	30975	35527	40879	30175
50	34527	39698	46533	32863
100	38053	43839	51802	35876
200	41566	47965	57059	38871
1.000	49704	57522	69253	45791

Cuadro 6. Intervalos de confianza de los caudales maximizados del río Uruguay en Salto Grande para la serie 1971-2005

Algunas conclusiones y opciones para tener en cuenta la variabilidad detectada

Como se observa en los tres casos presentados, existe una tendencia positiva al aumento del promedio de las crecidas máximas anuales debido a un incremento en la frecuencia de valores extremos.

Esto da lugar a que la crecida de diseño calculada para diversos períodos de registros varíe en forma importante notándose un incremento de la misma cuando el cálculo se efectúa considerando una serie “moderna” (con inicio en los años donde se detecta el comienzo de la tendencia) en comparación con la serie completa de datos con las series anteriores.

El cálculo de los intervalos de confianza de los valores maximizados respecto a la serie que se tome como referencia, indica no obstante, que en la mayoría de los casos, los valores maximizados estimados a partir de otras series, caen dentro de estos intervalos de confianza.

Se considera que los condicionantes y las limitaciones expresadas e identificadas en los estudios de casos presentados, de todas formas no necesariamente invalidan el Análisis de Frecuencia como herramienta útil para la determinación de la crecida de diseño. Lo que si es necesario es realizar un cuidadoso análisis para ver en que forma y con que restricciones se aplica.

Al respecto se pueden mencionar algunas opciones de procedimientos a utilizar:

Desde el punto de vista estrictamente hidrológico:

- Realizar el AF con la serie muestral que se considere más representativa de las condiciones de “régimen actual”, en línea con varios estudios realizados (antecedentes indicados).
- Utilizar el cálculo de los intervalos de confianza de las estimaciones para que al adoptar el límite superior del intervalo se tenga una confiabilidad superior al 90 o 95% (equivale a tomar un valor estimado central de mayor recurrencia).
- Adoptar los eventos críticos (según impactos potenciales) y estimar el riesgo de que dicho evento crítico sea superado en un horizonte determinado (vida útil) Reemplazar el concepto de “evento con período de retorno de T años” por el de “probabilidad de que el evento crítico ocurra al menos una vez en los próximos S años” (Clarke, R. 2006, El Cambio Climático en la Cuenca del Plata)

Desde el punto de vista Ingenieril:

- Se debe adoptar el nivel de riesgo que se quiere correr según el tipo de impactos esperados. No debe confundirse el concepto de Riesgo Hidrológico con el de Riesgo de Obra.
- Sobre el valor hidrológico se pueden aplicar los conocidos márgenes o coeficientes de seguridad.
- Factor de Seguridad: $FS = C/L$
Margen de Seguridad: $MS = C - L$
- C: Capacidad, Magnitud o Tamaño adoptada
L: Valor dado por el diseño Hidrológico
- Se debe considerar la posibilidad y límites físicos y técnicos de las soluciones

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BARROS, V.; CLARKE, R.; SILVA DIAS, P. (2006). "El Cambio Climático en la Cuenca del Plata" CIMA-CONICET. Argentina
- HAMMERLY, R. y otros, (2007), Informe de Análisis de Frecuencia de caudales máximos del Río Uruguay, en el marco del Estudio de la CMP.
- PAOLI, C. U. CACIK, P., BOLZICCO, J. (1994). "La incertidumbre en el Análisis de Frecuencia de Picos de Crecidas". XV CONGRESO NACIONAL DEL AGUA. La Plata. Argentina.
- PAOLI, C. U. CACIK, P., BOLZICCO, J. (1994). "Actualización de Crecidas de Diseño del Río Paraná en Relación a Proyectos y Obras del Tramo". III Seminario Argentino de Grandes Presas. Salto Grande, Entre Ríos.
- PAOLI, C. U. SCHREIDER, M. y otros; (2000); El Río Paraná en su tramo medio. Contribución al conocimiento y prácticas ingenieriles en un río de llanura; 2 Tomos. Ed. Centro de Ediciones de la U.N.L.; Santa Fe.
- PAOLI, C. U. y GIACOSA R. (2003). Caracterización del Riesgo Hídrico con relación a las inundaciones y alas crecidas de y lluvias de diseño. Capítulo 2 del libro "Inundaciones en la Región Pampeana", ISBN N° 959-34-0246-8. EDULP, La Plata, Pcia. de Bs Aires.
- PAOLI, C. U. y GONIADZKI, D. (2003). La Cuenca del Río Salado y la crecida de abril de 2003. ISBN N° 987-20109-3-5. Publicación del INA, Santa Fe, Argentina.
- PAOLI, C. U., CACIK, P. y HAMMERLY, R. (2005) Análisis de Frecuencia de Variables Hidrológicas. Curso de Posgrado de Diseño Hidrológico. FICH-UNL, Sta Fe, 2005.

Tratamiento de crecidas de diseño y adopción de recurrencias en manuales de puentes y alcantarillas

PAOLI, Carlos Ubaldo y PICOLLI, Norma

Centro Regional Litoral-Instituto Nacional del Agua

RESUMEN

En la práctica ingenieril y con destino al dimensionamiento de distintos tipos de obras de paso de vías de comunicación se requiere el cálculo de la "Crecida de Diseño" o "Crecida de Proyecto", para lo cual es necesario asociar a una determinada magnitud de crecida la probabilidad anual de ser superada con lo que se representa el riesgo hidrológico del evento.

En forma general, para la determinación de las dimensiones de obras de paso se requiere el caudal máximo a conducir, pero para prever los procesos erosivos y determinar protecciones y profundidades de fundación se necesita además el hidrograma de la crecida de proyecto (duraciones de caudales determinados).

Con el objetivo de recopilar información anteceden-

te sobre metodología de cálculos hidrológicos para el diseño y dimensionamiento de estructuras viales, se llevo a cabo una búsqueda en internet basándose en la bibliografía propuesta, obteniendo resultados satisfactorios en la mayoría de los casos.

En una segunda instancia se procedió a realizar una búsqueda más general, obteniendo informes, manuales, publicaciones, etc., referidos al diseño y dimensionamiento de puentes o carreteras que hagan referencia al análisis hidrológico.

En las conclusiones las características de las crecidas de diseño recomendadas en los documentos y manuales analizados se han agrupado en cuadros separados para: puentes, alcantarillas, zanjas y canales, captación y conducciones pluviales

1. Introducción

En la práctica ingenieril y con destino al dimensionamiento de distintos tipos de obras de paso de vías de comunicación se requiere el cálculo de la "Crecida de Diseño" o "Crecida de Proyecto", para lo cual es necesario asociar a una determinada magnitud de crecida la probabilidad anual de ser superada con lo que se representa el riesgo hidrológico del evento.

En forma general, para la determinación de las dimensiones de obras de paso se requiere el caudal máximo a conducir, pero para prever los procesos erosivos y determinar protecciones y profundidades de fundación se necesita además el hidrograma de la crecida de proyecto (duraciones de caudales determinados).

El riesgo asociado a las denominadas crecidas de proyecto o crecidas de diseño para el caso de cuencas pequeñas y medianas es representado por la probabilidad de excedencia del caudal pico, ya que éste guarda una relación directa con el volumen y duración, al tratarse de hidrogramas

simples que conservan una forma característica. En estos casos lo que se hace generalmente es maximizar los picos de crecidas y adoptar un hidrograma de acuerdo a esa forma típica.

Cuando no se dispone de series de caudales medidos que permitan el análisis de frecuencia de los caudales máximos, se utilizan fórmulas, métodos semiempíricos o modelos de transformación lluvia-caudal con los cuales una tormenta de proyecto seleccionada es transformada en un caudal máximo o en un hidrograma de proyecto.

En general en el País, no se dispone de suficientes registros en los numerosos cursos de agua, que puedan ser utilizados en los estudios de dimensionamiento que son requeridos. Es frecuente por lo tanto que se estimen crecidas de proyecto con modelos de transformación lluvia-caudal sin calibración de parámetros, suponiendo en muchos casos que el solo hecho de usar un modelo da "mejores" resultados (Paoli C.U. *et al*, 1998). En realidad el ingeniero proyectista desconoce la

incertidumbre de sus parámetros de diseño y por lo tanto el riesgo de su obra. Esta incertidumbre reside fundamentalmente en la determinación de la tormenta de diseño y en los parámetros del modelo que se utiliza, y difícilmente se analice el riesgo compuesto (V.T. Chow *et al.* 1993).

Cinco son las características principales que definen el hietograma de una tormenta de diseño y que dan lugar a la incertidumbre de la misma: duración total de la tormenta, intervalo de tiempo para el hietograma, cantidades o intensidades máximas de una determinada recurrencia para los intervalos de tiempo considerados, distribución de las intensidades o cantidades en la duración de la tormenta y la distribución areal a considerar (Paoli C. U. 1996).

Por otra parte los métodos de transformación lluvia-caudal con un cierto grado de elaboración requieren el ajuste o adopción de parámetros de pérdidas y de formas del hidrograma que no siempre es posible realizar adecuadamente. Melching, B. *et al* (1990) expresan que para aumentar la confiabilidad de los resultados no se requieren modelos más complejos, sino reducir la incertidumbre de la modelación.

Muchas son las controversias planteadas en relación a la recurrencia que le corresponde a una crecida de proyecto en relación a la tormenta estadística adoptada y hasta que punto es representativa de la crecida que se obtendría por métodos de análisis directo. Otra alternativa consiste en generar por métodos de transformación lluvia-caudal una serie de caudales máximos correspondientes a las máximas tormentas ocurridas en el período de registro de lluvias disponibles, que generalmente es mayor al período de disposición de caudales, realizando luego el análisis de frecuencia de los picos reconstituidos.

Según Hromadka II (1997), desde el punto de vista práctico, el mejor método a utilizar debe estar basado en los datos disponibles, el objeto y nivel requerido para el estudio y los medios y tiempo disponible. Los ingenieros proyectistas de la región tienden a utilizar los métodos disponibles sin un análisis siquiera somero de la incertidumbre de sus resultados.

En la investigación que se propone se analizarán, adaptarán y/o desarrollarán los métodos y procedimientos más aconsejables para el diseño y dimensionamiento de obras de paso según:

- Las características e importancia del tipo de obra
- Las características fisiográficas de cada Región del País
- La información básica disponible

Recopilación de metodologías de calculos hidrológicos para el diseño y dimensionamiento de estructuras viales

Con el objetivo de recopilar información antecedente sobre metodología de cálculos hidrológicos para el diseño y dimensionamiento de estructuras viales, se llevo a cabo una búsqueda en internet basándose en la bibliografía propuesta, obteniendo resultados satisfactorios en la mayoría de los casos. El listado inicial de bibliografía corresponde a países como Estados Unidos, Inglaterra, Australia y España. En el caso del Manual de Carreteras de Chile solamente se accedió al índice.

En una segunda instancia se procedió a realizar una búsqueda más general, obteniendo informes, manuales, publicaciones, etc. de México y de diferentes estados de Estados Unidos, correspondiendo a este último la mayor disponibilidad y actualización de información, como claramente se puede apreciar en el cuadro. Es importante aclarar que la búsqueda no se enfocó a manuales de hidrología, sino a documentos referidos al diseño y dimensionamiento de puentes o carreteras que hagan referencia al análisis hidrológico. Por otro lado, se obtuvo información de Brasil a través de la página del Departamento Nacional de Infraestructura de Transporte.

En la Dirección Nacional de Vialidad (DNV) solamente se obtuvo el antiguo manual de Determinación del Derrame Máximo superficial de las Cuenca Imbríferas, también conocido como método de Rühle.

En cuanto a la organización de la información recopilada se consideró conveniente la utilización de un cuadro para una mejor organización y una mayor visualización de las características generales de los antecedentes encontrados. En el mismo se puede encontrar la siguiente información:

- Datos de la publicación: nombre, capítulo referido al análisis hidrológico y dirección de internet donde fue obtenida.
- Institución: nombre de la institución que desarrolló el documento.
- Objetivo – Aplicación: hace mención a los objetivos y aplicabilidad que cada documento persigue.
- Métodos: se clasifica los métodos encontrados en tres grandes grupos, como ser: “Basados solo en datos de caudales y características de cauce del sitio”, “Empíricos, Semiempíricos y Regionales” y de “Transformación Lluvia – Caudal”. A continuación se realiza una pequeña caracterización de los mismos:

Basados solo en datos de caudales y características del cauce del sitio: se agrupan acá en general tres tipos de metodologías:

- a) Aquellas que se basan en el estudio de los registros históricos de caudales máximos a fin de estimar las probabilidades futuras de ocurrencia de las crecidas. Son los métodos más utilizados para obras de envergadura, cuando se dispone de series de valores extremos.
- b) En el otro extremo, cuando no se dispone de información sistemática en el sitio, sino solo de registros aislados o marcas de máximas crecidas, se utilizan estos valores.
- c) En otros casos solo se dispone de las características (sección, pendiente, etc) del sitio y con la ayuda de fórmulas hidráulicas se estiman caudales y niveles.

Empíricos, semiempíricos y Regionales: se agrupan acá una gran diversidad de metodologías, desde las basadas en Análisis de frecuencia regional de caudales medidos en diversos puntos y su extensión o interpolación a sitios no medidos en base a características físicas y/o de precipitación, hasta las formulas empíricas o semiempíricas desarrolladas para diversas regiones. En estos últimos casos debe tenerse en cuenta las limitaciones de los mismos, ya que como son una generalización surgida del análisis de un gran número de caos, las condiciones particulares del es-

tudio pueden provocar divergencias importantes en los resultados. Son métodos utilizados cuando no se dispone de datos directos medidos en el sitio específico de interés.

Transformación Lluvia – Caudal: se agrupan todos los métodos que se utilizan cuando no se dispone de datos sistemáticos de caudales en el sitio o los disponibles son de corta extensión temporal, pero si se dispone de la información de lluvia en uno o varios puntos de la cuenca de aportes. Brindan relaciones simplificadas o complejas entre tormentas y crecidas, incluyendo los modelos transformación lluvia - escurrimiento.

Cada método se menciona de acuerdo al nombre con que se halla en el documento, debido a esto es posible encontrar la misma metodología con nombres diferentes (Ej. Distribución Estándar de Frecuencia y Análisis de Frecuencia o NRCS Método de Pérdida de Curva Número y Curva Número). La mayoría cuenta con una pequeña caracterización que menciona los aspectos más importantes que cada publicación detalla.

Es importante mencionar que hay situaciones donde no se dispuso del documento completo sino de su referencia encontrando casos donde las mismas son muy generales por lo que se procedió a su interpretación como en el caso de “Modelos de computadoras para Generación de Hidrogramas”.

Datos de la Publicación	Métodos		
	Basados solo en datos de caudales y características de cauce del sitio	Empíricos, Semiempíricos y Regionales	Transformación Lluvia - Caudal
Hyghway Hydrology. Hy-draulic Design Series N°2 www.fhwa.dot.gov ¹⁶	* Distribuciones Estándar de Frecuencia: N, LN, Gu, LPIII	* Ecuaciones de Regresión Regional:	* SCS Graphical Peak Discharge Method
		* Index Flood Method:	* Método Racional
Roadway Design Manual. Chapter 7. Drainage. www.mdot.state.ms.us ⁹		* USGS 1991:	* Método Racional:
		* USGS 1983:	
		*USGS 1967:	
		* USGS:	
Estudios Hidráulicos - Hidrológicos para Puentes. M-PRY-CAR-1-06-004/00. www.normas.imt.mx ¹⁴	*Análisis de frecuencia: N, LN, Ga, Gu, PIII, LGu, LPIII	*Método de Creager: cuencas mayores de 30 km ²	* Método Racional
			* Método de Horton
			* Método de Chow
Hydraulic Design Manual. Hydrology. Chapter 5 www.dot.state.tx.us ¹⁵	* Análisis de frecuencia	* Ecuaciones de Regresión Regional	* Método Racional
			*NRCS Método de Perdida de Curva Numero
Manual de Hidrología Básica para Estructuras de Drenajem. www.dnit.gov.br ⁶	* Análisis de Frecuencia:: Gu, Hazen, LPIII		* Hidrograma Unitario Sintético: Snyder, Triangular
	* Hidrogramas típicos		* Método Racional
Hydraulics Manual. www.wsdot.wa.gov ¹⁹	* Análisis de Frecuencia de Caudales Pico Publicados:	* USGS Ecuaciones de Regresión:	* Método Racional:
		* Flood Report:	* Santa Barbara Urban Hydrograph Method (SBUH):

Datos de la Publicación	Métodos		
	Basados solo en datos de caudales y características de cauce del sitio	Empíricos, Semiempíricos y Regionales	Transformación Lluvia - Caudal
Hydraulics Manual. www.wsdot.wa.gov ¹⁹	* Análisis de Frecuencia de Caudales Pico Publicados:	* USGS Ecuaciones de Regresión:	* Método Racional:
		* Flood Report:	* Santa Barbara Urban Hydrograph Method (SBUH):
Drainage Manual. Chapter 6 Hydrology. www.ct.gov/dot ⁴	* Análisis de Frecuencia: N, LN, Gu, LPIII	* USGS Ecuaciones de Regresión	* Método Racional: áreas < 81 ha
		* FEMA Flood Insurance Study Discharge Rates.	
		* SCEL Stream Channel Encroachment Discharge Rates.	* Modelos de Computadoras para Generación de Hidrogramas
		* TIDAL Hydrology	
Highway Design Manual. Chapter 810 Hydrology. www.dot.ca.gov ²	* Análisis de Frecuencia: LN, Gu, LPIII	* USGS Ecuaciones de Regresión Regional	* Método Racional:
		* Transferencia de Datos Medidos:	* Hidrogramas Unitarios:
			* NRCS (TR-55)
Highway Design Manual. Chapter 8 Highway Drainage. www.dot.state.ny.us ¹⁰	* Datos Históricos: caudales máximos	* Ecuaciones de Regresión	* SCS TR - 55: áreas < 260 ha
			* Método Racional: áreas < 80 ha
Drainage and Erosion Control. Chapter 8. www.vhb.com ⁷		* USGS (Wandle) Method:	* Método Racional
			* NRCS (SCS)
Hydraulics Manual. Hidraulics and Estructures. Chapter Hydrology. www.th.gov.bc.ca ¹	* Análisis de Frecuencia: LN, Gu, LPIII	* Análisis Regional de Frecuencia:	* Metodo Racional:
			* SCS Unit Hydrograph Method:
www.carreteras.org ²⁰	* Fórmula de Manning:	* Bürkli - Ziegler:	* Método Racional
	* Aforos:	* Talbot:	
		* Obras Próximas en Servicio	
Instrucción Técnica para Estudios de Hidrología de Crecidas. ⁵	* California	* Jarvis - Myer	* Método Racional
	* Análisis de Frecuencia: Gu, PIII	* Creager * Perez	* Hidrograma Sintético: Triangular, Synder
Highway Design Manual. Hydrology/Hydraulics. Chapter 7. www.wfl.fhwa.dot.gov ¹⁷	* Análisis de Frecuencia Usando Registros:	* Ecuaciones de Regresión Regional:	* Método Racional:
	* Observaciones Históricas:		* NRCS:
Manual of Instruction Roadway Drainage (Customary Units). Hydrology Chapter 7. www.udot.utah.gov ¹⁸	* Análisis de frecuencia: LPIII	* UDOT Ecuaciones de Regresión:	* Hidrograma Unitario:
			* HEC-1 Flood Hydrograph:
			* SCS TR - 55: Método gráfico: Método Tabular:
		* NFF Ecuaciones de Regresión:	* SCS TR - 20 Computer Program for Project:
			* Método Racional: * Curva Número:
Determinación del derrame máximo superficial de las cuencas imbríferas ¹³ .	* Método de la medición de caudales en cauces definidos:	* Burkli - Ziegler:	* Método Racional Clásico:
		* Método de Carl F. Izzard:	* Método del Hidrógrafo Unitario:
		* Jarvis - Myers:	* Métodos Racionales Modificados:
		* Gráfico del Bureau of Public Roads de las EE UU:	* Método Racional Generalizado:

Referencias

USGS: U.S. Geological Survey
SCS: Soil Conservation Service
FEMA: Federal Emergency Management Agency
NRCS: Natural Resources Conservation Service
N: Normal
LN: Log Normal
Gu: Gumbel
LP III: Log Pearson III
Ga: Gama
PIII: Pearson III
LGu: Log Gumbel

Adopción de recurrencias para la determinación de las crecidas de diseño

Para la determinación de crecidas de diseño en relación a obras de paso (puentes y alcantarillas) de obras viales, en general se refieren a la magnitud de la crecida que se debe adoptar para determinar la "luz" o sección de paso necesaria.

A la vez esta sección de paso debe ser tal que el caudal que pase lo haga con una velocidad y un tirante de agua que satisfaga las condiciones de diseño de la obra de paso en relación a la altura del terraplén y en relación a la erosión generalizada y localizada.

Sin embargo el nivel de exigencia que tienen estas condiciones básicas de diseño, el nivel de agua y la erosión, son diferentes debido a que las consecuencias de que se superen los parámetros de diseño establecidos son muy diferentes para la seguridad de la obra en si mismo. Para la estabilidad de la obra es más peligroso el incremento de los procesos de socavación que la sobreelevación del tirante de agua y además, técnicamente es más factible considerar revanchas para los niveles máximos esperados que para los procesos de socavación.

Por dicha razón en muchos casos se adoptan Crecidas de diseño diferentes para determinar por una parte la sección de paso en relación al tirante de agua esperado y por otra parte para verificar el comportamiento a la erosión y elegir de esa forma el tipo y la profundidad de fundación.

En cuanto a la diferenciación entre puentes y alcantarillas, en la mayoría de los casos, se refieren a puentes las obras de paso sin fondo fijo y por el contrario las alcantarillas se refieren a obra de paso de geometría fija cerradas (cilíndricas, rectangulares, ovoidales, etc.), en las cuales el escu-

rimiento bajo el terraplén no toma contacto con el suelo natural. No obstante en algunos casos las alcantarillas se refieren a puentes pequeños.

Asimismo y en relación a las obras viales, se encuentran otros elementos que hacen al manejo de excedentes hídricos y a la seguridad de las obras de terraplén y de paso, que son los distintos tipos de zanjas de guardia, canales complementarios de conducción y obras de captación (sumideros) y disposición de desagües pluviales. Para estos casos también es necesario determinar crecidas y/o tormentas de diseño.

Por dicha razón las características de las crecidas de diseño recomendadas en los documentos y manuales analizados se han agrupado en cuadros separados para:

Puentes
Alcantarillas
Zanjas y Canales
Captación y conducciones pluviales

Los documentos que se sintetizan en cuadros en los cuales se encontraron recomendaciones expresas de recurrencias a adoptar son los siguientes:

- a) Texas Department of Transportation. (2004). *Hydraulics Design Manual*. Chapter 5, Hydrology
- b) British Columbia, Ministry of Transportation. (2007). *Supplement to TAC Geometric Design Guide*
- c) España
- d) U.S. Department of Transportation. (2002). *Highway Hydrology*. Hydraulic Design Series N° 2, Second Edition, FHWA e. Concticut
- f) Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT). (2000). *Estudios Hidráulicos - Hidrológicos para Puentes*
- g) Instituto de Pesquisas Rodoviárias. (2005). *Manual de Hidrología Básica para Estructuras de Drenajem*, 2ª Edição
- h) Washington State Department of Transportation. (2005). *Hydraulics Manual*
- i) Gerencia de Seguridad en el Transporte, Comisión Nacional de Regulación del Transporte. *Instrucción técnica para estudios de hidrología de crecidas* j. UTA
- k) New York State Department of Transportation. (1996). *Highway Design Manual*. Chapter 8, Highway Drainage
- l) Massachusetts Highway Department. (2006). Chapter 8: *Drainage and Erosion Control*

Manual	Puentes			
	Autopistas y Arterias Principales		Arterias menores	
	Diseño	Verificac.	Diseño	Verificac.
Texas ^a	10-25-50	100	2-5-10-25-50	100
British Columbia ^b	200	-	200	-
España ^c	50 a 100		25	
FHWA (H agua) ^d	min 50	-	min 50	-
FHWA (erosión) ^d	500	-	500	-
Conneticut ^e	100	500	100	500
México ^f	100	500 - 1000	50	500 - 1000
Brasil ^g	50 a 100	-	50 a 100	-
Washington ^h	100	500	100	500
CNRT ⁱ	200	-	200	-
UTA ^j	10-25-50	-	10-25-50	-

Como se observa los caudales de diseño recomendados van desde 10 a 200 años, pero los valores mas frecuentes son de 50 y 100 años. Asimismo la recurrencia para crecidas de verificación o para erosión es de 500 años.

Manual	Puentes			
	Autopistas y Arterias Principales		Arterias menores	
	Diseño	Verificac.	Diseño	Verificac.
Texas ^a	10-25-50	100	2-5-10-25	100
New York ^k	50	100	50	100
British Columbia ^b	100 a 200	-	50 a 200	-
Massachuset ^l	50	100	10 o 25	100
España ^c	25		10	
FHWA (H agua) ^d	25-50		2 o 5 o 10	
Conneticut ^e	50 a 100	100-500	50 a 100	100-500
Brasil ^g	10 a 20	20 - 25	10 a 20	20 - 25
Washington ^h	25	100	25	100
Utah ^j	10-25-50	-	10-25-50	-

Para el caso de alcantarillas, el rango de recurrencias para adoptar la crecida de diseño es muy amplio, en general entre 2 y 100 años, respondiendo así a la gran diversidad de tipo de alcantarillas y de las condiciones de la vía de comunicación.

A pesar de que no se brindan muchas explicaciones sobre la justificación del nivel de riesgo que se asume al adoptar las recurrencias recomendadas, en general se hace referencia a la importancia de la vía de comunicación y a la cuestión económica, como ser:

- Las tablas proporcionan un rango de valores típicos, pero la selección de los valores deben hacerse a partir de minimizar los daños

esperados en función de los costos de obras. (Massachuset, 2006) (New York,)

- Si bien las Recurrencias recomendadas se basan en las experiencias conocidas y en el buen juicio ingenieril, en el caso de de áreas de alto riesgo, el análisis de riesgo de daños (costo/beneficio) puede ser necesario para una mejor elección (Washington, 2005)

En ciertos casos se hace referencia a otros factores a tener en cuenta,

- Las revanchas que se recomiendan pueden depender de las restricciones de sobreelevación que se permiten en la planicie inundable según la regulación de las mismas, de la im-

portancia que pueda tener la vía de comunicación para evacuaciones de emergencia, o como defensa nacional. También otras consideraciones ecológicas o geomorfológicas pueden afectar la selección de la revancha. (FHWA)

Manual	Canales, cunetas de guardia			
	Autopistas y Arterias Principales		Arterias menores	
	Canales	zanjas/cunetas (ditches)	Canales	zanjas cunetas (ditches)
New York ^k	-	25	-	10
British Columbia ^b	5	10 a 25	5	10 a 25
Massachuset ¹	50	-	10 o 25	-
España ^c	10	-	5	-
FHWA (H agua) ^d	25-50	25 - 50	2 o 5 o 10	2 o 5 o 10
Conneticut ^e	10	10 o 50	10	10 o 50
Washington ^h	10	10	10	10
Utah ^j	10-25-50	10-25-50	10-25-50	10-25-50

También es un rango muy amplio el que se encuentra recomendado para las recurrencias de las crecidas de diseño de las obras complementarias de canalizaciones y conducción de aguas en el entorno de las obras viales, en general entre 2 a 25 años y como máximo 50 años.

	Sistemas de drenaje pluvial en carreteras		
	sumideros de conductos	tubos de drenaje	sumidero para depresión en calle
Texas ^a	2 a 10	2 a 10	25 a 50
New York ^k	10	10	-
British Columbia ^b	5	10 a 25	-
Massachuset ¹	10	10	-

En algunos de los documentos se indican también las recurrencias recomendadas para el manejo de los excesos pluviales locales.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. *British Columbia, Ministry of Transportation.* (2007). Supplement to TAC Geometric Design Guide. ISBN 978-0-7726-5800-5. British Columbia, Canada. www.th.gov.bc.ca
2. *California Department of Transportation.* (2001). Highway Design Manual. Chapter 810 Hydrology. California, Estados Unidos. www.dot.ca.gov
3. Chow, V.T.; Maidment, D.R.; Mays, L.W. (1993). *Hidrología Aplicada*. Mc Graw-Hill. -HROMADKA II, T. V. (1997). Balanced Design Storm UH, Rational and Regression Equation Methods. Journal of Hydrological Engineering. Vol 2 No 3.
4. *Conecticut Department of Transportation.* (2000). Drainage Manual. Chapter 6, Hydrology. Conecticut, Estados Unidos. www.ct.gov/dot
5. *Gerencia de Seguridad en el Transporte, Comisión Nacional de Regulación del Transporte.* Instrucción técnica para estudios de hidrología de crecidas. Buenos Aires, Argentina. www.cnrt.gov.ar/viayobra

6. *Instituto de Pesquisas Rodoviárias.* (2005). Manual de Hidrología Básica para Estructuras de Drenagem, 2ª Edição, IPR – 715, Río de Janeiro, Brasil. www.dnit.gov.br
7. *Massachusetts Highway Department.* (2006). Chapter 8: Drainage and Erosion Control. Massachusetts, Estados Unidos. www.vhb.com
8. Melching, C.S.; Yen, B.C.; Wenzel, H.G. (1990). *A Reliability Estimation in Modeling Watershed Runoff with uncertainties.* Water Resources Research, Vol 26. Nro. 10.
9. Mississippi Department of Transportation. (2001). *Roadway Design Manual.* Chapter 7: Drainage. Mississippi, Estados Unidos. www.mdot.state.ms.us
10. *New York State Department of Transportation.* (1996). Highway Design Manual. Chapter 8, Highway Drainage. New York, Estados Unidos. www.dot.state.ny.us
11. Paoli, C. U. y Bustamante, E. (1996). *Análisis de incertidumbre en la determinación de tormentas de proyecto para desagües pluviales.* XI Seminario del CIRA, Livro de Textos, Universidade Católica do Salvador. Salvador, Bahia, Brasil.
12. Paoli, C. U.; Cacik, P. Y Morresi, M. (1998) *Consistencia en la determinación de crecidas de diseño por transformación lluvia – caudal y análisis de frecuencia.* En colaboración con Avances en Hidráulica 1. ISBN 968-7417-21-8. México, octubre 1998.
13. Rühle, G. O. (1966). *Determinación del derrame máximo superficial de las cuencas imbríferas.* Dirección Nacional de Vialidad.
14. Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT). (2000). *Estudios Hidráulicos - Hidrológicos para Puentes.* M-PRY-CAR-1-06-004/00. Mexico. www.normas.imt.mx
15. Texas Department of Transportation. (2004). *Hydraulics Design Manual.* Chapter 5, Hydrology. Texas, Estados Unidos. www.dot.state.tx.us
16. McCuen, R.; Johnson, P.; Ragan, R. (2002). *Hyghway Hydrology.* Hydraulic Design Series N° 2, Second Edition, FHWA-NHI-02-001, www.fhwa.dot.gov
17. U. S. Department of Transportation, Federal Lands Highway. (2005). *Highway Design Manual.* Chapter 7: Hydrology/Hydraulics. Washington, Estados Unidos. www.wfl.fhwa.dot.gov
18. Utah Department of Transportation. (2006). *Roadway Design Manual of Instruction.* Chapter 7: Hydrology. www.udot.utah.gov
19. Washington State Department of Transportation. (2005). *Hydraulics Manual.* Washington, Estados Unidos. www.wsdot.wa.gov
20. www.carreteras.org. España.

Seguridad hidrológica de presas: método bivariado

RAMÍREZ, Aldo⁽¹⁾ y ALDAMA, Álvaro⁽²⁾

⁽¹⁾Centro de Investigaciones del Agua, Querétaro (México)

⁽²⁾Consultor independiente. aivanram@gmail.com

RESUMEN

Se presenta un nuevo enfoque para la estimación de avenidas de diseño en presas de una forma probabilística. El método se basa en el concepto del período de retorno conjunto. Este periodo de retorno conjunto se define en términos de los diferentes parámetros que describen la avenida de diseño. Con esta metodología se reduce la incertidumbre sobre la estimación en virtud que se evita la extrapolación a periodos de retorno mucho mayores que el regis-

tro histórico. En el proceso de selección de la avenida de diseño, se considera la combinación más desfavorable de las características del hidrograma, de acuerdo con los efectos producidos en la estructura en diseño o revisión. La metodología descrita se aplicó a las presas El Infiernillo y Huites, ubicadas en México, con el propósito de revisar su seguridad hidrológica. El nuevo enfoque mostró que ambas presas no son tan seguras como se supone.

Introducción

El proceso de evaluación del posible impacto de los eventos hidrológicos en una estructura hidráulica y la selección de los valores de las variables significativas para su correcto funcionamiento se conoce como *diseño hidrológico*.

En particular, el término *estimación de avenidas de diseño* se refiere a la obtención de la o las características del hidrograma de la avenida que se utilizará para determinar las dimensiones de la obra hidráulica por construir. Alternativamente, el proceso se puede seguir con el fin de evaluar la bondad del diseño de obras existentes.

El análisis y la predicción de avenidas han sido tema de muchas investigaciones en el campo de la hidrología. Las revistas especializadas contienen numerosos artículos que presentan nuevos métodos para mejorar el diseño de las obras hidráulicas o para estimar el error de los modelos existentes, y otros temas relacionados con el diseño hidrológico. Sin embargo, no existe un acuerdo sobre cuál enfoque es el más indicado para la determinación de avenidas para el diseño de nuevas obras o la revisión de obras existentes. Lo anterior obedece a que la estimación de avenidas de diseño es un problema en extremo difícil que no ha sido completamente resuelto.

Las metodologías existentes para la estimación de avenidas de diseño son muy variadas, tanto desde el punto de vista de su planteamiento conceptual como de su complejidad. En general, los métodos para la estimación de avenidas se pueden dividir en métodos con enfoque hidrometeorológico y métodos con enfoque hidrométrico. Los primeros se basan en datos de precipitación y en la modelación del proceso lluvia–escurrimiento, mientras que los segundos aprovechan la información histórica de escurrimiento en el sitio específico o la región en donde se ubicará la obra, pudiendo o no tomar en cuenta la información de precipitaciones. Al grupo de métodos comprendidos dentro del segundo enfoque se le conoce con el nombre genérico de *análisis de frecuencia de avenidas*.

Muchas discusiones se han suscitado acerca de la pertinencia y conveniencia de la aplicación de uno u otro enfoque. La verdad es que todos los métodos disponibles ofrecen ciertas ventajas y también pueden tener deficiencias. A continuación se consignan en forma breve algunos comentarios al respecto.

Enfoque hidrometeorológico

Este enfoque es ampliamente utilizado en muchas partes del mundo. Es el método más usado por la mayoría de las agencias gubernamentales de los Estados Unidos para la estimación de eventos para el diseño de estructuras de grandes presas cuya falla es intolerable.

En su forma más difundida, el enfoque inicia con la estimación de la Precipitación Máxima Probable (PMP), la cual se está definida por la Organización Meteorológica Mundial (OMM) como: “teóricamente, la mayor lámina de precipitación para una duración dada que es físicamente posible, considerando un área dada de tormenta, en una ubicación geográfica particular y en un tiempo del año específico” (WMO, 1986).

Para propósitos de diseño, la PMP debe transformarse en la denominada Avenida Máxima Probable (AMP) a través de un modelo lluvia–escurrimiento. La AMP, según la definición del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos (1979) es “la avenida que se puede esperar de la combinación más severa de condiciones meteorológicas e hidrológicas críticas que son razonablemente posibles en una determinada región”. Nótese que la frase “razonablemente posible” induce una gran subjetividad al concepto de AMP.

Debe aclararse que el enfoque hidrometeorológico también puede aplicarse en forma probabilista. En efecto, mediante un análisis de frecuencia de lluvias, los registros de precipitación pueden emplearse para definir una *tormenta de diseño* asociada con un periodo de retorno. Dicha tormenta es transformada a su vez en un hidrograma de diseño mediante la aplicación de un modelo lluvia–escurrimiento.

Es posible identificar una serie de debilidades asociadas con el enfoque hidrometeorológico. En primer término, no existe un acuerdo general sobre cómo estimar la PMP y la AMP. Generalmente, la determinación de la PMP se basa en el empleo de datos observados para muy pocos eventos extremos, que normalmente no han ocurrido en la zona de interés. Con el objeto de transformar los datos disponibles en la PMP para la zona en estudio, se utilizan procedimientos tales como la *transposición de tormentas*, que están basados en una serie de hipótesis altamente cuestionables (WMO, 1986). A pesar de que, como se mencionó anteriormente, la PMP se define como la cota superior del agua precipitable, su estimación depende de información disponible, por lo que no existe garantía de que no se exceda durante la vida útil de una obra hidráulica.

En general, como práctica de diseño en ingeniería es conveniente estimar el riesgo de falla de las obras proyectadas. Por su propia definición, resulta muy difícil caracterizar probabilísticamente a la PMP y más aun a la AMP. Cuando existen suficientes datos, se ha observado con frecuencia que la AMP tiene asociados periodos de retorno enormes, del orden de millones de años (Shalaby, 1994). Esto plantea una incongruencia fundamental, ya que en intervalos de tiempo de ese orden es evidente que el clima del planeta ha sufrido modificaciones significativas, con lo que las hipótesis de invariancia climática en las que se basa la estimación de la PMP se ven invalidadas.

El proceso de transformación de lluvia en escurrimiento es uno de los problemas más complejos en hidrología y su modelación continúa siendo cuestionada (Naef, 1981). Sólo por mencionar algunos de los factores más importantes que se ven implicados en dicho proceso, se puede citar, entre otros, los siguientes: las variaciones espaciales y temporales de la lluvia, las características del suelo y uso del mismo, la cobertura vegetal, la función de pérdidas y las condiciones antecedentes de humedad de la cuenca. Dado que resulta prácticamente imposible cuantificar con precisión dichos factores y determinar sus complejas interacciones, la estimación de escurrimientos a partir de datos de lluvia es generalmente muy incierta. A lo anterior se añade que los modelos lluvia–escurrimiento disponibles en la actualidad no funcionan bien en condiciones extremas, que son las que precisamente resultan de interés para fines de diseño. Esto se debe, en parte, a que los parámetros de los modelos se calibran para condiciones medias. Es sabido que cuando los valores de dichos parámetros no se identifican correctamente, se puede errar hasta en un orden de magnitud en la estimación del escurrimiento. Adicionalmente, los conceptos empleados en la construcción de modelos simples que trabajan razonablemente bien en condiciones medias, pueden ser inválidos para condiciones extremas. En efecto, sólo en cuencas pequeñas sometidas a condiciones medias se satisfacen razonablemente las hipótesis de la mayoría de los modelos lluvia–escurrimiento. Las grandes cuencas deben dividirse en subcuencas, a la salida de las cuales se estima el escurrimiento. No existe un método sistemático para combinar los eventos de escurrimiento así generados para construir una avenida de diseño en el punto de salida de una cuenca grande. De hecho, en opinión de Naef (1981), la modelación del proceso lluvia–escurrimiento en condiciones extremas es sumamente compleja y la obtención de resultados aceptables de escurrimiento es casi “cuestión de suerte”.

A las dificultades antes descritas, se añade el hecho de que resulta prácticamente imposible estimar un periodo de retorno asociado con una avenida estimada con base en datos de lluvia transformados en escurrimiento. Lo anterior obedece a que el proceso lluvia-escurrimiento es altamente no lineal. Esto implica que el periodo de retorno de una tormenta puede diferir notablemente del periodo de retorno del escurrimiento que ésta genera. No obstante, en vista de las complejidades antes señaladas, no es factible estimar la distribución de probabilidad de los escurrimientos derivada de la correspondiente a las precipitaciones. Esto explica por qué asignar un periodo de retorno a la AMP es aun más difícil que hacerlo para la PMP.

No obstante lo anterior, debe reconocerse que los métodos basados en el enfoque hidrometeorológico son la única opción disponible para el hidrólogo en cuencas no aforadas. Adicionalmente, los registros de precipitación son más abundantes y menos susceptibles a los cambios de la cuenca que los de escurrimiento. Finalmente, la aplicación de métodos basados en el empleo de datos de lluvia permite obtener el hidrograma completo de la avenida de diseño, lo cual resulta indispensable para determinar las variables de diseño de una presa.

Para el caso particular de México, se cuenta con alrededor de una estación pluviométrica o pluviográfica, en condiciones adecuadas de operación, por cada 400 km². Según las recomendaciones emitidas por la OMM (WMO, 1970), de acuerdo con las características de nuestro territorio, la densidad mínima requerida para el país sería de una estación de medición por cada 100 a 250 km². Lo anterior, con el objeto de describir la variabilidad espacial de la lluvia en forma apropiada, particularmente en zonas montañosas y tropicales. La baja densidad de estaciones de medición de precipitación y el hecho de que la gran mayoría de estaciones sólo registran precipitaciones acumuladas en 24 h, dificultan aun más el empleo de métodos basados en el enfoque hidrometeorológico en México.

Enfoque hidrométrico

El análisis de frecuencias de avenidas consiste en describir probabilísticamente la ocurrencia de gastos máximos anuales por medio de una función de distribución, cuyos parámetros se estiman utilizando la información histórica disponible, la cual se considera como una muestra aleatoria. El proceso de estimación de los parámetros de la distribución se conoce como "ajuste de la distribución".

Una vez seleccionada la función de distribución de mejor ajuste, se utiliza para determinar la magni-

tud de eventos asociados con diferentes niveles de riesgo (diferentes periodos de retorno). Si el periodo de retorno es mayor que el periodo de registro, se dice que se "extrapola" en la estimación de gastos.

Los métodos basados en el enfoque hidrométrico también exhiben ciertas debilidades. En efecto, es frecuente que los registros de escurrimiento no sean homogéneos, en el sentido de que dependen de las características fisiográficas de la cuenca y del uso del suelo en la misma, los cuales pueden variar en el tiempo. Esto es particularmente cierto en cuencas sujetas a procesos de deforestación y urbanización. Adicionalmente, los periodos cortos de registro incrementan la incertidumbre en la estimación de los parámetros asociados con las distribuciones de probabilidad y en la extrapolación de gastos correspondientes a grandes periodos de retorno (que son los de interés para fines de diseño).

El análisis de frecuencias de gastos máximos anuales sólo permite determinar un parámetro de la avenida de diseño, esto es, el gasto pico. No obstante, la determinación de las variables de diseño de la presa, como son la capacidad de control de avenidas y las dimensiones de la obra de demasías, exige conocer el hidrograma completo a fin de transitarlo por el vaso. Por lo anterior, en la práctica se emplean procedimientos arbitrarios para definir el hidrograma de diseño, una vez que se ha determinado el gasto pico de diseño mediante el empleo de una distribución de probabilidad ajustada a los datos históricos. El procedimiento más común consiste en "mayorar" la avenida máxima histórica. Dicho procedimiento consiste en suponer que la forma del hidrograma de diseño es la misma que la correspondiente a la creciente máxima registrada (en términos de gasto pico). Así, las ordenadas de aquél se determinan multiplicando las del hidrograma máximo histórico por el cociente (gasto de diseño)/(gasto máximo registrado). Sin duda alguna, es posible decir que se conoce una estimación del periodo de retorno asociado con el gasto pico del hidrograma de diseño así obtenido. Lo que no es posible decir, en estricto sentido, es que se conoce una estimación del periodo de retorno del hidrograma completo, dado que su definición es arbitraria desde el punto de vista probabilista.

Por lo anteriormente expuesto, el término "estimación de avenidas de diseño" basada en el enfoque hidrométrico, se considera sinónimo de "estimación de gastos pico". No obstante, se ha reconocido que el gasto máximo del hidrograma es una variable de diseño aceptable solamente cuando la variación temporal del almacenamiento de la cuenca no es un factor importante en el proceso de generación del escurrimiento (McCuen, 1998).

Adicionalmente, es bien sabido que los vasos de las presas exhiben diferente sensibilidad al gasto pico y al volumen de una avenida. En algunos casos, la respuesta de un vaso al transitar una avenida a través del mismo, es más sensible al volumen que al gasto pico. El método de mayoración de la avenida máxima histórica subordina el volumen de la avenida al gasto pico, ya que una vez determinado éste, el volumen queda automáticamente definido. No está claro que ésta sea la práctica de diseño más apropiada para definir la capacidad de control de avenidas y las dimensiones de la obra de demasías de una presa.

En vista del sustento estadístico que poseen, la aplicación de los procedimientos basados en hidrometría permite definir niveles de riesgo de la obra por diseñar o revisar. Asimismo, al realizar análisis de frecuencia directamente sobre las avenidas, se evita el uso de modelos lluvia-escorrentamiento, ya que los datos hidrométricos integran, como la respuesta del sistema cuenca que ha sido excitado por la lluvia, todo el proceso de transformación de precipitación en escurrimiento. Adicionalmente, el empleo de análisis regionales permite incrementar los periodos de registro, reduciendo así la incertidumbre en la extrapolación de gastos a grandes periodos de retorno. Finalmente, la aplicación de distribuciones de probabilidad de varias poblaciones permite tomar en cuenta escurrimientos provocados por lluvias convectivas y ciclónicas, así como el efecto de cambios en la fisiografía y el uso del suelo en la cuenca.

Método propuesto para la estimación de avenidas de diseño

Los métodos basados en un enfoque hidrometeorológico proporcionan el hidrograma completo de diseño pero quizás no son, en nuestro país, la opción más recomendable. La falta de datos en la cantidad y calidad adecuada y la complejidad de la modelación del proceso lluvia-escorrentamiento pueden ocasionar errores en la estimación de avenidas de varios órdenes de magnitud.

Por otra parte, la mayoría de los hidrólogos concuerdan en que las avenidas se presentan como fenómenos cuya caracterización probabilista debe involucrar a otros parámetros además del gasto máximo del hidrograma. Según se ha expuesto en muchas aplicaciones la información acerca del volumen de escurrimiento de la avenida, su duración, tiempo pico y la forma del hidrograma es esencial para la toma de una decisión correcta.

Sin embargo, el problema de asignar un periodo

de retorno al hidrograma completo de la avenida de diseño no ha sido resuelto en forma satisfactoria hasta la fecha. Al plantear una parametrización de hidrogramas mediante un número finito de sus características más importantes, el problema se reduce a manejar una distribución multivariada de probabilidad de las mismas. La parametrización más simple de un hidrograma debe involucrar por lo menos al gasto pico, Q_p , al volumen de escurrimiento, V , y al tiempo pico, t_p (véase Figura 1).

En este sentido, los autores han desarrollado una familia de parametrizaciones basada en el empleo de interpolantes hermitianos de orden impar (Aldama y Ramírez, 1998a), que involucran a los tres parámetros del hidrograma señalados. Por tal motivo, han denominado a los miembros de dicha familia *hidrogramas triparamétricos hermitianos*. El hidrograma triparamétrico hermitiano de orden uno es el conocido hidrograma triangular. Una propiedad interesante de los hidrogramas triparamétricos hermitianos es que todos poseen el mismo volumen, dado por la simple expresión $V = Q_p t_b / 2$ donde t_p representa el tiempo base, por lo que es trivial intercambiar el volumen y el tiempo base en la parametrización.

Por otra parte, los mismos autores han demostrado, empleando una solución analítica aproximada de la ecuación de tránsito en vasos (Aldama y Ramírez 1998b), que la respuesta de un vaso de almacenamiento sujeto a un hidrograma de entrada, en términos de la elevación máxima de la superficie libre del agua almacenada, es igualmente sensible a variaciones del gasto pico y del volumen, y mucho menos sensible a variaciones en el tiempo pico. Por tanto, han concluido que una parametrización bivariada en función de Q_p y V es suficiente para caracterizar una avenida. Para definir el tiempo pico se puede seguir la usual regla:

$$t_p = t_b / 3 = (2V) / (3Q_p)$$

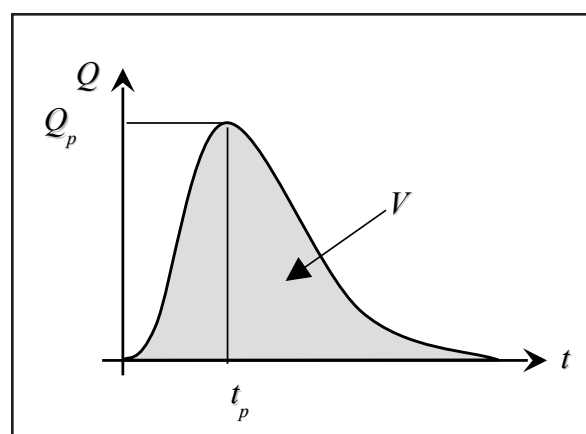


Figura 1. Parametrización de un hidrograma de diseño

La caracterización probabilista de un hidrograma biparamétrico puede construirse a través de una función de una distribución bivariada $F_{Qp,V}(Q_p,V)$, la cual representa la probabilidad de no excedencia conjunta de gasto pico y volumen de escurrimiento del hidrograma. Se puede demostrar que el periodo de retorno asociado con esta probabilidad, denominado periodo de retorno conjunto está dado por:

$$(1) \quad T = \frac{1}{1 - F_{Q_p}(Q_p) - F_V(V) + F(Q_p, V)}$$

En donde la función bivariada puede construirse mediante el modelo logístico propuesto por Gumbel (1960):

$$(2) \quad F(Q_p, V) = \exp\left\{-\left[-\ln F_{Q_p}(Q_p)\right]^m + \left[-\ln F_V(V)\right]^m\right\}^{1/m}$$

siendo,

$$(3) \quad F_{Q_p}(Q_p) = \int_{-\infty}^V F(Q_p, V) dV$$

$$F_V(V) = \int_{-\infty}^{Q_p} F(Q_p, V) dQ_p$$

las funciones de distribución de probabilidad marginales para gastos pico y volumen, respectivamente. En la ecuación (2), el parámetro m es un parámetro de asociación que depende de la correlación lineal entre gastos y volúmenes. De acuerdo con la naturaleza de las variables tratadas, es recomendable considerar distribuciones marginales como tipo Gumbel o Gumbel mixta (cuando existan poblaciones mezcladas).

Debe notarse que, para un periodo de retorno conjunto dado, la ecuación (1) puede ser satisfecha por una infinidad de pares de valores (Q_p, V) . Para resolver este problema, se propone determinar cuál de esos pares produce los efectos más desfavorables sobre la presa por diseñar o revisar. De tal forma, que si Z_m representa la máxima elevación de la superficie libre del agua que se alcanza dentro del vaso una vez transitado el hidrograma, entonces la avenida de diseño queda definida al resolver el siguiente problema de optimización no lineal:

$$\text{Máx } Z_m(Q_p, V)$$

(Q_p, V)

sujeto a:

$$T = \frac{1}{1 - F_{Q_p}(Q_p) - F_V(V) + F(Q_p, V)}$$

para un T dado.

Este proceso de solución incorpora, de forma natural, las características del vaso en cuestión dentro del proceso de estimación de su propia avenida de diseño, ya que la curva elevaciones-capacidades, las características de la obra de excedencia y la política de operación se ven implicadas en el proceso de tránsito del hidrograma.

La función de distribución de probabilidad bivariada y las distribuciones marginales se obtienen a partir de los registros existentes de gastos máximos anuales y de volúmenes máximos anuales de escurrimiento.

Secuencia de aplicación del análisis bivariado

Los pasos generales de aplicación del método propuesto se establecen a continuación:

1. Con los registros de gastos pico y volúmenes de escurrimiento se construye la función de distribución conjunta bivariada de acuerdo con los procedimientos establecidos.
2. Se debe disponer de la información del vaso, tal como la curva elevaciones – capacidades, la ecuación de descarga y la política de operación de los vertedores de excedencias, así como cualquier otra información para poder llevar a cabo el tránsito de avenidas en el vaso.
3. Con base en un análisis de riesgo hidrológico se selecciona el periodo de retorno para el diseño o revisión de la presa.
4. Se elige un par de valores de gasto pico y volumen de escurrimiento, tales que cumplan con la ecuación (1) para el periodo de retorno dado.
5. Con el par de valores, gasto pico y volumen, se construye el hidrograma completo mediante el uso de la parametrización que mejor describa la forma general de las avenidas en la cuenca. Lo anterior puede hacerse seleccionando la parametrización que implique el menor error cuadrático de ajuste a los hidrogramas de avenidas máximas anuales registrados históricamente. Ya que el tiempo pico no se encuentra involucrado directamente en la descripción probabilista del hidrograma y está demostrado que no tiene mucha influencia sobre la respuesta del vaso, éste puede estimarse mediante la relación práctica $t_p = t_b / 3$, o bien $t_p = 2 V / (3 Q_p)$.

6. El hidrograma obtenido se transita por el vaso, empleando la curva de elevaciones –capacidades y las reglas de operación de la obra de excedencias. El proceso de tránsito genera como resultados el almacenamiento y elevación máximos en el vaso, así como el gasto máximo descargado por la obra de excedencias.
7. Se elige un nuevo par (Q_p, V) tal que se siga cumpliendo la condición (1) y se repiten los pasos 4 a 6 tantas veces como sea necesario a fin de encontrar el par de valores (vector solución) que maximice la función objetivo Z_m .
8. Una vez determinada la solución, es posible calcular los periodos de retorno del gasto pico y el volumen de escurrimiento en forma individual a través de las ecuaciones

$$T_s = \frac{1}{1 - F_s(Q_p)} \quad \text{y} \quad T_v = \frac{1}{1 - F_s(V)}$$

Alternativamente y con fines de comparación, es posible proceder a la solución del problema mediante el método tradicional. En éste se deberá ajustar una FDP apropiada al registro de gastos máximos anuales, extrapolando para el periodo de retorno elegido. Posteriormente, la avenida completa se puede construir con un proceso de mayoración de la avenida máxima histórica o alguna avenida de referencia. El hidrograma obtenido se transita por el vaso obteniendo así las características de almacenamiento y elevación máximas en el vaso, así como el gasto máximo descargado por el vertedor de excedencias.

Ejemplos de aplicación

En el desarrollo original, la metodología fue aplicada a la revisión de las avenidas de diseño de las presas “El Infiernillo”, Mich., y “Luis Donaldo Colosio” (Huites) en Sinaloa. En ambas presas, la aplicación de la metodología tradicional lleva a pensar que éstas son hidrológicamente seguras

para un periodo de retorno de 10,000 años. Sin embargo, la aplicación de la metodología basada en el análisis de frecuencias conjunto bivariado indica que para “El Infiernillo” el riesgo hidrológico es mayor que el que se cree. Se estima que la presa es segura (al NAME) para un periodo de retorno de 750 años aproximadamente. Para el caso de Huites, la presa no es segura para el periodo de retorno de 10,000 años. El análisis bivariado indica que la presa esta diseñada para un periodo de retorno de 7,000 años aproximadamente.

Adicionalmente se determinó que El Infiernillo es una presa que es ligeramente más sensible al volumen que al gasto pico de las avenidas de entrada, mientras que Huites es más sensible al pico de las avenidas.

Conclusiones

La metodología propuesta permite asociar periodos de retorno a toda la avenida y no sólo al gasto pico de la misma. La selección de la avenida de diseño se lleva a cabo a través de un proceso de optimización que garantiza que la solución obtenida es la que produce los efectos más desfavorables sobre la obra en estudio. El procedimiento propuesto permite, por tanto, tomar en cuenta que algunos vasos son más sensibles al volumen de escurrimiento que al gasto pico de las avenidas de entrada.

Los resultados obtenidos para las presas “El Infiernillo” y “Huites” demuestran que la aplicación de la metodología tradicional basada en el enfoque hidrométrico no necesariamente produce la avenida más desfavorable asociada con el periodo de retorno de diseño (por ejemplo, 10,000 años). Esto sugiere que es necesario instrumentar un programa de revisión de la seguridad hidrológica de las presas más importantes de nuestro país.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

-
- Aldama, A. y Ramírez, A. (1998a) *Parametrización de hidrogramas mediante interpolantes hermitianos*, Ingeniería Hidráulica en México, 13, No. 3.
- Aldama, A. y Ramírez, A. (1998b). *Tránsito de avenidas en almacenamientos a través de una solución analítica*, Avances en Hidráulica, 1, 565-573.
- Gumbel, E.J. (1960). *Distributions de valeurs extremes en plusieurs dimensions*, Vol. 9, Publications de L' Institute de Statistique, Paris.
- McCuen, R. (1998). *Hydrologic analysis and design*, Prentice Hall, New Jersey.

- Naef, F. (1981), *Can we model the rainfall-runoff process today?*, Hydrological Sciences Bulletin, 26, 3, 281-289.
- Ramírez Aldo I., Aldama Álvaro A., “*Análisis de frecuencias conjunto para la estimación de avenidas de diseño*”, Avances en Hidráulica, 7, AMH e IMTA.
- Shalaby, A. (1994). *Estimating probable maximum flood probabilities*, Water Res. Bull., 30, 307-318.
- U.S. Corps of Engineers (1979). *National program for inspection of non-federal dams*, ER 1110-1-106, Apendix D, Washington, D.C.
- World Meteorological Organization (1970). *Guide to hydrometeorological practices*, WMO No. 168, Tech. Paper 82, Geneva, Switzerland.
- World Meteorological Organization (1986). *Manual for estimating of the probable maximum precipitation*, Geneva, Switzerland.

Iniciativa Internacional de Avenidas, IFI para Latinoamérica y el Caribe, LAC

Grupo de Trabajo, IFI-LAC

Programa Hidrológico Internacional, PHI UNESCO
Oficina de UNESCO- Montevideo, 11200 Montevideo, Uruguay
Centro de Investigaciones del Agua, CIAQ, Querétaro, México
ifilacphi@uaq.mx

RESUMEN

La UNESCO y la WMO, han establecido una productiva asociación desde hace algunos años y han lanzado la Iniciativa Internacional de Avenidas, (IFI). Esta Iniciativa trabaja estrechamente con la Universidad de las Naciones Unidas (UNU), con la Asociación Internacional de las Ciencias Hidrológicas (IAHS) y la Estrategia Internacional de Reducción de Desastres (ISDR). Otras agencias de las naciones unidas relacionadas con las avenidas e inundaciones, también participaron en esta Iniciativa. Las actividades estratégicas de esta Iniciativa se enfocan en la Investigación, Crear bases de datos y redes de información, Educación y capacitación, Potenciar comunidades, y la Asistencia

técnica. El objetivo general de esta Iniciativa es construir las capacidades necesarias para entender y responder de una manera eficiente ante las inundaciones, la vulnerabilidad y los beneficios. En el ámbito de Latinoamérica y El Caribe. El presente artículo, presenta las principales actividades realizadas por el Programa Hidrológico Internacional (OHI) de la UNESCO en el marco de esta Iniciativa, en la Región de Latinoamérica y el Caribe. Esta Iniciativa promueve los enfoques multidisciplinares en el manejo de las inundaciones para tomar en cuenta las ventajas de una gestión de riesgos y la reducción de la vulnerabilidad social, ambiental y económica.

Introducción

El objetivo de este trabajo es dar a conocer las actividades de la Iniciativa Internacional de Avenidas, IFI en Latinoamérica y el Caribe. LAC. Esta Iniciativa, depende del Programa Hidrológico Internacional (PHI) que es un programa intergubernamental de cooperación científica de la UNESCO relativo a los recursos hídricos, y es a su vez un instrumento gracias al cual los Estados Miembro pretenden mejorar su conocimiento del ciclo hidrológico e incrementar su capacidad de administrar y explotar mejor sus recursos hídricos. El PHI tiene igualmente como objetivo mejorar la base científica y tecnológica con el fin de desarrollar métodos para la gestión racional de los recursos hídricos, incluyendo la protección del medio ambiente. La presente fase del PHI, que abarca el período 2002-2007, está dedicada entre otros temas al de *“Interacciones del Agua: sistemas en peligro y desafíos sociales”*.

El Plan Estratégico para la Sexta Fase del PHI (PHI-VI, 2002-2007), el Subtema 2.1 *“Los fenómenos extremados y la gestión de los recursos terrestres e hídricos”* trata de la elaboración de

un marco para reducir la vulnerabilidad ecológica y socioeconómica a los extremos hidrológicos (inundaciones, sequías, corrientes de fango, acumulación de hielo).

En el Plan Estratégico para la séptima fase del PHI (PHI-VII, 2008-2013), el Subtema 1.2 propuesto *“Extremos hidrológicos en zonas sensibles y estresadas tanto hidroclimáticas como de biomasa”* abarcará las medidas para la gestión de los riesgos contra los acontecimientos hidrológicos extremos.

En su 15ª reunión (17-22 de junio de 2002), el Consejo Intergubernamental del PHI recomendó emprender una iniciativa internacional conjunta UNESCO-Organización Meteorológica Mundial (OMM) contra las inundaciones, con objeto de fortalecer la capacidad del sistema de las Naciones Unidas de contribuir a atenuar los daños causados por las inundaciones.

En numerosas conferencias internacionales se ha reiterado la importancia de elaborar medidas para la gestión de los riesgos relacionados con los desastres provocados por el agua, en especial los ocasionados por fenómenos extremos. Por ejemplo, en la *Cumbre Mundial sobre el Desarrollo Sostenible* (CMDs) celebrada en Johannesburgo, Sudáfrica, en 2002, se aprobaron planes de ejecución en que se destaca la necesidad de atenuar los efectos de las sequías y las inundaciones. En el *Tercer Foro Mundial del Agua* (WWF3), que tuvo lugar en 2003 en Kyoto, Shiga y Osaka (Japón), se celebraron debates sobre la manera en que deben establecerse las medidas para la gestión de riesgos a fin de prever los desastres relacionados con el agua. Se presentó también una declaración ministerial sobre la necesidad de una acción global para prevenir esas catástrofes.

Por su parte, el PHI-LAC ha apoyado eventos para difundir metodologías para mitigar los efectos de crecidas y sequías. Del 17 al 19 de marzo de 2004, se llevó a cabo en Kingston, Jamaica, una reunión para discutir y evaluar el estado de los recursos hídricos en las islas del Caribe y para analizar el impacto del cambio y la variabilidad climática en el desarrollo social y económico.

En la conferencia *White Water to Blue Water* celebrada en Miami, el 22 de marzo de 2004, representante del PHI-LAC co-presidieron una sesión titulada "Promoviendo la gestión integrada de cuencas y la investigación para alcanzar el desarrollo sustentable"; durante esta sesión se intercambió información acerca de prácticas para la integración de inundaciones y sequías.

La primera reunión preparatoria sobre la IFI se celebró en la ciudad de Tsukuba, Japón del 12 al 14 de julio de 2004; allí se produjo un documento conceptual que se sometió ulteriormente al Consejo Intergubernamental del PHI en su 16ª reunión (París, 20-24 de septiembre de 2004).

Finalmente, durante los días 21 y 22 de marzo de 2005, tuvo lugar en la Sede de la Organización Meteorológica Mundial, en Ginebra, Suiza, la reunión del Comité Mixto UNESCO/OMM para el Programa/Iniciativa Internacional de Avenidas (*International Flood Initiative/Programme, IFI/P*). Participaron en la elaboración del programa, organizaciones implicadas en esta iniciativa, como la Universidad de las Naciones Unidas (UNU), el Programa Mundial de Evaluación de los Recursos Hídricos de las Naciones Unidas (WWAP), la Asociación Internacional de Ciencias Hidrológicas (AICH) y el Centro Internacional sobre los riesgos relacionados con el agua y su gestión (ICHARM).

Actividades de la IFI en América Latina y el Caribe

En realidad la actividad relacionada con la IFI en América Latina y el Caribe ha sido escasa, incluso en el 13 de octubre de 2005 en la VI Reunión de Comités Nacionales y Puntos Focales del Programa Hidrológico Internacional de la UNESCO-PHI para América Latina y el Caribe, celebrada en Montego Bay, Jamaica; se llamó la atención al hecho de que la participación de los Comités Nacionales y Puntos Focales en el Programa de Participación de la UNESCO no ha sido muy significativa. Sin embargo los componentes transversales de los programas FRIEND y HELP en la Fase VI deberán continuar en la siguiente fase, y otros programas, tales como PccP, ISI, IFI e ISARM deberán seguir y ser reforzados bajo el PHI-VII.

El marco general para la VII Fase del PHI ha sido definida como "*Dependencias de agua: Sistemas Bajo Stress y Respuestas Sociales*". Los objetivos de la VII Fase del PHI son: ampliar acciones a través del sistema de Naciones Unidas así como de otras agencias internacionales, gobiernos, Estados Miembros, y ampliar el alcance del PHI en varias áreas específicas, tales como socioeconomía, salud, aguas subterráneas, gobierno y eco-hidrología. Los resultados esperados de esta actividad incluyen la mejora en las metodologías para mitigar los eventos extremos como sequías e inundaciones.

En esta línea de acción se ha desarrollado un proyecto conjunto con científicos de la Universidad de New Hampshire (Estados Unidos) y de la Universidad Simón Bolívar en Venezuela: "*Vulnerabilidad y riesgo de la población a las anomalías de la precipitación en América del Sur*". Este proyecto propone una metodología para cuantificar la vulnerabilidad, exposición y riesgos de la población a situaciones anormales de lluvia en América del Sur, estableciendo una relación entre información anterior de personas afectadas y pérdidas humanas ocurridas en situaciones de crecidas como una medida de la vulnerabilidad de la población. En el estudio se usaron grupos de datos bio-geofísicos de alta resolución. Por su parte el PHI de Costa Rica, con apoyo del ICE y en coordinación con el Programa FRIEND/AMIGO ha iniciado una recopilación de información relacionada con intensidades máximas de lluvia registradas en la región LAC.

En la VII Reunión de Comités Nacionales y Puntos Focales del Programa Hidrológico Internacional de la UNESCO-PHI para América Latina y el

Caribe, celebrada en la ciudad de Guatemala los días 12 y 13 de agosto de 2007; se aprobó por unanimidad dar la Coordinación Regional de esta Iniciativa a México.

Sede y coordinación lac de la IFI

En la VII Reunión de Comités Nacionales y Puntos Focales del Programa Hidrológico Internacional de la UNESCO-PHI para América Latina y el Caribe; se aprobó la moción del CoNaMexPHI, siendo de esta forma, México el actual Coordinador Regional de esta Iniciativa.

El Grupo de Trabajo IFI-LAC esta formado por el momento por siete países: Argentina, Bolivia, Chile, Colombia, Costa Rica, Guatemala y México. Las Instituciones representadas por estos países son respectivamente: Universidad Nacional de Córdoba-Instituto Nacional del Agua, INA. Instituto de Hidráulica e Hidrología, IHH. Universidad de Concepción, UC. Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales, IDEAM. Instituto Costarricense de Electricidad, ICE. Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología, INSVMH y el Centro de Investigaciones del Agua-Querétaro, CIAQ. Desde noviembre de 2007, este Grupo quedó formalmente constituido.

Actividades propuestas

Como se señaló anteriormente, la IFI es un programa iniciado conjuntamente con la OMM y la UNU. Se trata de una actividad que promueve un enfoque integrado de la gestión de las crecientes con objeto de optimizar el beneficio neto a largo plazo de las inundaciones y reducir al máximo las pérdidas humanas y materiales. En el plano local, se espera que se unan a esta actividad algunos países mediante estudios monográficos con objeto de lograr una gestión más eficaz de las inundaciones. Se propone además organizar cursos de formación para profesionales e investigadores de países en desarrollo, invitando para ello a profesores visitantes extranjeros. También en un futuro se prevé participar, con el PWRI quien organiza junto con el Organismo Japonés de Cooperación Internacional (JICA), en un curso de formación en ordenación de los ríos y construcción de presas. De esta forma todas las actividades estarán enmarcadas en los ámbitos generales mencionados anteriormente, siempre bajo las actividades estratégicas de: investigación, creación de bases de datos y redes de información, educación y capacitación, potenciar comunidades y asistencia técnica. El mecanismo de trabajo será regulado por la Coordinación Regional, bajo la supervisión de la

oficina regional del PHI y cada uno de los países participará en sus campos de especialidad y de interés, apegados en todo momento a los ámbitos y actividades de la Iniciativa. Asimismo, para un mejor cumplimiento de los objetivos específicos de la IFI, es necesaria una interacción con otras Iniciativas.

Con el objeto de precisar los ámbitos generales de trabajo, a continuación se detallan éstos y se propone un esquema de interacción con otras Iniciativas. Cabe aclarar que este trabajo es dinámico y debe modificarse una vez que nuevas Iniciativas participen en la IFI.

Esta Iniciativa está abierta a recibir a todos los países de Latino América y el Caribe para participar en sus actividades, todo dentro del marco de cooperación científica y tecnológica; y de los lineamientos generales de la Iniciativa Internacional de Avenidas, IFI-LAC.

Actividades estratégicas

La Iniciativa Internacional de Avenidas trabaja con base a cinco actividades estratégicas:

1. Investigación,
2. Crear bases de datos y redes de información,
3. Educación y capacitación,
4. Potenciar comunidades,
5. Asistencia técnica.

Grupo de trabajo PHI - IFI - LAC

El Grupo de trabajo de la Iniciativa Internacional de Avenidas, para la región de Latinoamérica y el Caribe, está formado por las siguientes instituciones. Es claro que se desea que el Grupo crezca en la medida de que otras dependencias de otros países quieran trabajar y colaborar con esta Iniciativa.

Coordinador Regional IFI -PHI-LAC

Centro de Investigaciones del Agua,
Querétaro México, CIAQ

Grupo de Trabajo

- Instituto de Ingeniería, UNAM, México
- Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, IMTA, México
- Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM), Colombia
- Instituto Costarricense de Electricidad. ICE
- Universidad Nacional de Córdoba, Argentina

- Investigador del Instituto Nacional del Agua, INA, Argentina
- Universidad de Concepción, Chile
- Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología, Guatemala
- Instituto de Hidráulica e Hidrología, UMSA

Detalle de los ámbitos generales

El Grupo de Trabajo ha identificado cuatro grandes ámbitos generales en los cuales se trabajará en Latinoamérica y el Caribe. Estos ámbitos son los siguientes:

A.1 Vulnerabilidad

- A.1.1. Metodologías para tomar en cuenta diversos fenómenos
- A.1.2. Estimación de impactos a nivel social, político, de salud y ecológico
- A.1.3. Estimación de impactos económicos incluyendo los beneficios de las inundaciones
- A.1.4. Mecanismos (incluyendo financiamiento) para incrementar capacidades
- A.1.5. Indicadores de desarrollo

A.2 Gestión de riesgos

- A.1.6. Análisis de riesgo múltiple
- A.1.7. Bases de datos para evaluar el riesgo
- A.1.8. Modelación hidrológica, hidráulica y económica
- A.1.9. Cartografía de riesgos por inundación
- A.1.10. Medidas estructurales y no estructurales

A.3 Gobernabilidad y participación

- A.1.11. Creación de grupos de trabajo

A.1.12. Reformas institucionales

A.4 Alerta anticipada y gestión de emergencias

- A.1.13. Pronóstico a tiempo real y sistemas de alerta
- A.1.14. Comunicación efectiva
- A.1.15. Vigilancia
- A.1.16. Respuesta a las alertas

Interacciones con otros programas

La temática de esta Iniciativa tiene relación con numerosos programas dentro del PHI y sobre todo pretende tener un gran impacto en la región LAC. Para lograr lo anterior se propone una interacción con otros programas. Esta participación ya ha sido mencionada anteriormente; basta recordar la Resolución No. VI-04 PHI-LAC en donde se menciona que los Comités Nacionales y Puntos Focales del PHI instruyen a la Hidróloga Regional para (en coordinación con los Coordinadores de Programas y Grupos de Trabajo), identificar, hacer operativos y mantener aquellos mecanismos que mejoren la comunicación e intercambio de datos e información entre todos los miembros del PHI en LAC. En esta misma Resolución se menciona que se deben apoyar y ampliar actividades transversales con otros programas de la UNESCO, especialmente en relación a los desastres relacionados con el agua (por ejemplo inundaciones) y asuntos medioambientales. Para lograr esta transversalidad en la IFI, se propone trabajar en los ámbitos generales mencionados cada uno bajo el detalle

		A.1 Vulnerabilidad	A.2 Gestión de riesgos	A.3 Gobernabilidad y participación	A.4 Alerta anticipada y gestión de emergencias	
FRIEND / AMIGO	Atmósfera y cambio climático	Brasil	Colombia			GRAPHIC
	Precipitación y regionalización hidrológica	México y Costa Rica	México y Costa Rica	Costa Rica		
	Lluvia-escurrimiento y avenidas máximas	Argentina y Chile	Argentina y Chile	Paraguay	Colombia y Venezuela	ISI
	Cartografía, daños y seguros	Colombia y Guatemala	Guatemala	Guatemala		

Investigar. Crear bases de datos y redes de información. Educar y capacitar. Potenciar comunidades. Dar asistencia técnica

de los siguientes temas: (1) Atmósfera y cambio climático, (2) Precipitación y regionalización hidrológica, (3) Lluvia-escurrimiento y avenidas máximas y (4) Cartografía, daños y seguros; el siguiente esquema ilustra su interrelación.

Conclusiones

El mecanismo de trabajo de este Grupo de Trabajo, será regulado por la Coordinación Regional, bajo la supervisión de la oficina regional del PHI y

cada uno de los países participará en sus campos de especialidad y de interés, apegados en todo momento a los ámbitos y actividades de la Iniciativa. Asimismo, para un mejor cumplimiento de los objetivos específicos de la IFI, es necesaria una interacción con otras Iniciativas y Programas del PHI. Se busca un trabajo participativo y dinámico en toda la Región de Latinoamérica y el Caribe. Para mayor información consultar la página: www.ifilac.org

Crecidas de diseño en cuencas de la región del Gran Rosario

**RICCARDI, Gerardo^{(1),(3),(4)}, ZIMMERMANN, Erik^{(2),(3),(4)},
BASILE, Pedro^{(3),(4)}, STENTA, Hernán^{(3),(4)},
SCUDERI, Carlos^{(2),(3),(4)}, POSTIGLIONE, Raul⁽³⁾,
LÓPEZ, Carolina⁽³⁾, ODICINI, Lucia⁽³⁾, GONZÁLEZ, Albertina⁽³⁾,
MÉNDEZ, Soledad⁽³⁾ y CIABBATTARI, Lidia⁽³⁾**

⁽¹⁾Consejo de Investigaciones Universidad Nacional de Rosario (CIUNR)

⁽²⁾Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas (CONICET)

⁽³⁾Departamento de Hidráulica. FCEIA. UNR

⁽⁴⁾Centro Universitario Rosario de Investigaciones Hidroambientales. FCEIA. UNR.
José Hernández 986, (2000) Rosario, Argentina. Telefax: 0341 4808541. E-mail:
riccardi@fceia.unr.edu.ar

RESUMEN

Se describe la metodología para el diseño hidrológico, considerada recientemente en cuencas hidrográficas de la región del gran Rosario. Origina la revisión de las pautas de diseño históricamente utilizadas, la evidencia de cambios en el régimen de caudales máximos originados a partir de ocurrencia simultánea de lluvias extremas de corta y larga duración, condiciones de humedad antecedentes rigurosas, impermeabilizaciones a causa de desarrollos urbanos, canalizaciones sin planificación, prácticas agrícolas que aceleran el escurrimiento, drenajes de bajos naturales, entre las más importantes. Las cuencas analizadas corresponden a la de los arroyos Ludueña (700 km²) y Saladillo (3200 km²). El criterio global de diseño considerado para las obras en la cuenca baja fue el de adoptar una lluvia de 5 días de duración, con una recurrencia de 100 años, una distribución diaria según bloque alterno con máximo en el 3er. día, una distribución subdiaria basada en las relaciones de láminas, distribución areal uniforme en la cuenca del arroyo Ludueña y con decaimiento areal en la cuenca del arroyo Saladillo, una

condición de humedad antecedente asociada a una probabilidad de excedencia $P(x > x_0) = 0.05$ y un nivel del río Paraná asociado a una recurrencia de 5.6 años. La verificación de impactos se analizó a partir de la simulación de un evento extremo focalizado en 100 km², con una duración de 6 horas y moviendo el foco de modo de producir el mayor caudal y/o nivel en secciones críticas. La transformación lluvia-caudal se realizó mediante un modelo distribuido físicamente basado generando hidrogramas y limnigramas en la sección de salida de la cuenca y en diferentes secciones internas de interés para cada escenario hidrológico considerado y para cada configuración de la cuenca, involucrando distintas variantes de obras y distintos avances de obras en ejecución. Se concluye que la metodología planteada ha permitido determinar caudales, velocidades y niveles, reproducir remansos, controles de flujo en secciones críticas, evolución de volúmenes de escurrimiento y almacenamiento para un mejor diseño de obras contra inundaciones.

Introducción

El control y aprovechamiento de los recursos hídricos en general y la seguridad ante inundaciones de un territorio en particular, es un tema que preocupa, con diferentes grados de intensidad, a la población, a los profesionales involucrados en tal sector y a las autoridades responsables de la toma de decisiones.

En la región del sur de la provincia de Santa Fe (Argentina) con un clima subtropical y lluvia media anual cercana a los 1000 mm, se presentan sistemas hidrológicos de llanura en los cuales los excedentes hídricos superficiales se vinculan directamente a la generación de inundaciones, por lo que el avance en el conocimiento de la descrip-

ción del escurrimiento superficial es de vital importancia como aporte a la planificación regional integral de los recursos hídricos. Existen evidencias físicas que indican que el nivel de protección ante inundaciones en la zona lindera al arroyo Ludueña y canales Ibarlucea y Salvat especialmente en el distrito Rosario, ha descendido respecto a lo que fuera previsto en los años 1986-88 como criterio de diseño para eventos de recurrencia de $R = 100$ años. Es evidente que la conjunción de factores como importantes procesos de urbanización, canalizaciones (planificadas y clandestinas) rurales y urbanas, drenaje de bajos naturales, y modificaciones en las prácticas de uso de las tierras rurales, están produciendo un paulatino aumento de los caudales máximos de escurrimiento superficial como así también del volumen de escurrimiento para lluvias de igual magnitud. En este sentido los trabajos antecedentes de Zimmermann *et al.*, (2001) pusieron de manifiesto que las acciones antrópicas mencionadas produjeron un paulatino aumento de los caudales máximos de escurrimiento superficial como así también del volumen de escurrimiento para lluvias de igual magnitud. Desde otra perspectiva, el proceso puede verse como una disminución del nivel de protección ante inundaciones en diversos sectores de la cuenca hidrográfica pero con mayor impacto en las zonas urbanas cuenca abajo donde las permanencias de las inundaciones son de mayor tiempo que en sectores de la cuenca media y alta (Riccardi *et al.* 2008a).

Una de las mayores evidencias indicadoras de este sistemático incremento de caudales son los sucesivos aumentos de la capacidad necesaria de descarga del arroyo Ludueña en el río Paraná que debieron y deberán llevarse a cabo para mitigar inundaciones:

- en la década de los años 40 se necesitaron 23 m^2 de sección transversal de conducciones cerradas para entubar, en aproximadamente 1400 m, el caudal de diseño del arroyo \rightarrow caudal aproximado de diseño $100 \text{ m}^3/\text{s}$;
- en la década de los años 60 se debió incrementar a 36 m^2 la capacidad de las conducciones debido a inundaciones con fuerte impacto en el barrio de Empalme Graneros de Rosario \rightarrow caudal aproximado de diseño $150 \text{ m}^3/\text{s}$;
- a partir de las inundaciones de 1986 con severos impactos en barrios del oeste de la ciudad de Rosario, se proyectó elevar a 73 m^2 la capacidad de las conducciones cerradas con el agregado de una presa de retención para laminar el caudal máximo proveniente de aproximadamente un 60 % de la cuenca \rightarrow caudal aproximado de diseño $300 \text{ m}^3/\text{s}$;
- en el año 2007 de haber estado construidas todas las obras, la capacidad proyectada en 1986/88 hubiera sido levemente superada con un caudal aproximado de $310 \text{ m}^3/\text{s}$;

Objetivos

En este contexto, se lleva a cabo el presente trabajo con el objetivo de establecer los hidrogramas de diseño necesarios para planificar las obras estructurales y medidas no estructurales que permitan recuperar el nivel de protección ante inundaciones y permitan asegurar la sustentabilidad en el tiempo en armonía con todas las intervenciones antrópicas que se realizan y se realizarán en el futuro en la cuenca hidrográfica del arroyo Ludueña, provincia de Santa Fe. El trabajo se realizó en el marco del Convenio de Asistencia a Terceros: Re-Hidrología y Modelo de Simulación a Tiempo Real en Sistema de Alerta Hidrológico en las cuencas de los arroyos Ludueña y Saladillo, celebrado entre la Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura de la Universidad Nacional de Rosario y el Ministerio de Aguas, Servicios Públicos, Medio Ambiente de la provincia de Santa Fe.

Metodología del trabajo

El trabajo se estructuró de acuerdo a los siguientes pasos metodológicos:

1. Revisión y actualización estudios estadísticos de tormentas de corta y larga duración
2. Análisis de condiciones de humedad antecedente de lluvias extremas y su comportamiento estadístico
3. Definición de escenarios hidrológicos para el diseño
4. Desarrollo de hietogramas de diseño, determinación de hietogramas de lluvia total y neta
5. Constitución del modelo matemático hidrológico-hidráulica físicamente basado, causi 2D y de parámetros distribuidos.
6. Transformación lluvia caudal. Determinación de limnigramas e hidrogramas en diferentes puntos de la cuenca para los diferentes escenarios de diseño y para las distintas alternativas de obras emergentes del diseño.

Desarrollo del trabajo

Breve descripción del ambiente de la cuenca en estudio

La cuenca del A⁰ Ludueña (Figura 1) se encuentra situada entre los paralelos $32^{\circ} 45' \text{ S}$ y $33^{\circ} 08' \text{ S}$ y los meridianos $61^{\circ} 04' \text{ O}$ y $60^{\circ} 39' \text{ O}$, perteneciendo a la provincia de Santa Fe, República Argentina. La misma encierra parte de la ciudad de Rosario y otras poblaciones de los alrededores. Su área de aporte cerrada en su embocadura a un sistema de grandes conductos es de 740 Km^2 y la elevación

varía entre 70 m y 18 m sobre el nivel del mar. Su pendiente media es del orden del 1.1 ‰, en tanto que la pendiente local media en el valle es del orden del 2.7 ‰. La red hídrica principal está constituida por el A^o Ludueña y los canales Ibarlucea y Salvat, mientras que en épocas de lluvia se adicionan numerosos y pequeños cursos naturales (cañadones) y artificiales que aportan al escurrimiento. Por otra parte, la región se encuentra atravesada por importantes terraplenes tanto viales como ferroviarios, lo que permite observar una fuerte acción antrópica ejercida sobre la cuenca. la red de cursos permanentes (cursos naturales y canales) es de aproximadamente 140 km. La cuenca tiene un tiempo de concentración de aproximadamente 90-100 horas, en tanto que el tiempo al pico de un aguacero unitario uniformemente distribuido en toda la superficie de la cuenca es de 17-20 horas. El caudal base del arroyo es de 0.30-0.50 m³/s, en tanto que en crecidas ordinarias se alcanzan los 80 m³/s y en crecidas extraordinarias ha generado sin obras de regulación caudales superiores a los 400 m³/s. Su desembocadura es a nivel en el río Paraná y se materializa por medio de un entubamiento en un sistema de conductos cerrados en los últimos 1400 m. El río Paraná, dependiendo de su nivel, ejerce una notable influencia sobre la configuración del perfil hidráulico del flujo en el arroyo especialmente

para crecidas extraordinarias, por lo que esta influencia debe ser considerada en el diseño.

Revisión y actualización estudios estadísticos de tormentas de corta y larga duración

El estudio de precipitaciones tuvo por objetivo actualizar la estadística de las lluvias tanto para tormentas de larga (días) como de corta (horas) duración, de modo de generar la información necesaria para la determinación los hietogramas de diseño. A los efectos del diseño hidrológico se consideraron eventos lluviosos de tipo frontal de larga duración (1 a 5 días), en tanto que para la verificación de impacto se analizaron eventos fuertemente focalizados con duración no mayor a 6 horas. Para llevar a cabo el estudio estadístico de lluvias frontales se utilizaron series de lluvias de 3 estaciones de la región. En la Tabla 1 se describen las localizaciones de toma de datos de las series y su longitud temporal. En lo que respecta a lluvias de corta duración se determinó una precipitación fuertemente focalizada a partir de una curva de regresión ajustada a las intensidades máximas observadas en la región. Las localidades y años en los cuales se verificaron las lluvias convectivas consideradas para tales efectos se sintetizan en la Tabla 2.

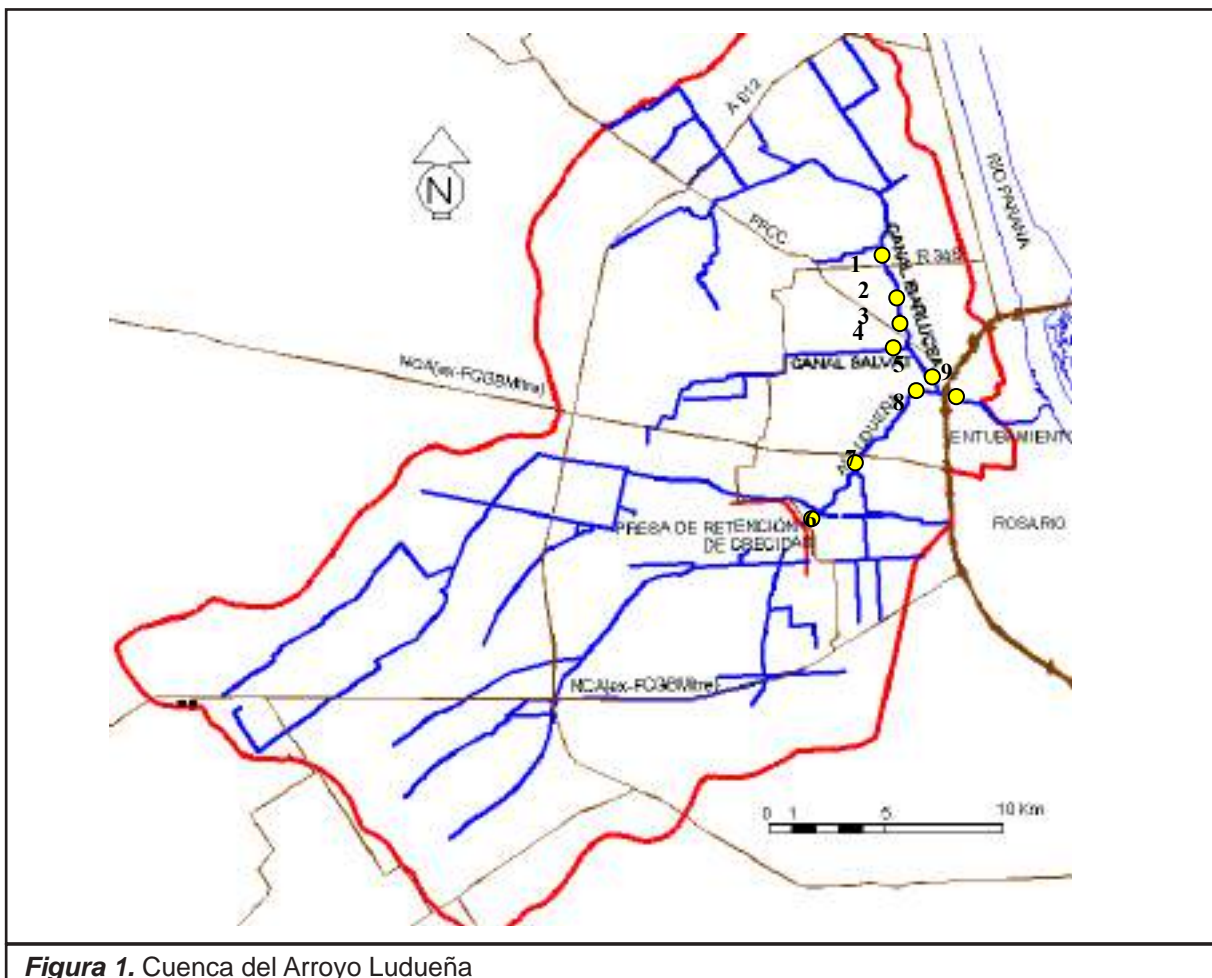


Figura 1. Cuenca del Arroyo Ludueña

Nombre Estación	Fuente de los datos	Período de Observación
Rosario	SMN- Rosario Aeropuerto	1935-2007
Casilda	INTA-Agencia de Extensión Rural Casilda	1962-2007
Zavalla	FCAG-UNR-Estación Agroexperimental Zavalla	1973-2007

■ **Tabla Nº 1.** Series de Lluvias Diarias

Estudio de Lluvias Frontales

El estudio de lluvias frontales de larga duración involucró un análisis de consistencia, la selección de las lluvias de la serie para las diferentes duraciones, el ajuste de modelos probabilísticos, la definición de las tormentas para determinadas recurrencias y la definición de las distribuciones diarias y subdiarias para confeccionar los hietogramas de diseño.

Selección de lluvias para distintas duraciones. En función de los valores diarios de precipitación registrados en las estaciones de medición se procedió a realizar la construcción de las muestras de lluvias para distintas duraciones. Se seleccionaron lluvias para duraciones de 24 hs, 48 hs, 72 hs, 96 hs y 120 hs, por lo tanto, las muestras quedaron constituidas por valores máximos anuales para cada duración.

Ajuste de modelos probabilísticos. Para cada estación y a cada una de las muestras se le ajustaron cinco modelos probabilísticos: LogGauss (Galton), Gumbel, GEV, Pearson y Exponencial, empleando el programa de inferencia estadística AFMULTI (Paoli C. U. *et al.*, 1994). Se estudiaron todas las duraciones para recurrencias variables entre 2 y 10000 años. De acuerdo a las pruebas de bondad de ajuste de Kolmogorov-Smirnov y Chi-Cuadrado ninguno de los modelos probabilísticos es descartado, sin embargo, el que mejor ajusta, considerando en forma global el conjunto de duraciones y estaciones, es el modelo de valores extremos tipo I (EV I) de Gumbel. El cual se demuestra robusto y estable, inclusive para recurrencias elevadas (Ric-

Localidad	Año
Pergamino	1995
Cañada de Gómez	2001
Serodino	2002
Chabás	2007
Rosario	1996/2007

■ **Tabla Nº 2.** Lluvias convectivas

cardi *et al.*, 2008a). Adicionalmente, para la serie de la estación Rosario Aero fueron reconstruidas y parametrizadas las curvas IDR con la información actualizada (Basile *et al.*, 2009)

Lluvias para recurrencias de 10 años y 100 años. En función del modelo de Gumbel se determinaron lluvias de diseño medias areales en la cuenca, adoptando duraciones de 5 días y considerando recurrencias de 10 años y 100 años. La duración adoptada es similar a la duración observada en el evento extraordinario del mes de marzo de 2007 en la ciudad de Rosario. La distribución espacial de las tormentas se realizó mediante la conocida técnica de los polígonos de Thiessen. Los valores de la precipitación media espacial de 5 días de duración son de 203 mm y 294 mm para las recurrencias de 10 años y 100 años respectivamente.

Distribución temporal diaria y sub-diaria de las lluvias de diseño. La distribución a escala temporal diaria de las lluvias de diseño se realizó mediante el

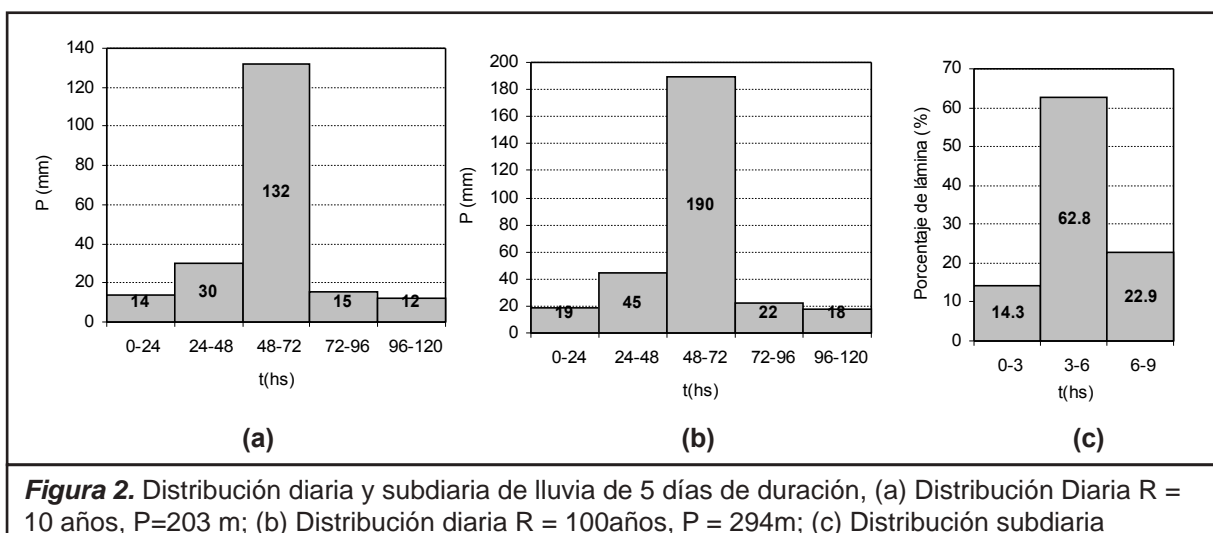


Figura 2. Distribución diaria y subdiaria de lluvia de 5 días de duración, (a) Distribución Diaria R = 10 años, P=203 m; (b) Distribución diaria R = 100años, P = 294m; (c) Distribución subdiaria

método de bloques alternos. A tal fin se emplearon las curvas P-D-R de la estación Rosario para las duraciones de 1 día, 2 días, 3 días, 4 días y 5 días, calculadas con el modelo de Gumbel. En las Figura 2 (a) y (b) se presentan respectivamente los hietogramas determinados para las lluvias de diseño de recurrencia 100 años y 10 años. La distribución a escala temporal sub-diaria se realizó utilizando coeficientes de relación entre láminas de diferentes duraciones, derivados de la serie corta de Rosario-Aeropuerto (40 años) a partir del modelo de Gumbel. Cada uno de los pulsos de lluvia diarios fueron distribuidos en forma sub-diaria adoptando el criterio de distribuir el mayor pulso de lluvia del hietograma diario en 12 hs y los restantes pulsos menores en 6 hs (ver Figura 2 (c)) .

Lluvia focalizada de corta duración

La lluvia focalizada de corta duración se determinó considerando las intensidades máximas asociadas a las principales lluvias de este tipo observadas en nuestra región, las cuales produjeron severos procesos de inundación en las diferentes localidades afectadas. La ecuación de la curva de regresión ajustada a dichas intensidades máximas es:

$$(1) \quad i_{\text{máx}} = 527.19 D^{-0.3743} \quad (R^2=0.9255)$$

donde $i_{\text{máx}}$ se expresa en mm/h y la duración D en minutos. En la Figura 3(a) se observa la curva de regresión ajustada a intensidades máximas regionales registradas. En la Figura 3(b) se presenta el hietograma de la lluvia convectiva total. La duración de la tormenta es de 6 hs (duraciones típicas

de tales lluvias observadas en la región) en tanto que la precipitación total es de 349 mm.

Análisis de condiciones de humedad antecedente de lluvias extremas y su comportamiento estadístico

Con el fin de estimar las condiciones antecedentes a las tormentas registradas se consideró el siguiente índice de precipitación antecedente:

$$(2) \quad IPA(n) = P(n) + IPA(n-1) * k(n)$$

donde $IPA(n)$ es el índice de precipitación antecedente correspondiente al día n del año, $P(n)$ es la precipitación del día n , $k(n)$ el coeficiente de decaimiento correspondiente al día n , dado por la siguiente ecuación:

$$(3) \quad k(n) = k_{\text{av}} + (k_{\text{máx}} - k_{\text{av}}) \text{seno}^2\left(\frac{\pi}{365} n\right)$$

El valor del IPA se considera un parámetro representativo de un estado de humedad antecedente de la cuenca expresado en forma continua en el tiempo. El coeficiente de decaimiento, variable durante el año, trata de reproducir las extracciones por evapotranspiración variables estacionalmente debido a la variabilidad de las condiciones de insolación y estado de humedad ambiente. A modo ilustrativo se presenta en la Figura 4 la valoración del IPA en la Estación Rosario Aero (Serie 1935-2007) de acuerdo a la formulación propuesta.

Para considerar las condiciones de almacenamiento en el suelo se han definido los siguientes pará-

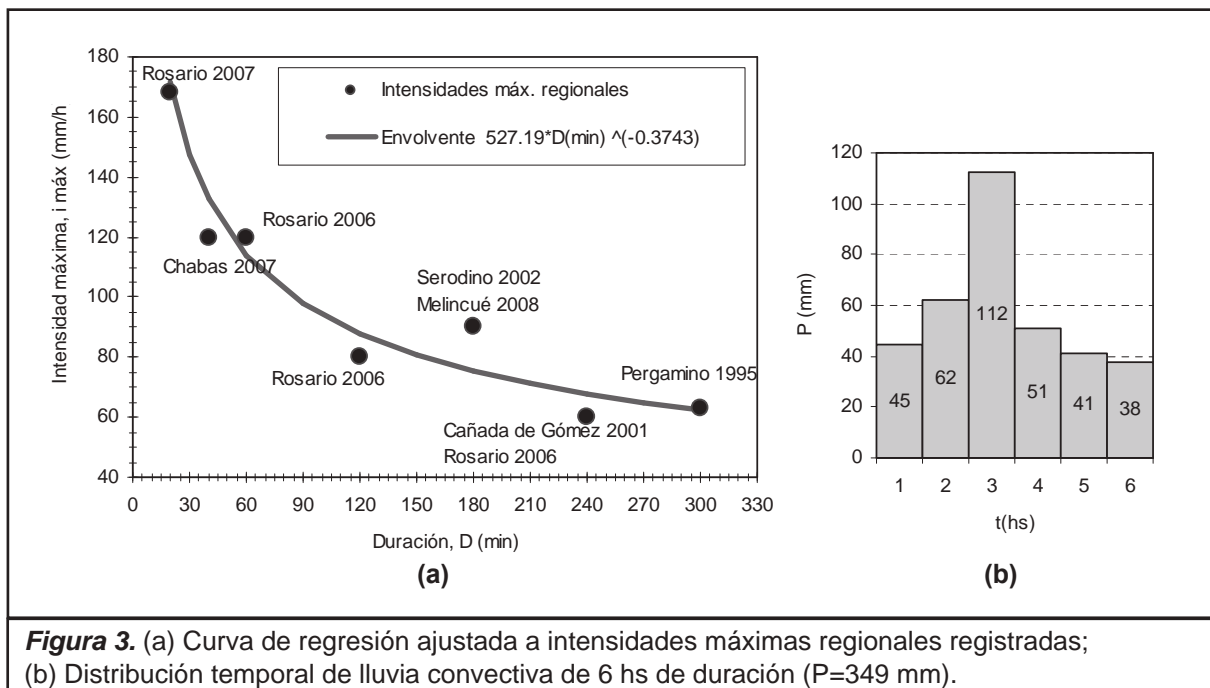


Figura 3. (a) Curva de regresión ajustada a intensidades máximas regionales registradas; (b) Distribución temporal de lluvia convectiva de 6 hs de duración (P=349 mm).

metros característicos de la cuenca del Arroyo Lu-dueña (Zimmermann *et al.*, 2009):

- Profundidad radicular cultivo: 700 mm
- Humedad volumétrica capacidad de campo, Θ_{CC} : 0.36
- Humedad volumétrica punto marchitez permanente, Θ_{PMP} : 0.19
- Humedad volumétrica saturación, Θ_{SAT} : 0.48
- Lámina equivalente capacidad de campo, R_{CC} : 252 mm
- Lámina equivalente punto marchitez perman., R_{PMP} : 133 mm
- Lámina equivalente saturación, R_{SAT} : 336 mm
- Coefficientes de decaimiento se adoptaron como: $k_{ver} = 0.980$ y $k_{inv} = 0.995$.

Índice IPA y parámetros asociados a modelos de pérdidas

Dado que en definitiva el IPA tiene que dar información asociada con parámetros utilizados para la estimación de pérdidas del flujo, se propone la siguiente manera de vincularlo; a través de la estimación del grado de saturación del perfil para aplicar el método de Green y Ampt. La propuesta surge directamente de considerar la siguiente relación (Zimmermann *et al.*, 2009):

$$(2) \quad S_c = \frac{IPA_n - R_{PMP}}{R_{SAT} - R_{PMP}}$$

donde S_c es el grado de saturación; R_{PMP} lámina equivalente punto marchitez permanente; R_{SAT} lámina equivalente saturación.

A los efectos del diseño hidrológico se consideraron estados de humedad antecedente, en relación a su probabilidad de excedencia determinada en eventos extremos. Para ello se seleccionaron las condiciones antecedentes de las tormentas extremas y se le dio un tratamiento estadístico de modo de asociar el IPA y la saturación relativa S_c a una probabilidad de excedencia, llegándose a establecer las relaciones que se indican en la Tabla 3. Mas detalles del presente tratamiento pueden consultarse en Zimmermann *et al.* (2009).

P(x>x0)	IPA	Se
0.5	205.2	0.36
0.2	252.9	0.59
0.1	284.5	0.75
0.05	314.7	0.90
0.02	354.0	1.00
0.01	383.3	1.00

Tabla Nº 3. Valores de IPA y S_c para diferentes probabilidades de excedencia (Zimmermann 2009).

Definición de escenarios hidrológicos para el diseño y para análisis de impacto

En la definición de los escenarios para el diseño hidrológico y para el análisis de impacto fueron consideradas las siguientes condiciones, variables y características del evento:

- Recurrencia de la lluvia total;
- Duración de la tormenta, distribución temporal

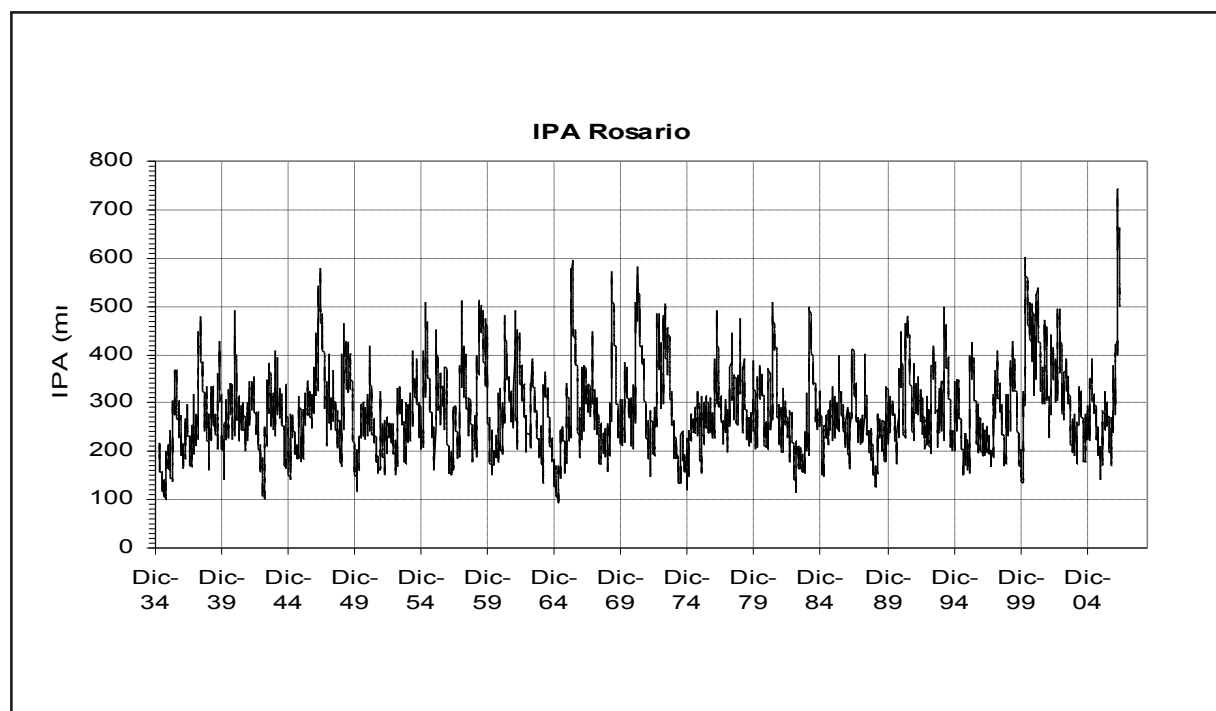


Figura 4. Variación de IPA en estación Rosario Aero

- diaria y subdiaria y distribución espacial;
- Condición de humedad antecedente IPA y Se asociados a probabilidad de excedencia;
- Nivel Hidrométrico del río Paraná

Diseño Hidrológico.

Tormentas de larga duración.

Duración 5 días; lluvia máxima en 24 hs, 48, 72, 96 y 120 según relaciones IDR de Rosario (Basile *et al.* 2009), Casilda y Zavalla; distribución temporal diaria de lluvias en los 5 días según método bloque alterno con máximo en 3er día; distribución subdiaria de acuerdo a coeficiente entre láminas de distintas duraciones Pdiaria/P24; P24/P12, P12/P6; P6/P3. Coeficientes extraídos de relaciones IDR; Distribución espacial de la lluvia uniforme.

Recurrencias de lluvia total: 10 años para el diseño de canalizaciones y obras de arte en zonas rurales y 100 años para el análisis en zonas urbanas cercanas a la desembocadura.

Condiciones de Humedad Antecedente: (a) Condición moderada IPA y Se con $P(x > x_0) = 0.5$ y (b) Condición severa IPA y Se $P(x > x_0) = 0.05$.

Nivel del río Paraná similar a 30 de marzo de 2007 (Niv. Hidrom.= 5.30 m; R = 5.6 años)

Análisis de Impacto.

Tormentas de corta duración.

Duración 6 hs; lluvia total según envolvente de precipitaciones máximas regionales (Figura 2). Distribución areal constante en área de 100 km² (resto de área P = 0); ubicación de centro de tormentas en diferentes puntos de la cuenca; Condición de humedad antecedente moderada.

Transformación de lluvia total a lluvia neta y Simulación de Escurrimiento Superficial

La transformación lluvia caudal fue realizada mediante el algoritmo de Green y Ampt. La determinación de los parámetros hidráulicos del suelo K_v (permeabilidad hidráulica saturada) y P_s (potencial de succión), se realizó mediante funciones de pedotransferencia (Zimmermann *et al.*, 2008), con información de suelos espacialmente distribuida originada a partir de digitalización de las cartas de suelos del INTA (INTA 1972-1988).

Simulación de escurrimiento superficial

La simulación de transformación lluvia neta-caudal se modeló matemático hidrológico-hidráulico física-

mente basado cuasi 2d, estructurado en unidades de discretización espacial cuadrangulares con un tamaño de grilla de 250 m x 250 m denominado CTSS8 (Riccardi, 2001; Riccardi *et al.* 2008b), asistido con la plataforma de pre y post procesamiento de datos y resultados SIMULACIONES (Stenta *et al.*, 2005). Un primer paso en la constitución del modelo lo constituyó la generación del modelo digital del terreno (MDT), el cual fue ejecutado a partir de la digitalización de las curvas de nivel del IGM, de relevamientos topográficos existentes e información topográfica de campaña específicamente llevada a cabo a los efectos del presente trabajo, donde se relevaron planialtimétricamente y georeferenciaron todas las vías principales de escurrimiento de la cuenca. El sistema de proyección adoptado para el MDT fue el Gauss-Krüger - faja 5 Argentina Posgar 94 Datum WGS 84. Para la creación del MDT en la base cuadrangular que requirió el modelo de escurrimiento se utilizó un programa de tratamiento de datos topográficos realizando la interpolación mediante la técnica de Kriging.

El MDT desarrollado fue incluido en la plataforma y posteriormente fueron cargadas todas las características de los cursos de agua y obras de arte de envergadura (puentes alcantarillas y vertedero) existente en la cuenca. El modelo resultó constituido con 11855 elementos cuadrangulares de 250 m x 250 m, representándose alrededor de 270 km de cursos de agua permanentes, temporarios, canales de importancia y cunetas de ruta con capacidades de conducción relevantes. Asimismo se representaron 78 obras hidráulicas como alcantarillas, puentes viales y ferroviarios, embocaduras y vertedero. Una esquematización de la configuración se presenta en la Figura 5 (para más detalles consultar Stenta *et al.*, 2009a). El modelo de escurrimiento fue calibrado teniendo en consideración información de niveles de agua y caudales estimados en una serie de crecidas históricas ocurridas entre 1994 y 1996 como así también con información de una crecida extraordinaria ocurrida en marzo de 2007. Los parámetros hidráulicos ajustados fueron los coeficientes de resistencia en cursos de agua y los coeficientes de gasto de los puentes y alcantarillas.

La simulación mediante el modelo CTSS8 permitió la determinación de la evolución temporal de caudales, velocidades y niveles de agua en todo el dominio espacial para todas las alternativas emergentes del diseño hidrológico. En el sistema hídrico en estudio existen al menos 9 puntos característicos donde fue necesario definir caudales y niveles máximos a los efectos de fijar pautas para el diseño de obras hidráulicas, por lo cual de toda la masa de resultados generados por el modelo de escurrimiento, se extrajeron los correspondientes a los sitios de interés. En la Figura 1 se presentan las

localizaciones de dichos puntos. En la Tabla 4 se presentan a modo ilustrativo los caudales máximos en los puntos característicos.

A partir de la información generada, la autoridad hídrica de la provincia de Santa Fe comenzó a planear el prediseño de obras hidráulicas necesarias para mitigar la vulnerabilidad ante inundaciones en zonas críticas cercanas a la desembocadura. Esta etapa dio lugar a una nueva fase del trabajo en donde se propuso un proceso retroalimentado en conjunto con los ingenieros proyectistas de modo de: proponer obras → verificar mitigación de crecidas en términos de niveles y caudales máximos. La descripción de esta nueva fase puede consultarse en Stenta *et al.* (2009b).

Análisis de la respuesta Hidrológica para tormentas convectivas fuertemente focalizadas

Como ya fuera mencionado, ha formado parte de la metodología aquí descrita, el análisis del impacto de un lluvia convectiva extrema fuertemente focalizada, teniendo en consideración las diferentes variantes de obra emergentes del diseño hidrológico. Los focos considerados fueron de 100 km² de

superficie y la lluvia total adoptada fue la resultante de las máximas lluvias convectivas observadas en la región en los últimos 15 años. La precipitación considerada fue de 349 mm en 6 horas supera a la lluvia asociada a R = 10000 años (249 mm), pudiendo considerarse como semejante a la precipitación máxima probable para esa duración. Para la determinación de la lluvia neta se utilizó la hipótesis de un estado de humedad antecedente tipo *moderado* lo que arrojó un valor de lluvia neta acumulado de 266 mm, en la *Figura 6* se presenta la distribución temporal de la lluvia total y neta. Dado que en esta etapa se priorizó la determinación del máximo impacto sobre la zona baja del sistema hídrico del arroyo Ludueña, el foco se fue ubicando en puntos de la región centro norte de la cuenca. Pudo verificarse que los mayores caudales en la embocadura de las conducciones cerradas se dan cuando el foco se ubica a unos 6-10 km al oeste de la zona de la embocadura. En la *Figura 7* se representa esquemáticamente el foco más crítico considerado para maximizar caudales en la zona de la embocadura.

Los resultados obtenidos en las simulaciones indican que el caudal esperable en la embocadura de las conducciones cerradas supera los 400 m³/s. Comparando el valor máximo de caudales asociado a una tormenta convectiva con los caudales

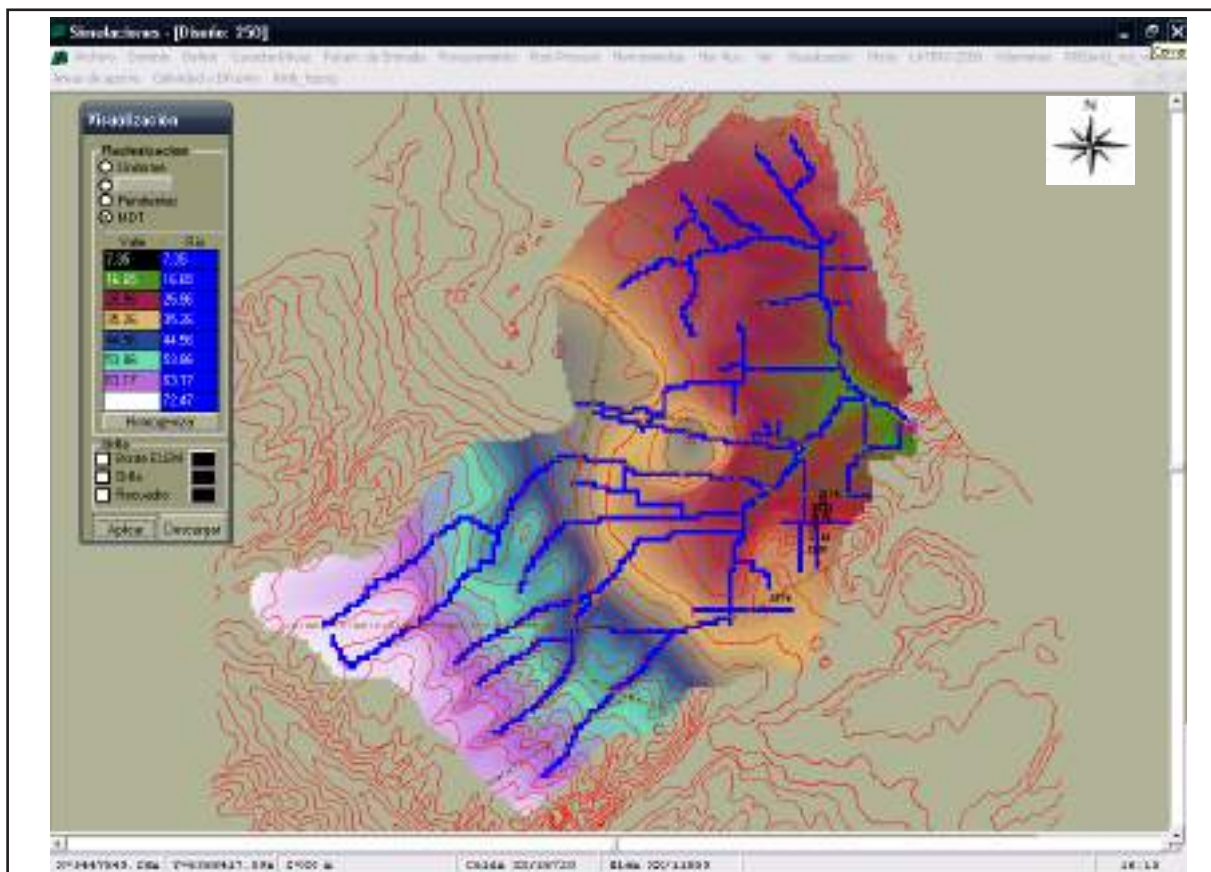


Figura 5. Constitución del modelo de escurrimiento

Ident	Puntos Característicos de la cuenca	R = 10años Moderado	R=100 años Moderado	R=100 años Severo
1	Canal Ibarlucea aguas abajo de Canal Urbano Pueblo Ibarlucea	44.	61.	65.
2	Canal Ibarlucea y Camino Limite	58.	115.	147.
3	Canal Ibarlucea y puente RN N° 34	62.	118.	151.
4	Canal Salvat en descarga a Canal Ibarlucea	87.	122.	132.
5	Canal Ibarlucea en descarga a Ludueña	149.	220.	251.
6	Aguas abajo de Presa de Retención	52.	65.	92.
7	Arroyo Ludueña en puente RN N° 9	75.	118.	137.
8	Rama Ludueña aguas arriba de descarga de Canal Ibarlucea	104.	140.	158.
9	Arroyo Ludueña en puente Av. Circunvalación	257.	377.	439.

■ **Tabla N° 4.** Síntesis de Resultados en Términos de Caudales en Puntos Característicos de la Cuenca

máximos obtenidos en la simulación de tormentas extendidas - Escenario Moderado (E1): $Q = 370 \text{ m}^3/\text{s}$; Escenario Severo (E2): $Q = 440 \text{ m}^3/\text{s}$ - puede deducirse que las obras que pueden también mitigar fuertemente el impacto que ha de producir una tormenta de estas características son las involucradas para cubrir el E2 y en menor medida las obras emergentes del E1. Al observarse los hidrogramas y limnigramas generados en la modelación es posible deducir la escases de tiempo para predecir este episodio con un sistema de alerta. En efecto, dado la fuerte focalización de la tormenta y la cercanía con la sección del curso considerada, prácticamente el pico de la crecida coincide con el final del barrote de lluvia más "pesado" (98 mm de neta en 1 hora).

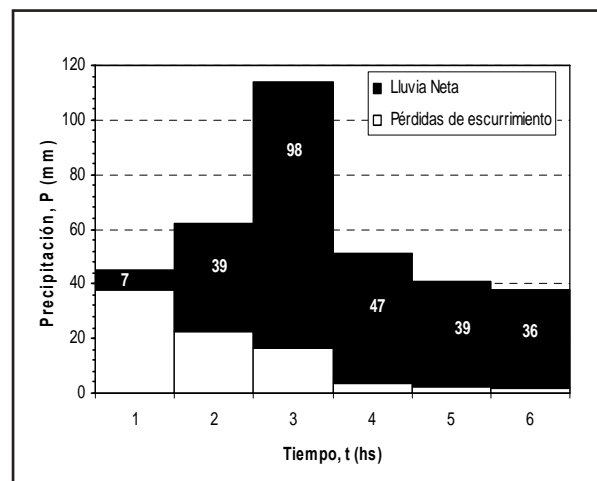


Figura 6. Lluvia convectiva $P=349 \text{ mm}$, $P_n=266 \text{ mm}$, $D=6 \text{ hs}$.

Conclusiones

Se ha presentado una metodología de diseño hidrológico que contempla la consideración de tormentas de larga duración para diseño y tormentas fuertemente focalizadas de alta intensidad para verificación de impacto.

Se verifica que, en cuencas como la aquí reportada las duraciones de lluvias que generan escenarios de inundaciones corresponden a 5 días.

La consideración de la humedad antecedente es introducida mediante la determinación de su probabilidad de excedencia, probabilidad determinada a partir de estudio estadístico de la condición antecedente en lluvias extremas observadas en la región.

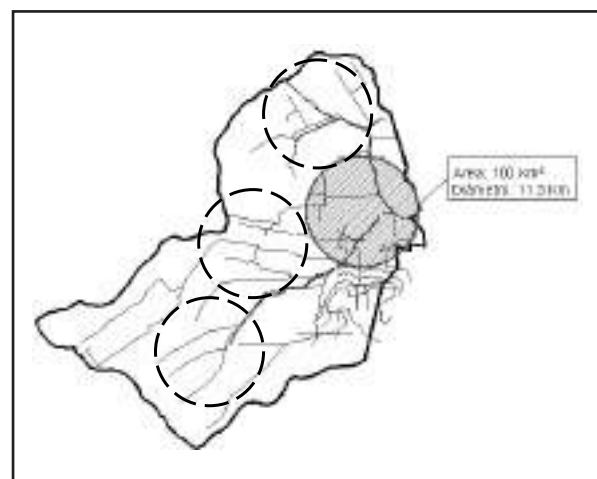


Figura 7. Diferentes posicionamientos del foco

El diseño tanto de las vías de desagüe como de las estructuras hidráulicas en la cuenca baja se llevaron a cabo considerando una recurrencia de 10 años para las canalizaciones rurales y de $R = 100$ años para canalizaciones y conducciones cerradas en cuenca baja cercanos a zonas urbanas densamente pobladas.

La simulación de escurrimiento superficial mediante un modelo físicamente ha permitido no solo determinar caudales, sino también velocidades y niveles, reproducir remansos, controles de flujo en secciones críticas, evolución de volúmenes de escorrentía y almacenamiento, parámetros necesarios para un mejor diagnóstico y propuestas de obras hidráulicas contra inundaciones.

La desembocadura del arroyo a nivel en el río Paraná obligó a superponer la crecida de diseño con un nivel del río determinado, adoptándose para el diseño el nivel existente en el río Paraná cuando se presentó en el arroyo Ludueña la última crecida extraordinaria en marzo de 2007. La recurrencia del nivel del río considerada en este caso fue de

5.6 años. Es claro que, como en otros tantos casos donde cobra importancia un posible remanso iniciado en la descarga en el cuerpo receptor, el problema no solo se debe resolver en términos de caudales sino también en términos de niveles, lo que significa hidráulicamente hablando, en flujo no uniforme e impermanente gradualmente variado.

Sintetizando, el criterio global de diseño considerado para las obras en la cuenca baja fue el de adoptar una lluvia de 5 días de duración, con una recurrencia de 100 años, una distribución diaria según bloque alterno con máximo en el 3er. día, una distribución subdiaria basada en las relaciones de láminas, una condición de humedad antecedente asociada a una probabilidad de excedencia $P(x > x_0) = 0.05$ y un nivel del río Paraná asociado a una recurrencia de 5.6 años. La verificación de impactos se analizó a partir de la simulación de un evento extremo focalizado en 100 km², con una duración de 6 horas y moviendo el foco de modo de producir el mayor caudal y/o nivel en las secciones críticas del arroyo con mayor posibilidad de desborde y el consiguiente impacto por inundaciones.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Basile P., Riccardi G., Zimmermann E., Stenta H., Scuderi C., Rentería J. y Gonzalez A. (2009), *"Derivación de curvas intensidad-duración-frecuencia unificadas para la ciudad de Rosario, Santa Fe, Argentina"*. XXII Congreso Nacional del Agua, Trelew, Chubut.
- INTA (1972 a 1988). *Cartas de Suelo de la República Argentina. Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria.*
- Paoli C. U., Bolzicco J. y Cacik P. (1994), *Análisis de Frecuencia de Variables Hidrológicas*, FICH, UNL.
- Riccardi, G. (2001). Un Sistema de Simulación Hidrológica-Hidráulica cuasi-2D multicapa para ambientes rurales y urbanos. Tesis Doctoral, FCEFyN, UNC, Córdoba.
- Riccardi G., Zimmermann, E., Basile P., Stenta H., Rentería J., Mancinelli A., y Scuderi C. (2008a). *Rehidrología y Modelo de Simulación a Tiempo Real en Sistema de Alerta Hidrológico en las Cuencas de los Arroyos Ludueña y Saladillo*. Informe de Avance nº 1, Convenio entre Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura y Ministerio del Agua, Servicios Públicos y Medio Ambiente /Santa Fe), FCEIA, UNR, Rosario.
- Riccardi G., Zimmermann E., Basile P., Stenta H., Scuderi C., Garcia M. y Rentería J., (2008b), *"Implementación de Un Modelo De Escurrimiento Superficial en Cuencas del Sur de la provincia De Santa Fe, Argentina"*. XXIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Cartagena de Indias, Colombia. 15 pags.
- Stenta, H. R., Rentería, J. P. y Riccardi, G. (2005) *"Plataforma Computacional para Gestión de Información en la Simulación Hidrológica-Hidráulica del Escurrimiento Superficial"*. XX Congreso Nacional del Agua y IIIº Simposio de Recursos Hídricos del Cono Sur. Mendoza. ISBN 987-22143-0-1. Cap. Hidrología. T 74. pp 1-13.
- Stenta H., Riccardi G., Navarro R., Zimmermann E., Postiglione R., Basile P., Zucca O. y Zacarias S. (2009a), *"Aplicación de un modelo matemático distribuido en la cuenca del arroyo Ludueña para diferentes alternativas de obras hidráulicas orientadas al saneamiento hídrico integral"*. XXII Congreso Nacional del Agua, Trelew, Chubut.

Stenta H., Riccardi G., Zimmermann E., Basile P., Scuderi C., Rentería J. y Zacarias S. (2009b), *"Implementación y Explotación de un modelo matemático distribuido de escurrimiento superficial para su utilización en sistema de alerta contra inundaciones en la cuenca del arroyo Ludueña"*. XXII Congreso Nacional del Agua, Trelew, Chubut.

Zimmermann E., Basile P., López C., Riccardi G., Stenta H., Scuderi C. y Rentería J. (2009), *"Condiciones antecedentes para la tormenta de diseño en el área del gran Rosario"*. XXII Congreso Nacional del Agua, Trelew, Chubut.

Zimmermann, E., Basile Pedro A. y Riccardi Gerardo A. (2001) *"Análisis de la Modificación en la Respuesta Hidrológica del Sistema del Arroyo Ludueña Provocada por Cambios en el Uso del Suelo"*. Seminario Internacional Sobre Manejo Integral de Cuencas Hidrográficas (SIMICH 2001). Rosario. Argentina.

Zimmermann E., Scuderi C., Riccardi G., Stenta H., Basile P., Garcia M. y Rentería J. (2008), *Asignación de parámetros hidráulicos de suelos utilizando funciones de pedotransferencia con información de las cartas de suelo del INTA., Modelación de procesos hidrológicos asociados al escurrimiento superficial en áreas de llanura*, ISBN 978-950-673-691-0; UNR Editora, Rosario.pp. 145-158.

Tendencias y cambios abruptos en el escurrimiento de algunos rios con nacientes en la cordillera y serranias del oeste argentino

VICH, Alberto^(1,2), BIZZOTTO, Federico⁽²⁾, VACCARINO Emilce⁽²⁾,
CORREAS, Mariana⁽²⁾ y MANDUCA, Florencia⁽²⁾

⁽¹⁾ Instituto Argentino de Nivología, Glaciología y Ciencias Ambientales
(IANIGLA-CONICET)

Av. Adrián Ruiz Leal s/n, Parque General San Martín, 5500 Mendoza
ajvich@mendoza-conicet.gov.ar

⁽²⁾ Departamento de Geografía, Facultad de Filosofía y Letras,
Universidad Nacional de Cuyo

Centro Universitario, Parque General San Martín, 5500 Mendoza

RESUMEN

La cordillera de Los Andes constituye el principal sistema regulador del ciclo del agua a escala continental y existen numerosas evidencias de que está experimentando importantes transformaciones ambientales, asociadas a cambios en las condiciones climáticas. El objetivo del presente trabajo es mejorar el conocimiento de la oferta hídrica y evaluar el impacto sobre los recursos hídricos superficiales del cambio climático en algunas cuencas, que poseen sus nacientes en la cordillera de Los Andes y serranías del oeste argentino, a partir de la detección de cambios abruptos y de tendencias de largo plazo en el régimen de escurrimiento. Se analizaron 29 estaciones de aforo y se determinaron 22 variables de caudal. La metodología empleada se basa

en pruebas paramétricas y no paramétricas. Ambas pruebas presentaron resultados similares, para un nivel de significación del 5%. De las 629 series temporales analizadas, en 194 se detectaron cambios y en su mayor parte ellos corresponden a periodos de aguas bajas. Los distintos métodos para la determinación de cambios abruptos en la serie de variables hidrológicas muestran resultados relativamente diferentes. Los distintos test requieren la condición de normalidad en la distribución, aspectos que en pocos casos se cumplen, lo que introduce un importante nivel de incertidumbre en los resultados. En general, el test t de Student Secuencial señala puntos de quiebre estadísticamente significativos de manera más frecuente que los otros test. El punto de quiebre se presenta generalmente en la década de los 70.

Introducción

Existen numerosas evidencias de cambios en las condiciones climáticas, registrados durante las últimas décadas del siglo XX, sin precedentes en el contexto temporal de los últimos 1000 años (Mann *et al*, 1998). Se destacan: aumento entre 0.5 y 0.6°C de la temperatura media de la Tierra desde comienzos del siglo XX (Oerlemans, 1994), importante aumento en la atmosfera de las concentraciones de gases de efecto invernadero, incremento del nivel medio del mar, disminución de la extensión y el espesor de los hielos árticos, retrocesos de glaciares de montaña (Warrick *et al*, 1996), degradación del permafrost, prolongadas sequías o catastróficas inundaciones durante los últimos 100 años, cambios en la distribución espa-

cial de las precipitaciones, etc. Sumado a ello, se tiene que un porcentaje de tierras con cubierta vegetal, entre un 39 a 50 % (Duarte, 2006), han sido alteradas por la actividad humana. Estas cifras subestiman su efecto global puesto que, en muchas ocasiones, las tierras no afectadas han sido fragmentadas por la modificación de las áreas circundantes. La transformación de las tierras provoca la alteración de hábitats y es la principal causa de pérdida de diversidad biológica.

Los cambios sufridos por el Planeta desde su origen, han sido la constante y con fluctuaciones muy importantes a lo largo de su historia geológica; sin embargo, la mayoría de ellas han sido graduales y

en largos periodos de tiempo. Las características de los cambios recientes, se deben a la rapidez con la que este está teniendo lugar, con modificaciones notables en periodos de tiempo muy cortos. Los sistemas hidrológicos son potencialmente sensibles al cambio climático, al igual que la población, sus actividades y la infraestructura socioeconómica, existente en el territorio de sus cuencas. Este se pone en evidencia, no sólo por el calentamiento de la superficie terrestre y la consecuente modificación de las condiciones de circulación de las masas de aire, sino que además, trae aparejado importantes modificaciones en la magnitud y temporalidad de los escurrimientos

La cordillera de Los Andes constituye el principal sistema regulador del ciclo del agua a escala continental. La cadena montañosa interactúa con las masas de aire cargadas de humedad de origen Atlántico o Pacífico, creando en sus laderas los máximos de precipitación regional (Prohaska 1976). Todas las actividades humanas que se desarrollan a lo largo de ella, se encuentran ligadas al ciclo hidrológico cordillerano. Existen numerosas evidencias de que Los Andes está experimentando importantes cambios ambientales, ligados al ciclo hidrológico cordillerano. Por ejemplo, una enorme retracción de los cuerpos de hielo durante el siglo XX ha sido documentada tanto en los Andes Centrales como en los Patagónicos (Leiva *et al*, 1989; Aniya *et al*, 1997; Villalba *et al*, 1990). Por otra parte, el conocimiento actual del ciclo hidrológico regional no permite establecer cómo se articulan dentro de las variaciones regionales del clima y que conexión tienen con los procesos asociados al cambio global.

El objetivo del presente trabajo es mejorar el conocimiento de la oferta hídrica y evaluar el impacto sobre los recursos hídricos superficiales del cambio climático global en algunas cuencas, que poseen sus nacientes en la cordillera de Los Andes y serranías del oeste argentino en un amplio gradiente altitudinal, a partir de la detección los posibles cambios en el régimen de escurrimiento de tendencias de largo plazo y cambios abruptos.

Materiales y métodos

Área de estudio

La zona bajo estudio, se corresponde con las cuencas hidrográficas que se localizan sobre la cordillera de Los Andes y serranías del NO argentino, en un amplio gradiente latitudinal que se extiende prácticamente a largo del territorio nacional. En las distintas cuencas, se identificaron las estaciones de aforos que poseen de registros hidrológicos lo suficientemente extensos (>30 años)

para valorar las tendencias de largo plazo (ver *Figura 1*).

La cuenca del río Bermejo se encuentra localizada sobre la vertiente oriental de las sierras subandinas, drena un amplio frente prepuneño que se extiende desde los 21°10' hasta los 24°53' de latitud sur, en territorio argentino y boliviano. Presenta intensos procesos erosivos, con fuertes crecidas estivales, con gran capacidad de arrastres. Las estaciones de aforos son: Aguas Blancas, aguas arriba de la confluencia del río Grande de Tarija y Pozo Sarmiento, situada aguas arriba del río San Francisco. El río Las Cañas tiene sus nacientes en las sierras pampeanas, en el sector sur de los Nevados del Aconquija; integra el sistema hidrográfico endorreico del río Salí-Dulce y es aforado en Potrero del Clavillo.

El centro oeste de la cordillera de Los Andes comprendido entre los 27°35' y 33°30' de latitud sur es drenado por un extenso sistema hidrográfico del río Desaguadero-Salado-Chadileuvú o Curacó. De norte a sur está integrado por los ríos Bermejo de La Rioja, Jachal, San Juan, Mendoza, Tunuyan, Diamante y Atuel. El Mendoza confluye, junto con el San Juan, en el sistema lagunar de Guanacache, que en años hidrológicos ricos las lagunas desbordan y los excedentes son evacuados por el río Desaguadero. Todos ellos al abandonar las últimas elevaciones al este y se transforman en ríos alóctonos. En la llanura, pierden su caudal por infiltración y son aprovechados íntegramente para riego. Sus aguas provienen en su casi totalidad de la fusión nívea y de los glaciares existentes en su cuenca.

El río San Juan, formado por el río de los Patos (aforado en Alvarez Condarco y La Plateada) y Castaño, es medido en Km 101 y el río Km 47.3. El río Mendoza, se inicia en la confluencia de los ríos Vacas, Cuevas y Tupungato en la localidad de Punta de Vacas en la Cordillera Principal o del Límite, donde se encuentran sus respectivas secciones de aforos. Aguas abajo es aforado en Guido. El río Tunuyan en el piedemonte cordillerano, es aforado en la estación Valle de Uco. El río Diamante nace al sur de la laguna del mismo nombre, ubicada entre el volcán Maipo (5180 m) y el Co. La Laguna (5034 m); antes de ingresar en la llanura, penetra en Sierra Pintada y es aforado en el paraje La Jaula. El río Atuel, nace en la laguna que le da su nombre. En el piedemonte es aforado en las proximidades de la localidad El Sosneado, donde es aforado. A partir de esta localidad la cuenca se desarrolla en la planicie de la depresión de Los Huarpes constituidos por una serie de bañados y esteros, de mayor significación en la margen izquierda; en el paraje de La Junta el capta los aportes del río Salado, este es aforado en la sección Cañada Ancha. Se dirige hacia el este,

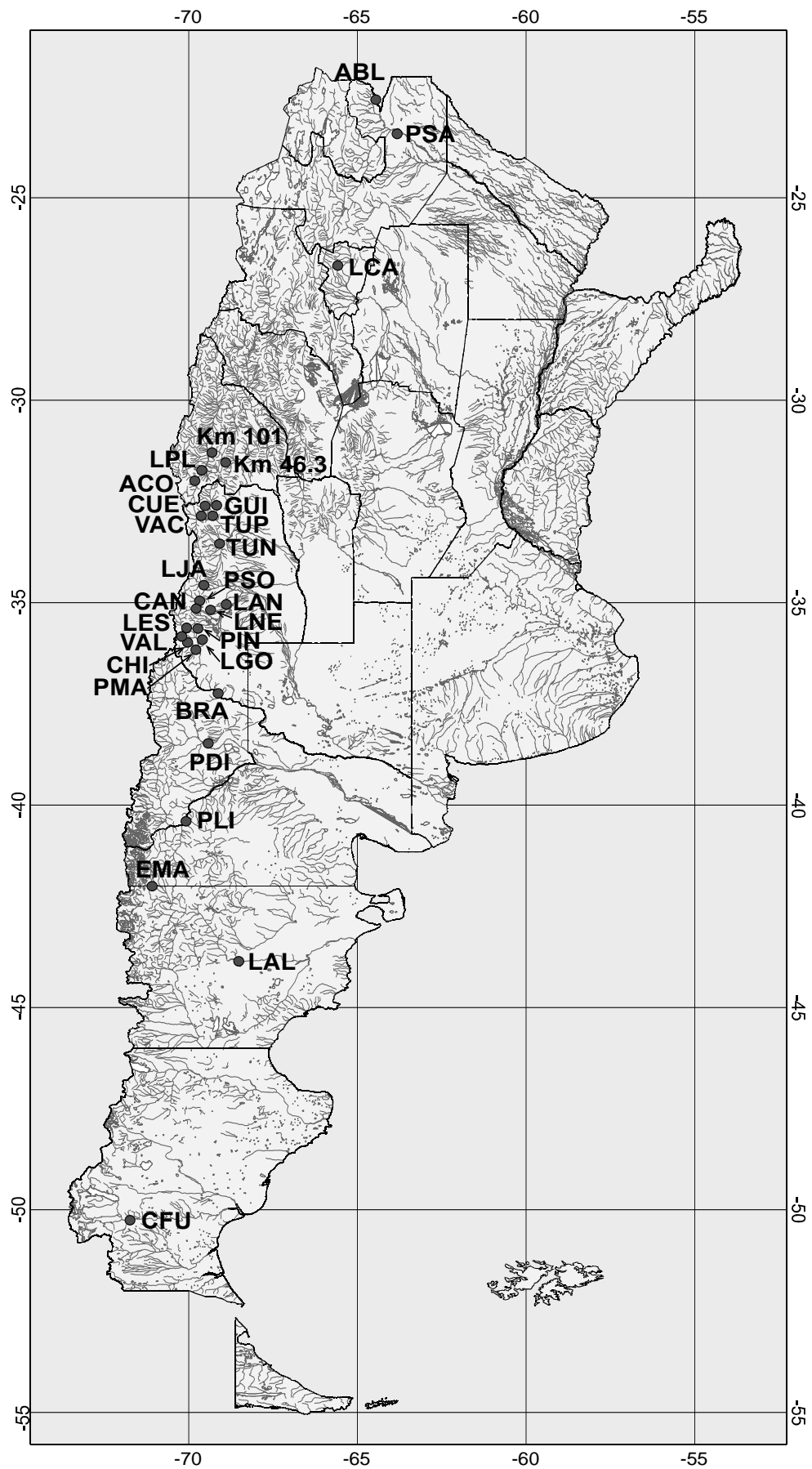


Figura 1. Localización de las estaciones de aforos.

atraviesa la depresión donde es medido en Loma Negra. Desde el paraje El Nihuil, corta a Sierra Pintada y forma el Cañón del Atuel, que al ingreso del cañón es aforado en el sitio La Angostura. El río Pincheira es un pequeño afluente del río Malargüe, inmisario de los bañados de Llancanelo; se caracteriza por ser uno de los ríos que mayor riqueza hídrica de la provincia de Mendoza.

El Colorado es un río alóctono, formado al confluir con el río 35, que aguas debajo de la confluencia es medido en la sección de Buta Ranquil. Drenan la región cordillerana comprendida entre los 34°50' y 37°30' de latitud sur. Sobre un frente de 270 km de largo. En su curso medio, recibe temporariamente los escasísimos caudales del Desaguadero-Chadileuvú-Curacó. El río Grande

Río	Estación	Den.	Coordenadas		Área (km ²)	Cota (m)	Datos (%)	Record	
			Lat.	Long.				Mensual	Diario
Bermejo	Aguas Blancas	ABL	22°43'	64°22'	4850	405	100.0	1944-03	1944-03
	Pozo Sarmiento	PSO	23°06'	64°13'	25000	296	100.0	1940-03	1940-03
Las Cañas	Potrero del Clavillo	LCA	27°24'	65°59'	1000	1300	100.0	1953-03	1943-03
de los Patos	Alvarez Condarco	ACO	31°57'	69°42'	3710	1950	95.4	1957-03	1952-03
	La Plateada	LPL	31°53'	69°41'	8500	1950	95.8	1957-03	1909-03
San Juan	Km 101	101	31°20'	69°06'	18348	1310	86.5	1971-03	1971-03
	Km47.3	463	31°32'	68°53'	25670	945	99.9	1951-03	1909-03
Vacas	Punta de Vacas	VAC	32° 61'	69° 46'	3050	2450	99.5	1949-03	1949-03
Cuevas	Punta de Vacas	CUE	32° 51'	69° 46'	680	2430	95.0	1949-03	1949-03
Tupungato	Punta de Vacas	TUP	32° 51'	69° 46'	1800	2430	95.0	1949-03	1949-03
Mendoza	Guido	GUI	32° 51'	69° 16'	8180	1550	100.0	1956-03	1956-03
Tunuyan	Valle de Uco	TUN	33° 47'	69° 25'	2380	1200	97.7	1944-03	1944-03
Diamante	La Jaula	LJA	34° 40'	69° 19'	2753	1500	98.5	1970-03	1970-03
Atuel	Puente Sosneado	PSO	35° 05'	69° 36'	2385	1580	97.6	1972-06	1972-06
	Loma Negra	LNE	35°04'	69°07'	3860	1340	100.0	1981-06	1981-06
	La Angostura	LAN	35° 02'	68° 52'	3800	1200	99.8	1931-06	1906-06
Salado	Cañada Ancha	CAN	35°13'	69°46'	810	1700	95.5	1939-06	1939-06
Pincheira	Pincheira	PIN	35°31'	69°48'	160	1750	88.3	1967-06	1967-06
Grande	La Estrechura	LES	35°19'	70°18'	1070	1690	81.5	1977-06	1977-06
	La Gotera	LGO	35° 52'	69° 53'	6180	1400	94.8	1971-06	1971-06
Valenzuela	Valle Noble	VAL	35°19'	70°18'	243	1680	79.0	1977-06	1977-06
Chico	Las Loicas	CHI	35°48'	70°05'	613	1500	94.4	1991-06	1991-06
Poti Malal	Pto Gendarmería	PMA	35°52'	69°57'	840	1485	93.5	1971-06	1971-06
Colorado	Buta Ranquil	BRA	37°06'	69°44'	15300	850	-	-	1939-05
Neuquén	Paso de Indios	PDV	38°32'	69°25'	30843	498	100.0	1903-03	1903-03
Limay	Paso Limay	PLI	40°32'	70°26'	26400	538	100.0	1903-95	1903-95
Chubut	El Maitén	EMA	42°06'	71°10'	1200	680	99.5	1943-03	1943-03
	Los Altares	LAL	43°51'	68°30'	16400	275	97.4	1946-03	1943-03
Santa Cruz	Charles Fuhr	CFU	50°16'	71°54'	15550	206	94.00	1957-03	1955-03

■ **Tabla 1.** Características de las estaciones de aforos

es el más caudaloso de todos los ríos andinos de la región cuyana, formado por el Tordillo y Cobre, es aforado en el paraje La Estrechura y La Gotera. Recibe el aporte de importantes ríos como el Valenzuela, medido en Valle Noble, el Chico en Las Loicas y Poti-Malal en Puesto Gendarmería.

El río Negro formado por dos grandes colectores como el Limay y Neuquén, recoge las aguas pluvias y de fusión nival y glaciario de un importante frente cordillerano, que se desarrolla entre los 36°15' Y los 41°30' de latitud sur. La red de drenaje del Limay es compleja, con numerosos lagos de extensión y profundidad notable y colectores. El río Limay, emisario del lago Nahuel Huapi, es aforado Paso Limay, aguas debajo de la unión con el Collón-Cura, quien aporta más del 50 % de su caudal. El río Neuquén se diferencia del Limay por el régimen de precipitaciones que acusan una disminución notable y tiende a hacerse estacionales; además, prácticamente no existen cuencas lacustres. El mayor tributario es el Agrio, que aguas debajo de la confluencia se encuentra la estación Paso de los Indios. La cuenca del río Chubut se extiende entre los 41°20' y 43°, 45' de latitud sur. En sus nacientes recibe numerosos tributarios; posee observaciones en el paraje de El Maitén. Desde la confluencia del Tecka, es un río alóctono que se desplaza a través de la meseta patagónica. Aguas arriba de la unión con el Chico Sur emisario temporario del sistema lacustre Colhue-Huapi, se encuentra la estación Los Altares. El río Santa Cruz es después del Negro, el más importante de la Patagonia, abarca una zona cordillerana que se extiende entre los 49°15' y 50°30' de latitud sur. Es el emisario de los grandes lagos: Viedma y Argentino, unidos entre sí por el río La Leona. Las aguas de estos lagos provienen de la fusión nival y de las muchas lenguas glaciarias que confluyen en ellos. A pocos kilómetros de la salida del lago Argentino se encuentra la estación de aforos Charles Fuhr. Hasta la desembocadura en el mar Argentino es un río alóctono.

La información de base disponible son series de caudales medios diarios, proporcionados por la Subsecretaría de Recursos Hídricos y caudales mensuales publicados en anuarios. Dichas series poseen diferente longitud de registros, con interrupciones de extensión variable. Las características de las estaciones de aforo se muestran en la *Tabla 1* (EVARSA, 1998).

Clima

La Diagonal Arida es una la franja del territorio sudamericano de escasas precipitaciones que atraviesa el continente desde el norte del Perú hasta las costas patagónicas (Bruniard 1982). Podría considerarse como el límite de las influencias

atlánticas y pacíficas sobre la cordillera de Los Andes. Esta franja, representa el máximo alcance de los climas de tipo quasi-monzónico (Atlántico) y mediterráneo (Pacífico) sobre las laderas de la cordillera, respectivamente. Presenta fluctuaciones estacionales, anuales y de largo plazo, que responden, entre otros factores, a las variaciones latitudinales en los campos de presión en América del Sur.

En los meses de verano, el cinturón de altas presiones de latitudes subtropicales se desplaza hacia el sur desde su posición media. Esto favorece el ingreso de humedad de origen atlántica sobre la región oriental subtropical de Los Andes, la cual en gran porcentaje es modificada por evapotranspiración y precipitación en la cuenca amazónica y del Pantanal antes de ingresar en nuestro país. Este ingreso estival de humedad se ve favorecido por otros factores de carácter hemisférico y regional. La Zona de Convergencia Intertropical alcanza en los meses de verano su posición más austral sobre América del Sur, y aunque no alcanza el territorio argentino, moviliza hacia el sur una importante fuente de humedad de la región subtropical. Por otro lado, el desarrollo de un centro de baja presión continental sobre el subtrópico al este de los Andes, favorece el ingreso de humedad de origen amazónica-atlántica durante el verano. En respuesta a estos procesos, el máximo de precipitación a lo largo de la vertiente este de Los Andes, desde aproximadamente los 22 a los 35° de latitud sur, se concentra en los meses de diciembre a febrero, periodo del año donde la influencia atlántica alcanza su máxima expresión espacial sobre el territorio argentino.

Por el contrario, el desplazamiento hacia el sur durante el verano de la banda de alta presión sobre el océano Pacífico Sur incrementa las condiciones de aridez al oeste de la cordillera de Los Andes (Miller, 1976). Durante los meses de verano, las precipitaciones son muy escasas o prácticamente nulas en la ladera oeste de la Cordillera al norte de los 37° sur. Es en estos meses del año donde el aporte de humedad del océano Pacífico en Los Andes es mínimo. Las precipitaciones se incrementan gradualmente hacia mayores latitudes. A partir de los 45° a 48° sur, la influencia del centro de alta presión del sudeste del Pacífico disminuye y la precipitación de este origen se incrementa. En el extremo sur de la Cordillera de los Andes, la precipitación se distribuye uniformemente durante todo el año. En los meses de invierno la situación meteorológica se invierte.

En el otoño-invierno, se produce una disminución de la precipitación en la vertiente oriental de Los Andes al norte de los 35° sur. La influencia atlántica sobre Los Andes de Argentina es mínima en

este período del año. Por el contrario, la banda dominante de vientos del oeste se desplaza a menores latitudes sobre la costa Pacífica iniciándose el período húmedo del año en los Andes Centrales y norte de la Patagonia. La influencia Pacífica sobre la Cordillera de los Andes es máxima en el invierno.

Esta dinámica atmosférica da origen a diferentes regímenes de precipitación a lo largo de la cordillera de Los Andes. Al norte de los 28°S, el régimen de precipitación es quasi-monzónico con un máximo de lluvias entre diciembre y febrero, donde se concentra más del 50 % de las precipitaciones anuales que son de origen netamente atlántico (Minetti y Vargas, 1997). En los Andes Centrales, la precipitación en la alta cordillera es mayormente de origen pacífica y se concentra en los meses de invierno (mayo a agosto). En el norte de la Patagonia el régimen de precipitación es definitivamente de tipo mediterráneo, con precipitaciones de origen pacífica concentradas en invierno (mayo a agosto). Los veranos son relativamente secos y la contribución de humedad atlántica es solo esporádica. Al sur de los 45° S a 47° S, la precipitación es predominantemente de origen pacífico y uniformemente distribuida a lo largo de todo el año (Miller, 1976; Prohaska, 1976).

Tratamiento y análisis de la información hidrológica

La información de base disponible posee diferente longitud de registros, con interrupciones de longitud variable. En función de la extensión del vacío o laguna de información, se aplicaron distintos procedimientos para su rellenamiento (Gyau-Boakye, 1993). Para una longitud de tres días de datos perdidos, se emplea un polinomio interpolador de tercer grado. Si la extensión de la laguna, varía entre 4 y 20 días; se usa un modelo autoregresivo de primer orden con corrección. Para vacíos mayores de 20 días, se utiliza el método MOVE. (Maintenance Of Variance Extensión) (Hirsch, 1982, cit Salas, 1992). Este último método preserva mejor las características estadísticas de la serie, que los métodos tradicionales de regresión. Luego, se determinaron 22 variables hidrológicas, a saber: Q_a , caudal anual; Q_m , caudal mensual, el subíndice m denota el mes; Q_{max} y Q_{min} , caudal diario máximo y mínimo respectivamente; fecha de ocurrencia de Q_{max} ; Q_{10} , caudal característico máximo rebasado 10 días al año; Q_{355} , caudal característico de sequía, rebasado 355 días al año; Q_{30} , Q_{90} , Q_{180} y Q_{270} , caudales característicos superados 30, 90, 180 y 270 días al año.

En primer lugar se efectúa un análisis exploratorio de los datos (AED), con el objeto de ordenar y preparar la información disponible; realizar un

análisis numérico de las variables seleccionadas que permitan caracterizar de manera sintética las distintas variables analizadas; evaluar, si fuera necesario, algunos supuestos básicos subyacentes en el diseño de test estadísticos (normalidad, independencia y posición de dos o más grupos o aleatoriedad); e identificar posibles datos atípicos y evaluar su impacto potencial (Figueras y Gargallo, 2003).

Posteriormente, se efectúa un análisis exploratorio de los datos (AED), con el objeto de ordenar y preparar la información disponible; realizar un análisis numérico de las variables seleccionadas que permitan su caracterización de manera sintética; evaluar algunos supuestos básicos subyacentes en el diseño de test estadísticos (normalidad, independencia y posición de dos o más grupos o aleatoriedad); e identificar posibles datos atípicos y evaluar su impacto potencial (Figueras y Gargallo, 2003). En general, los distintos test a emplear, particularmente los llamados test paramétricos están ligados a la distribución normal de la población; por ello, resulta importante verificar esta hipótesis, ya que si la misma esta es rechazada el test pierden robustez. Existen numerosos métodos para evaluar la normalidad de un conjunto de datos, pero no existe un contraste óptimo; es por ello que se aplicaron el Test de Shapiro-Wilks y los Test de Asimetría y Curtosis.

La independencia entre las observaciones es evaluada mediante el contraste del coeficiente de correlación serial con un retardo de 1 y 2 años, el test de Bartlett y Von Neuman. El Test de Bartlett, verifica la independencia de los valores de la serie usando el coeficiente de autocorrelación con lag 1. Se trata de un test paramétrico, que compara el estadístico S con el valor crítico de la distribución de t de Student. El test no paramétrico de Von Neuman permite verificar la independencia de los elementos de una serie y se usa en aquellos casos que la longitud de registro sea inferior a 30 datos. La medida de la aleatoriedad o contrastes de posición se realiza mediante los Test de Rachas no paramétrico y Test de Kendall, similar al anterior. (Kundzewicz y Robson, 2000).

Cuando se examina una muestra, a veces se presentan datos fuera de rango, atípicos o dudosos. Su importancia radica en el hecho, que se trata de datos que pueden ser no representativos de la población y pueden distorsionar los contrastes estadísticos. Para probar la presencia de datos atípicos se emplearon el conocido Test de Grubbs y el desarrollado por la Interagency Advisory Committee on Water Data (1982) (antiguamente WCR).

Posteriormente, se realiza el análisis para determinar si las series son homogéneas o estaciona-

rias. Series estacionarias son aquellas que provienen de regímenes hidrológicos que no han sufrido alteraciones naturales o artificiales. Las faltas de homogeneidad más frecuentes provienen de la intervención humana (trasvase de cuenca, construcción de embalses, cambios en el uso del suelo, etc.) y de fluctuaciones en el régimen de las precipitaciones y las temperaturas, producto de cambios a escala global. En general, la mayoría de las cuencas analizadas poseen muy baja intervención humana, pero la sola sospecha de cambios a escala planetaria en las condiciones climáticas obliga a evaluar el régimen de escurrimiento en lo relacionado con modificaciones en la tendencia de largo plazo o cambios abruptos en los valores medios de las variables hidrológicas definidas anteriormente.

La estimación de la magnitud de la tendencia se realiza mediante estimador no paramétrico, robusto e insesgado, propuesto por Hirsch *et al* (1982) que se define como:

$$(1) \quad B = \text{mediana} \left\{ \frac{Q_j - Q_k}{j - k} \right\} \quad \forall k > j$$

La tendencia de largo plazo fue evaluada mediante pruebas estadísticas paramétricas como *t* de Student y no paramétricas como las de Mann-Kendall y SROC. La hipótesis nula H_0 a testear es si la pendiente de la recta de regresión lineal *b* entre los valores de la variable y los años hidrológicos o si la tendencia **B**, es estadísticamente nula para un nivel de significación α . Ello es equivalente a asumir que la serie es estacionaria.

El test *t* de Student (Remington y Schork, 1974), requiere que las observaciones sean independientes y que la muestra provenga de una población normalmente distribuida. La forma del estimador es:

$$(2) \quad T = \frac{b s_x \sqrt{(N-1)}}{s_{yx}}$$

Donde: *b* pendiente de la recta de regresión, que se asume equivalente a la tendencia de largo plazo; s_x desvío estándar de la variable independiente; *n* número de datos; $s_{x,y}$ error típico; **N** número de observaciones. El estimador **T** calculado, se compara con el valor crítico para un nivel de significación $\alpha = 5\%$.

El test no paramétrico SROC (Spearman Rank Order Correlation), muy usado por la Organización Meteorológica Mundial (Kundzewicz y Robson, 2000). Se basa en la asignación de un valor (**R**)

a cada observación, igual a 1 para la mayor observación y **N** para la menor. Posteriormente se calcula la diferencia entre el valor asignado **R_i** y la posición relativa de la observación **i** y el estadístico **T** como:

$$(3) \quad r_s = 1 - \frac{6 \sum_{i=1}^N (R_i - i)^2}{N(N^2 - 1)}$$

$$(4) \quad T = r_s \sqrt{\frac{N-2}{1-r_s^2}}$$

El estadístico **T** posee distribución *t* de Student con **N-2** grados de libertad. La hipótesis nula H_0 es rechazada cuando $T > t_{\alpha/2}$ o $T < -t_{\alpha/2}$.

El otro método muy empleado, es el test no paramétrico de Mann-Kendall (Hirsch *et al*, 1982; Westmacott y Burn, 1997) La hipótesis nula H_0 establece que los datos son variables aleatorias independientes e idénticamente distribuidas; la hipótesis alternativa H_1 establece que las distribuciones de las observaciones no son idénticas. El estadístico **Z** de Mann-Kendall está definido como:

$$(5) \quad S = \sum_{k=1}^{n-1} \sum_{j=k+1}^n \text{signo}(Q_j - Q_k)$$

Se demuestra (Hirsch *et al*, 1982) que bajo la condición de hipótesis nula H_0 la distribución de **S** es asintóticamente normal con media cero y varianza igual a:

$$(6) \quad \text{VAR}(S) = \frac{n(n-1)(2n-5) - \sum_{p=1}^q t_p(t_p-1)(2t_p+5)}{18}$$

$$(7) \quad Z = \frac{(S-1)}{\sqrt{\text{VAR}(S)}}$$

Donde la función signo toma valores 1 y -1, si su argumento es mayor, igual o menor que cero, respectivamente; **q** es el número de grupos de datos repetidos; t_p representa el número de repeticiones en un grupo. El signo del estadístico **Z** indica la dirección de la tendencia, positivo si es creciente y negativo si es decreciente.

Para las series que presentaban correlación serial (falta de independencia), se aplicaron dos modificaciones a la prueba. Una de ella está basada en la corrección de la varianza (Hamed y Rao, 1998), de la siguiente forma:

$$(8) \quad \text{VAR}(S)^* = \text{VAR}(S) \frac{N}{N^*}$$

$$(9) \quad \frac{N}{N^*} = 1 + \frac{2}{N(N-1)(N-2)} \sum_{i=1}^{N-1} (N-i)(N-i-1)(N-i-2) \rho_s(i)$$

Donde $\rho_s(i)$ es el coeficiente de auto correlación de orden i .

El otro, denominado de preblanqueo (Yue *et al*, 2002) se basa en determinar una nueva serie de datos donde cada valor, es dividido por el promedio; luego, la tendencia y autocorrelación de primer orden es removida. Se recarga la tendencia y se aplica el test de Mann y Kendall original, donde se determina si la tendencia no paramétrica es estadísticamente distinta de cero.

Existen numerosos métodos para la detección de cambios abruptos o saltos en una serie de observaciones hidrológicas (Rodionov, 2005). El test más comúnmente usado es el test paramétrico t de Student. Se basa en la verificación de la igualdad estadística de dos medias muestrales, lo que significa que ambas muestras pertenecen a la misma población y por lo tanto, no ha habido cambios abruptos en el régimen hidrológico debido a causas antrópicas (trasvase, construcción de embalses, etc.) o modificaciones en la circulación general de la atmósfera. Al ser aplicado secuencialmente, el punto de ruptura o cambio, corresponde al mayor valor del estadístico T que exceda el valor crítico. La ecuación de cálculo de estadístico es:

$$(10) \quad T = \frac{(\text{media A} - \text{media B})}{\sqrt{\frac{(N-1)\text{var A} + (M-1)\text{var B}}{N+M-2}} \sqrt{\frac{1}{N} + \frac{1}{M}}}$$

La serie **A**: x_1, x_2, \dots, x_N , la serie **B**: $x_{N+1}, x_{N+2}, \dots, x_{N+M}$. Si $|t| > t_{\alpha/2, (N+M-2)}$ se rechaza la hipótesis de igualdad de medias y es probable que se esté frente a un cambio abrupto en la serie; el nivel de significación empleado es de $\alpha = 0.05$. Se trata de un test robusto, si se pueden asumir condiciones de normalidad e igualdad de varianzas.

El Test de Pettitt (Pettitt, 1979), es un test no paramétrico, de fácil aplicación y válido para la detección de un solo punto de cambio; su principal incon-

veniente radica en el hecho que previamente debe eliminarse la tendencia en la serie. Se encuentra definido como:

$$(11) \quad K_T = \max_{t=1, \dots, N} \left\{ \sum_{i=1}^t \sum_{j=t+1}^N \text{signo}(x_i - x_j) \right\}$$

La ausencia de cambios abruptos o hipótesis nula, es rechazada si el nivel de significación α es:

$$(12) \quad \alpha > \exp\left(\frac{-6 K_T^2}{(N^2 + N^3)}\right)$$

El tiempo t del punto de cambio puede ser estimado como el tiempo cuando KT ocurre.

El Test de Buishand (Buishand, 1982), se aplica a series de sumas parciales acumuladas de desviaciones de la media. Es un test simple, de fácil aplicación que requiere que los datos se encuentren normalizados. El estadístico Q se define como:

$$(13) \quad CS_k^* = \frac{\sum_{i=1}^K (x_i - \text{media})}{\sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^K (x_i - \text{media})^2}} \quad \forall i = 1, \dots, K$$

$$(14) \quad Q = \max_{k=1, \dots, K} |CS_k^*|$$

Se rechaza la hipótesis, si Q es mayor que el valor crítico dado por Buishand (1982).

Análisis de resultados

Análisis exploratorio de datos

Para cada variable se han calculado el promedio, desvío estándar, coeficiente de variación y los valores extremos (máximos y mínimos). También se indican los test empleados. La nomenclatura es: **A** se acepta la hipótesis nula, **R** se rechaza la hipótesis para un nivel de significación de $\alpha = 0.05$. La secuencia es: test de normalidad, independencia y aleatoriedad respectivamente. Como se han aplicado distintos métodos, se ha tomado un criterio restrictivo, basado en el hecho que para aceptar la condición analizada, ningún método debía rechazar la hipótesis nula.

Régimen fluvial

El año hidrológico se extiende de septiembre agosto, para las series de los ríos del noroeste; de julio a junio, en los ríos correspondientes a los Andes Centrales, incluido el Colorado; y de abril a marzo para los ríos patagónicos, excepto el Santa Cruz, que posee un comportamiento muy particular y se desarrolla entre septiembre a agosto.

Las variaciones estacionales del volumen de agua transportado por una corriente, es función de las variaciones estacionales de la temperatura y precipitación. Es por ello, que entre los extremos de los caudales medios mensuales, se presenta una serie de caudales, que en el ciclo anual, describen una curva regular a la que se denomina régimen fluvial (Bruniard, 1992). Su importancia radica en el hecho de ser el indicador de su principal fuente de alimentación. En el presente trabajo, para cada uno de los ríos se ha determinado a qué tipo de régimen pertenece en función de la clasificación adaptada de Parde (1955, cit. Bruniard, 1992), por ser ésta la más completa y la que presenta un mayor número de subclases.

El río Bermejo y Las Cañas posee un régimen fluvial tropical. Este se presenta en áreas de latitudes bajas y medias, con lluvias concentradas en la temporada estival que excede ámbito cálido y se proyecta hasta donde la marcha de las lluvias de verano controla el régimen hidrológico.

En los Andes Centrales, se presentan distintos regímenes. Uno de ellos es el régimen nival de montaña, donde el efecto orográfico, determina que la fuente de alimentación sea más perdurable y un período de fusión más prolongado y menos pronunciado, debido a que la gradación en altura de la cuenca, provoca una disminución en la temperatura y evaporación, e incremento de la proporción sólida en la precipitación. Se presentan dos subtipos, según la secuencia de ocurrencia de los caudales altos. El subtipo nivo-glaciario (diciembre, enero, febrero y noviembre) recibe el aporte proveniente de la acumulación de nieve y progresivamente la fusión avanza hacia arriba, regulada por el aumento de temperatura en los meses cálidos. Es propio de los ríos Cuevas y Diamante en La Jaula. El subtipo nival puro (diciembre, enero, noviembre y febrero) es propio de la cuenca del San Juan. Se presenta en el río de los Patos, en Alvarez Condarco y en La Plateada, que mide el escurrimiento conjunto de los ríos Los Patos Superior y su afluente el río Blanco. Este río, aporta el 80 % del caudal del río San Juan; en su cuenca, la nieve se acumula en el período abril a septiembre y funde completamente durante los cuatro meses cálidos de noviembre a febrero. Aguas abajo, continua con el mismo régimen

Debido a la latitud y elevación del sistema montañosos, los Andes Centrales presenta una importante superficie englazada, que hace que los aportes provengan de la ablación glaciaria y la fusión nival. Se diferencia de los anteriores por la época de ocurrencia de sus crecientes. Según sea la secuencia de caudales mensuales máximos, se distinguen los subtipos. Uno es el glaciario clásico (enero, febrero y diciembre), característico del Tupungato. Otro es el glaciario mitigado, el ascenso del nivel de las aguas es más anticipado que el anterior, la secuencia de máximos se presenta enero, diciembre y febrero. La ablación glaciaria en superficie, se verifica en la estación cálida y genera grandes crecidas, más o menos violentas en función del mayor o menor ascenso de la temperatura. En el invierno, la fusión en profundidad no se detiene y aseguran el mantenimiento de un caudal mínimo en la estación fría. Los ríos Vacas, Mendoza, Tunuyán y Atuel, muestran régimen del subtipo glaciario mitigado. En el Mendoza no es tan evidente dado que los caudales de diciembre y febrero son muy parecidos y a veces se alternan en función de la longitud de las series analizadas. El río Salado, aforado en Cañada Ancha presenta un régimen nival mitigado; el cuarto máximo (octubre) se encuentra adelantado, lo que modifica la clasificación y lo acerca a régimen nival de llanura.

El río Pincheira en Pincheira, afluente del río Malargüe, le corresponde un régimen glaciario mitigado, muy poco claro, ya que se desconoce la existencia de glaciares en su cuenca; por otra parte, los dos primeros máximos (enero y diciembre) son muy similares, al igual de el tercero y cuarto, por lo que sería más apropiado clasificarlo como nival puro, cuya secuencia de caudales máximos es diciembre, enero, noviembre y febrero. El Valenzuela, presenta aproximadamente el subtipo nival mitigado, ya que el cuarto máximo ocurre en octubre y es muy similar a febrero, acercándose a un régimen tipo nival de transición, con una mayor influencia de la componente pluvial. El Grande en La Estrechura, posee un régimen tipo nival puro, producto de la combinación de los regímenes de sus afluentes. Los afluentes Chico y Poti Malal, se encuentran a más baja altura, donde la componente pluvial es más importante, dando como resultado un régimen fluvial del tipo nivo-pluvial. El río Grande en La Gotera y Colorado en Buta Ranquil, poseen sus caudales mensuales mayores, con la secuencia: diciembre, noviembre, enero y octubre, sus aportes provienen de la fusión nival y de la precipitación pluvial. La secuencia de ocurrencia de los caudales, lo clasifican como un río con régimen simple de alimentación sólida, nival de montaña, subespecie nival mitigado; pero, el caudal de octubre, distorsiona la categorización realizada debido a la influencia de las lluvias de primavera, que adelantan la curva

de crecientes, acercando su régimen

Las corrientes con regímenes complejos originales, son el resultado de una alimentación mixta, sólida y líquida, sobre todo en la cuenca alta. Se presentan en regiones montañosas, donde los afluentes del tramo superior se encuentran sujetos a aportes sucesivos de nieve y lluvia; presenta como rasgo distintivo, aunque no excluyente, dos picos de crecientes y dos estadios de estiaje, no siempre bien marcados. El río Neuquén en Paso de los Indios y el Chubut en El Maitén, muestran regímenes tipo nivo-pluvial, donde predomina la alimentación sólida y presenta un período de aguas altas en primavera (octubre a noviembre) y se agotan rápidamente. El aporte pluvial se da con lluvias en invierno, lo que determina un régimen denominado nivo-pluvial mediterráneo

El régimen pluvio-nival, se sitúa en la zona bajas de las cadenas montañosas, y la lluvia desempeña un papel preponderante en la alimentación de las corrientes fluviales. La fusión nival, solo produce una fracción del escurrimiento total. A este régimen corresponde el Limay observado en Paso Limay, subtipo régimen pluvio-nival mediterráneo. Es regulado por numerosos lagos que actúan a manera de embalses naturales. Las ondas de crecidas producidas por el derretimiento de la nieve y por las lluvias son similares, presentando un caudal casi uniforme de junio a noviembre, con dos máximos (julio y noviembre); el mínimo se presenta en marzo a abril. Es conveniente destacar, que la onda de crecida de primavera no es debida solamente al derretimiento nival, sino que tiene dos componentes más, las lluvias producidas en la estación y el remanente de las lluvias invernales, que se almacenan en los lagos, escurriendo lentamente en primavera-verano. El río Chubut en Los Altares, presenta un régimen muy similar al anterior, con la diferencias que sus picos se encuentran mas adelantados y no claros.

El río Santa Cruz, en Charles Fuhr, es un ejemplo típico de régimen simple de alimentación sólida, subtipo ultraglaciario, con aporte predominantemente glaciario, a través de los lagos Argentino y Viedma, presenta un solo máximo en el año, en el mes de marzo y un mínimo en septiembre (Vich, 1998). Este río presenta ascensos bruscos en sus niveles, debido a la onda de crecida abrupta que se genera por la ruptura del dique de hielo formado por el glaciario Perito Moreno al avanzar sobre un canal que conecta el lago Rico con el Argentino, dando lugar a un importante embalse.

Valores atípicos

Los valores atípicos son detectados mediante los test de Grubbs y WRC. Es conveniente destacar,

que los caudales: anual, extremos y característicos provienen del promedio de series de caudales diarios que en algunos casos poseen vacíos de información muy poco extensas. Los caudales mensuales han sido calculados con las series rellenadas o no, de caudales diarios medios y extendidas en base a información obtenida de archivos.

En las estaciones del noroeste argentino no se han detectado valores atípicos en ninguna de las variables analizadas. En la cuenca del río San Juan, el test de WRC no detectó valores fuera de rango en ninguna de las variables analizadas. Grubbs indica valores atípicos en el caudal anual, caudal máximo y característicos altos y mensuales de (octubre y noviembre) para el año 1984-85 y 1987-88. En la estación Km 47.3, el Q_{min} es un atípico bajo.

En la cuenca del Mendoza y Tunuyan, el test WRC no identifica valores atípicos, excepto en el Q_{min} de 1953-54 sobre el Tupungato y el Q_{355} de 1951-52 en el Cuevas; es importante destacar que los años mencionados poseen importantes vacíos de información que han sido rellenados. Grubbs identifica observaciones fuera de rango en casi todas las variables analizadas de la estación Guido, principalmente en los años hidrológicos 1982-83 y 1987-88. El Diamante, solo presenta valores fuera de rango, según Grubbs, para el caudal anual, caudales característicos y caudales mensuales de enero a julio y septiembre en el año 1982-83.

En la cuenca del río Atuel, el test de WRC no indica ningún año con observaciones fuera de rango. En las estaciones de Puente Sosneado y Loma Negra sobre el Atuel, el test de Grubbs señala como valores atípicos, para algunas variables, las observaciones de los años: 1982-83, 1983-84, 1992-93, 1996-97 y 1999-00, preferentemente el año 1982-83 es el más común.

En el río Pincheira, atípicos bajos se identificaron para el Q_a , Q_{30} , Q_{90} , Q_{180} , Q_{NOV} y Q_{DIC} . Registros atípicos altos fueron identificados en todas las estaciones de la cuenca del río Grande, particularmente en el 1982-83. Los años hidrológicos con observaciones atípicas son: 1979-80, 1982-83, 1985-86, 1987-88, 1990-91, 2000-01, 2005-06 y 2006-07. El río Colorado en Buta Ranquil no presenta observaciones fuera de rango en el caudal mensual.

En las estaciones analizadas del Neuquén y Limay no se detectan valores fuera de rango. En la cuenca del río Chubut, estación El Maitén muestra un valor atípico bajo para el caudal anual en el año 1943-44; la estación Los Altares, el caudal característico de sequía es un valor fuera de rango bajo y se presenta en 1946-47. En río Santa Cruz, en Charles Fuhr, el caudal anual y Q_{90} del año 1970-71; también el año 1976-77 presenta valores fuera

de rango para las variables Q_{min} y Q_{355} . Los caudales mensuales de 1955-56 correspondiente a los meses de mayo, junio y octubre, son valores atípicos; también los años 1956-57, 1976-77 y 1983 es un atípico para el caudal mensual de noviembre y enero, respectivamente.

En general, la gran mayoría de los caudales atípicos detectados, responden a fenómenos globales de características excepcionales y difícilmente se puedan deber a errores en las mediciones, dado que la gran mayoría de las variables hidrológicas empleadas provienen de promedios de un conjunto de observaciones más o menos importantes. Los años hidrológicos 1921-22, 1941-42, 1972-73, 1973-74, 1979-80, 1982-83, 1983-84 1987-88 y 1992-93, 1996-97, 1998-99 y 1998-00, se corresponden con años donde el fenómeno El Niño tuvo una intensidad de moderada a severa y como se podrá deducir, en muchos de los años señalados se han detectado valores atípicos. Por lo expuesto, en este trabajo no se los excluirá.

Detección de tendencias

Se efectuaron las regresiones lineales para las 22 variables hidrológicas seleccionadas, obtenidas de las 29 series de caudales disponibles, estimándose la pendiente b paramétrica y estimador de pendiente B . Para la detección de tendencias, se aplica el test paramétrico t de Student y los test no paramétricos SROC, Mann y Kendal y sus correcciones (varianza y preblanqueo).

En la cuenca del Bermejo, en la estación Aguas Blanca, las variables vinculadas al máximo (Q_{max} y Q_{10}) y los caudales mensuales de agosto a diciembre, rechazan la hipótesis de presencia de tendencia; solamente el Q_{30} y caudal de marzo muestran resultados contradictorios. Aguas abajo, en Pozo sarmiento todas las variables muestran tendencia positiva, excepto el caudal de febrero y existe discrepancia para el caudal de diciembre. En el río Las Cañas, el caudal mínimo, caudales mensuales de otoño e invierno y caudales característicos de 180 y 270 días muestran pendiente positiva; además, la fecha de ocurrencia del caudal medio se presenta más tempranamente. La pendiente del caudal anual es estadísticamente significativa si se emplea la serie más larga. La *Figura 2a*, muestra el fluviograma de caudal anual para la estación PSA, donde se indica la tendencia no paramétrica y paramétrica de 3,37 y 3,19 $m^3/s/año$, respectivamente, ambas significativas.

En la cuenca del río San Juan, el análisis de la serie del río de los Patos de la que se dispone información de caudales diarios desde mediados de la década del 50, indicaría que los caudales mínimos (Q_{min} y Q_{355}) son crecientes, en tanto que los cau-

dales mensuales de estiaje (junio y Julio), presentan una marcada tendencia decreciente. Esta aparente contradicción se debe al hecho que la serie de mensuales es mucho más extensa que la de caudales diarios. La estación La Plateada, muestra un incremento en el caudal característico de 180 días y un notable adelantamiento del caudal máximo. En la estación Km 101 del San Juan, todas las variables analizadas son homogéneas. Aguas abajo, en la sección Km 47,3 solamente muestran tendencia creciente las variables asociadas a los mínimos (Q_{min} , Q_{180} , Q_{270} y Q_{355})

En la cuenca del río Mendoza, se observó en todos sus tributarios tendencias positivas en el caudal mínimo absoluto, excepto en el Cuevas. En el río Vacas, se rechaza la hipótesis de homogeneidad para el nivel de significación establecido, en las variables de Q_{355} y caudal de julio; también se presentan algunas discrepancias entre los distintos métodos para otras variables. El Cuevas muestran tendencia positiva en los caudales característicos de 180y 270 días. En el Tupungato, las variables Q_{min} y caudales de febrero y marzo, rechazan la hipótesis de que las series son estacionarias, siendo la tendencia creciente; también existen evidencias de tendencias crecientes en el caudal anual, caudales rebasados durante 10, 30 y 180 días al año, caudales mensuales de verano, principio del otoño y primavera. Las series correspondientes a la estación Guido, sobre el río Mendoza, rechaza la hipótesis nula para prácticamente todas las variables analizadas y la tendencia es creciente.

El Tunuyán, únicamente presenta tendencia positiva para los caudales mínimo, característicos mínimos y caudal mensual de julio. Las series de las variables hidrológicas relacionadas directamente con el caudal diario y caudal mensual para el río Diamante, estación La Jaula, rechazan la hipótesis de la existencia de variabilidad temporal, para el nivel de significación establecido. Prácticamente no se presentan discrepancias en la magnitud de la tendencia y su detección al emplear métodos paramétricos y no paramétricos.

El principal afluente del Atuel sobre margen derecha posee una marcada tendencia creciente en el caudal máximo y Q_{10} . Aguas arriba de la confluencia, en la sección Puente Sosneado los métodos no paramétricos indicarían tendencia creciente en el caudal mínimo y decreciente en los caudales mensuales de mediados del verano y comienzo del otoño. Agua abajo, en la sección Loma Negra no muestra tendencia significativa en ninguna de las variables analizadas, aunque en este caso se trata de una serie corta, menor de 20 años. La siguiente estación de aforos, La Angostura, muestra un comportamiento muy diferente, ya que el caudal anual, caudales extremos y caudal característicos

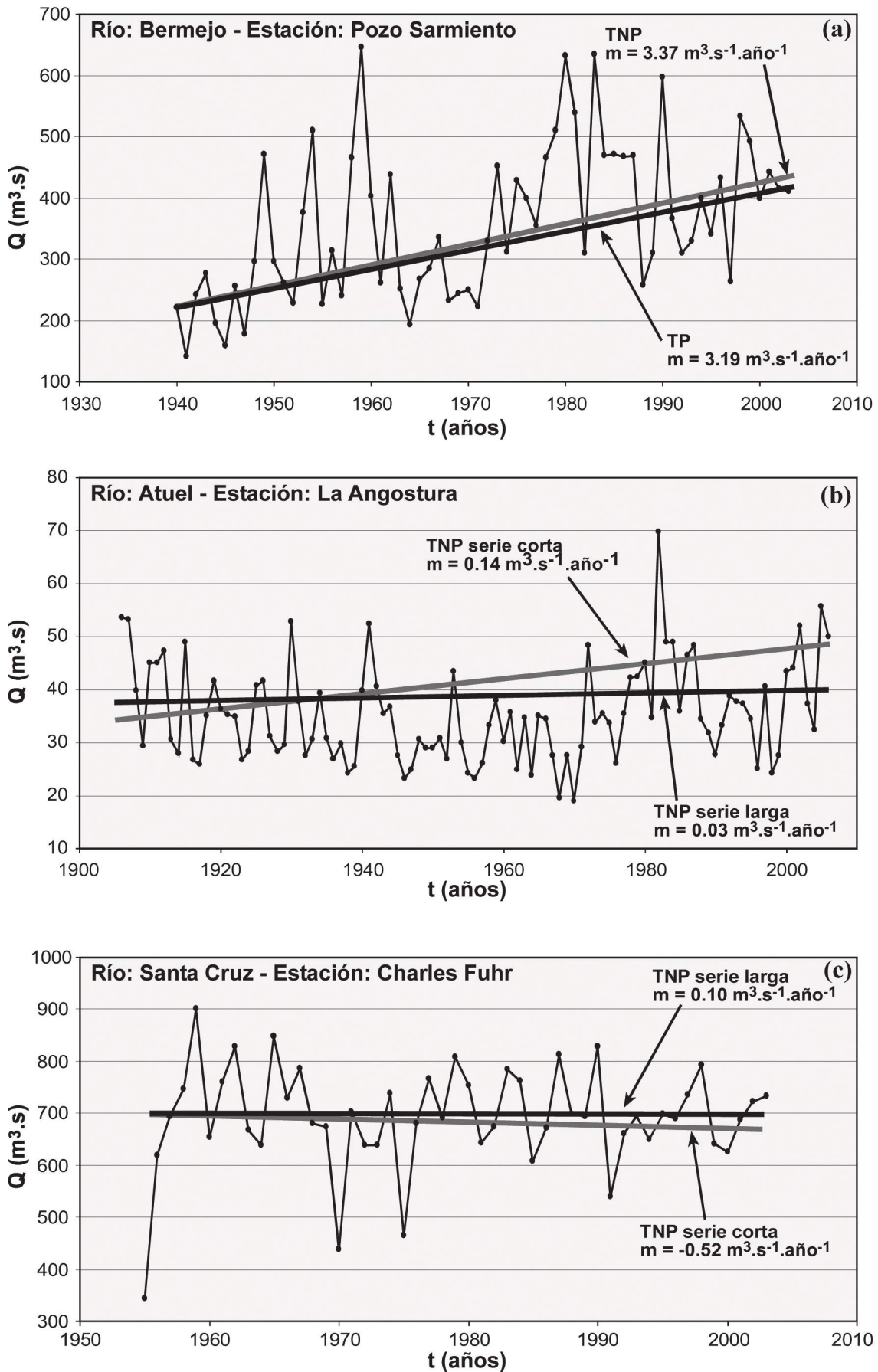


Figura 2. Tendencia: a) río Bermejo en Pozo Sarmiento; b) río Atuel en La Angostura; c) río Santa Cruz en Charles Fuhr

de 90, 180, 270 y 355 días de excedencia y caudales mensuales de agosto a noviembre poseen tendencia creciente. Este comportamiento aparentemente contradictorio puede deberse en parte, a una singularidad hidrológica, ya que el Atuel, entre las dos últimas estaciones circula por la depresión de Los Huarpes y forma extensos bañados, donde la evaporación e infiltración son muy importante. También, es conveniente destacar la diferencia en la estimación de la tendencia en el caudal anual, ya que se aplica la serie más corta (70 años de registro), esta es significativamente creciente, del orden de $0.14 \text{ m}^3/\text{s}/\text{año}$. En tanto, si se emplea la serie más larga (90 años constituye la serie más extensa de la provincia de Mendoza), no puede rechazarse la hipótesis de que la tendencia es nula para el nivel de significación empleada, independientemente del método empleado (ver *Figura 2b*). El pequeño río Pincheira, muestra caudales crecientes en el caudal característico de sequía y caudales mensuales de junio a septiembre.

En la cuenca del río Grande, las estaciones ubicadas sobre el cauce principal y sus afluentes no presenta tendencia estadísticamente significativa en ninguna de las variables analizadas; solamente en el Valenzuela, el Q_{355} posee tendencia decreciente. Sobre el río Grande en La Estrechura y La Gotera, muestran alguna evidencia de falta de homogeneidad en las series de Q_{\min} y los caudales característicos Q_{270} y Q_{355} . El análisis de homogeneidad de las series de v.h. del Chico, empleando un método paramétrico, señalaría la presencia de tendencia en el Q_{\min} y caudales característicos de 10, 30, 90 y 270 días de excedencia. Como las series son muy cortas, 16 años de record, cualquier análisis de homogeneidad posee un alto grado de incertidumbre. Para el río Colorado en Buta Ranquil, solamente el caudal mensual de septiembre muestra tendencia positiva. Algunos métodos no paramétricos muestran evidencia estadísticamente significativa de tendencia en los caudales mensuales de junio a agosto.

El río Neuquén, sección Paso de los Indios, muestra un incremento marcado de la irregularidad, ya que el caudal máximo y el caudal mínimo presentan una fuerte de tendencia creciente y tendencia negativa, respectivamente; también, existe alguna evidencia de disminución de los caudales de los meses estivales. El río Limay para la estación Paso Limay, muestra evidencias de tendencia decreciente en los caudales extremos, caudales característicos de estiaje y caudales mensuales de enero a abril. En el resto de las variables no se han detectan cambios en las series analizadas. En el río Chubut, en las estaciones El Maitén y Los Altares, no se detectan cambios en las series analizadas, excepto por algunas evidencias de variaciones decrecientes en el caudal mínimo, caudal de sequía y caudal de

enero. El río Santa Cruz en Charles Fuhr, solamente muestra evidencia estadísticamente significativa de tendencia en cualquiera de las variables caudal mínimo y característico de sequía. En la *Figura 2c*, se muestra la tendencia no paramétrica para el caudal anual en **CFU**. En la serie corta que se inicia en 1957-58, la tendencia es de $-0,52 \text{ m}^3/\text{s}/\text{año}$, decrecientes y no significativa, cuando se analiza la serie larga dos años más extensa, la tendencia es no significativas y muy diferente, del orden $0,10 \text{ m}^3/\text{s}/\text{año}$. Esta situación también se verifica si se analiza la tendencia paramétrica y las magnitudes de la pendiente son similares a las encontradas.

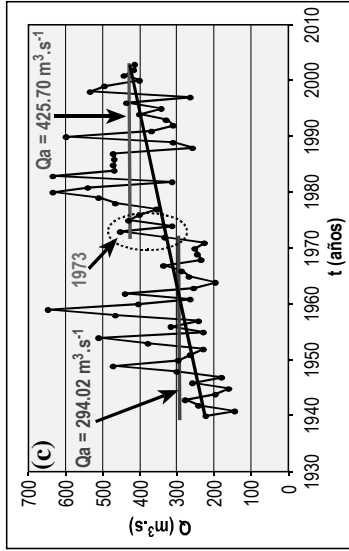
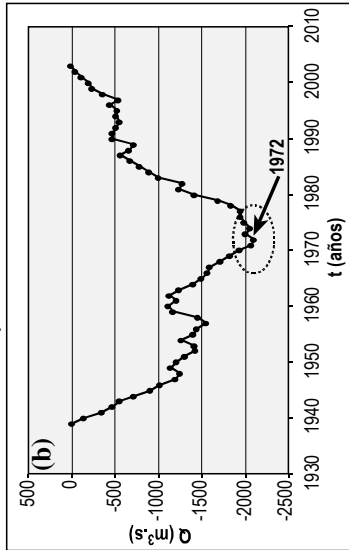
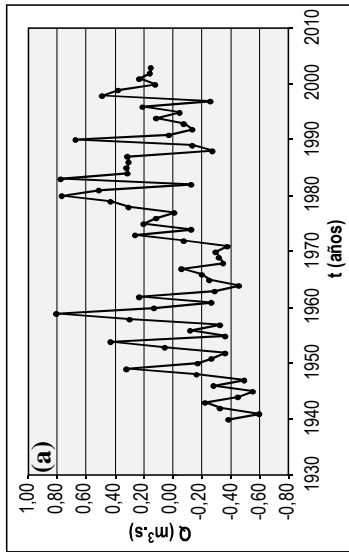
Como se expresara anteriormente, para la aplicación del test **t** de Student es importante que las observaciones sean independientes y aleatorias y las series muestrales provengan de poblaciones normalmente distribuidas. Dichas condiciones fueron verificadas, la condición de normalidad es rechazada en 398 series, la falta de independencia y aleatoriedad se presentan en 231 y 210 series respectivamente, de las 629 series analizadas.

Deteccción de cambios abruptos en valores medios

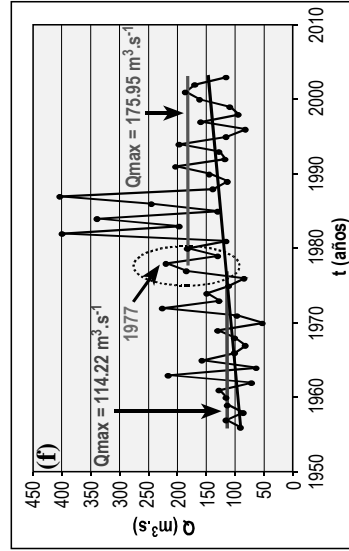
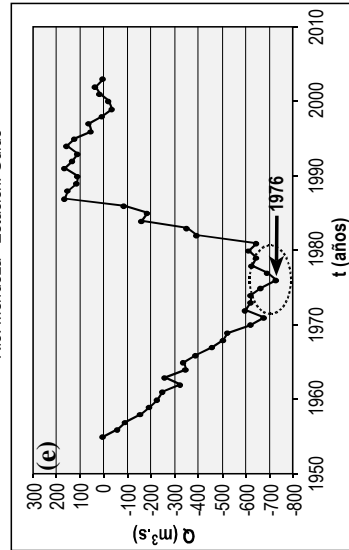
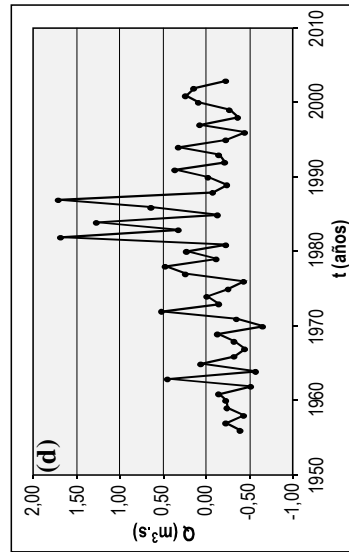
El análisis se realiza para un nivel $\alpha = 0.05$. Como ya se expresara, los test requieren la condición de normalidad en la distribución, aspectos que en pocos casos se cumplen, lo que introduce un importe nivel de incertidumbre en los resultados. En general, el test **t** de Student Secuencial señala puntos de quiebre estadísticamente significativos de manera más frecuente que los otros test. Es conveniente destacar, que muchas veces se presentan saltos múltiples, que ningún test de los empleados los identifica.

En las estaciones ubicadas sobre el río Bermejo y en Las Cañas, la mayoría de las variables analizadas, poseen evidencias de cambios abruptos en los valores medios a comienzo de la década del 70 y en algunos casos, a mediados de la década del 50. Si se grafican las anomalías del Q_a para **PSO**, desviaciones respecto de la media, se puede observar una tendencia creciente en los valores, como se demostró anteriormente; también, es posible diferenciar dos periodos, en los que el caudal anual medio son diferentes. En el primer periodo, que se extiende aproximadamente hasta el año 1972, se pueden observar que la mayorías de las observaciones se encuentran por debajo de la media; en el segundo, la muestra más moderna, a la inversa (ver *Figura 3a*). En la figura que relaciona las desviaciones acumuladas con el tiempo, se observa que los valores de caudal anual son menores que el valor medio, con una pequeña recuperación en el año 1962, a partir del cual cae hasta un mínimo en 1972; luego los caudales anuales tienden a ser

Río Bermejo - Estación: Pozo Sarmiento



Río Mendoza - Estación: Guido



Río Chubut - Estación: Los Altares

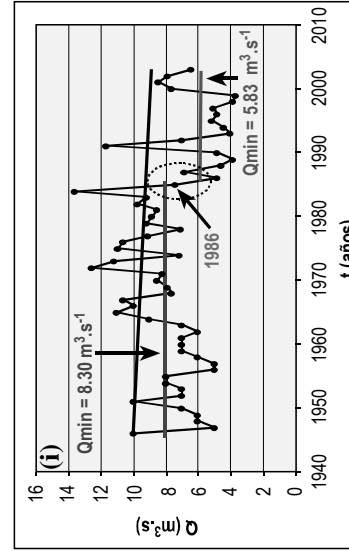
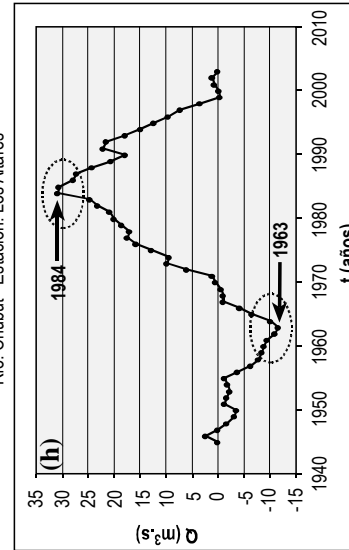
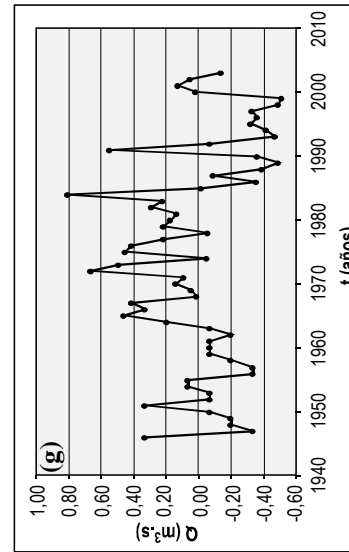


Figura 3. Cambios abruptos. Bermejo en Pozo Sarmiento: a) anomalía en Q_a ; b) desviaciones acumuladas en Q_a ; c) saltos en Q_a . Mendoza en Guido: d) anomalía en Q_{max} ; e) desviaciones acumuladas en Q_{max} ; f) saltos en Q_{max} . Chubut en Los Altares: g) anomalía en Q_{min} ; h) desviaciones acumuladas en Q_{min} ; i) saltos en Q_{min} .

mayores (ver *Figura 3b*). Ello indicaría la presencia de un quiebre en la serie, con un importante salto creciente en los valores medios. Este aspecto es captado por los distintos test aplicados, al señalar que el año 1972 constituye un punto de quiebre estadísticamente significativo, donde el caudal anual medio pasa de 294,02 m³/s a 425,70 m³/s (ver *Figura 3c*).

Las estaciones de aforo en la cuenca del río San Juan, muestran saltos en los valores medios para el caudal mínimo y caudales característicos bajos (Q_{270} y Q_{355}) alrededor de 1976 a 1978, excepto en la estación Km 101. También hay evidencias estadísticamente significativas de cambios caudales mensuales en el año 1922 y 1945 o 1946 en La Plateada y Km 47,3, series que comienzan a principios del siglo XX. En tanto que para la estación Km 101, más modernas, los saltos se presentan a fines de la década del 70 y comienzo de los 80. En la cuenca del río Mendoza, la mayoría de las variables analizadas muestran cambios abruptos alrededor del año 1977, particularmente en el río Tupungato. Por ejemplo, el diagrama de anomalías del Q_{max} para el río Mendoza en Guido, muestra un periodo de caudales máximo bajos hasta 1976 o 1977, luego una década aproximadamente de caudales muy altos, para luego estabilizarse alrededor del valor medio (*Figura 3d*). El diagrama de desviaciones acumulada, muestra dos puntos de quiebre, el más importante localizado en 1976 y el otro en 1987 (*Figura 3e*). Los resultados de los test de Buishand y t de Student Secuencial son similares, con un salto positivo estadísticamente significativo en el 1976 o 1977, de 114,22 a 175,95 m³/s. La detección de un cambio abrupto en la variable Q_{max} , no necesariamente indica cambios en la tendencia, ya que esta es significativa cuando se aplican solamente métodos no paramétricos (*Figura 3f*).

En el Tunuyan, los test presentan resultados algo contradictorios, siendo significativos en los caudales mínimos (Q_{min} , Q_{270} , Q_{355} y Q_{JUL}) más cercanos al presente. En el río Diamante, la hipótesis de homogeneidad es rechazada en las caudales mensuales de junio a septiembre, entre 1978 y 1980.

En la cuenca del Atuel, el método de desviaciones acumuladas de Buishand no mostró evidencia de cambios abruptos. En Puente Sosneado solo presentan evidencias de cambios, las v. h. de Q_a , Q_{90} y Q_{180} a fines de la década de 1980. En el Salado, la prueba t secuencial, indica cambios en todas las variables y los caudales mensuales. El punto de quiebre es prácticamente coincidente en las distintas variable, con saltos positivos alrededor de 1952, para caudales de estiajes. En La Angostura, todas las variables presentan evidencias de cambios abruptos positivos, con mayor coincidencia en los dos métodos y el año de quiebre se ubica en la década del 70.

En la cuenca del Pincheira, solo la prueba t de Student secuencial acepta la hipótesis de cambios en la media. El salto es positivo para todas las variables relacionadas con el caudal diario, excepto para Q_{10} y Q_{30} ; ocurre alrededor de 1978. También los caudales mensuales, sin incluir al periodo de crecientes (diciembre, enero y febrero) muestran evidencia estadística de cambios bruscos en 1978. En La Estrechura, sobre el Grande, entre 1987 y 1991, existen evidencias estadísticamente significativas de cambios bruscos a un escalón menor para casi todas las v. h. bajo análisis, excepto para los caudales mensuales de julio y agosto, cuyas medias se ubicarían en un nivel superior; aguas abajo, en La Gotera, únicamente existen evidencias de saltos para los caudales mensuales de agosto y septiembre, siendo los valores medios más modernos mayores. En el Valenzuela, el Q_{min} y Q_{355} para todos los periodos analizados los valores medios de la última década se encontrarían en un nivel inferior; de manera similar para los caudales mensuales de octubre, febrero y marzo, pero desde el año 1988. El río Chico posee un registro muy corto, razón por la cual no ha sido tenido en cuenta.

En el río Neuquén y Limay no es posible identificar claramente el año de quiebre en los valores medio de las variables analizadas, ya que los resultados de los distintos test muestran resultados muy disímiles. En la cuenca alta del río Chubut, la serie de la estación El Maitén muestra cambios abruptos en el caudal máximo alrededor del año 1982 y el caudal mínimo a principios de los 90. La serie de Los Altares indicaría cambios en los caudales de mínima (Q_{min} , Q_{270} y Q_{355}) y caudal mensual de enero; se observa alguna contradicción en la fecha de ocurrencia del quiebre, entre el caudal mínimo y el característico de sequia. A modo de ejemplo, el diagrama de anomalías del Q_{min} nos indicaría la presencia de tres periodos donde los valores medios parecen muy distintos; uno se extiende hasta 1963 con observaciones por debajo de la media; otro hasta 1985 con valores de Q_{min} muy altas; el siguiente, los valores por debajo de la media histórica (*Figura 3g*). El gráfico de las desviaciones acumuladas, indicaría la presencia de dos puntos de quiebre, uno poco significado en 1963 y el otro en 1984, muy importante (*Figura 3h*). Es uno de los pocos casos, donde todos los test señalan la presencia de un salto negativo estadísticamente significativo alrededor de 1987, donde el valor medio para la serie más antigua y moderna es de 8,30 a 5,83 m³/s, respectivamente. La tendencia de largo plazo es negativa debido a los valores cada vez menores del Q_{min} en la serie moderna (*Figura 3i*). En el río Santa Cruz no hay saltos significativos y los indicados por el test t de Student secuencial muestra resultados dispares entre las distintas variables que caracterizan el régimen hidrológico.

El test de desviaciones acumuladas detecto cambios abruptos significativos en 157 series; el test de Student Secuencial en 317 series de las 629 analizadas. En general, aun se requiere más investigación en la aceptación de un método u otro, ya sea para detectar cambios graduales o abruptos. Por ello, de ser posible, es conveniente la aplicación de distintas técnicas, comparar sus resultados y adoptar como resultado aquel que se presentan en el mayor número de métodos.

Conclusiones

La Cordillera de los Andes constituye el principal sistema regulador del ciclo del agua a escala continental, al interactuar con las masas de aire cargadas de humedad de origen atlántico o Pacífico y por su efecto de la topografía sobre la precipitación, particularmente en los Andes Centrales y Patagónicos. Almacenan agua en forma de nieve e hielo durante la estación fría y proveen agua a las tierras más bajas durante la estación cálida en momentos en que la demanda es más importante. Existen numerosos interrogantes de cómo afectarán las temperaturas más elevadas las relaciones entre la precipitación sólida y líquida, o qué consecuencias tendrá una fusión más temprana de la nieve en la distribución de los escurrimientos, o bien cuál es el significado de una importante retracción de los cuerpos de hielo, o un incremento en el espesor de la capa activa en zonas periglaciares, áreas sometidas al congelamiento y descongelamiento estacional y permafrost. Estos son algunos de los numerosos interrogantes que se plantean y sus respuestas, constituyen uno de los grandes desafíos que enfrenta la comunidad científica argentina. En el presente trabajo se ha planteado únicamente la detección de tendencias en las series hidrológicas de caudales diarios y mensuales de los ríos con nacientes en la cordillera de Los Andes.

La metodología empleada para la detección de tendencia se basa en pruebas estadísticas paramétricas (t de Student) y no paramétricas (SROC, Mann-Kendall y sus correcciones). Ambas pruebas presentaron resultados similares, para un nivel de significación del 5%. De las 629 series temporales analizadas, se detectaron 194 series con cambios de tendencia paramétrica y 165 series con cambios en tendencia no paramétricas y en su mayor parte ellos corresponden a periodos de aguas bajas. Los resultados derivados de la aplicación del test t de Student, pierden potencia si las series analizadas no cumplen con las condiciones de normalidad, independencia y aleatoriedad; ambas condiciones fueron verificadas, cumpliéndose la primera en un 37 % de los casos y solo en un 63 y 67 % respectivamente de las otras condiciones, de las 629 series analizadas.

En general, la gran mayoría de las observaciones fuera de rango, responden a fenómenos globales de características excepcionales y difícilmente se puedan deber a errores en las mediciones, por tal razón, en este trabajo no se las excluye.

El caudal anual muestra tendencias positivas solamente en los ríos Bermejo, Las Cañas, Tupungato, Mendoza y Atuel. El caudal diario máximo tiende a ser mas importante en los ríos Bermejo (**PSA**), Mendoza, Salado, Atuel (**LAN**) y Neuquén; probablemente decreciente, en el río Limay (**PDI**). La ocurrencia del caudal diario máximo en el río Las Cañas se anticipa, en tanto en el río de los Patos se presenta más tarde; en ambos casos, no se modifica su magnitud. Con los registros hidrológicos disponibles, relativa El caudal diario mínimo tiende a ser mayor en la mayoría de las estaciones analizadas, excepto en los ríos Neuquén, Limay y Chubut donde el mínimo sería más pequeño. Solamente los ríos Bermejo en Pozo sarmiento, Mendoza en Guido y Atuel en La Angostura, presentan tendencias estadísticamente significativas en la mayoría de las variables hidrológicas.

Los distintos métodos para la determinación de cambios abruptos en la serie de variables hidrológicas muestran resultados relativamente diferentes, particularmente entre Pettitt y los métodos de Buisland, Worsley y t de Student Secuencial, para el nivel de significación del 5%. El test de Pettitt, no identificó cambios abruptos en prácticamente ninguna de las 629 series analizada. La aplicación del test de Worsley, es muy limitado porque requiere registros que posean más de 50 observaciones. Los distintos test requieren la condición de normalidad en la distribución, aspectos que en pocos casos se cumplen, lo que introduce un importe nivel de incertidumbre en los resultados. En general, el test t de Student Secuencial señala puntos de quiebre estadísticamente significativos de manera más frecuente que los otros test. Es conveniente destacar, que muchas veces se presentan saltos múltiples, que ningún test de los empleados los identifica.

El punto de quiebre se presenta generalmente en la década de los 70. Resulta muy difícil determinar el punto de salto, ya que las series no son muy extensas. Existen evidencias de cambios en las variables hidrológicas de caudal anual y caudal mínimo diario, principalmente, para la mayoría de las estaciones analizadas. En los ríos patagónicos (Limay, Chubut y Santa Cruz), los cambios son negativos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aniya, M. y Y. Wakao (1997). *Glacier variations of Hielo Patagónico Norte, Chile, between 1944/45 and 1995/96*. Bulletin of Glacier Research. Vol. 15 (1997), pp.11-18.
- Buishand, T. A. (1982). *Some methods for testing the homogeneity of rainfall records*. Journal of Hydrology 58:11-17.
- Bruniard, E. (1992). *Hidrografía. Procesos y tipos de escurrimiento superficial*. Editorial CEYNE.
- Duarte, carlos (ed) (2006). *Cambio Global. Impacto de la actividad humana sobre la Tierra*. Consejo Superior de Investigaciones Científicas. Colección Divulgación. Madrid.
- EVARSA (1998). *Estadística Hidrológica 1997*. Secretaría de Recursos Naturales y Desarrollo Sustentable, Subsecretaría de Recursos Hídricos. Tomo I y Tomo II. Buenos Aires.
- Figueras, S. y P. Gargallo (2003). *Análisis Exploratorio de Datos*. (en línea)
<http://www.5campus.com/leccion/aed>
- Gyau-Boakye, Philip (1993). *Filling gaps in hydrological runoff data*. Series in West África.
- Hamed, K.H. y A.R. Rao (1998). *A Modified Mann-Kendall Trend Test for Autocorrelated Data*. Journal of Hydrology, Vol. 204, pp. 182-196.
- Hirsch, R.; J. Slack y R. Smith (1982). *Techniques of Trend Analysis for Monthly Water Quality data*. Water Resources Research, Vol. 18, No 1, pp. 107-121.
- Interagency Advisory Comité on Water Data (1982). *Guidelines for Determining Flood Flow Frequency*. Bulletin 17 B. U.S. Department of Interior, Geological Survey. Office of Water Data Coordination.
- Kundzewicz, Zbigniew; and Robson, Alice (2000). *Detecting trend and other changes in hydrological data*. WCDMP-45. WMO/TD No 1013. Geneva.
- Leiva, J., L. Lenzano, G. Cabrera y J. Suarez (1989). *Variations of the Río Plomo glaciers, Andes Centrales Argentinos*. En J. Oerlemans (ed), *Glacier Fluctuations and Climatic Change*, pp. 143 - 151. Kluwer Academic Publishers.
- Mann, M., R. Bradley y M. Hughes (1998). *Global-scale temperature patterns and climate forcing over the past six centuries*. Nature. Vol. 392, pp. 779-787.
- Miller, A. (1976). *The climate of Chile*. En: W. Schwerdtfeger, (ed.), *World Survey of Climatology. Climates of Central and South America*. Elsevier, Amsterdam, The Netherlands, 12, 113-131.
- Minetti, J.L., Vargas, W.M. (1997). *Trends and jumps in the annual precipitation in South America, south of the 15°S*. *Atmósfera* 11: 205-222.
- Oerlemans, J. (1994). *Quantifying global warming from the retreat of glaciers*. *Science*, 264: 243-245.
- Pettitt. A. N (1979). *A nonparametric approach to the change-point problem*. *Applied Statistics* 28:126-135.
- Prohaska, F. (1976). *The climate of Argentina, Paraguay and Uruguay*. En: W. Schwerdtfeger, (ed.), *World Survey of Climatology. Climates of Central and South America*. Elsevier, Amsterdam, The Netherlands, 12, 13-112.
- Remington R. y M. Schork (1974). *Estadística Biométrica y Sanitaria*. Prentice Hall Internacional.
- Rodionov. S (2005). *A brief overview of the regime shift detection methods*. Joint Institute for the Study of Atmosphere and Ocean. University of Washington.

[hpt://www.beringclimate.noaa.gov/regimes/Regime_shift_methods_list.htm](http://www.beringclimate.noaa.gov/regimes/Regime_shift_methods_list.htm).

Salas, J. D. (1992). *Analysis and modelling of hydrologic time series*. En: Maidment, David (ed) Handbook of Hydrology. MacGraw-Hill.

Vich, Alberto (1999). *Aguas Continentales. Formas y Procesos. Manual de Aplicaciones Prácticas*. Zeta Editores.

Villalba, R.; Leiva, J.C., Rubulis, S., Suarez, J.A., y Lenzano, L. (1990). *Climate, tree rings and glacier fluctuations in the Frías valley, Río Negro, Argentina*. Arctic and Alpine Research, 22: 150-174.

Westmacott, J. y D. Burn (1997). *Climate Change Effects on the Hydrologic Regime within the Curchill Nelson River Basin*. Journal of Hydrology Vol. 202, pp. 263-279.

Worsley, K. J. (1979). *On the likelihood ratio test for a shift in location of normal populations*. Journal of American Statistic Associations 74:365-367.

Yue, Sheng; Paul Pilon; George Cavadias (2002). *Power de Mann-Kendall and Spearman's rho tests for detecting monotonic trends in hydrological series*. Journal of Hydrology 259:254-271.

Warrick, RA *et al* (1996). *Changes in Sea Level*. in JT Houghton *et al.* (eds), Climate Change 1995. The Science of Climate Change, Cambridge University Press, Cambridge, 359-405.

Actividades, conclusiones y recomendaciones del Taller “Criterios para la determinación de crecidas de diseño en sistemas climáticos cambiantes”

Los trabajos presentados

Además de los trabajos que se incluyen en la presente publicación, se detallan otros trabajos presentados y sus autores por orden alfabético:

Inundaciones en el contexto del Proyecto CLARIS LPB. Moira Doyle.

Precipitaciones intensas en el nordeste de Argentina (NEA). Norberto Oscar García.

¿Vuelven los Setenta? Variabilidad Climática y Perspectivas de las Crecidas para los Próximos Años. Dora Goniadzki y Juan Borús.

La incertidumbre en los criterios de diseño de las obras debido a las acciones sociales, periódicas, administrativas y judiciales. Gustavo Villa Uría.

Consignas debatidas en el taller

El Taller resultó una actividad de trabajo y elaboración en conjunto sobre esta temática determinada, que tuvo por finalidad presentar diferentes ópticas y propuestas, discutir las, integrarlas y tratar de sacar conclusiones. En el mismo todos los participantes tuvieron la doble función de enseñar y aprender, por supuesto con distintos roles y grados de participación.

El tema buscaba por lo tanto integrar conocimientos parciales sobre: las evidencias que se presentan de una variación en los valores extremos de caudales (variabilidad climática y/o cambio climático), métodos para determinación de crecidas de distintas magnitudes, sobre la incidencia que en ellos tiene dicha variabilidad/cambio climático, sobre los escenarios de cambio climático que se plantean y sobre los procedimientos que llevan a adoptar crecidas de diseño.

Los expositores presentaron casos, visiones y propuestas basadas en sus experiencias, su formación y el tipo de actividad que habitualmente realizan (investigación, diseño y proyecto, asesoramiento, gerenciamiento, etc.), organizándose dos mesas de debates donde se integraron los distintos expositores y otros especialistas invita-

dos por los organizadores. El resto de los participantes asistieron al debate y efectuaron sus aportes específicos cuando lo consideraron oportuno.

Mesa 1

Moderador: Ing. Pablo CACIK

Registrador: Ing. Rosana HAMMERLY

Temas tratados: Metodologías para la estimación de crecidas. Transformación de escenarios climáticos en escenarios hidrológicos. Incorporación en las metodologías de estimación de crecidas de los efectos de la variabilidad/cambio climático.

Consignas:

- En casos de evidencia de no-homogeneidad en la serie de caudales, ¿cómo efectuar el Análisis de Frecuencias de extremos?. ¿Se deben emplear las series más largas disponibles o solo los datos de series modernas?
- ¿Qué alternativas metodológicas se recomiendan para la estimación de crecidas?
- Existen en Argentina evidencias fiables de cambios regionales de los sistemas climáticos?
- ¿Es posible establecer escenarios climáticos en términos de eventos extremos (precipitaciones en cantidad/intensidad) esperados?
- En los métodos de transformación P-Q, ¿cómo introducir escenarios climáticos?
- ¿Qué incidencia tienen los escenarios de variabilidad/cambio climático en la estimación de crecidas de diseño de recurrencia baja (2-10 años), media (20-100 años) o alta (500-10.000 años)?.
- ¿Qué incidencia tiene la variabilidad/cambio climático en la estimación de la PMP y la CMP? ¿y en otros métodos determinísticos?
- Dada la incertidumbre planteada, ¿sería admisible continuar empleando métodos empíricos de estimación de crecidas (fórmulas y métodos simplificados)?

Mesa 2

Moderador: Ing. Eduardo ZAMANILLO

Registrador: Ing. Jorge HECK

Temas planteados: Determinación de crecidas de diseño con distintas finalidades (proyectos, operación o medidas de regulación) y para distinto

tipo de obras. Adopción de recurrencias y niveles de riesgo, variables a considerar.

Consignas:

- ¿En qué casos de obras existentes dimensionadas para una determinada crecida de diseño, se justifica actualizar el estudio o analizar el nivel de riesgo actual?.
- ¿Porqué no se usa más habitualmente el análisis hidroeconómico y de impactos en la selección de recurrencias de diseño? ¿En qué casos se justifica?
- ¿Es conveniente establecer normas, guías o manuales para adoptar las crecidas de diseño? Para ello ¿podría pensarse en una categorización de las obras según los impactos de su falla?
- ¿Quién y cómo se toma la decisión del nivel de riesgo aceptado para el dimensionamiento de las obras o para establecer medidas no estructurales (áreas de riesgo, evacuación, etc.)?
- ¿Debería ser obligatorio en el diseño de las obras el análisis de riesgo que incluya la respuesta ante crecidas catastróficas?

PLENARIO

Se presentaron en forma resumida los distintos temas debatidos y las conclusiones y recomendaciones parciales alcanzados en cada Mesa.

Se recomendó que para el caso de crecidas de diseño no se dejaran de considerar todos los aspectos referidos a la hidrología urbana y al diseño de desagües pluviales.

Se propuso asimismo que los aspectos ambientales y en particular los componentes de la ecohidrología se tuvieran presente en las pautas que se recomienden para la adopción de niveles de riesgo en las crecidas de diseño.

Se ratificó la decisión de efectuar la publicación de los trabajos presentados al Taller cuyos autores estén de acuerdo y en condiciones de presentar los originales para mediados de septiembre, de forma tal de proceder a la homogeneización de formatos y diseño editorial con la meta de disponerlo antes de fin de año.

Dado el interés que despertaron los debates de la cada una de las mesas y que algunas de las conclusiones presentadas presentan puntos comunes, los Coordinadores del Taller se comprometieron a efectuar la compatibilización de las mismas para elaborar un solo Título de Conclusiones y Recomendaciones.

Esta tarea se realizó entre el 13 y 25 de agosto vía correo electrónico y en la misma colaboraron activamente los Ings. Juan Carlos BERTONI, Pablo CACIK y Eduardo ZAMANILLO

Asimismo y ante la necesidad de proceder a su difusión, se recomendó que los Coordinadores del Taller procuren entrevistarse con las autoridades de las Entidades Auspiciantes para presentar estas Conclusiones y Recomendaciones.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En relación a los regímenes hidrológicos frente al cambio climático y/o variabilidad climática:

Los cambios que se verifican en los regímenes hidrológicos responden a diversas causas, entre ellas las debidas al cambio climático y/o variabilidad climática, por lo que se propone referirse a los efectos del “cambio global”, que incluye también otro tipo de causas que modifica las relaciones hidrológicas, como pueden ser fundamentalmente los cambios en la ocupación y uso del suelo.

Existen en la bibliografía y en investigaciones académicas un gran número de herramientas de análisis de homogeneidad de series hidrológicas y de aplicaciones. Sin embargo, en el país no se cuenta con un resumen de resultados que se oriente a su utilización en la ingeniería de diseño; también se detecta una baja interacción entre especialistas que tratan el tema (climatólogos – hidrólogos – hidráulicos, etc.).

En cuanto a la series de trabajo, en aquellas donde se detecten falencias de homogeneidad en las mismas, resulta conveniente trabajar con las series más representativas (aquellas que mejor reflejen el comportamiento actual del sistema y previsto en el futuro), teniendo en cuenta diferentes escenarios posibles. Asimismo los resultados de los análisis estadísticos deben ser sistemáticamente revisados luego de transcurrido un período del orden de los 25 años y/o ante la aparición de eventos extremos de significación.

Respecto a las alternativas metodológicas se menciona que:

La metodología de trabajo depende de la calidad y cantidad de los datos disponibles y del objetivo del estudio (importancia de la obra). Cuando se dispone de series homogéneas y consistentes se puede trabajar directamente con las series de caudales observados, aunque la utilización de modelos hidrológicos lluvia –caudal, adecuadamente calibrados, permite la incorporación de diferentes

escenarios climáticos futuros (y también de las modificaciones previstas en infraestructura y uso del suelo) pudiendo analizar el impacto que tienen sobre los resultados los escenarios futuros.

También debe mencionarse la incertidumbre que genera utilizar modelos cuando no se dispone de series de datos confiables. Asimismo se destaca la necesidad de utilizar eventos extremos que se hayan dado sobre la región, en zonas cercanas, verificando el impacto en los caudales resultantes.

Finalmente, y en forma reiterada se menciona la necesidad de contar con estudios de regionalización de extremos hidrológicos, que sirvan de base para los análisis.

Se recomienda la elaboración de guías para estimación de crecidas, que tengan en cuenta la información disponible y los distintos casos usuales.

En relación a si existen en Argentina evidencias fiables de cambios regionales de los sistemas climáticos, se concluye que:

No hay estudios determinantes en todas las regiones del país que permitan afirmar y/o cuantificar la magnitud del cambio. Si bien en muchas zonas del país parecería manifiesto (Pampa húmeda), en otras zonas del sur del país aparecen indicios sobre algunos fenómenos (disminución de glaciares), pero no se observan todavía evidencias en los caudales extremos.

Existe la necesidad de regionalizar o zonificar el país, en cuanto al impacto del posible cambio climático en fenómenos extremos. Se encuentran zonas donde el cambio parecería evidente mientras que en otras pareciera poco significativo o que directamente no existe. En este aspecto debe tenerse en cuenta que en amplias regiones del país no se dispone de adecuadas mediciones que permitan cuantificar adecuadamente el efecto.

Respecto a si es posible establecer escenarios climáticos en términos de eventos extremos, se concluye que:

No se tuvo referencias de resultados en el país sobre estudios que utilicen escenarios futuros extremos de modelos climáticos, tomando los resultados de precipitaciones diarias (y evapotranspiración) de estos modelos como ingreso a modelos de lluvia-caudal, y análisis de los caudales extremos resultantes. De todas maneras se destaca la alta incertidumbre que genera trabajar con esta información de base y la baja interacción que han tenido los participantes con especialistas climáticos/meteorológicos y su vinculación con extremos hidrológicos.

Asimismo en este tipo de análisis debe tenerse en cuenta la escala espacial de los resultados de los modelos climáticos.

Falta definir cuantitativamente para cada región cuales serán los escenarios de lluvias extremas que se podrían esperar.

La gran duda sigue siendo como introducir escenarios climáticos en los modelos de transformación P-Q para lo cual:

En primer lugar resulta necesario definir y consensuar el/los escenario/s futuro/s. Luego con las series de precipitaciones y temperaturas (evapotranspiración) surgidas de las previsiones de los modelos climáticos, se puede incluir tal información como ingreso a modelos de simulación continua P-Q.

Desde el punto de vista de los ingenieros se debe interactuar más con los especialistas en los modelos climáticos para interpretar adecuadamente el funcionamiento y resultados de tales modelos.

Respecto a la incidencia de los escenarios de variabilidad en la estimación de crecidas de diseño de baja, media o alta recurrencia, se indica que:

- a) no se conocen adecuadamente los escenarios en cuanto a los extremos hidrológicos.
- b) Se podría avanzar más en esta pregunta cuando se definan los escenarios
- c) Se supone que los escenarios de mayor recurrencia tendrán mayor impacto

Se planteó además, la disyuntiva respecto a poder seguir hablando de recurrencias ante escenarios cambiantes.

Asimismo se estima que el posible Cambio Climático, en algunas zonas, podría incidir fuertemente en la determinación de la PMP, pero se desconoce en que magnitud y bajo cuales características.

Respecto a la utilización de fórmulas empíricas y métodos expeditivos, en primer lugar se deben tener en cuenta las limitaciones propias de cada formulación y su ámbito de aplicación (como paso previo a la consideración del cambio climático).

Por otra parte debe tenerse en cuenta la escala y magnitud de la obra involucrada no pudiéndose generalizar, restringiéndose su uso a situaciones de bajo riesgo (obras menores). La incertidumbre hace menos recomendable su uso.

En relación al nivel de riesgo aceptado para el dimensionamiento de las obras, este debe ser definido por la autoridad competente (provincial y/o

municipal). Es deseable que existan recomendaciones nacionales de carácter general que definan para los distintos tipos de obra los niveles de riesgo a adoptar y los procedimientos mínimos exigibles.

Surge como necesario disponer de guías metodológicas que establezcan los criterios y procedimientos mínimos a seguir para la adopción de crecidas de diseño. Estas deberían incluir una categorización de las obras asociada a los criterios y procedimientos mínimos exigibles.

Se considera que debería ser obligatoria la elaboración de Planes de Acción Durante Emergencias (PADE's), no solo en presas, sino también en todo tipo de obras cuya potencial falla pueda implicar una gran afectación sobre la población, las obras de infraestructura y/o el medio ambiente (v.g.: diques de defensa de poblaciones). Dado que los PADE's son en primera instancia de responsabilidad del operador de la obra, resulta necesario que las autoridades jurisdiccionales del territorio involucrado (municipales y provinciales), integren dichos planes a los propios que deben poseer para la protección civil frente a situaciones de emergencia.

La actualización de estudios de crecidas de diseño o el análisis del nivel de riesgo en obras existentes, se justifica en caso que:

- Se hayan modificado las hipótesis que definieron la crecida de diseño (v.g.: cambios en el uso del suelo, ocurrencia de eventos con génesis meteorológica diferente).

- Hayan ocurrido eventos extremos que así lo justifiquen.
- Cambien los riesgos para la población, obras de infraestructura y/o el medio ambiente aguas abajo de la obra.
- Haya pasado un tiempo prolongado (del orden de más de veinte años) sin revisión de los mismos.


La actualización debería realizarse sobre aquellas obras que presenten una combinación de los factores precitados, que impliquen un mayor riesgo potencial, y luego de un pormenorizado análisis de prioridades. Esta revisión podrá también ser impulsada por potenciales afectados, pero siempre realizada por especialistas en la materia, con la participación de la autoridad jurisdiccional con responsabilidad sobre la obra.

La realización de los análisis hidroeconómico y de impactos con vistas a la selección de recurrencias se justifica cuando se trata de obras que implican intervenciones importantes en el medio, como grandes presas, obras de defensa, obras de paso, etc., que generan impactos de índole económica, ambiental y social sobre la población e infraestructura preexistente. El análisis hidroeconómico y de impactos exige la intervención de equipos interdisciplinarios, el empleo de datos no siempre fácilmente disponibles o de costosa obtención y requiere de un apreciable tiempo de estudio, lo que hace que sean difícil de justificar para medidas estructurales o no-estructurales de menor envergadura.

Organizadores y auspiciantes del taller





Se diagramó y compuso en ediciones  **UNL**
y se terminó de imprimir en Imprenta Macagno,
Santa Fe, Argentina, julio de 2010.



Universidad Nacional del Litoral
Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas

