

ELABORACIÓN DE MAPAS DE RIESGO DE INUNDACIÓN POR EDIO DE LA MODELACIÓN MATEMÁTICA HIDRODINÁMICA

Gerardo Adrián Riccardi¹

RESUMEN: Los procesos de urbanización ocurridos en el mundo han producido importantes impactos hidroambientales. Actualmente, se ha convertido la problemática de las inundaciones de ríos incrementada por el escurrimiento de los drenajes pluviales urbanos, en un riesgo hidroambiental en continuo aumento. Estos problemas no han podido ser solucionados con obras estructurales. Se verifica que nuevos problemas aparecen a un ritmo mayor que la generación de soluciones. Por lo tanto acciones de tipo no estructurales son necesarias como el control de uso y ocupación del suelo en zonas con riesgo de inundación. La base técnica de estas soluciones es son la construcción de mapas de inundación. La delimitación puede ser hecha con adecuada precisión mediante la modelación matemática hidrodinámica. En este trabajo es descripto un modelo matemático bidimensional y su aplicación para la determinación de mapas de riesgo de inundación en el Arroyo Ludueña, en el distrito Rosario, Argentina. Los mapas fueron realizados para crecidas con 50,100 y 500 años de período medio de retorno y para la crecida máxima probable. Basados en los resultados obtenidos, las autoridades municipales han planificando medidas no-estructurales con la correspondiente legislación asociada para las futuras urbanizaciones. En este camino, la modelación hidrológica-hidrodinámica contribuye a la planificación y control de los recursos hídricos para un desarrollo sustentable.

INTRODUCCIÓN

El distrito Rosario se localiza al sur de la Provincia de Santa Fe, Argentina, sobre la margen derecha del río Paraná. El mismo, es atravesado en zonas rurales y urbanas por varios arroyos y canales. Estos cursos de agua tienen sus nacientes en zonas rurales con cauces no definidos y con escurrimiento temporal. A medida que descienden hacia el río Paraná su encauzamiento se hace más marcado y con escurrimiento permanente. En las cuencas bajas, atraviesan grandes urbes pobladas como Rosario, por lo que los valles de inundación se presentan urbanizados en grado creciente, hasta llegar a zonas densamente pobladas. En general todos los procesos de urbanización han carecido de una planificación global. En estos lugares los desbordes de crecidas han producido graves afectaciones materiales y en ocasiones pérdidas humanas. A raíz de este problemático escenario hídrico, organismos públicos han gestionado la construcción de diversas obras estructurales para su resolución. Actualmente con las obras en estado de terminación se plantea la definición de medidas no-estructurales a seguir con la legislación que las avale. De este modo se permitirá una adecuada ocupación y uso del suelo de las

llanuras de inundación dentro de un contexto de planificación de recursos hídricos a nivel regional. Dentro de este marco, se plantea la configuración de mapas de riesgo de inundación asociadas a períodos de retorno preestablecidos como característicos. Para dicha delimitación se ha utilizado la modelación matemática hidrodinámica de escurrimiento. En este trabajo se expone el modelo implementado y utilizado para tal fin en la ciudad de Rosario. El mismo resulta apto para escurrimiento subcrítico (o levemente supercrítico) tanto superficial: por cauce, valle de inundación y calles de zonas urbanas; como escurrimiento subterráneo por conductos de gran diámetro.

Además el modelo permite simular el transporte de sedimentos de fondo en zonas del ambiente de modelación con escurrimiento permanente (cursos principales y conductos de gran diámetro).

FORMULACIÓN DEL MODELO Y ECUACIONES GOBERNANTES

Formulación del modelo

El sistema de modelación está basado en los conocidos esquemas de celdas (Cunge, 1975), con el añadido de diversos tipos de tipos de leyes de descarga, que los ha-

¹ Investigador Consejo De Investigaciones Universidad Nacional de Rosario. Centro Universitario Rosario de Investigaciones Hidroambientales, Rosario Argentina.

Artículo publicado en *Ingeniería del Agua*. Vol.4 Num. 3 (septiembre 1997), páginas 45-56, recibido el 3 de diciembre de 1996 y aceptado para su publicación el 21 de julio de 1997. Pueden ser remitidas discusiones sobre el artículo hasta seis meses después de la publicación del mismo. En el caso de ser aceptadas, las discusiones serán publicadas conjuntamente con la respuesta de los autores en el primer número de la revista que aparezca una vez transcurrido el plazo indicado.

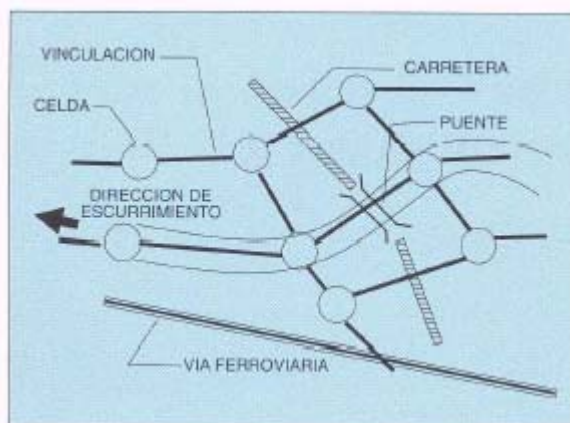


Figura 1: Discretización en celdas

cen particularmente apto para escurrimientos con dinámica compleja. Las hipótesis del modelo concuerdan con las características de los escurrimientos en los cursos de agua de la región. Los flujos son de variación relativamente lenta y los ríos, arroyos y canales están conformados por cauces principales permanentes, valles de inundación laterales transitoriamente ocupado por el flujo y además atravesado por terraplenes de rutas, vías férreas y caminos. Todo esto permite dividir la zona de estudio en celdas interconectadas (Figura 1). Además en lo que respecta al tránsito en zona urbana el modelo permite simular bajo las hipótesis planteadas el escurrimiento por calles (sistema mayor de drenaje urbano), y por conductos de gran diámetro (sistema menor) (Figura 2). En este último sistema se verificó la aptitud para la simulación de flujos a presión.

El modelo utiliza un algoritmo de resolución numérica en el cual no existe ningún tipo de restricciones respecto a las vinculaciones entre las diferentes celdas constitutivas, por lo que se permite cualquier alternativa de discretización topológica e hidráulica entre sus componentes. La programación fue realizada en Lenguaje Fortran 77, obteniéndose un código computacional sumamente veloz y utilizable en cualquier computador personal (Riccardi G., 1992 y 1994).

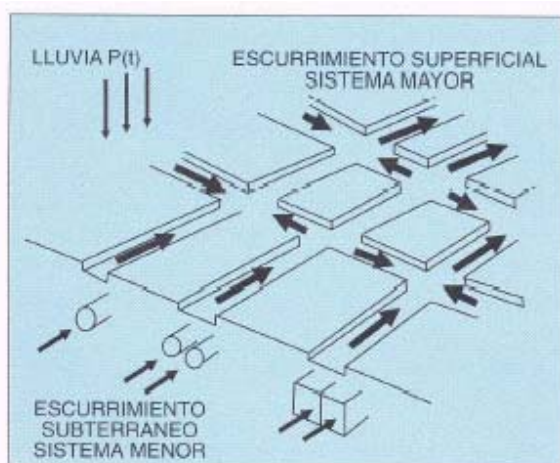


Figura 2: Escurrimiento urbano

Ecuaciones Gobernantes

El modelo simula el escurrimiento bidimensional mediante el intercambio de flujo entre celdas con cualquier dirección contenida en el plano, pero con leyes de intercambio de tipo unidimensional. Las ecuaciones gobernantes son la de continuidad y las de descarga entre celdas vinculadas.

Ecuación de Continuidad

Se supone que a toda la celda i le corresponde un nivel de agua característico z_i supuesto en el centro de la celda (Figura 3). Asimismo se asume que la superficie de agua es horizontal entre las fronteras de la celda y que su valor es z_i . Las dos hipótesis fundamentales sobre las cuales están basadas las ecuaciones gobernantes son:

- El volumen V_i de agua almacenado en la celda i está directamente relacionado a el nivel z_i de la celda:
 $V_i = V(z_i)$
- La descarga $Q_{i,k}^n$ entre dos celdas adyacentes i y k en un tiempo dado n es una función de los niveles de energía: $z_i^n + a_i V_i^2 / 2g$ y $z_k^n + a_k V_k^2 / 2g$

Si la energía de velocidad es despreciable se llega a:

$$Q_{i,k}^n = Q(z_i^n, z_k^n)$$

Se desprecian las fuerzas originadas en la aceleración local.

El planteamiento de la ecuación de continuidad está basado en la formulación presentada por Cunge (1975):

$$A_{si} \frac{dz_i}{dt} = P_{i(t)} + \sum_k Q_{i,k}^n(z_i, z_k) \quad (1)$$

donde A_{si} es el área superficial de la celda para ese valor de la cota de agua z_i y $P_{i(t)}$ representa todo aporte o extracción externo de caudal a la celda. Existirán tantas ecuaciones (1) como celdas i e incógnitas $z_i(t)$ integren el modelo. Para N celdas, el sistema de N ecuaciones diferenciales ordinarias es establecido para N funciones desconocidas z_i de la variable independiente. La solución del este sistema existe y es única (Cunge, 1975) si el grupo de condiciones iniciales $z_i(t)$ pueden ser calculadas numéricamente como también las descargas entre celdas $Q_{i,k}^n$ ya que su expresión es explícita en función de los niveles z_i y z_k . Las condiciones de frontera variarán en el tiempo y deben ser preestablecidas.

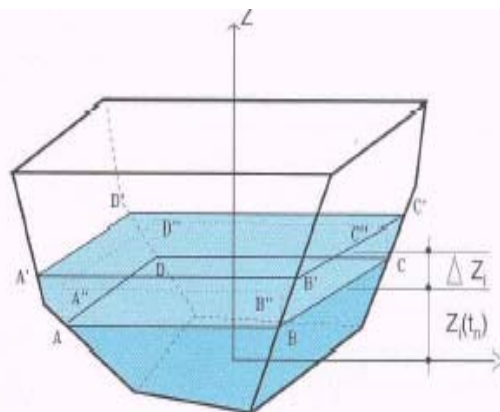


Figura 3: Continuidad en una celda

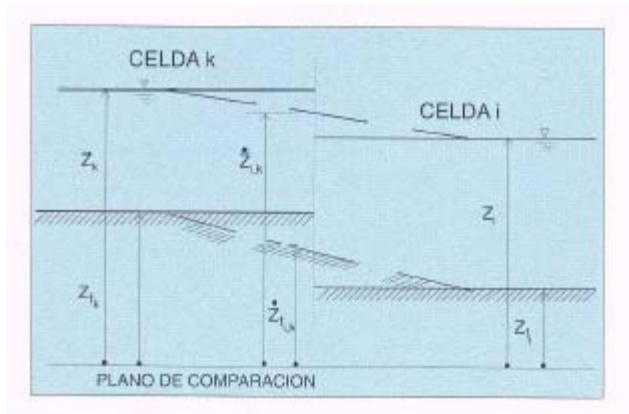


Figura 4: Continuidad en una celda

Leyes de Descarga entre celdas

• Unión tipo Río Simple

La expresión de Q_k se deduce por discretización de la ecuación de cantidad de movimiento para flujo con fuerzas inerciales despreciables y considerando la ecuación de resistencia de Manning:

$$Q = \text{signo} (Z_k - Z_i) \frac{K}{\sqrt{\Delta x}} \sqrt{|z_k - z_i|} \quad (2)$$

donde z_i y z_k son la cotas de agua de las celdas, K : coeficiente de transporte definido como: $K = k A R^{2/3}$ con k : coeficiente de rugosidad de Strickler-Manning ($1/\eta$), A : área de la sección transversal al flujo y R : radio hidráulico de la sección transversal y x es la distancia fija entre los centros de las celdas i y k (Figura 4). La cota z para la cual se define K es promedio ponderal de los niveles z_i y z_k , valuado en función de los signos de las derivadas de Q respecto a los niveles.

• Unión tipo Río Cuasi-inercial

Se emplea en vinculaciones tipo río donde las fuerzas originadas en mecanismos convectivos son relevantes y producen importantes variaciones de áreas mojadas de las secciones transversales a lo largo del flujo. La deducción de la descarga entre dos celdas adyacentes se inicia en la ecuación completa de cantidad de movimiento. Considerando lentas variaciones de alturas y cauda-

les a través del tiempo y con una adecuada discretización en celdas para despreciar los términos variacionales de caudal respecto a t y x , se llega a una expresión explícita del caudal $Q_{j,k}$:

$$Q_{i,k} = \pm \frac{K}{\sqrt{\Delta x}} \sqrt{ABS \left[\frac{z_k - z_i}{1 + \left[\frac{K}{\sqrt{\Delta x}} \right] \frac{2}{2g} \left(\frac{1}{A_i^2} - \frac{1}{A_k^2} \right)} \right]}$$

donde A_i y A_k son las áreas mojadas de las celdas i y k (Figura 5).

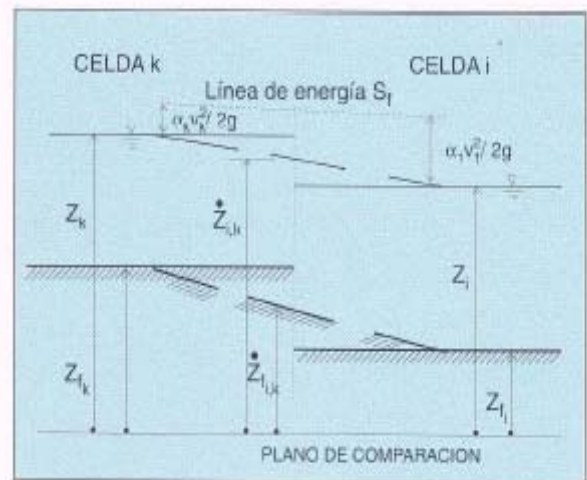


Figura 5: Unión Río Simple

• Unión tipo Vertedero

Este tipo de unión es utilizada para representar a vinculaciones entre celdas donde se evidencia un límite físico. Tal es el caso de celdas separadas por terraplenes de rutas, vías, caminos, etc, además se utiliza como vinculación entre las celdas del cauce principal de un curso de agua y los valles laterales. La fórmula utilizada es la clásica para vertederos de cresta ancha (Figura 6), con b : ancho efectivo del vertedero y μ_1 y μ_2 : coeficientes de descarga de vertederos y z_n : cota de fondo de vertedero de vertederos y z_u : cota de fondo de vertedero.

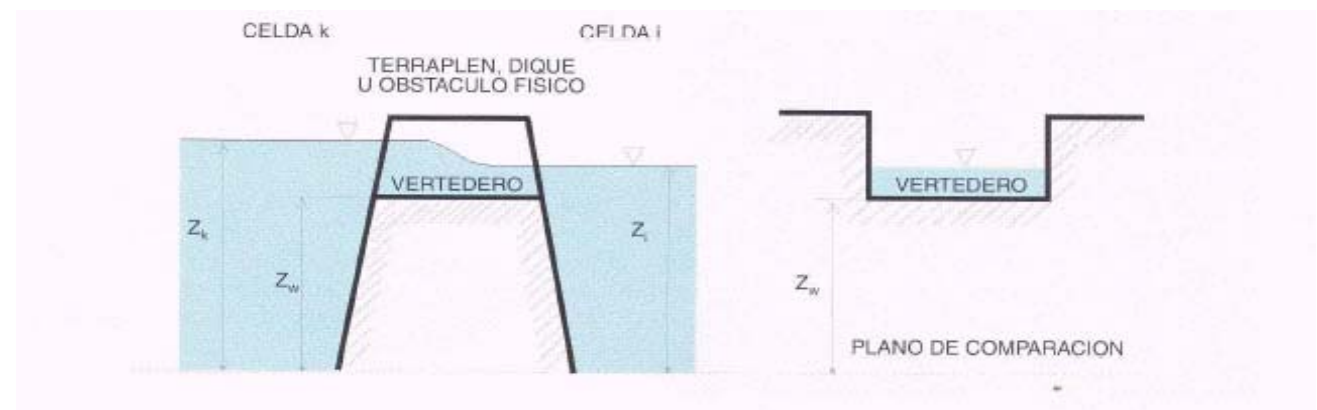


Figura 6: Unión Vertedero

Descarga libre:

$$Q_{i,k} = \mu_1 b \sqrt{2g} (z_k - z_w)^{3/2}$$

Descarga sumergida:

$$Q_{i,k} = \mu_2 \sqrt{2g} (z_k - z_w) \sqrt{z_k - z_i} \quad (4.b)$$

El modelo permite en cada vinculación tipo vertedero la incorporación de varios anchos de descarga, asociados a cotas y coeficientes de descarga, con lo cual es posible representar secciones compuestas (asimiladas a rectángulos), habitualmente presentes en los ambientes físicos modelados.

Unión Cinemática

Esta unión se utiliza en vinculaciones de celdas que solo aportan escurrimiento a los cursos principales, es decir donde la información del mecanismo hidrodinámico se propaga solamente hacia adelante. Este es el caso de celdas de las partes más alta de las zonas modeladas (Figura 7). La descarga es calculada mediante la formulación de unión tipo río simple, pero en función solo del tirante en la celda de aporte $Q_{i,k} : f(z_k)$.

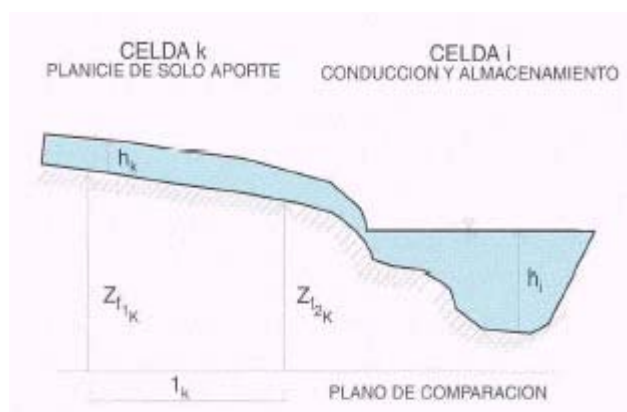


Figura 7: Unión Cinemática

• unión tipo Puente

En estos casos se utiliza la expresión de caudal prevista para vertederos, teniendo en cuenta escalón de fondo nulo y coeficiente de gasto de acuerdo a la formulación que presentó Ven Te Chow (1987), en sus estudios referidos a flujo a través de constricciones. También se utiliza esta modalidad de vinculación para alcantarillas de gran tamaño.

• Unión tipo Pérdida de Carga o Sección de Control

Esta vinculación resulta apta para todo tipo de singularidad donde se manifieste una pérdida de energía del flujo debido a bruscos cambios en la sección de escurrimiento tales como contracciones o expansiones tanto en vertical como en horizontal (alcantarillas, embocaduras de colectores, acometidas de colectores secundarios a primarios) (Figura 8). Se distinguen dos modalidades de descarga: libre y sumergida. Considerando a C_d como coeficiente de gasto de la sección característica, las descargas $Q_{i,k}$ para cada caso se definen como :

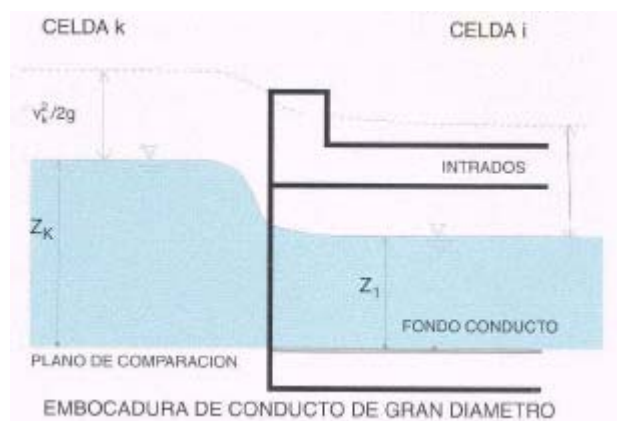


Figura 8: Unión Pérdida Carga

Descarga Libre:

$$Q_{i,k} = \sqrt{2g} \sqrt{\frac{Z_k - Z_{\text{Crítico}}}{\left(\frac{1}{Cd_L^2 A_{\text{Crítica}}^2} - \frac{1}{A_k^2} \right)}} \quad (5.a)$$

Descarga Sumergida:

$$Q_{i,k} = \sqrt{2g} \sqrt{\frac{Z_k - Z_i}{\left(\frac{1}{Cd_S^2 A_{Sc}^2} - \frac{1}{A_k^2} \right)}} \quad (5.b)$$

• Unión Transporte en Conductos

Se utilizan para la conexión entre celdas de conductos cerrados. La ecuación de descarga utilizada es del mismo tipo que la planteada en las vinculaciones tipo río cuasi-inercial, evaluando una aproximación al término inercial. La diferencia respecto a las mismas está dada en los casos de que los conductos entren a trabajar a presión, por lo cual el factor de transporte permanece constante a partir de la superación de la cota superior del conducto por parte de la línea piezométrica.

Por lo que $K = kA_{i,k} R_{i,k}^{2/3} = \text{constante}$. Además, el área superficial A_{Si} en la ecuación de continuidad (1) es de un valor mínimo correspondiente a la superficie que resultará de plantear la rendija de Preissann (Cung y col., 1980) a lo largo del conducto cerrado. El ancho de la rendija se estima por la expresión: $g A_{cll} / a^2$, donde A_{di} es el área transversal del conducto lleno; a es la celeridad del golpe de ariete y g la aceleración de la gravedad.

• Unión Tipo Sumidero

Esta vinculación se utiliza para representar los sumideros de los sistemas de drenaje urbano, donde se conecta el escurrimiento por calles con la red de conductos (Figura 9). Asimismo se utiliza dentro de la red de conductos para la simulación de ventanas de conexión de conductos, vertederos laterales, y otras uniones donde la descarga se realiza en una dirección distinta a la principal de flujo.

Para cuantificar la descarga el modelo tiene incorporadas leyes de descarga para funcionamiento como vertedero y como orificio. En el primer caso la altura de flujo aguas arriba debe ser menor que 1,5 veces la dimensión en altura de la sección de descarga, en caso contrario se considera como orificio. Además en cada caso se distingue entre descarga libre y sumergida. El coeficiente de gasto es calculado en forma básica de acuerdo a su forma y luego modificado de acuerdo a :

- Posición (vertical, horizontal o mixta)
- Ubicación (con o sin depresión)
- Eficiencia (relación entre el caudal teórico de descarga y el que realmente se deriva).

Las formulaciones para la descarga como vertedero libre y orificio libre son:

$$Q_{i,k} = C_{base} \cdot C_{posición} \cdot C_{ubicación} \cdot C_{eficiencia} \cdot 1,70 \cdot \mu_{Vertedero} \cdot A_{Mojada} \cdot (z_k - z_w)^{1/2} \quad (6.a)$$

$$Q_{i,k} = C_{base} \cdot C_{posición} \cdot C_{ubicación} \cdot C_{eficiencia} \cdot 4,4286 \cdot \mu_{Orificio} \cdot A_{Sumidero} \cdot (z_k - z_w)^{1/2} \quad (6.b)$$

• Unión tipo Bombeo

Esta vinculación permite incorporar elementos de elevación de flujo con adición de energía externa, tal es el caso de bombas o estaciones de bombeo (Figura 10). Para esta unión es necesario especificar la secuencia de bombeo. Tal secuencia puede especificarse en función del tiempo o en función de la cota de agua en la celda aguas arriba, caso este último más habitual.

Para el caso de bombeo en función del tiempo deben especificarse los valores de :

$$t_1 - Q_{i,k1} ; t_2 - Q_{i,k2} ; t_3 - Q_{i,k3} ; t_4 - Q_{i,k4} ; \dots t_n - Q_{i,kn}$$

y cuando la secuencia de bombeo es establecido en función de la cota aguas arriba :

$$z_{k1} - Q_{i,k1} ; z_{k2} - Q_{i,k2} ; z_{k3} - Q_{i,k3} ; z_{k4} - Q_{i,k4} ; \dots z_{kn} - Q_{i,kn}$$

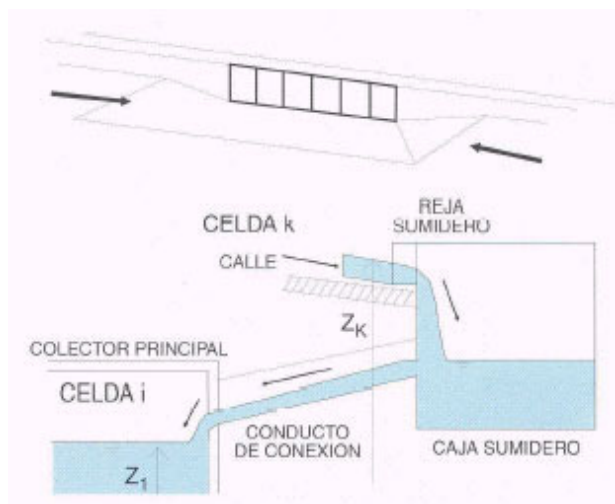


Figura 9: Unión Sumidero

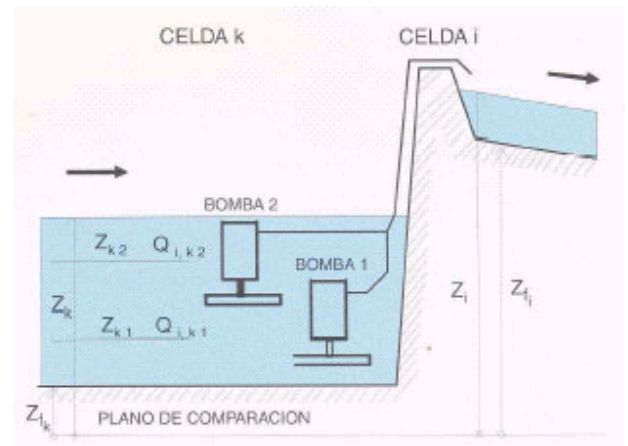


Figura 10: Unión Bombeo

• Unión tipo Descarga Prefijada

Esta unión es utilizada en aquellos casos en que la descarga entre dos celdas es establecida en forma separada y resulta dificultosa representarla con las leyes de descarga existentes. Debe suministrarse al modelo una matriz de valores de caudal de descarga $Q_{i,k}$ en función de las cotas z_k y z_i . En general en experiencias de modelación se ha evitado el uso de esta modalidad de vinculación, puesto que insume gran cantidad de memoria y proceso de cálculo en cada paso de tiempo para calcular la descarga y las derivadas en función de las cotas aguas arriba y aguas abajo respectivamente. Es evidente que cualquiera de las leyes de descarga podrían ser representadas con esta unión, lo que conlleva a afirmar que se trata del caso más general posible de vinculación entre celdas.

Simulación de Transporte de Sedimentos

El modelo permite la simulación de tránsito de sedimentos de fondo. Esto es posible en los componentes del modelo donde exista en forma permanente escurrimiento, es decir donde se puedan definir con adecuada tolerancias altura de agua y velocidades. Esta simulación fue probada y constatada en escurrimiento de flujo en celdas de los cursos principales (ríos, arroyos y canales) y en conductos de gran diámetro.

El modelo permite la utilización de tres formulaciones de transporte de sedimentos diferente. Para el caso de sedimentos medios y gruesos (diámetro medio entre 1 mm y 30 mm) se utiliza la formulación de Meyer-Peter para el caudal sólido específico q_s (Vanoni, 1975) :

$$q_s^{2/3} = 250 q_l^{2/3} S_f - 42.5 d_{50} \quad (7a)$$

donde q_l es el caudal específico líquido; S_f es la pendiente de fricción y d_{50} es el diámetro medio del sedimento transportado por el fondo.

Para sedimentos finos pueden utilizarse las formulaciones basada en trabajos de Chang y Richards y Englund-Hansen (Vanoni, 1975).

En el primer caso la fórmula es :

$$q_s = q_l X V^m h^n \quad (7b)$$

donde X es una función de la velocidad de caída media del sedimento, m y n son parámetros y h la altura media de agua.

En el caso de diámetro medio de sedimento entre 0.15 y 1.00 mm. puede emplearse la formulación de Englund y Hansen (Vanoni, 1975) :

$$q_s = 0.05 \gamma_s V^2 \sqrt{\frac{d_{50}}{g \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)}} \left[\frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) d_{50}} \right]^{3/2} \quad (7c)$$

donde γ_s y γ son los pesos específico del sedimento y del fluido respectivamente y τ_0 la tensión de corte de fondo.

Intercambio de caudal externo

Como ya se mencionara, el término $P_{i(t)}$ de la ecuación de continuidad (1) permite la adición o extracción de flujo externo en cada celda. El modelo tiene incorporados dos tipos de intercambios. El primero corresponde a la lluvia neta caída sobre la celda propiamente dicha (caudales entrantes) y el segundo puede utilizarse para representar otros tipos de intercambios a saber: aportes de desagües pluvio-cloacales de zonas no abarcadas en la modelación, aportes de cursos tributarios, extracción de agua para riego, condiciones de borde con flujo entrante o saliente, etc. En todos los casos debe suministrarse al modelo la correspondiente relación en función del tiempo $P : Q_{intercambio}(t)$ de cada celda.

FORMULACIÓN NUMÉRICA, CONDICIONES INICIALES Y DE BORDE

Formulación Numérica

Para la formulación numérica de las ecuaciones de flujo, en primer lugar se explicita la función de descarga entre celdas para luego introducirla en la ecuación de continuidad (1). Se asume que la descarga $Q_{i,k}(z_i(\tau), z_k(\tau))$ es una intermedia entre $Q_{i,k}^n$ y $Q_{i,k}^{n+1}$ con τ variando entre $\Delta n t \leq \tau \leq (n+1) \Delta t$. Es demostrable (Cunge, 1975) que es más adecuado para la resolución el uso de un esquema implícito porque permite la utilización de un intervalo de tiempo acorde con el rango de variación de los parámetros que caracterizan el fenómeno físico :

$$A_{sI} \frac{\Delta Z_i}{\Delta t} = P_i + \sum_k Q_{i,k}^n + \sum_l \frac{\partial Q_{i,k}^n}{\partial z_i} \Delta Z_i + \sum_l \frac{\partial Q_{i,k}^n}{\partial z_l} \Delta Z_l \quad (8)$$

las funciones A_s, P y $Q_{i,k}$ son conocidas en el tiempo $t = n t$ y los incrementos z_i y z_k son las incógnitas. Existirán tantas incógnitas como celdas i tenga el modelo.

El sistema se completa con las condiciones de contorno. El modelo utiliza un algoritmo basado en la resolución matricial por el método de Gauss-Seidel en un sistema de $m \times m$ ecuaciones, donde m representa la cantidad de celdas internas del modelo. En cada paso de tiempo se resuelve la matriz con lo que se determinan los correspondientes z , con estos valores se calculan los niveles de agua en cada celda $z_j^{n+1} = z_j^n + z_j$. Posteriormente se calculan en forma explícita las descargas entre las celdas: $Q^{n+1,ij}$.

El caudal sólido Q_s se plantea mediante un sistema de ecuaciones desacopladas de las correspondientes al flujo, y se resuelve por un esquema explícito en diferencias finitas. En cada paso de tiempo una vez calculadas las variables de flujo z_j^{n+1} y Q_{ij}^{n+1} se calcula el caudal sólido

$Q_{s,ij}^{n+1}$ y luego se calcula la nueva cota de fondo de la sección previendo una modalidad determinada de crecimiento de la erosión y/o sedimentación.

Condiciones de Borde

Para el escurrimiento líquido, es condición necesaria y suficiente imponer los niveles $z(t)$ en las fronteras geográficas del área a modelar. En la práctica esto no es siempre posible o conveniente, por lo que se puede decir que en los casos reales se pueden presentar tres tipos de condiciones a saber :

1. Cota de Superficie libre en función del tiempo: $z(t)$;
2. Caudal en función del tiempo: $Q(t)$;
3. Relación cota - caudal: $Q = f(z)$

En el caso de simulación de tránsito de sedimentos es necesario definir las señales de entrada: caudal sólido $Q_s(t)$

Condiciones Iniciales

El modelo requiere la especificación de las alturas de agua en todas las celdas en el tiempo inicial de simulación. Cuando el sistema hídrico a modelar comprende una gran cantidad de celdas correspondientes a cursos de agua, valles, conductos, etc., de las cuales cierta parte de ellas contienen agua inicialmente, estando el resto sin agua debe prestarse especial cuidado a la fijación de las condiciones iniciales.

En los casos en que las alturas de agua iniciales no son compatibles con un estado físico real del ambiente de modelación existe una alta posibilidad de que se produzcan fuertes oscilaciones numéricas que estropearán inmediatamente la respectiva ejecución del modelo.

IMPLEMENTACIÓN COMPUTACIONAL

El sistema computacional actualmente se denomina CELDAS 6. Está constituido por un módulo principal que comprende :

- a. Una serie de rutinas auxiliares que realizan la preparación y ordenamiento de datos en archivos
- b. El programa principal
- c. Rutinas post-cálculo que procesan y presentan en la forma que se requiera los resultados de salida.

Dos módulos más completan el sistema y corresponden a la computación de tránsito de sedimentos y dispersión de contaminantes. Ambos módulos pueden ser usados en forma opcional.

En lo que respecta al módulo principal, en primer lugar, las rutinas auxiliares realizan un tratamiento de la información topográfica e hidráulica de todas las celdas y vinculaciones que componen el modelo. Se generan archivos tabulares de las características topográficas e hidráulicas según sea el incremento de altura fijada. Además se realizan comprobaciones básicas de compatibilidad de información de los elementos componentes.

El programa principal realiza la resolución de las ecuaciones, según los incrementos de tiempo fijados. En cada paso de tiempo se imprimen en pantalla los valores de caudales entrantes, salientes y variación de almacenamiento acumulado y el error relativo de los mismos para analizar y controlar la evolución de la simulación numérica. El programa almacena en disco mediante archivos tabulados los datos computados de: Alturas y Cota vs. tiempo en cada celda; Caudal, Velocidad y Número de Froude con respecto al tiempo en cada vinculación; Hidrogramas y Limnigramas en vinculaciones de frontera y/o preestablecidas.

Para el caso de simulaciones parciales el programa permite almacenar la historia anterior y poder arrancar desde cualquier tiempo ya computado anteriormente.

Para el procesamiento de resultados se utilizan rutinas de presentación de resultados en forma gráfica y tabular para celdas y vinculaciones individuales o selectivas.

Todo el sistema computacional fue desarrollado en lenguaje Fortran 77 Versión Lahey 3.0 y consta de alrededor de 2000 sentencias y puede ser operado en equipos PC-AT-386 en adelante (Riccardi G. 1992 y 1994). No se han realizado versiones comerciales del sistema de modelación.

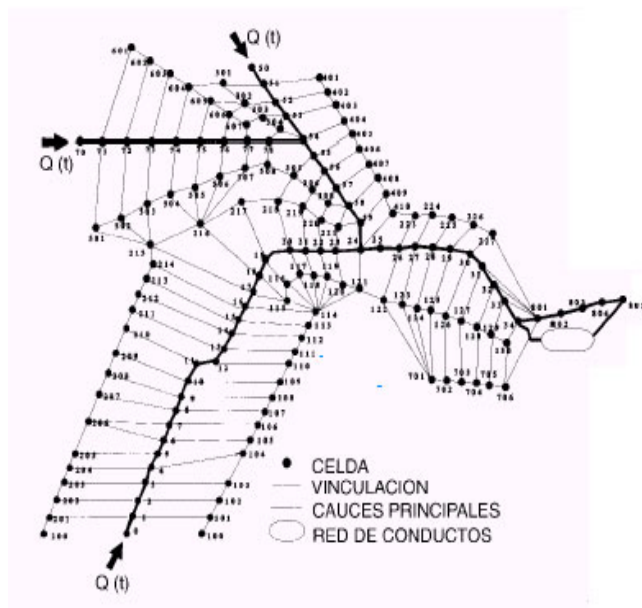


Figura II: Discretización topológica. Zona de estudio

APLICACIÓN DEL MODELO EN EL ARROYO LUDUEÑA. REGIÓN DE ROSARIO

Descripción del Ambiente Físico Modelado

La región en donde se localiza la ciudad de Rosario es denominada Pampa Ondulada Argentina. Dentro de la zona existe la cuenca del Arroyo Ludueña que desagua al río Paraná. Todo el sistema hídrico Ludueña drena una cuenca total de 800 km². En toda su extensión se localizan 10 poblaciones, siendo Rosario la más importante. La pendiente media de la cuenca es de alrededor del 1,5 por mil y la distancia del punto hidrológicamente más alejado es de 40 km. La red hídrica está constituida por algunos cañadones ocupados temporariamente, el Arroyo Ludueña, el Canal Salvat y el Canal Ibarlucea. La lluvia anual media es de 900 mm. y el escurrimiento directo varía entre el 10 y 30%. Los hidrogramas para crecidas ordinarias, observados en la cuenca baja tienen un tiempo de base de alrededor de 60 horas, registrándose generalmente dos picos, uno a aproximadamente 10 horas, proveniente del afluente canal Ibarlucea y otro a 30 horas de la rama del Arroyo Ludueña.

El sector del ambiente físico modelado corresponde a la cuenca baja y comprende un área de 40 km² (Figura 17). Gran parte del sector se localiza en la ciudad de Rosario. La longitud de arroyos y canales es de 19 km, con una pendiente media de 1,0 por mil. En el curso principal el caudal actual de desbordamiento es del orden de los 80 m³/s. Del total del área, un 75% es zona rural, un 15% semiurbanizada en tanto que el 10% es zona urbanizada, densamente poblada. Actualmente viven en la zona alrededor de 300.000 habitantes. En un tramo de 1,5 km el arroyo se encuentra entubado en 5 conductos que componen una superficie de escurrimiento subterránea de 73,3 m². La capacidad de conducción del sistema de entubamiento es de alrededor de 350 m³/s. Aguas abajo del entubamiento el arroyo escurre rumbo a su desembocadura al río Paraná por un tramo de canal a cielo abierto de aproximadamente 800 m.

El objetivo del estudio fue analizar el comportamiento hidrodinámico del escenario hídrico y determinar los mapas de riesgo inundación para el estado natural (sin obras) y para un estado con obras estructurales finalizadas. Los trabajos estructurales realizados consistieron en una presa de retención de crecidas en el Arroyo Ludueña, y la construcción de nuevos conductos que duplicaron la capacidad de conducción, los cuales pasaron de conducir 170 a 350 m³/s.

Los mapas fueron determinados para 50, 100 y 500 años de período medio de retorno de crecidas y para la Crecida Máxima Probable (Zimmermann E. y col., 1995; Riccardi y col., 1996).

Constitución del Modelo

La discretización topológica y espacial fue conformada con 202 celdas y 311 vinculaciones, con este detalle: 54 celdas correspondieron curso de agua a cielo abierto; 43 a conductos; 95 a llanuras de inundación rural y semiurbana y 10 a zona urbana. La longitud media (medida en la dirección principal del flujo) de las celdas de los cur-

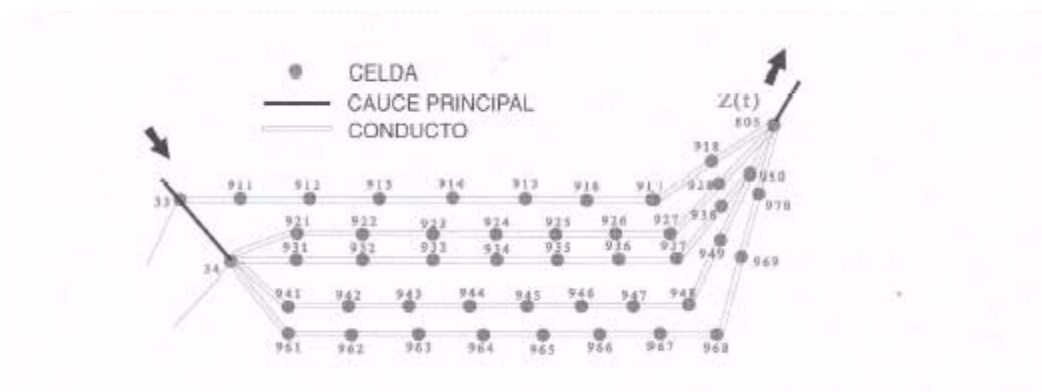


Figura 12: Representación topológica red de conductos

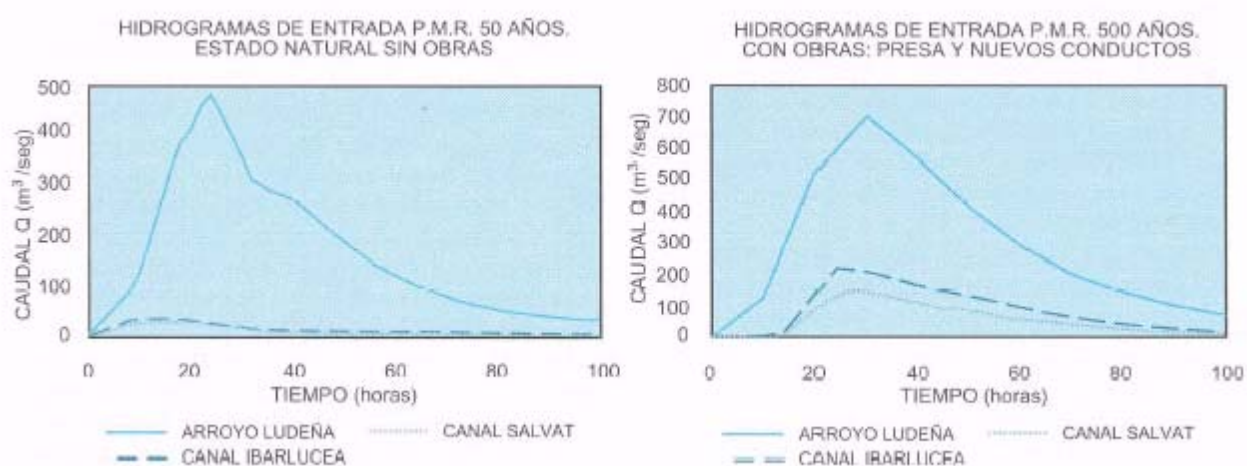


Figura 13: Hidrogramas entrantes

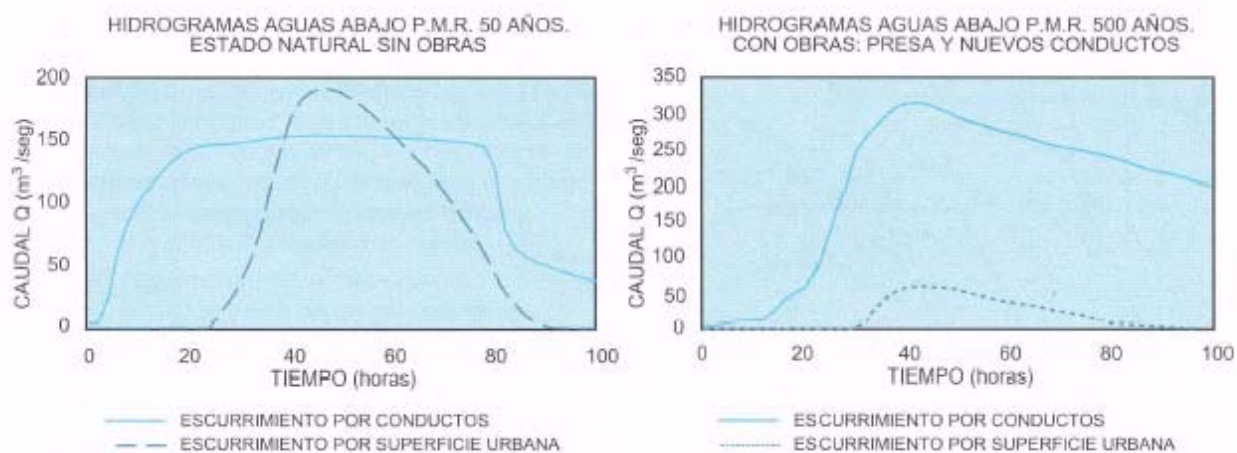


Figura 14: Hidrogramas aguas abajo

sos y conductos fue de 200 m. La longitud de las celdas de valle de inundación estuvo comprendida entre 200 m. y 400 m y el ancho entre 1000 y 2000 m. La representación topológica del área estudiada se presenta en la Figura 11, en tanto que la Figura 12 corresponde a la topología de sistemas de conductos.

La información topográfica utilizada estuvo dada por una malla de puntos de separación promedio de 100 metros, información que fuera digitalizada para una precisa determinación de curvas de nivel cada 0,25 m. Asimismo se relevaron las distintas secciones de cursos, alcantarillas, terraplenes, conductos y demás obras de arte que configuran el escenario hídrico modelado. Los parámetros hidráulicos considerados en forma preliminar: rugosidades, coeficientes de eficiencia, pérdidas de carga en embocaduras, etc. fueron cuantificadas en base a distintas modelaciones realizadas hasta la fecha.

No fue considerado el transporte de fondo de sedimento puesto que en este sistema hídrico no es importante.

Calibración del Modelo

El proceso de calibración del modelo consistió en el ajuste de los parámetros de las ecuaciones de descarga de las diversas vinculaciones entre celdas de modo de reproducir con la mayor exactitud posible una serie de crecidas antecedentes. Para cada evento a reproducir se contó con información confiable respecto a velocidades de flujo, cotas de agua y evoluciones temporales de ambos en diferentes sectores del área de estudio. La metodología seguida en la calibración se estructuró en dos etapas. La primera correspondió al ajuste de los parámetros de las ecuaciones de descarga entre celdas para crecidas sin desbordamiento (o con leves desbordamientos), en las cuales se calibraron con preferencia los parámetros de las vinculaciones correspondientes a los cursos principales y conductos. Estas dos componentes del sistema hídrico son aquellos por los cuales transita el flujo en crecidas ordinarias (sin intercambio de cau-

dal importante con el valle de inundación). La segunda etapa comprendió el ajuste de parámetros para crecidas donde se constató desbordamiento masivo del sistema hídrico con interacción con el valle de inundación. Esto permitió la validación de los parámetros de los cursos principales, calibrados en la primera etapa y el ajuste de los correspondientes a las ecuaciones de descarga en vinculaciones del valle de inundación. Como máximo evento observado, se contó con datos de cotas de agua y caudales registrados en una crecida de recurrencia cincuentenaria, ocurrida en el año 1986. Los parámetros de calibración ajustados se presentan a pie de página en la Tabla 1.

Explotación del Modelo

En el proceso de explotación del modelo se simularon situaciones de escurrimiento de crecidas con diversas recurrencias asociadas. Se estudio la respuesta del sistema hídrico sin obras y con obras tales como una presa de retención de crecidas en la rama Ludueña y obras de ampliación de entubamientos en zona urbana. Las señales de entrada al tramo estudiado en las simulaciones de escurrimiento consistieron en hidrogramas generados mediante modelación hidrológica y estudio estadístico de tormentas en la cuenca completa. La modelación hidrológica realizada en etapa previa a la ejecución de la presa de retención (Zimmermann y col.,1995) permitió determinar una serie de hidrogramas en los diferentes bordes de entrada del sector modelado, asociados a las probabilidades de las precipitaciones. Se asumió como período medio de retorno de los hidrogramas el mismo que el de las precipitaciones, puesto que no existían series históricas de caudales aforados en la cuenca. La selección de las recurrencias de los hidrogramas entrantes fue determinada por el organismo promotor del estudio, la Municipalidad de Rosario, en función del posterior proyecto de legislación del control de uso y ocupación del suelo en el valle de inundación.

Parámetro de ajuste	Entorno de Valores de ajuste
Rugosidad de Manning cursos principales	0,030 a 0,040
Rugosidad de Manning valles rurales	0,080 a 0,200
Rugosidad de Manning valles urbanos	0,200 a 0,400
Rugosidad de Manning calles urbanas	0,040 a 0,050
Rugosidad de Manning en conductos cerrados	0,012 a 0,018
Coeficientes de gasto en puentes y alcantarillas	0,60 a 0,95
Coeficientes de vertederos laterales de desborde curso	0,10 a 0,20
Coeficientes de deborde terraplenes viales y de ferrocarriles	0,40 a 0,60

Tabla 1: Parámetros calibrados

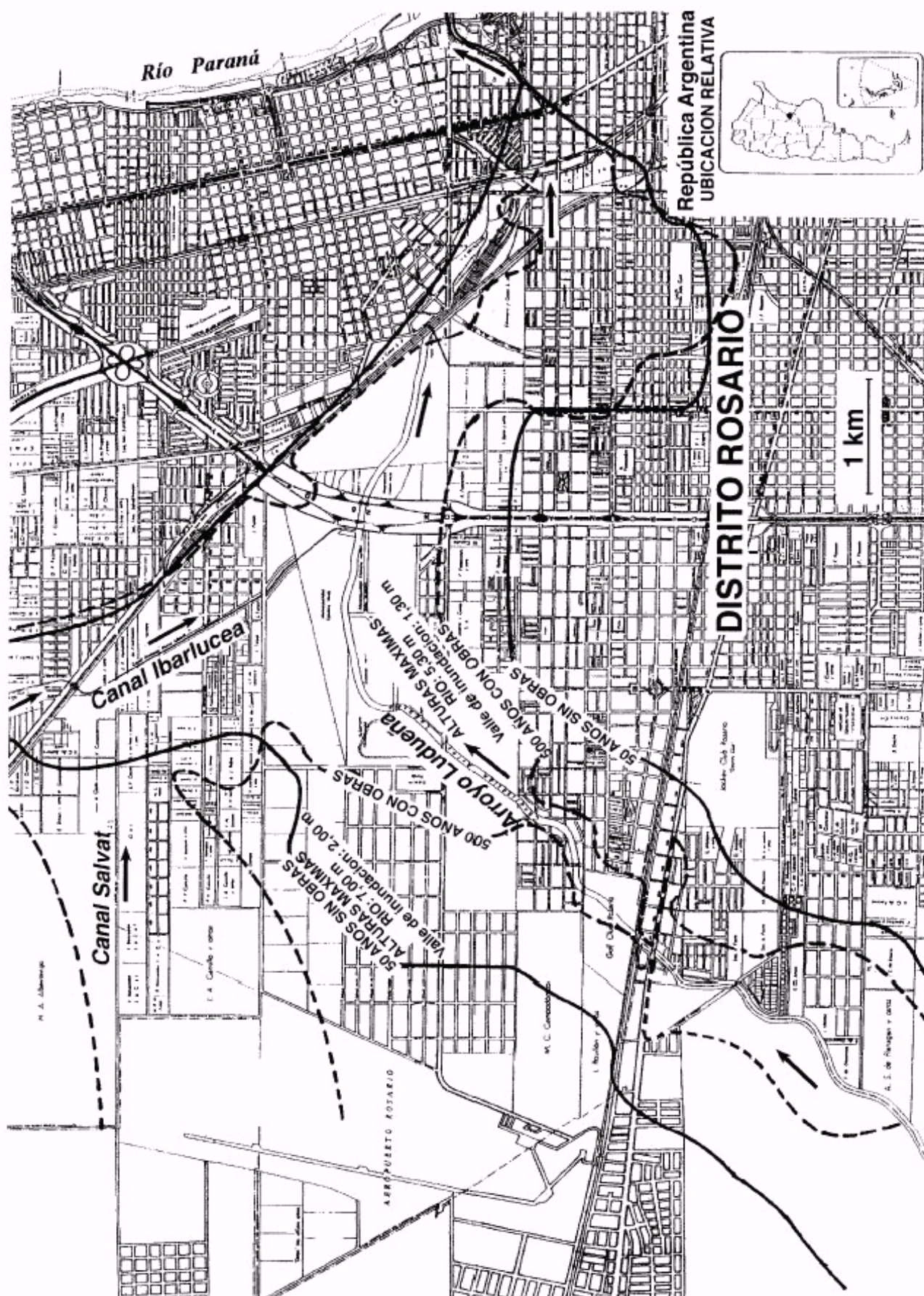


Figura 17: Zona de estudio

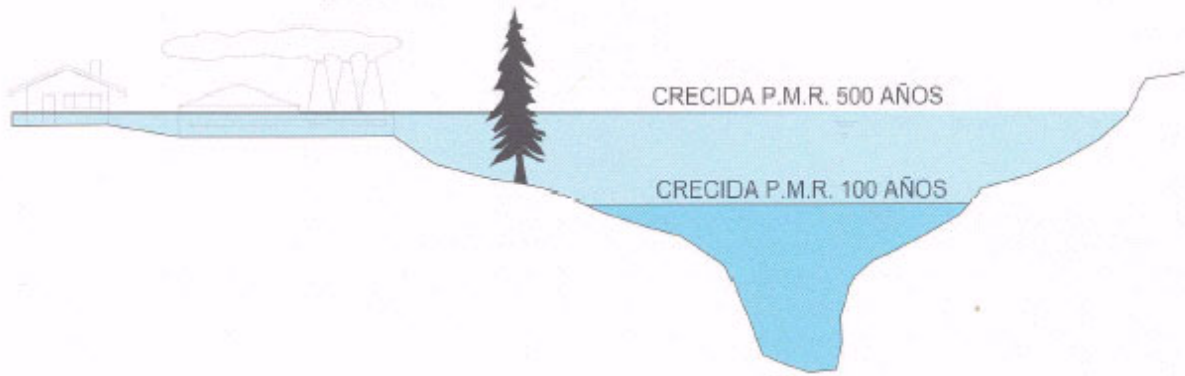


Figura 18: Zona de riesgo de inundación

Las situaciones simuladas correspondieron a escurrimiento de crecidas de 50 y 100 años de período medio de retorno sin obras, y 50, 100, 500 años y CMP con obras. Para las simulaciones con la presa construida en la rama Ludueña, se generaron los hidrogramas salientes de la presa (entrantes al tramo) mediante la laminación de crecidas producida por el funcionamiento del embalse y la obra retardadora. Los resultados calculados tanto en el proceso de calibración como en el de explotación se tradujeron en Hidrogramas, Cotas de superficie libre en función del tiempo y Mapas de Cota Máxima alcanzada. Estos últimos se construyeron a partir de las cotas máximas calculadas y la malla digitalizada de la zona en estudio (Zimmermann E. y col., 1995).

A modo ilustrativo se presentan en las Figuras 13 a 16 una síntesis de resultados obtenidos en dos situaciones. Las simulaciones corresponden a: Crecida de Período Medio de Retorno (P.M.R.) de 50 años con el escenario hídrico en estado natural (sin obras) y Crecida con P.M.R. 500 años con las obras de infraestructura construidas: presa de retención en el Ao. Ludueña y ampliación sección de escurrimiento de 32 a 73,3 m². Las gráficas corresponden a Hidrogramas Entrantes en las tres ramas del sistema hídrico (Arroyo Ludueña, Canal Ibarlucea y Canal Salvat); Hidrogramas Aguas Abajo en la zona de desembocadura, desglosando la porción de caudal circulante por superficie (calles) y entubado por conductos subterráneos y Perfiles Hidráulicos de Cotas Máximas en el Ao. Ludueña y en un populoso barrio de Rosario (Empalme Graneros), siempre afectado directamente por inundaciones. Puede apreciarse la influencia de las obras de infraestructura construidas.

Si bien en el caso de la creciente de P.M.R. 500 años ingresa un caudal máximo superior al doble del correspondiente a creciente de P.M.R. 50 años, los perfiles hidráulicos son sensiblemente inferiores, lo que demuestra la efectividad de las obras. Cabe destacar que el criterio global de proyecto de obras consistió en evitar todo tipo de desbordes para crecidas de 100 años y mínimo riesgo para 500 años. Al momento de la determinación de los mapas aún restaba la realización de trabajos de canalización en los arroyos. En la Figura 17 se presentan los Mapas de Riesgo de Inundación para los dos casos de simulaciones referidas.

La crecida máxima probable tuvo por objeto verificar la seguridad de la presa y analizar el escenario hídrico ante un evento catastrófico. Pudo determinarse que la presa no sería sobrepasada, pero en cambio el valle de inundación de todo el sistema sería fuertemente afectado de presentarse tal crecida.

Análisis de Incertidumbre de 1er. Orden

A los efectos de evaluar el margen de error de los resultados obtenidos se realizó un análisis de incertidumbre de 1er. orden de la variable altura (Chow y col., 1987).

El error de estimación estandar de la variable altura de flujo fue calculada mediante la expresión:

$$S_y = \frac{\sqrt{CV_Q^2 + CV_\eta^2 + (1/4) CV_{Sf}^2}}{\sqrt{\left(\frac{2}{3R} \frac{dR}{dy} + \frac{1}{A} \frac{dA}{dy}\right)^2}} \quad (9)$$

donde: CV representa el coeficiente de variación (desviación estandar/media aritmética) de las variables caudal, coeficiente de resistencia de Manning y pendiente de fricción; R y A representan respectivamente el radio hidráulico y área transversal de la sección mojada.



Figura 18: Zona de riesgo de inundación

Considerando que la variable caudal es una señal de entrada y que es calculada mediante procedimientos matemáticos (no observado) se estimó un coeficiente de variación CV_O del 15%. En el caso del coeficiente de variación de la resistencia de Manning CV_n fue estimada en un 10%.

Aplicando el análisis de incertidumbre a todas las vinculaciones puede sintetizarse que en lo que concierne a la crecida de P.M.R. 100 años, se estimó un error máximo en alturas de $\pm 0,26$ m. en los tramos de conducción dominante, y en las áreas urbanizadas de baja pendiente donde se producen almacenamientos predominantes el error computado fue de $\pm 0,13$ m.

La incertidumbre estimada de la variable altura de agua fue considerada tolerable con respecto a los requerimientos preestablecidos para la elaboración de mapas de riesgo de inundación.

USOS DE LOS RESULTADOS

Basados en los Mapas de Riesgo determinados en el estudio aquí expuesto, autoridades gubernamentales municipales han compatibilizado criterios entre las distintas disciplinas involucradas en la planificación urbanística y como resultado han planificando las medidas no-estructurales a llevar adelante conjuntamente con la legislación asociada para futuros procesos de urbanización, y control de uso y ocupación del suelo.

Las medidas proyectadas proponen severas restricciones uso y ocupación para zona de riesgo de P.M.R. 100 años. La zona de 500 años fue considerada como límite de zona de riesgo mínimo (Figura 18). Entre ambas zonas las medidas propuestas disminuyen hacia el límite del mapa de 500 años, con un criterio basado fundamentalmente a condiciones de velocidad y alturas máximas, que no afecten la estabilidad de las personas (Figura 19) (Témez Peláez J., 1994) (Riccardi G., 1996).

CONCLUSIONES

El modelo desarrollado resultó totalmente apto para la simulación de flujo de llanura con características bidimensionales. Se adecúa con tolerable aproximación a la simulación de flujo transitando por cauces, llanuras de inundación rurales, entubamientos de secciones cerradas y zonas de escurrimiento con características urbanas. Los resultados de la calibración y el análisis de incertidumbre de 1 er. orden han mostrado la confiabilidad y admisible margen de error de los resultados.

Se ratifica la potencia de los esquemas de celdas para escurrimientos con dinámica compleja.

Asimismo su implementación contribuye a la incorporación de una poderosa herramienta tecnológica a la planificación regional de los recursos hídricos, permitiendo delimitar mediante los resultados la zonas con diferentes riesgo de inundación. Estas acciones deben ser incluidas dentro de las estrategias de desarrollo sostenido y equilibrio hidroambiental.

REFERENCIAS

- Chow V.T., Maidment D. y Mays L; (1987) Hidrología Aplicada, Mc Graw Hill, Bogotá.
- Cunge J., Holly F. y Verwey A; (1980) Practical Aspects of Computational Rivers Hydraulics, Pitman, Londres.
- Cunge J. (1975) *Two Dimensional Modeling of Flood Plains*, Cap. 17, *Unsteady flow in open channels*, Edit. Mahmood K, y Yevjevich V, Water Resources Publications, Fort Collins.
- Riccardi G. (1992) *Aplicación de un Modelo Matemático Bidimensional de Celdas en un tramo del arroyo Ludueña en la zona del Gran Rosario*, XV Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Cartagena, Colombia.
- Riccardi G. (1994) *Un Modelo Matemático Hidrodinámico Causi-Bidimensional de Celdas para Escurrimientos Cuasi-Dinámicos*, XVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Santiago, Chile.
- Riccardi G., Navarro R. y Zimmermann E. (1996) *Zonification of Areas with Inundation risk by mean of Mathematical modelling in the Rosario Region*, Destructive Water Conf., Anaheim, California, EEUU
- Riccardi G. (1996) *A tool for the water resources management : the hydrodynamic mathematical modelling of flood propagation for the inundation risk zones delimitation*, International Conference on Water Resources & Environmental Research, Kyoto, Japon
- Témez Peláez J. (1994) *Control del Desarrollo Urbano en las Zonas Inundables*, en Inundaciones y Redes de Drenaje Urbano, Editores: Dolz J., Gomez M. y Martin J., Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona, España
- Vanoni V. (1975), Sedimentation Engineering, ASCE, New York, U. S.
- Zimmermann E., Riccardi G., Navarro E. y Maurig R. (1995) *Areas de Riesgo de Inundación Arroyo Ludueña*, Informe Final Convenio Municipalidad de Rosario y Fac. de Ingeniería, Rosario, Argentina