LA SIMULACION DE ESCURRIMIENTO EN CONDUCTOS CERRADOS MEDIANTE UN MODELO DE CELDAS

Gerardo Adrián Riccardi

Consejo de Investigaciones Universidad Nacional de Rosario.
CURIHAM. FCEIA. UNR
José Hernandez 986. 2000 Rosario. Argentina.
e_mail: riccardi@fceia.unr.edu.ar Telefax: 54 341 480 8541

RESUMEN: Un modelo basado en esquemas de celdas interconectadas apto para la simulación de flujo en sistemas de conductos cerrados es presentado en este trabajo. La estructura modelación está basada en los conocidos esquemas de celdas, con el agregado original de una serie de leyes de vinculaciones. Las mismas, permiten con una adecuada aproximación la simulación de flujos con características de onda difusiva, cuasidinámica y dinámica, como así también dinámicas puntuales de flujo muy habituales en conducciones cerradas tales como embocaduras, desembocaduras, secciones de control, cambios de sección, uniones, bifurcaciones y vertederos. El modelo fue sometido a un amplio testeo donde se comparó la solución con pruebas experimentales, metodologías y resultados de modelos de calidad reconocida. Asimismo se realizó una aplicación en un sistema de conductos de gran diámetro en los cuales se obtuvieron satisfactorios resultados tanto en la calibración, donde se compararon los resultados con datos observados en campaña y en modelo físico, como en la explotación donde se analizaron diversas alternativas de escurrimiento. En función de los resultados alcanzados se decidió incorporar el modelo a un sistema integral de simulación hidrológico-hidráulico, también estructurado con esquemas de celdas, sistema apto para escurrimiento superficial y subterráneo en ambientes rurales y urbanos.

INTRODUCCION

Es bien conocida la aptitud, capacidad y limitaciones de los modelos de celdas para la resolución de diversos casos de escurrimiento de flujo a superficie libre con dinámica cuasi-bidimensional. Desde su planteo original diversos autores han realizado experiencias y desarrollos ampliando su campo de aplicación original [2],[3],[4],[7-12]. Al estado actual del conocimiento se verifica una adecuada perfomance y adaptabilidad de estos esquemas para resolver el flujo en ambientes rurales, escurriendo por cursos de agua y por valle de inundación y en ambientes urbanos por calles y canales [9-12].

Por otro lado, diversos sistemas hídricos de la zona litoral de Argentina están mayormente constituídos por ambientes rurales y urbanos. En mayor magnitud en las cuencas bajas se asientan poblaciones urbanas que mayormente ocupan los valles de inundación. Dentro de los ambientes urbanos los sistemas de drenajes se diseñan mediante conducciones cerradas de mediana a gran dimensión ubicados en el subsuelo urbano, que transportan el escurrimiento hacia los cursos de agua a cielo abierto. Durante crecidas , considerando que se trata de zona de llanura de baja pendiente, se produce una compeja interacción entre los escurrimiento proveniente de zonas rurales mayormente transportados en canales, arroyos y ríos y el proveniente de grandes núcleos urbanos transportado en conducciones cerradas .

Ante esta problemática, con el objeto de alcanzar un sistema integral de modelación hidrológica-hidráulica en ambientes rurales y urbanos que permita una simulación multidireccional y en varias capas interconectadas de escurrimiento(superficial y subterránea), y considerando la probada capacidad de los esquemas de celdas para resolver es escurrimiento superficial se procedió a implementar el modelado hidrodinámico en conductos cerrados mediante esquemas de celdas.

ECUACIONES GOBERNANTES

Las ecuaciones gobernantes consideradas para el movimiento del flujo son de continuidad y distintas simplificaciones de la ecuación momento transformadas en formulaciones de descarga entre celdas.

Ecuación de Continuidad

La ecuación de continuidad se plantea para cada celda y se deriva a partir de la definición del incremento del volúmen de agua almacenada desde consideraciones geométricas y desde condiciones de descarga [4]:

$$A_{S_i} \frac{dz_i}{dt} = P_{i_{(t)}} + \sum_{k=1}^{j} Q_{k,i} \qquad (1)$$

Para flujo a presión el area superficial $\boldsymbol{A_{Si}}$ se determina considerando la rendija de Preissmann [1] a lo largo del conducto. El ancho de la rendija es : $\boldsymbol{g\, A_{cll} / a^2}$.

Leyes de descarga entre celdas

Union tipo Río Simple: Se utiliza para escurrimientos con preponderancia de las fuerzas de gravedad, presión hidrostática y fricción. El caudal $\boldsymbol{Q_{k,i}^{(n)}}$ se deduce por discretización de la ecuación de momento para flujo con fuerzas inerciales despreciables y considerando la ecuación de Manning [4]:

$$Q_{k,i}^{(n)} = signo\,(z_k^{(n)} - z_i^{(n)})\,\frac{K_{k,i}}{\sqrt{\Delta x_{k,i}}}\,\sqrt{|\,z_k^{(n)} - z_i^{(n)}\,|} \tag{2}$$

$$K_{k,i} = 1/\eta\; Rh_{k,i}^{2/3}\; At_{k,i} \tag{3}$$

Unión tipo Río Cuasi-Dinámica: Se emplea en vinculaciones tipo río donde los mecanismos convectivos son relevantes. Se parte de la ecuación de momento, despreciando el término local y con una discretización que permita despreciar el término variacional de caudal respecto a **x** [7]:

$$Q_{k,i}^{(n)} = \pm \frac{K_{k,i}}{\sqrt{\Delta x_{k,i}}} \sqrt{ABS\left[\frac{z_k^{(n)} - z_i^{(n)}}{1 + \left[K_{k,i}/\sqrt{\Delta x_{k,i}}\right]^2 / 2g\;\left(A_i^{-2} - A_k^{-2}\right)}\right]} \tag{4}$$

Unión Dinámica: Se parte de la ecuación momento y se arriba a una expresión aproximativa de segundo grado en la variable caudal [11] :

$$a_1 Q_{k,i}^{\,2} + a_2\; |Q_{k,i}|\, Q_{k,i} + b\, Q_{k,i} + c = 0 \tag{5}$$

$$Q_{k,i}^{(n)} = -b + \frac{\sqrt{b^2 - 4(a_1 + a_2)c}}{2(a_1 + a_2)} \quad si\; c < 0 \tag{6.a}$$

$$Q_{k,i}^{(n)} = -b - \frac{\sqrt{b^2 - 4(a_1 - a_2)c}}{2(a_1 - a_2)} \quad si\; c > 0 \tag{6.b}$$

Unión tipo Vertedero : Representa vinculaciones donde se evidencia un límite físico como terraplenes de rutas, vías, etc. La fórmula utilizada es la clásica para vertederos de cresta ancha [4]:

$$Q_{k,i}^{(n)} = \mu_1\, b\, \sqrt{2g}\, (z_k^{(n)} - z_{(i)}^{(n)})^{3/2} \tag{7.a}$$

$$Q_{k,i}^{(n)} = \mu_2\, b\, \sqrt{2g}\, (z_k^{(n)} - z_w)\sqrt{z_k^{(n)} - z_i^{(n)}} \tag{7.b}$$

Unión tipo Sección de Control : Esta vinculación resulta apta para toda singularidad donde se manifieste una pérdida de energía del flujo debido a bruscos cambios en la sección de escurrimiento (expansiones/contracciones) [8]. Se distinguen dos modalidades de descarga: libre y sumergida:

$$Q_{k,i}^{(n)} = \sqrt{2g}\ \sqrt{(z_k^{(n)} - z_{cri}) / (Cd^{-2}\ A_{Cri}^{-2} - At_k^{-2})} \tag{8.a}$$

$$Q_{k,i}^{(n)} = \sqrt{2g}\ \sqrt{(z_k^{(n)} - z_i^{(n)}) / (Cd_S^{-2}\ A_{Sc}^{-2} - At_k^{-2})} \tag{8.b}$$

FORMULACION NUMERICA

Para la resolución es adecuado el uso de un esquema implícito [4] del tipo:

$$A_{S_i} \frac{\Delta z_i}{\Delta t} = P_i + \sum_{k=1}^{j} Q_{k,i}^{(n)} + \sum_{k=1}^{j} \frac{\partial Q_{k,i}^{(n)}}{\partial z_i} \Delta z_i + \sum_{k=1}^{j} \frac{\partial Q_{k,i}^{(n)}}{\partial z_j} \Delta z_k \tag{9}$$

$\boldsymbol{A_S}$ **,** $\boldsymbol{P_i}$ *y* $\boldsymbol{Q_{k,i}}$ son conocidas en el tiempo $\boldsymbol{t = (n)\ \Delta t}$ y los incrementos $\boldsymbol{\Delta z_i}$ y $\boldsymbol{\Delta z_k}$ son las incógnitas, **j** es la cantidad total de celdas vinculadas a la celda **i.** La resolución numérica se realiza mediante un algoritmo matricial basado en el método de Gauss-Seidel, previa reducción de la matriz mediante eliminación de elementos nulos. Las condiciones de borde posibles de imponer son: *a)* Cota de Agua en función del tiempo; *b)* Caudal en función del tiempo; *c)* Relación cota - caudal. Asimismo el modelo requiere la especificación de las alturas de agua en todas las celdas en el tiempo inicial, y cuando se utilizan vinculaciones dinámicas deben definirse los caudales iniciales en tales vinculaciones.

TESTEOS Y APLICACIONES

Aproximación de Resalto Hidráulico

Con el fin de testear la capacidad del modelo en reproducir una aproximación de resalto hidráulico y la coexistencia de régimenes subcrítico y supercrítico, se simuló una prueba en un conducto de diámetro D = 0,80 m. con dos pendientes diferentes [13]. El primer tramo tuvo L = 330 m. e i_l = 1,31% y el segundo L = 300 m. e i_l = 0,33% , ambos con η = 0,0124. Las señales de entrada fueron dos hidrogramas entrantes a las cámaras de acceso con Q_p = 1,0 m^3/s y t_p = 10 min. Con estas características geométricas y de flujo se logra el establecimiento de flujo supercrítico y subcrítico respectivamente.

La implementación con el sistema CELCOND se conformó con 19 celdas de conducto, dos de cámaras y un celda ficticia de borde aguas abajo. Las vinculaciones en conducto fueron tipo río simple y las de salida de cada cámara tipo sección de control con un coeficiente de descarga de 0,95. Se realizaron pruebas con distintos valores de velocidad de propagación de la onda elástica a = 20 , 50 y 1000 m/s.

Para valores de a = 50 y 1000 m/s, la diferencia entre los valores computados por Söbjerg [13] y por el CELCOND fue menor al 0,5% en términos de alturas relativas al fondo del conducto, lo que se consideró altamente satisfactorio. El perfil hidráulico para a = 20 m/s se computó sensiblemente inferior a los de mayor celeridad, debido al considerable agregado de volúmen ficticio. En las Fig. 1 se presentan los perfiles hidráulicos para t: 5 y 10 minutos con a = 50 m/s

Avance de Frente de Onda

Se reprodujo la formación gradual de frente de onda en un conducto de pequeño diámetro D = 0,105 m. El frente se logró mediante un hidrograma entrante que produce un empinamiento crítico del ascenso de tirante en el tiempo [13]. El tramo de conducto tuvo L > 76 m, i_l = 5 ‰ y $\boldsymbol{Q_{ll}}$:.0,0063 m^3/s. El hidrograma entrante fue simétrico con Q_p = 0,0063 m^3/s y Q_b = 0,0007 m^3/s y un tiempo base t_b = 70 s

La implementación fue realizada mediante 100 celdas de L = 1m, con vinculaciones dinámicas. El mayor Δt sin inestabilidades fue de 1s lo que significó un número de Courant ($Cr=c\Delta t/\Delta x$) de 1,25. Los resultados de la prueba indican una adecuada aproximación en lo que respecta a los valores máximos de caudal y altura , y velocidad de propagación de la onda. El modelo no reproduce fielmente el frente empinado de onda en el primer centímetro de crecimiento del empinamiento, evidenciando un mecanismo de difusión numérica propio del esquema utilizado. En la Fig. 2 se presenta el hidrograma entrante aforado en progresiva 5 m, y los hidrogramas calculados en secciones de progresivas 52,5 m y 75,5 m. En la Fig. 3 se presentan los limnigramas observados y calculados.

Testeo de Estabilidad

Se analizó la estabilidad de la solución ante el incremento de tiempo Δt, reproduciendo una prueba presentada por Sjörberg [13] en la que se consideró el criterio de estabilidad $\Delta t < \Delta x/c$. Las simulaciones se realizaron con dos pendientes longitudinales en un conducto de D = 1,00 m. y L = 300 m.El hidrograma entrante en cada caso tuvo un caudal máximo correspondiente a la capacidad del conducto lleno. El primer caso correspondió a i_l = 2 ‰ y $\boldsymbol{Q_{ll}}$ =

1,11 m^3/s y el segundo a $i_l = 10$ ‰ y $\boldsymbol{Q_{ll}} = 2{,}48\ m^3/s$.

Se implementaron 50 celdas de conducto de L = 60 m. conectándose mediante vinculaciones tipo río simples y dinámicas. En la Figs. 4 y 5 se presentan los hidrogramas salientes computados para ambas variantes. En el testeo con i_l = 2‰ las mejores aproximaciones se lograron con Δt= 15 y 30 s (el criterio de estabilidad indicaría Δt < 24 s). El uso de uniones dinámicas mejora la solución en un rango de 0 a 5 % en valores de caudales. Con ambos tipos de uniones se produce un suavizamiento del inicio de la rama ascendente del hidrograma por difusión numérica.

En el testeo con i_l = 10‰ se alcanzaron satisfactorias aproximaciones con Δt= 20 s. Para ese valor de intervalo temporal la semejanza en las soluciones con uniones río simples y dinámicas es elevada. El criterio de estabilidad establece un Δt < 12 s .

En ambos test los resultados con Δt = 60 s arrojaron resultados utilizables desde un punto de vista práctico con errores máximos relativos en caudales de ± 7%. Comparando resultados se consideró la aproximación con el CELCOND altamente satisfactoria, al testearlo con un modelo de calidad reconocida.

Comparación con método de las Características

Se comparan los resultados del modelo CELCOND con los del método de las características [1]. La simulación se realizó en un conducto de L = 9150 m, D = 1,82 m., i_l = 1 ‰, η = 0,0125. El caudal base fue de 0,8 m^3/s, y el hidrograma entrante tuvo $Q_p = 3\ m^3/s$ y t_b = 80 min.

La implementación se realizó con 35 celdas de 261,42 m. Se simuló con vinculaciones tipo rio simples y dinámicas y con Δt entre 30 y 120 s. Los hidrogramas computados se presentan en las Figs. 6 y 7. En las pruebas con uniones río simples el rango de error en caudal máximo fue de 1,2 a 6,0%. La aproximación se mejora levemente con uniones dinámicas alcanzándose un rango de error máximo de 0,8 a 5,0%. En lo referente al tiempo de viaje de la onda los valores son coincidentes en ambos casos.

Establecimiento de Flujo

Se simuló un caso de establecimiento de flujo en un conducto a sobrepresión, a partir de un estado estático (velocidad: v=0) , hasta llegar a un 98% de la velocidad asintótica de régimen permanente (v_0). El test fue presentado por Hoff-Claussen y otros [5] cuando compararon la solución téorica con los resultado del modelo S11S. El tiempo transcurrido hasta alcanzar una determinada velocidad puede ser calculado mediante la siguiente formulación: $t = L/2g \; v_0/H_0 \; \ln[(v_0+v)/(v_0-v)]$ por lo que el tiempo para llegar a un 98% de la velocidad inicial será: $t_{98} = 2.3\, Lv_0/gH_0$. El dispositivo consistió en un conducto de D = 0,7 m, L = 500 m y una presión en la zona aguas arriba de 5,0 m . La velocidad de equilibrio es de 2,806 m/s y el t_{98} = 65,85 s. En la simulación con el S11S el tiempo computado fue entre 66 y 68 s,. Se realizaron ensayos con distintos valores de ancho de la rendija ficticia, implicando distintas velocidades de propagación de onda elástica.

El CELCOND se implementó mediante 50 celdas de 10m. c/u. En el extremo aguas arriba se implementó una celda tipo estanque conectada al conducto mediante una unión tipo sección de control. La condición en el estanque fue una ley h(t) = constante. Aguas abajo se colocó una sección de control para reproducir la apertura brusca de una compuerta. Las vinculaciones fueron dinámicas. Se simularon estabilizaciones de flujo para valores de Bs = 0.00000377 m (a=1000 m/s); 0,00025 m (a=122,9 m/s); 0,001m (a=61,5 m/s) y 0,005m (a=27,5m/s). Los resultados de las pruebas se exponen en la Fig. 8 conjuntamente con la solución analítica. Para las pruebas con velocidades de onda elástica a = 1000, 122.9 y 61,5 m/s se computaron valores del t_{98} entre 65 y 67 s, en tanto que en la prueba con a = 27,5 m/s resultó de 70 s .

Combinación y división de flujo

Se constrastaron resultados obtenidos experimentalmente por Joliffe [6] con un modelo hidráulico específico de combinación y división de flujo, con los que se computan mediante el empleo del CELCOND [11]. El dispositivo de combinación de flujo consistió en una unión de 3 conductos de igual diámetro, longitud y pendiente longitudinal:D = 0,75 m.; i_l=1‰ ; L=31,5m. Dos conductos eran colineales en tanto que el tercero acomete perpendicularmente. El flujo entrante se estableció en el ramal perpendicular con un Q_b=0,039 m^3/s y Q_p=0,753 m^3/s con un t_b= 80 s. El borde aguas arriba del ramal colineal era cerrado. El dispositivo para ensayo de división de flujo consistió en una unión de conductos de igual longitud y diámetro que el caso anterior con una i_l=7,5‰ . El borde cerrado fue el de la rama lateral perpendicular, en tanto que en el borde aguas arriba del ramal colineal se introdujo un hidrograma con Q_b=0,078 m^3/s y Q_p=0,509 m^3/s con un t_b= 90 s.

La implementación del modelo CELCOND se llevó a cabo con celdas de 1,50 m. c/u, vinculadas con vinculaciones río simples, en tanto que la acometida del conducto perpendicular se materializó con una vinculación tipo sección de control , con un coeficiente de descarga de 0,85. La misma discretización topológica fue utilizada en ambos ensayos pudiendo indistintamente funcionar para combinación o división de flujo.

Los limnigramas computados y observados experientalmente por Joliffe [6] se presentan en las Figs. 9 y 10. Se logró una adecuada aproximación en los valores máximos de alturas, en la forma general de las ondas y sus ubicaciones temporales. Si bien por lo general no se demanda a los modelo de tránsito en conductos una capacidad de reproducción exacta de dinámicas hidráulicas puntuales como este caso, se consideró sumamente valioso el análisis del grado de aproximación y los resultados obtenidos con el CELCOND al nivel de detalle requerido.

Aplicación en el sistema de entubamientos del Río Ludueña

La región en donde se localiza la ciudad de Rosario es denominanda Pampa Ondulada Argentina. Dentro de la zona existe la cuenca del Río Ludueña que desagua al río Paraná. El curso de agua, cercano a su desembocadura en la zona urbana de Rosario, se encuentra entubado en un sistema de conductos subterráneos de grandes dimensiones.. El entubado comprende una longitud de 1,5 km y esá conformado actualmente por 5 conductos que componen un área transversal de escurrimiento subterránea de 73,0 m^2. La capacidad de conducción de diseño es de 350 m3/seg. Aguas abajo del entubamiento el río Ludueña desemboca al río Paraná. La modelación en el sector de entubamientos fue parte de un trabajo más amplio cuyo objetivo fue analizar el comportamiento hidrodinámico de un escenario hídrico en la cuenca del arroyo Ludueña de 40 km2 y realizar un mapeo de riesgo inundación [8-11].

Embocadura. El sistema de entubamientos en la embocadura se constituye por :
Aliviador 1. Conducto Olivé (circular): D = 4,10 m L = 1422 m. i_l = 3,43‰
Entubamiento. 2 conductos (circulares):D = 3,31 m L = 1400 m. i_l =5,00‰
Aliviador 2 . 2 conductos (rectangulares): 4,30 m x 4,95 m L = 1500 m i_l =3,85‰

*Desembocadura. D*ebido a una fusión de 2 conductos la conformación en la desembocadura es :
Aliviador 1. Conducto Olivé (circular): D = 4,10 m
Entubamiento. 1 conducto 1 (circular): D = 3,31 m
Aliviador 2. Conducto 1 (rectangular) 6,30 m x 4,95 m
Aliviador 2. Conducto 2 (rectangular) 4,30 m x 4,95 m
En la Fig. 11 se presenta la planta esquemática del sistema de conductos.

La discretización topológica y espacial del sistema actual fue conformada con 50 celdas (44 conducto, 5 canal de acceso, 1 platea de desembocadura) y 53 vinculaciones (39 tipo conducto simple; 3 río simple; 1 vertedero; 10 tipo sección de control). En la Fig. 12 se muestra la representación topológica utilizada.

La calibración del modelo fue realizada principalmente en función de información de distintas crecidas antecedentes. Se contó con información de alturas y caudales de una crecida cincuentenaria ocurrida en 1986 y otras de menores recurrencia ocurridas posteriormente en 1992 y 1994. Además se contó con información de modelo físico a escala reducida de la embocadura y de la desembocadura, con lo cual se estimaron las reparticiones de caudales en la embocadura y las correspondientes coeficientes de pérdida de carga. para régimenes de caudales variables . En la Fig. 13 se presentan los datos de las leyes H-Q construídas con la metodología experimental y la que se logró con el ajuste del modelo CELDCOND con referencia de cotas en la embocadura. En la modelación física pudo comprobarse una despareja repartición de caudales de los 2 conductos centrales respecto a los laterales, debido a la influencia de la geometría de la embocadura.
Los parámetros resultantes de la calibración fueron :
Embocadura : coeficiente de pérdida de carga conducto Olive y conductos centrales en embocadura de 4 conductos: 0,90; coeficiente de pérdida de carga de conductos laterales : 0,50

Tránsito en Conductos. Coeficiente de Manning en conductos:	0,013
Desembocaduras. Todos los Coeficiente de pérdida de carga :	0,90

Dentro del marco de modelación global del área el modelo fue explotado para la simulación de diferentes eventos R= 50 y 500 años. Asimismo se ensayó el sistema con la crecida máxima probable (CMP). En otros ensayos, se realizaron simulaciones para analizar la variación del perfil hidráulico por la variación de cotas del Río Paraná (borde aguas abajo) y por considerar vinculaciones río simples y dinámicas.

Debido al efecto descripto de no uniformidad de embocadura de flujo, esto significó que el sistema no descargue el escurrimiento previsto en el diseño de las obras para las cotas esperadas.

En las Figs.14 a 16 se presentan los hidrogramas calculados entrantes a los conductos para R=100 y 500 años y para la CMP. Por otro lado en las Figs. 17 a 21 se presentan los perfiles hidráulicos en 4 conductos considerando cotas variables del Río Paraná (borde aguas abajo) y para el caudal de diseño 350 m^3/s. Puede observarse claramente el efecto de no uniformidad de los hidrogramas entrantes y perfiles hidráulicos entre conductos similares. Para el caudal de diseño los conductos externos no trabajan a sección llena, en tanto que los centrales y el individual lo hacen con un estado de flujo a presión

En lo que concierne a la simulación con vinculaciones tipo dinámicas no se registraron diferencias notables con el perfil hidráulico que se logra con uniones simples. Puede afirmarse que de acuerdo a las características de flujo es completamente válida la aproximación considerada, despreciando los términos inerciales de la ecuación momento. En las Figs.22 y 23 se presentan los perfiles logrados con ambos tipos de vinculaciones en los conductos laterales..

Tras esta aplicación, el modelo CELCOND demostró una adecuada capacidad para resolver el escurrimiento con caracterísiticas multidireccionales en conductos cerrados subterráneos. La calibración permitió ajustar los resultados del modelo a los que se obtuvieron en modelación física y en prototipo. Las vinculaciones tipo sección de control con pérdida de carga permitieron resolver el caso de distribución múltiple de flujo en un embocadura de compleja dinámica. La aproximación con uniones río simple (onda difusiva) es sumamente válida para el tipo de escurrimiento simulado. El modelo ha permitido con facilidad la simulación con distintos estados del cuerpo de agua receptor y en régimen impermanente.

CONCLUSIONES

Los resultados del modelo en diferentes testeos han mostrado un satisfactorio nivel de aproximación a resultados obtenidos en pruebas experimentales y en metodologías y modelos de calidad probada. Puede afirmarse que en tanto no se demande información de sumo detalle en los parámetros de flujo la simulación mediante esquemas de celdas en escurrimiento impermanente en conductos cerrados es totalmente válida. Esta alternativa de modelación resulta adecuada para acoplar la capa de simulación de flujo por redes de conductos subterráneos, con la capa de flujo superficial donde ya ha sido corroborada la capacidad de reproducciónde los esquemas de celdas. Bajo esa estructura de modelación es posible modelar hidrodinámicamente complejos escenarios hídricos donde coexistan ambientes rurales y urbanos.

REFERENCIAS

[1] ABBOTT, M. AND CUNGE, J.. (1981) *A modelling system for the design and operation of storm-sewer network 11* Engineering applications of computational hydraulic storm, Vol. 1, Pitman, London

[2] BEREZOWSKY V. (1986) *Modelo Matemático para la simulación de flujo en llanuras de inundación*, XII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, San Pablo

[3] BLADE E., GOMEZ M. Y DOLZ J. (1994) *Modelación cuasi-2D de Avenidas en cauce y llanura de inundación mediante células de almacenamiento*, XVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Santiago.

[4] CUNGE, J. (1975) *Two Dimensional Modelling of Flood Plains* Cap. 17 Unsteady flow in open channels (Ed. Mahmood K. and Yevjevich V.) Water Resources Publications, Fort Collins

[5] HOFF-CLAUSSEN, N.E., HAVNO K. AND KEJ A. (1981) *System 11 Sewer - A Storm Sewer Model,*. 2nd International Conference on Urban Storm Drainage, Urbana, Illinois (ed. B. C. Yen)

[6] JOLIFFE, I. (1981) *Accurate Pipe Junction Modelo for Steady and Unsteady Flow,*. 2nd International Conference on Urban Storm Drainage, Urbana, Illinois (ed. B. C. Yen)

[7] RICCARDI, G. (1994) *Aplicación de un Modelo Matemático de Celdas para escurrimientos cuasi-dinámicos en el Arroyo Saladillo,* XVI Congreso Latinoamericano de Hidráulica, IAHR-LAD, Santiago

[8] RICCARDI, G. (1995) *Mathematical Modelling of flood for the delimitation of rural, semiurbanized and Urbanized zones with inundation risk,* International Symposium on Runoff Computations for Water Projects, IAHS, San Petesburgo

[9] RICCARDI, G. (1997*) The mathematical modelling of flood propagation for the delimitation of inundation risk zones,* Sustainability of Water Resources under Increasing Uncertainty (ed. D. Rosberg et al.) IAHS Publication Nro 240, ISSN 0144-7815., Wallingford

[10] RICCARDI, G. (1997) *El Mapeo de Riesgo de Inundación por medio de la Modelación Matemática Hidrodinámica,* Revista Ingeniería del Agua, Vol 4 Nº 3, ISSN 1134-2196, Univ. Politécnica de Valencia

[11] RICCARDI, G. (1997), *The flood propagation modelling for the management of development on flood plains of Rosario Region, Argentina***,** River Flood Hydraulics, (J. Watts, ed.), HR Wallingford Ltd, UK, 127-136.

[12] RICCARDI, G. (1998) *Testeos y Aplicaciones del Modelo Matemático de Simulación Hidrológica-Hidráulica CELDAS8.* Inédito, Informe Anual, Consejo de Investigaciones, Universidad Nacional de Rosario, Rosario

[13] SJÖBERG, A. (1981) *Sewer Network Models DAVGL-A and DAVGL-DIFF*. 2nd International Conference on Urban Storm Drainage, Urbana, Illinois (ed. B. C. Yen)

Notaciones

$P_{i\,(t)}$	Intercambio externo de caudales en la celda i (mm)
A_{Si}	Area mojada superficial de celda i (m^2)
z_i , z_k	Niveles de agua en celda i y k (m)
$Q_{k,i}$	Caudal intercambiado entre celdas k e i (m^3/s)
$\Delta x_{k,i}$	Distancia entre centros de celdas k e i (m)
$Rh_{k,i}$, $At_{k,i}$	Radio hidráulico (m) y área transversal de la vinculación entre celdas k e i (m^2)
η	Rugosidad de Manning
At_i , At_k	Areas mojadas transversales de las celdas k e i (m^2)
a_1 , a_2 , b, c	Coeficientes de la ecuacion de 2do. grado función de $Q_{k,i}^{(n-1)}$, $z_i^{\,(n-1)}$, $z_k^{\,(n-1)}$ (m^{-3}), (s^{-1}), (m^3 s^{-2})
z_w , b	Cota de fondo y longitud vertedero (m)

μ_1 , μ_2	Coeficientes de gasto de vertedero libre y ahogado
z_{cri}, A_{cri}	Tirante crítico y área para tirante crítico en sección de control (m)
A_{Sc} , Cd	Area mojada (m^2) y coeficiente de gasto en sección de control
g	Aceleración de la gravedad (m/s^2)
A_{cll} ,Q_{ll}	Area transversal (m^2) y caudal del conducto a sección llena (m^3/s)
B_s	Ancho rendija de Preissmann (m)
a	Velocidad de propagación de la onda elástica (m/s)
c	Celeridad de la onda de agua (m/s)
$Q_{p;}$ Q_b	Caudal pico y base hidrograma (m^3/s)
$t_{p;}$ t_b	Tiempo al pico y base hidrograma (s)
$D; L ; i_l$	Diámetro (m), longitud (m) y pendiente longitudinal de conducto
R	Período medio de retorno o recurrencia (años)