

COLECTORES URBANOS

CÁLCULO NUMÉRICO DE ESTADOS DE LÁMINA VARIABLE

IGNACIO VILLANUEVA LACABRERA. Dr. Ciencias Físicas. Resp. I+D

CONSTANCIO DÍEZ Y GINÉS. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ing. consultor

CARLOS ZORRAQUINO JUNQUERA, Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ing. consultor

SERS, S.A., Consultores en Ingeniería y Arquitectura. Dpto. Investigación y Desarrollo.

RESUMEN: En el siguiente artículo se presentan las técnicas numéricas empleadas para el proyecto de construcción de un colector-emisor urbano. Se presenta como modelización más novedosa la del tratamiento de las ecuaciones de Saint Venant para el cálculo de la lámina libre en el colector, aspecto más sensible de todo el cálculo y cuyas características de rápida variación en el tiempo y generación de saltos hidráulicos móviles, no es soportado por los programas de ámbito comercial.

Se basa en la descomposición lineal, local y conservativa de Roe, pensada originalmente para la resolución de las ecuaciones de Euler de la dinámica de gases, exportada a las ecuaciones de aguas poco profundas para trabajos de hidráulica computacional, y cuyo aspecto más destacado es la discretización especial de los términos fuente de las ecuaciones de Saint Venant.

PALABRAS CLAVE: MÉTODO NUMÉRICO EXPLÍCITO, TRANSITORIO EN ALCANTARILLADO, LAMINACIÓN TORMENTAS, DEPÓSITO TORMENTAS

ABSTRACT: The numerical techniques used for the construction of a stormwater drainage channel are exposed. The newest modelization is the one used for solving the Saint Venant equations for the shallow water equations, the finest aspect of the modelization where it is usual to find great variations in time and hydraulic jumps, properties which are not considered by commercial programs.

It is based on the linear, local and conservative Roe decomposition, which was thought for solving the Euler equations of Gas Dynamics, and later was expanded to the shallow water equations for computational hydraulics. The more important aspect is the special discretization of the source terms of Saint Venant equations.

KEYWORDS: EXPLICIT NUMERICAL METHOD, DRAINAGE PASSAGE, STORM LAMINATION, STORM TANKS

1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

El principal objetivo es mostrar una metodología de modelización numérica robusta para el cálculo de las capacidades hidráulicas de un colector-emisor urbano. El dimensionamiento del colector viene determinado por el cálculo de las diferentes aportaciones de las cuencas sobre el mismo colector, según las hipótesis de duración e intensidad de las tormentas, en base a estadísticas disponibles, y también está condicionado por la posición de los aportes, la pendiente, sección transversal y fricción del colector. Este amplio conjunto de parámetros hace deseable el uso de técnicas de simulación numérica para la estimación de las magnitudes y dimensiones involucradas en el diseño, que además permiten la introducción de elementos de regulación como ver-

teros laterales y depósitos para la optimización de la construcción.

A continuación se expone en diferentes apartados cómo se calculan los aportes de las cuencas siguiendo una metodología clásica (método racional), las pérdidas y la evolución de la lámina libre del colector influenciada por dichas contribuciones (siguiendo un esquema numérico novedoso), y se expone un caso de aplicación práctica real.

2. CÁLCULOS DE APORTACIONES: MODELO HIDROLÓGICO

El cálculo de las aportaciones de aguas pluviales al colector, se realiza por el método hidrológico clásico de Témez, referencias [3] y [4], definiendo los coeficientes P_d de

precipitación máxima diaria asociada, según análisis estadísticos de series obtenidas en estaciones de medida, el tiempo de concentración de la cuenca T_c , la intensidad media de lluvia v y el coeficiente de escorrentía, para aplicar el método racional. Obtenido el volumen de aportación de la lluvia asociado a una superficie, el hidrograma de entrada al colector se determina con cuatro pares de puntos: $(T_0, 0)$, (T_c, Q_{max}) , (D, Q_{max}) , $(D + T_c, 0)$, siendo T_0 el tiempo de inicio de la tormenta, $Q_{max} = V/D$ el caudal máximo resultado de dividir el volumen aportado V por la duración D de la tormenta.

También existe una aportación de aguas residuales, que son consideradas como el producto de un coeficiente por el consumo total de cada área considerada, en función de los habitantes o metros cuadrados.

3. CÁLCULO DE PÉRDIDAS

3.1. Aliviaderos laterales

La presencia de aliviaderos laterales en el colector, supone una pérdida de masa para el flujo, de acuerdo a la ley de vertido libre por vertedero [5]:

$$Q_l = C_V L_V (h - h_v)^{1.5}$$

Siendo C_V el coeficiente de descarga (alrededor de 1.6), h el calado de la lámina en metros, L_V la longitud del vertedero en metros, y h_v la altura de la pared de vertido lateral, teniendo Q_l unidades de m^3/s .

3.2. Retorno depósito-colector

Si el vertido lateral es recogido en un depósito, el depósito también puede retornar agua al colector aguas abajo del propio depósito, dicho caudal de retorno se calcula con la ecuación de Darcy-Poiseuille-Colebrook [5] para conductos a presión en régimen turbulento:

$$Q = -\frac{\pi D^2}{2} \sqrt{2g\Delta h D} \log \left(\frac{9.312 l v}{\sqrt{2g\Delta h D}} + k \right) \frac{1}{3.71 D}$$

Siendo D el diámetro del conducto a presión, Δh la diferencia de alturas entre el depósito y el colector (supuesta la misma cota de solera entre ambos puntos) dividida por la longitud de la misma, es decir $\Delta h = h_d - h_c/L$ con h_d altura en el depósito, h_c en el colector a la altura del aporte y L

la longitud del conducto, v representa la viscosidad cinemática del agua, y k la rugosidad absoluta del conducto.

Las unidades empleadas son: Q en m^3/s (metros cúbicos por segundo), D en m (metros), h en m (metros), L en m (metros), v en m^2/s (metros cuadrado por segundo), k en m (metros).

En la práctica se considera la incorporación de caudal al colector siempre que la altura h_d sea mayor que h_c .

La viscosidad es una función de la temperatura con la dependencia [5]:

$$v = \frac{1.78e^{-6}}{1 + 3.37e^{-2}T + 2.21e^{-4}T^2}$$

Con T en grados centígrados.

4. ESTUDIO DE LÁMINA LIBRE: MODELO HIDRÁULICO

En el presente apartado se exponen una serie de técnicas basadas en las propuestas para la resolución de las ecuaciones de Euler de la dinámica de gases, realizadas durante los años setenta del siglo XX, mediante esquemas descentrados o *upwind*, que han demostrado ser muy robustas para resolver los problemas de interés de la hidráulica computacional en presencia de condiciones extremas (fuertes variaciones de magnitudes en el tiempo, saltos hidráulicos móviles calados y caudales grandes o muy pequeños). Se remarca especialmente la necesidad del descentramiento de los términos fuente y de definir correctamente la dependencia de los términos de presión hidrostática y lateral, para presentar la versión explícita de un esquema elegante en su formulación y económico en el número de operaciones que realiza.

4.1. Ecuaciones de Saint Venant

Las ecuaciones de interés discretizadas mediante diferencias finitas o volúmenes finitos en una dimensión son las ya clásicas de Saint Venant formuladas en 1871, y representan la conservación de la masa y momento lineal en promedios realizados sobre cada sección transversal del cauce. En formulación conservativa tienen el aspecto siguiente

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F(U)}{\partial x} = H \quad (1)$$

Siendo el vector de variables conservadas

$$U = \begin{pmatrix} A \\ Q \end{pmatrix} \quad (2)$$

El vector de flujo de las anteriores variables

$$U = \begin{pmatrix} Q \\ \frac{Q^2}{A} + g l_1 \end{pmatrix} \quad (3)$$

El vector de términos fuente

$$H = \begin{pmatrix} -Q_l \\ gA(S_0 - S_f) + g l_2 \end{pmatrix} \quad (4)$$

Donde las variables fundamentales son el área transversal mojada $A(x, t)$ y su caudal promedio $Q(x, t) = u A(x, t)$, donde u es la velocidad del flujo promedio. l_1 e l_2 son los términos de presión hidrostática y lateral respectivamente, definidos como :

$$l_1(h) = \int_0^h (h - \eta) \sigma(\eta) d\eta \quad (5)$$

$$l_2(h) = \int_0^h (h - \eta) \frac{d\sigma(\eta)}{dx} d\eta \quad (6)$$

Donde σ es el ancho de sección o espejo asociado a un calado h .

Q_l representa un término de pérdida de masa debido a un vertido lateral, y es función de la propia geometría del elemento de vertido y del calado. La pendiente y fricción se definen como sigue, esta última siguiendo la ley de Manning

$$S_0 = \frac{dZ_b}{dx} \quad (7)$$

Siendo Z_b la solera del fondo. La ley de Manning es

$$S_f(A, Q, n) = \frac{n^2 Q |Q|}{A^2 R^{4/3}} \quad (8)$$

Función del radio hidráulico definido como

$$R = \frac{A}{P} \quad (9)$$

Si P es el perímetro mojado para una altura o calado dado, por ejemplo en cauces rectangulares se tiene $P = \sigma + 2h$

Una propiedad interesante de las ecuaciones de Saint Venant es que reescribiendo el sistema en la formulación no conservativa o

$$U_t + \underline{A} U_x = H$$

Donde

$$\underline{A} = \frac{\partial F}{\partial U}$$

es la matriz jacobiana del flujo, permite clasificarlo como sigue.

Si $\underline{A}$, matriz cuadrada de orden dos, posee dos autovalores reales y sus dos autovectores correspondientes son linealmente independientes, es decir $\underline{A}$ es diagonalizable, el sistema se dice hiperbólico, como ocurre en nuestro caso de interés, donde

$$\underline{A} = \begin{pmatrix} 0 & 1 \\ c^2 - u^2 & 2u \end{pmatrix} \quad (10)$$

con autovalores

$$\begin{aligned} a^1 &= u + c \\ a^2 &= u - c \end{aligned} \quad (11)$$

Siendo c la celeridad

$$c = \sqrt{gA/\sigma}$$

velocidad de las pequeñas perturbaciones. La posibilidad de diagonalizar $\underline{A}$ permite la descomposición de las dos ecuaciones acopladas en dos ecuaciones ordinarias resolubles cada una por separado siguiendo el trazado de las denominadas curvas características, que no se expondrá en detalle, al preferirse el uso de esquemas de discretización *shock-capturing* como los apuntados en los apartados siguientes, por ser más robustos para el tratamiento de cauces con enormes irregularidades.

También en el tratamiento usual de las ecuaciones de Saint Venant se requiere conocer los términos de presión hidrostática $l_1(x, h)$ y lateral $l_2(x, h)$, lo cual aumenta el número de operaciones necesarias para ejecutar los programas de cálculo. Como veremos, el esquema que se propone tiene la ventaja de eliminar la dependencia explícita de las ecuaciones de dichos términos, suponiendo un gran ahorro operacional para el tratamiento de cauces de extremada irregularidad geométrica

4.2 Descomposición descentrada de Roe

Para un sistema hiperbólico

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial F}{\partial x} = H$$

expondremos los resultados de la técnica de descomposición del vector diferencia de flujo, desarrollada por Roe [6], originalmente para encontrar soluciones al problema de Riemann para las ecuaciones de Euler. Glaister la aplicó por primera vez a las ecuaciones de Saint Venant en cauces rectangulares [7], y Alcrudo y García-Navarro la extendieron a cauces de sección arbitraria [8]. Esta teoría está bien documentada y ampliada en [2] y se expone aquí sintéticamente. Se basa en definir una matriz $\tilde{A}_{i+1/2} = A_{i+1/2}(U_{i+1}, U_i)$ se aproxime a $\underline{A}(U) = \partial F / \partial U$, que permite definir descomposiciones como la siguiente.

4.2.1. Esquema explícito de ondas de Roe

La descomposición descentrada de ondas de Roe con vectores de dos dimensiones, es un esquema de primer orden en espacio y tiempo, definido como:

$$U_i^{n+1} = U_i^n - \frac{\Delta t}{\Delta x} [(\tilde{a}^1 \tilde{\alpha}^1 \tilde{e}^1 + \tilde{a}^2 \tilde{\alpha}^2 \tilde{e}^2)_{i+1/2} + (\tilde{a}^1 \tilde{\alpha}^1 \tilde{e}^1 + \tilde{a}^2 \tilde{\alpha}^2 \tilde{e}^2)_{i-1/2}] + \Delta t H_i^n \quad (12)$$

siendo

$$\tilde{a}^{k\pm}_{i+1/2} = \frac{1}{2} (\tilde{a}^k_{i+1/2} \pm |\tilde{a}^k_{i+1/2}|) \quad (13)$$

el término responsable de propagar información de las celdas adyacentes $i \pm 1/2$ sobre la i .

Se trata de una descomposición explícita que permite calcular la evolución del calado y caudal en el cauce, siempre que se satisfaga la condición de Courant-Friedrich-Lewy o

$$\Delta t \leq \frac{\min(\Delta x)}{\max(u + c)}$$

Los coeficientes y términos empleados en la descomposición son los siguientes (el desarrollo completo se detalla en [2]):

Autovectores de $\tilde{A}$:

$$\tilde{e}^1 = (1, \tilde{u} + \tilde{c})^T$$

$$\tilde{e}^2 = (1, \tilde{u} - \tilde{c})^T$$

con sus autovalores:

$$\tilde{a}^1 = \tilde{u} + \tilde{c}$$

$$\tilde{a}^2 = \tilde{u} - \tilde{c}$$

Coeficientes de descomposición

$$\tilde{\alpha}^1 = \frac{(\tilde{c} - \tilde{u})\delta A + \delta Q}{2\tilde{c}}$$

$$\tilde{\alpha}^2 = \frac{(\tilde{c} + \tilde{u})\delta A - \delta Q}{2\tilde{c}}$$

Siendo

$$\tilde{u} = \frac{Q_{i+1}\sqrt{A_i} + Q_i\sqrt{A_{i+1}}}{\sqrt{A_i A_{i+1}}(\sqrt{A_i} + \sqrt{A_{i+1}})}$$

$$\tilde{c} = \begin{cases} \frac{1}{2}(c_i + c_{i+1}) & \text{Si } A_i = A_{i+1} \\ \sqrt{g \frac{\delta I_i}{\delta A}} & \text{en otro caso} \end{cases}$$

Y definiendo el operador δ sobre una magnitud M , como $\delta M = M_{i+1} - M_i$.

4.2.2. Descentramiento del término fuente

La experiencia del grupo de investigación ha demostrado que el tratamiento de cauces naturales cuyas secciones transversales son obtenidas de mapas topográficos, lleva consigo la presencia de enormes irregularidades en la pendiente, y en los espejos o anchos de sección. También por las propias condiciones de los estudios de interés, es usual la presencia de zonas de embalsamiento de agua donde el calado es muy alto y la velocidad casi nula, ambas fenomenologías suponen la presencia de elevados y discontinuos términos fuente y generan una gran inestabilidad en los resultados, para lo cual se ha propuesto adaptar la técnica de descomposición *upwind* o descentrada de los términos fuente. En el caso de un colector, si bien las secciones transversales son muy regulares, y el término I_2 nulo, el problema se encuentra en los aportes laterales de caudal o término fuente Q_l .

La idea original de esta metodología se debe a Roe [9], Glaister la adaptó a las ecuaciones de Saint Venant unidimensionales, y Vázquez-Cendón a las de dos dimensiones. Se está interesado en descomponer los términos fuente en contribuciones positivas que viajan a la derecha y negativas hacia a la izquierda en función de los signos de los autovalores del jacobiano, como se definió en el modelo de ondas para el flujo de primer orden 12.

De nuevo sólo se expone el desarrollo final,

$$U_i^{n+1} - U_i^n = -\frac{\Delta t}{\Delta x} \left(\left(\tilde{\alpha}^{1*} \tilde{\alpha}^1 - \Delta x \tilde{\beta}^{1*} \right) \tilde{e}^1 + \left(\tilde{\alpha}^{2*} \tilde{\alpha}^2 - \Delta x \tilde{\beta}^{2*} \right) \tilde{e}^2 \right)_{i-1/2} - \frac{\Delta t}{\Delta x} \left(\left(\tilde{\alpha}^{1*} \tilde{\alpha}^1 - \Delta x \tilde{\beta}^{1*} \right) \tilde{e}^1 + \left(\tilde{\alpha}^{2*} \tilde{\alpha}^2 - \Delta x \tilde{\beta}^{2*} \right) \tilde{e}^2 \right)_{i+1/2} \quad (14)$$

identificando

$$\begin{aligned} \tilde{\beta}^{1*} &= \left(\frac{1+s_1}{2} \tilde{\beta}^1 \right)_{i-1/2} \\ \tilde{\beta}^{2*} &= \left(\frac{1+s_2}{2} \tilde{\beta}^2 \right)_{i-1/2} \\ \tilde{\beta}^{1*} &= \left(\frac{1-s_1}{2} \tilde{\beta}^1 \right)_{i+1/2} \\ \tilde{\beta}^{2*} &= \left(\frac{1-s_2}{2} \tilde{\beta}^2 \right)_{i+1/2} \end{aligned}$$

Siendo $s_k = \text{signo}(\tilde{\alpha}^k)$, y los coeficientes

$$\tilde{\beta}^1 = \frac{g\tilde{A}(\tilde{S}_0 - \tilde{S}_1) + g\tilde{I}_2 + \tilde{\alpha}^2 \tilde{Q}_1}{2\tilde{c}} \quad (15)$$

$$\tilde{\beta}^2 = \frac{-g\tilde{A}(\tilde{S}_0 - \tilde{S}_1) - g\tilde{I}_2 - \tilde{\alpha}^2 \tilde{Q}_1}{2\tilde{c}} \quad (16)$$

4.2.3. Tratamiento especial de los términos de presión

Hasta el momento no se ha comentado nada sobre el cálculo de los términos de presión hidrostática l_1 y lateral l_2 , de los que recordamos su definición matemática:

$$l_1(h) = \int_0^h (h - \eta) \sigma(\eta) d\eta \quad (17)$$

$$l_2(h) = \int_0^h (h - \eta) \frac{d\sigma(\eta)}{dx} d\eta \quad (18)$$

Una de las ventajas de la formulación de ondas es que en principio no requiere del cálculo del término l_1 , en la descomposición de Roe del término de flujo, a diferencia de las formulaciones de flujo numérico asociadas a volúmenes finitos. Respecto a la definición práctica del término fuente l_2 se usa la siguiente propiedad:

$$\frac{\partial l_1}{\partial x} = l_2 + A \frac{\partial h}{\partial x}$$

donde si interviene el cálculo del término l_1 .

Uno de los conceptos fundamentales que se trata de aclarar en este trabajo es el de que el término l_1 en el vector de flujo F , tiene una dependencia espacial y por tanto al calcular el incremento de F debe ser tenida en cuenta, ello se manifiesta también en la definición práctica del término l_2 , que es como sigue:

$$l_2 = \frac{\partial l_1}{\partial x} + \frac{\partial l_1}{\partial A} \frac{\partial A}{\partial x} - A \frac{\partial h}{\partial x}$$

considerando $l_1(x, A)$.

Para la segunda componente del vector de flujo o F_2 , la derivada espacial es

$$\frac{\partial F_2}{\partial x} = g \frac{\partial l_1}{\partial x} + 2v \frac{\partial Q}{\partial x} + (c^2 - v^2) \frac{\partial A}{\partial x}$$

con

$$\frac{\partial l_1}{\partial A} = \frac{A}{\sigma}$$

De modo que se cancela a ambos lados de la ecuación de conservación de momento $\partial l_1 / \partial x$ y se define por tanto

$$l_2 = \frac{A}{\sigma} \frac{\partial A}{\partial x} - A \frac{\partial h}{\partial x}$$

De modo que no es necesario el cálculo del término de presión l_1 en ningún momento y el término l_2 se calcula en función de A , σ y h .

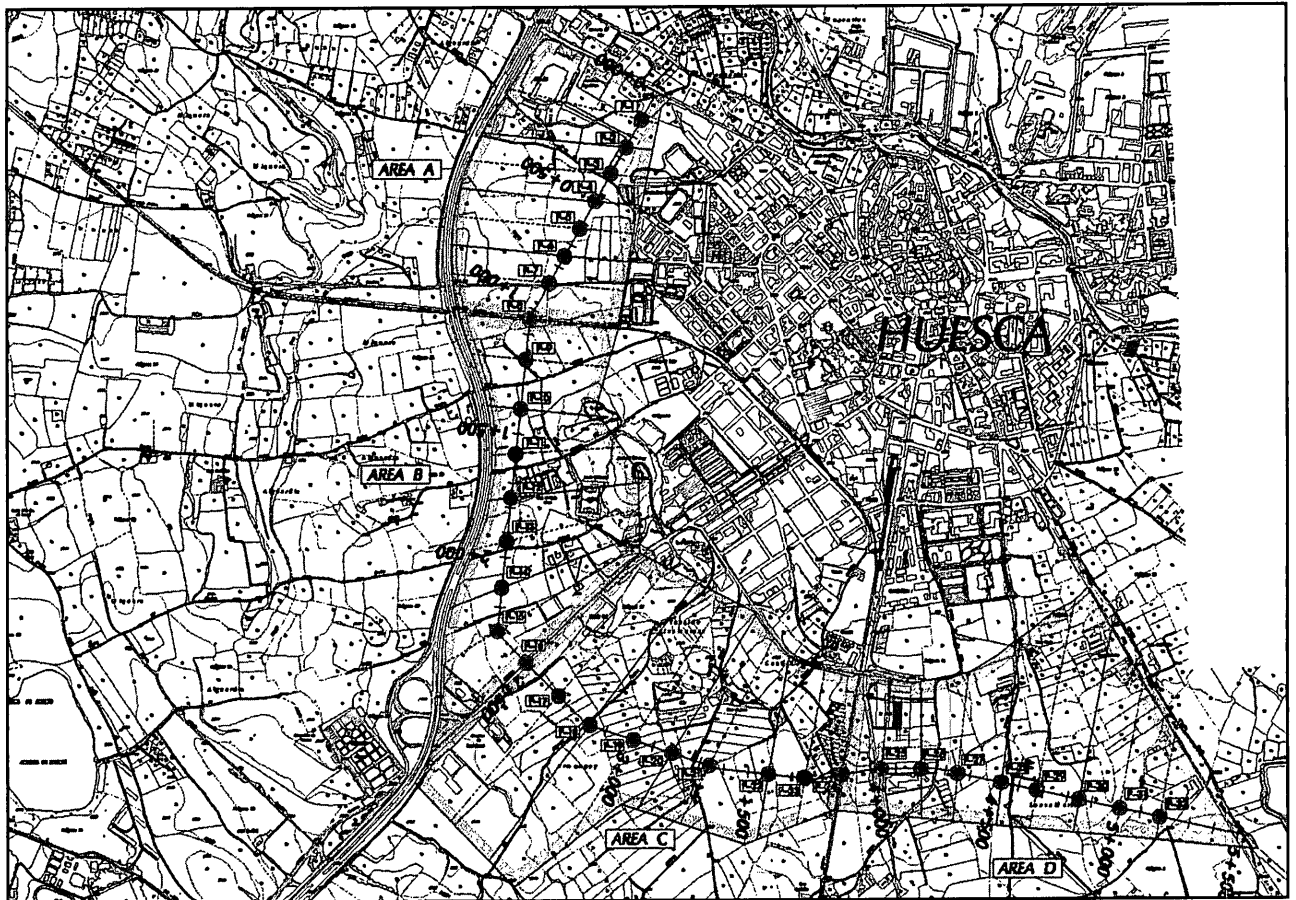
Es importante recalcar que a pesar de que se debe tener en cuenta la dependencia en x de $l_1(x, A)$ para calcular la variación del vector de flujo, ello no modifica la descomposición de Roe, puesto que esa dependencia también existe en l_2 y por tanto lo que se modifica realmente es la definición del término fuente l_2 . Estos conceptos son de gran interés para garantizar la estabilidad de los métodos numéricos en presencia de cambios bruscos de sección transversal.

5. EJEMPLO DE APLICACIÓN

5.1. Región de estudio, dimensionamiento

Para la ciudad de Huesca, el periodo de retorno considerado para la lluvia, es de 10 años, al cual corresponde un coeficiente $P_d = 73$ (mm/día), siendo el tiempo de vida útil del colector de 50 años. Se consideraron cuatro hipótesis de duración de tormenta para el cálculo de las intensida-

Figura 1.
Planta del
colector
proyectado
con sus puntos
de toma, en la
ciudad de
Huesca.



des medias de lluvia y para cada una de ellas se realizó un estudio completo.

Se supone que el tiempo de inicio de tormenta es igual en toda la cuenca, y que la intensidad de lluvia es uniforme en todo el área. La cuenca total se ha dividido en 32 sub-cuencas o aportaciones laterales de hidrogramas. Ver figura de planta 1.

La longitud total del colector es de 5.5 km, y sirve como colecta de cuatro superficies bien diferenciadas, con una superficie total de 387.87 ha. La pendiente media es $S_0=0.0072$, y el coeficiente Manning de fricción $n = 0.016$.

Tras sucesivas estimaciones se consideró la necesidad de instalar un depósito de tormentas que se llenara por el aporte de cuatro vertederos laterales entre los p.k. 3+722 y 3+740, de longitud de vertido 2.5 m y altura de vertido de 1.3 m, cada uno, y separados entre sí 2.5 m. La superficie del depósito es de 1000 m² y tiene una altura de 1.3 m.

5.2. Secciones transversales

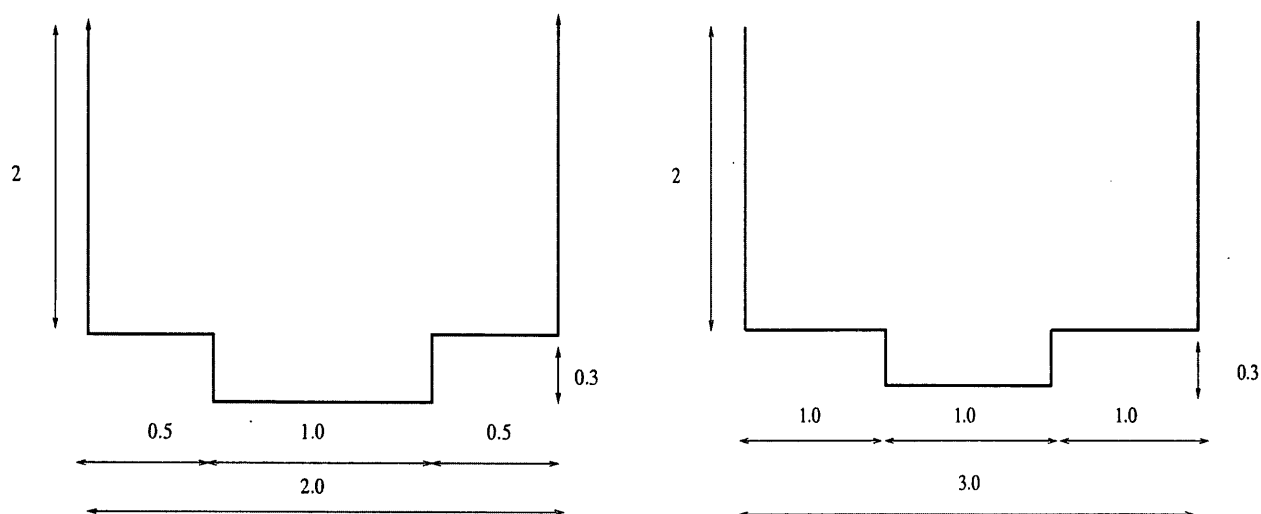
Tras varios tanteos y simulaciones se consideró oportuno definir dos secciones transversales tipo, del p.k. 0 al 2+750, y del 2+750 al 5+570. Se pueden apreciar en las figuras 2 y 3.

5.3. Resultados

Fundamentalmente se han estudiado los valores máximos de la lámina en todo el colector para observar su capacidad hidráulica y confirmar su correcto dimensionamiento. Respecto al depósito es necesario observar que no se desborda y que la relación de dilución entre aguas pluviales y fecales es correcta.

5.3.1. Magnitudes máximas

Es conveniente visualizar los valores máximos de caudal, caudal, velocidad y número de Froude, para cada una de las hipótesis de tiempo de formación de la tormenta de 15, 30, 45 y 60 minutos. En las gráficas adjuntas sólo se representan los valores de 15 y 60 minutos por claridad, ya que los de 30 y 45 se encuentran entre dichos márgenes, respetando el orden de mayor a menor intensidad según el tiempo de concentración de la tormenta aumenta. Obsérvese el escalonamiento de todas las gráficas debido a la presencia de los 32 aportes laterales y la presencia de los vertederos laterales en torno al p.k. 3+730, figura 4.



Izda. figura 2.
Sección transversal I, p.k. 0 a 2+750.
A la dcha. figura 3, sección transversal II, p.k. 2+750 a 5+570.

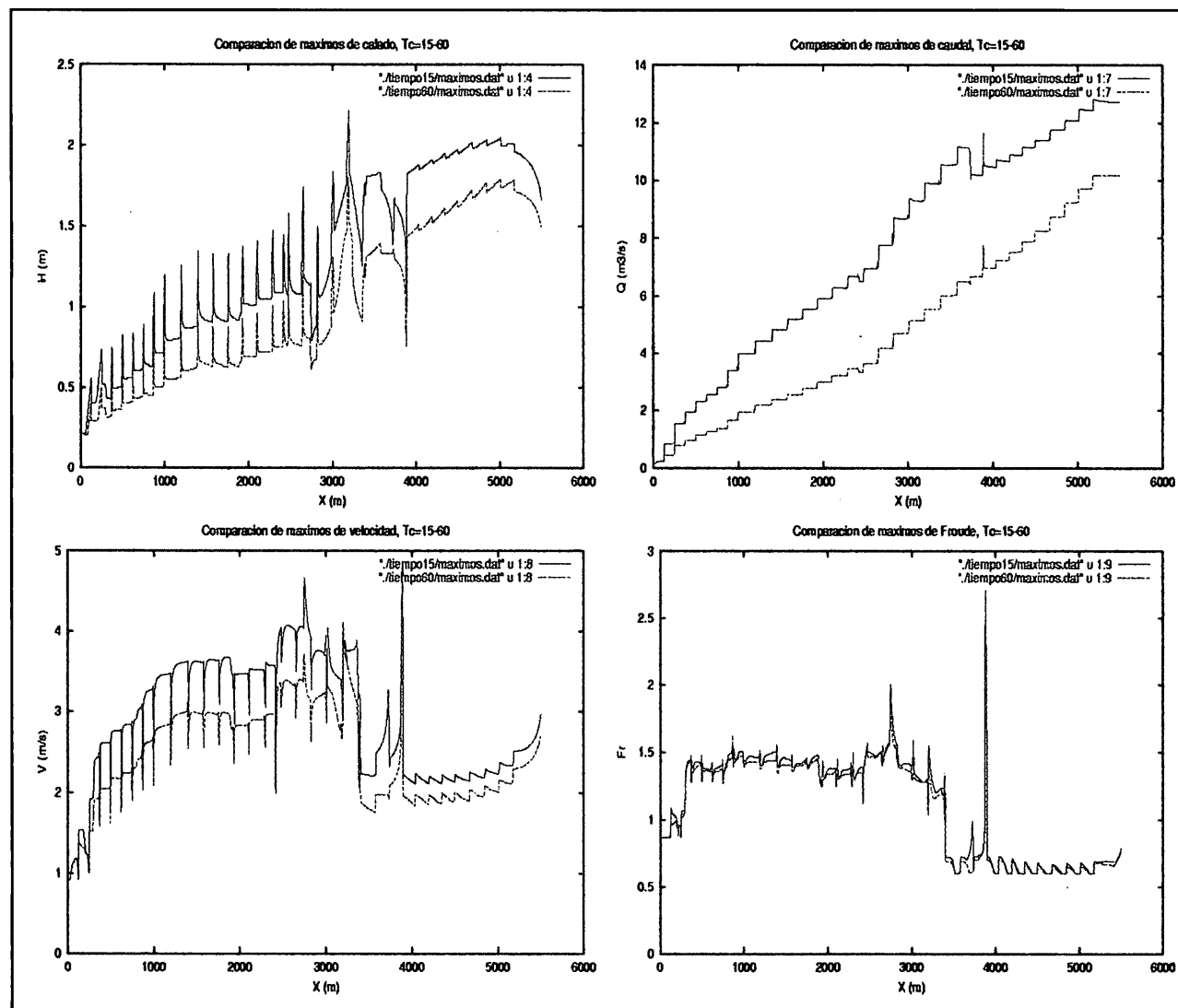


Figura 4.
Representación de los valores máximos de calado, caudal, velocidad y número de Froude, tiempos de concentración de 15 y 60 minutos.

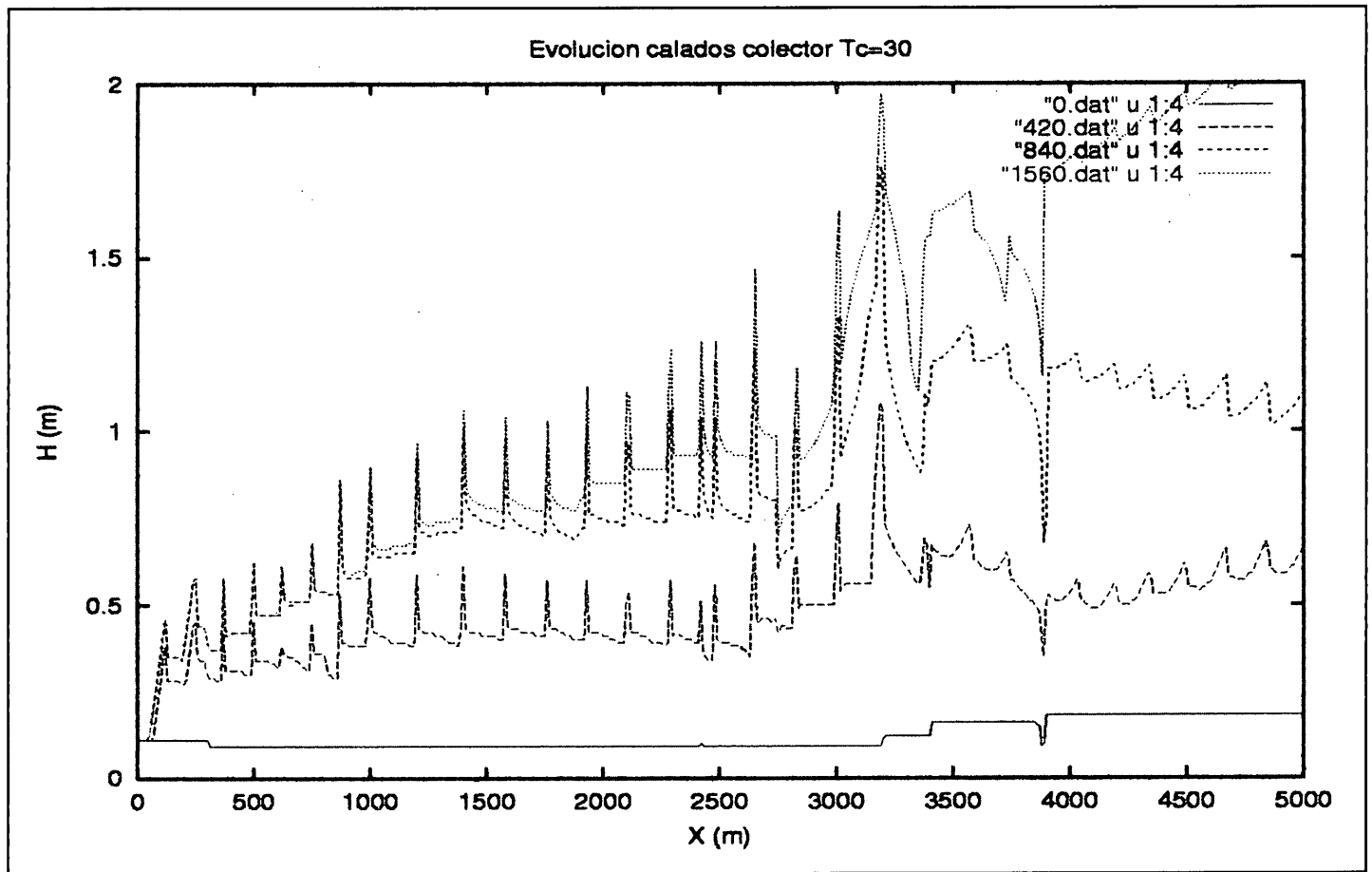


Figura 5. Representación de los valores de calado para tiempos de 0, 420, 840, y 1560 segundos, para un tiempo de concentración de 30 minutos.

5.3.2. Evolución de la lámina

En la gráfica 5 se superponen los calados de la lámina para sucesivos instantes de tiempo, 0, 420, 840 y 1560 segundos, en todo el colector, para la tormenta de duración de 30 minutos, para observar su progresivo llenado.

5.3.3. Llenado-vaciado del depósito

Se ha observado que con la hipótesis de tiempo de duración de la tormenta de 30 minutos, el depósito se llena más, alcanzando una altura de 1.1 m, con un pico de entrada de caudal de 1.06 m³/s y tiempo de llenado de 1500 segundos.

TABLA 1: TABLA DE DILUCIÓN DEL DEPÓSITO

Tiempo (m)	H máx depósito (m)	Q más colector (m ³ /s)	% fecales
15	0.81	11.0	3.55
30	1.10	9.40	4.15
45	0.90	7.80	5.00
60	0.32	6.50	6.00

Para la hipótesis de tiempo de 15 minutos el caudal máximo de entrada es de 1.33 m³/s, pero el período de llenado es más corto, unos 900 segundos, alcanzando un nivel de 0.81 m de calado en el depósito.

Con la hipótesis de tiempo de 45 minutos el llenado se produce en 2000 segundos con un caudal máximo de entrada de 0.55 m³/s y un calado máximo de 0.9 m.

Si la hipótesis es de 60 minutos, el llenado se produce en 2400 s con un máximo de caudal de 0.15 m³/s. Se puede concluir que la tormenta de 30 minutos llena más el depósito a pesar de ser menos intensa que la de 15 minutos, ello se debe a que los valores de caudal son más persistentes en el tiempo. Para los tiempos de 45 y 60 minutos, las intensidades son mucho menores y confirman que el estudio ha analizado con fiabilidad la relación del tiempo de formación de la tormenta frente a su intensidad, en la recogida de aguas del colector.

Las gráficas más representativas del llenado y vaciado del depósito son las figuras 6-9.

5.3.4. Relaciones de dilución

El caudal punta estimado de fecales, aguas abajo, es de 390 l/s. Suponiendo que la dilución de fecales y pluviales es

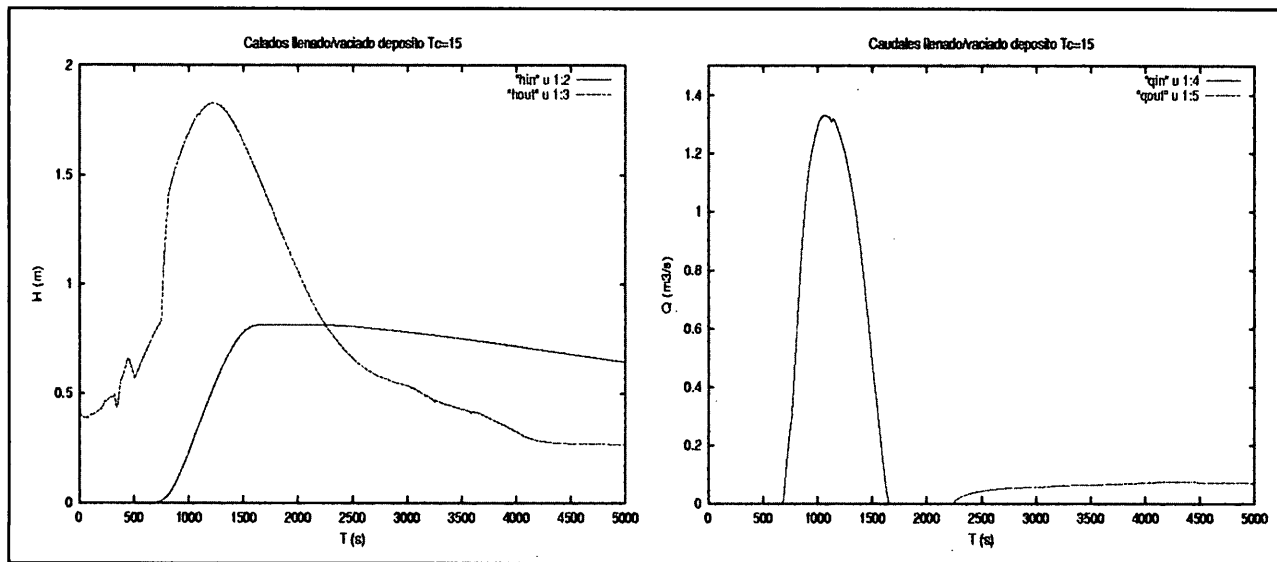


Figura 6. Calados y caudales en el interior del depósito y en el punto de desagüe, para un tiempo de concentración de $T_c=15$

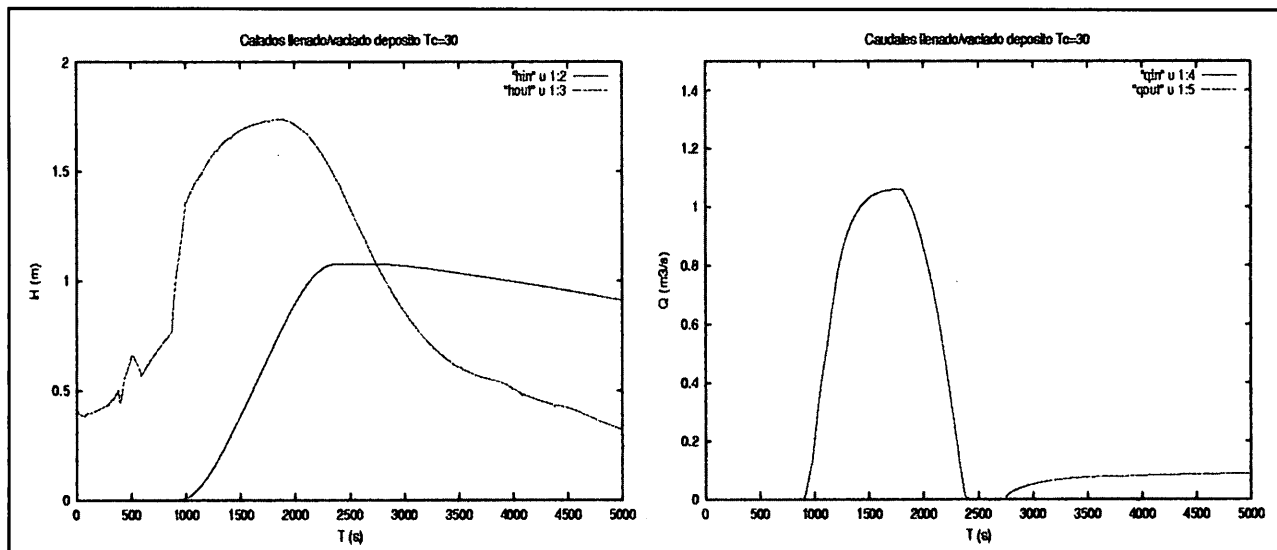


Figura 7. Calados y caudales en el interior del depósito y en el punto de desagüe, para un tiempo de concentración de $T_c=30$

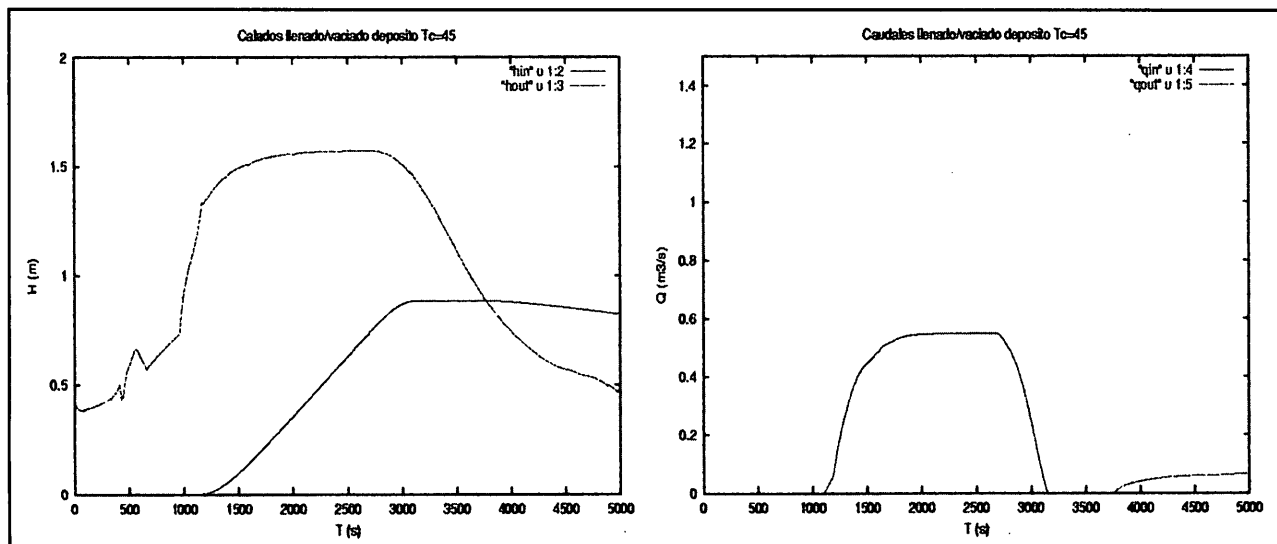
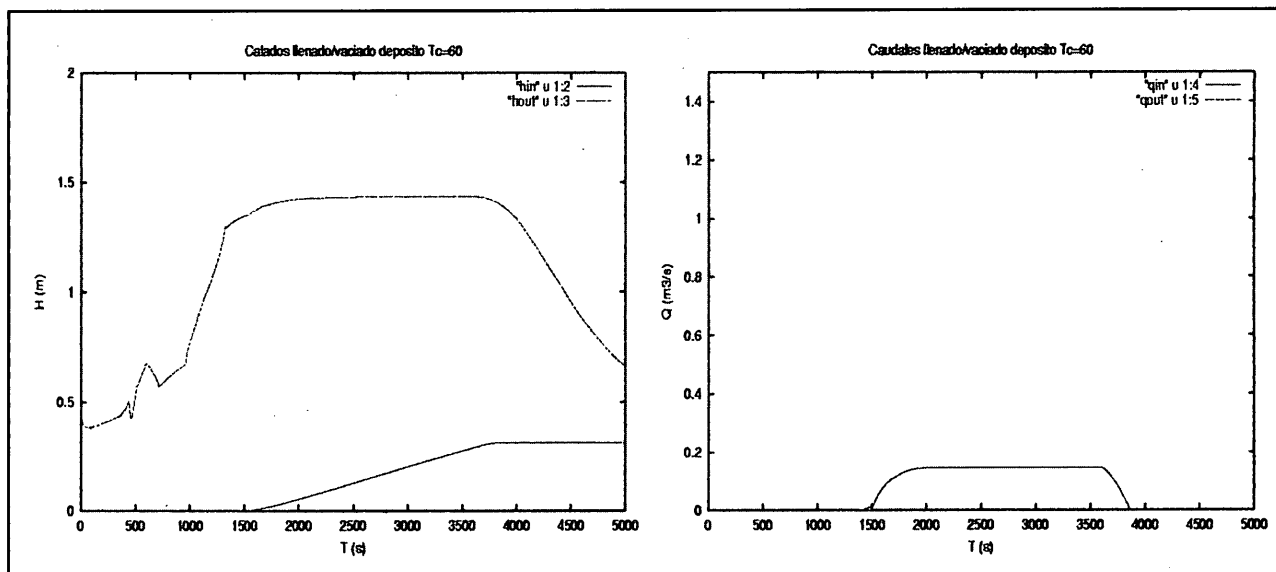


Figura 8. Calados y caudales en el interior del depósito y en el punto de desagüe, para un tiempo de concentración de $T_c=45$

Figura 9. Calados y caudales en el interior del depósito y en el punto de desagüe, para un tiempo de concentración de $T_c=60$



uniforme, en el momento que se produce el vertido al depósito se compara la proporción entre dicho caudal máximo de vertido y el de fecales, resultando los porcentajes reflejados en la tabla 1, que son aceptables.

6. CONCLUSIONES

Se ha presentado un esquema numérico de alta prestación y exactitud para el cálculo de regímenes no permanentes en lámina libre, el cual es estable en presencia de fuertes variaciones de calado y caudal a la presencia de aportes o detracciones laterales.

El trabajo presentado es a la vez un ejemplo exitoso del alcance de la actividad propia en el campo de la hidráulica

computacional, que permite el desarrollo flexible de programas para el estudio de múltiples casuísticas, entre las que se citan el estudio de ondas de avenidas, roturas de presas, redes de alcantarillado, etc. De este modo se evita la dependencia del uso de programas comerciales, que en muchos casos de interés práctico, no ofrecen convergencia o utilizan excesivas simplificaciones, por ejemplo al aparecer flujos transcíticos, reducen los términos de inercia para evitar el flujo rápido, o en presencia de calados pequeños, añaden caudales base para garantizar estabilidad y evitar oscilaciones.

El método en este artículo no necesita trincar términos de las ecuaciones de Saint Venant y trabaja con los caudales aunque éstos sean pequeños. ■

BIBLIOGRAFÍA

- 1. Proyecto de construcción de Colector-emisario y Artería distribuidora de agua de la zona Noroeste de Huesca. Excmo. Ayto. de Huesca. Sers, S.A., Consultores en Ingeniería y Arquitectura.
- 2. Ignacio Villanueva. Estudio de regímenes transitorios y permanentes en ríos y canales. Tesis Doctoral. Universidad de Zaragoza, 1999.
- 3. Instrucción 5.2-IC de drenaje superficial. M.O.P.U., Julio 1990.
- 4. J.R. Temes. Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales, M.O.P.U. 1978.
- 5. A. Coutinho de Lencastre. Manual de Ingeniería Hidráulica, Universidad Pública de Navarra, 1998
- 6. P.L. Roe. Approximate Riemann solvers, parameter vectors and difference schemes. Journal of Computational Physics, 43, 1981
- 7. P. Glaister. Approximate Riemann solutions of the shallow water equations. Journal of hydraulic research, 26, 1998.
- 8. F. Alcrudo and P. García-Navarro. Flux difference splitting for 1d open channel flow equations. International journal for numerical methods in fluids, 14, 1992.
- 9. P.L. Roe. Upwind difference schemes for hyperbolic conservation laws with source terms. Conf. on Hyperbolic problems, edited by Carasso et al, Springer, 1986.
- 10. M. Elena Vázquez-Cendón. Estudio de esquemas descentrados para su aplicación a leyes de conservación hiperbólicas con términos fuente. Tesis Doctoral. Universidad de Santiago de Compostela.