

MODELO DE SIMULACIÓN DE SISTEMAS DE DRENAJE OPERADOS POR BOMBEO

José L. Sánchez Bribiesca, Óscar A. Fuentes Maníes y
Jesús Gracia Sánchez

Investigadores del Instituto de Ingeniería Universidad Nacional
Autónoma de México

RESUMEN: Se describe un modelo matemático que simula el funcionamiento de sistemas de drenaje operados por bombeo teniendo en cuenta la forma de trabajo de las bombas, según sus curvas de operación y el flujo transitorio en los conductos del sistema. Se comentan las posibles formas de utilizar el modelo en la solución de algunos problemas.

INTRODUCCION

En México se presenta, cada vez con mayor frecuencia, la necesidad de desalojar las aguas sanitarias y pluviales de zonas urbanizadas que se encuentran en regiones bajas. Para lograr un sistema de drenaje razonablemente seguro y económico es necesario hacer compatible la forma de trabajo de las bombas con las dimensiones de los conductos del sistema. Es por ello que, en opinión de los autores, un modelo que simule el trabajo del conjunto puede ser de utilidad para los ingenieros que intervienen en el diseño y funcionamiento de sistemas de drenaje operados por bombeo.

Este escrito contiene seis apartados además de la introducción. En el segundo se exponen los fundamentos en los que se basa el modelo que aquí se propone; en el tercero se describe a éste y se discuten las posibles formas de usarlo. En el cuarto apartado se desarrolla un ejemplo numérico comentado y, en el quinto, se incluyen las principales conclusiones. Complementan el trabajo los apartados sexto y séptimo que contienen, respectivamente, la lista de referencias y símbolos.

Para limitar la extensión del artículo no se incluyeron los programas de cálculo que se mencionan; pero ellos están disponibles para los lectores que los soliciten a los autores.

FUNDAMENTOS

a) Hidrología

De acuerdo con mediciones en distintos sitios se puede considerar que mediante hidrogramas triangulares, como el que se muestra en la Figura 1, se representan adecuadamente los ingresos a un sistema de drenaje.

El tiempo T_c para alcanzar el pico y el tiempo T_R para volver al gasto base Q_B dependen, como el coeficiente

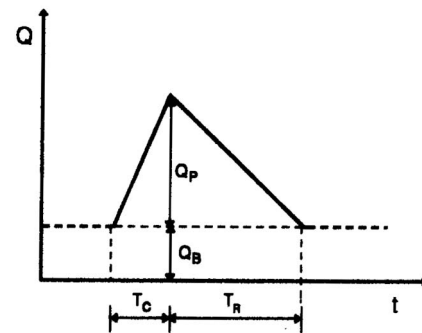


Figura 1 Hidrograma triangular de ingreso

de escurrimiento C_E de las características topográficas y de la cobertura de la zona por drenar, cuya área es A . Si la altura de lluvia es h_L y el tiempo base es $T_B = T_c + T_R$, el gasto de pico está dado por la expresión:

$$Q_p = \frac{2AC_E h_L}{T_B}$$

Por otra parte, la altura de lluvia puede determinarse mediante ecuaciones del tipo:

$$h_L = a + b \ln T_R \quad (2)$$

En esta expresión a y b son coeficientes característicos de la zona por drenar y T_R es el periodo de retorno en años.

b) Bombas

El funcionamiento de las bombas está determinado por sus curvas de operación que tienen la forma que se indica en la Figura 2.

Los fabricantes suelen garantizar que las bombas trabajan bien, con eficiencias η aceptables, sólo entre los límites M y m que se indican en la Figura 2. Puede considerarse que la ecuación de la curva que relaciona

la altura de bombeo h con el gasto bombeado Q es de la forma:

$$h = H_p - C Q^n \quad (3)$$

Conocidos los valores de h y Q en los puntos M y m , así como en el punto de máxima eficiencia $\eta_{\text{máx}}$, la determinación de la altura "máxima" H_p del coeficiente C y del exponente n es simple, toda vez que se tienen 3 ecuaciones con 3 incógnitas.

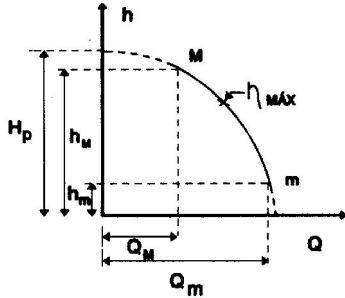


Figura 2. Curva de operación de una bomba

Supóngase que, como se indica en la Figura 3, un conducto llega a un cárcamo de bombeo de sección transversal a_0 con un tirante Y_p . Considérese que el desnivel entre la cota de la descarga de la tubería alimentada por la bomba y la cota de la plantilla en la sección terminal del conducto es H_0 , de manera que la altura de bombeo es $h = H_0 - Y_F$. En tales condiciones la ecuación 3 podría escribirse en la forma

$$G_B = K_B (Y_F - Z_B)^\gamma \quad (4)$$

En esta expresión se ha hecho $G_B = Q$, $K_B = 1/C^n$, $\gamma = 1/n$ y $Z_B = H_0 - H_p$

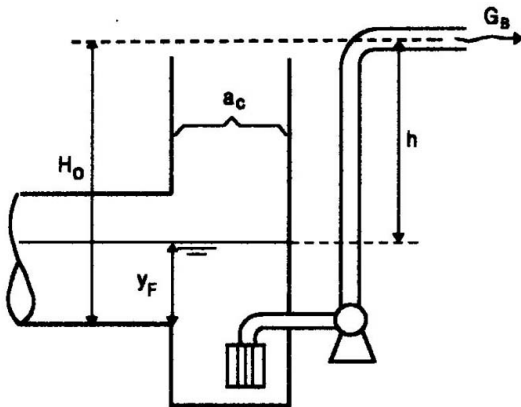


Figura 3. Cárcamo de bombeo y disposición de la bomba

Cabe aclarar que el área de la sección transversal del cárcamo debe cumplir los requisitos que especifique el fabricante y que, si no es muy grande en comparación con el área del conducto que llega al cárcamo, se puede considerar que el nivel del agua en él será prácticamente el mismo que el de la superficie libre en la sección final del conducto.

c) Conduccios

En este trabajo se consideran solamente conductos de sección circular, provistos de una ranura de Preissmann. Para definir el ancho de la ranura se ha tenido en cuenta que los conductos no son herméticos, puesto que a ellos se conectan las alcantarillas que drenan el arroyo y las banquetas, de modo que al entrar en carga estos dispositivos sirven para aliviar la presión al salirse el agua del conducto y esparcirse por la calle.

En la Figura 4 se muestra esquemáticamente el corte transversal de una calle en donde se ha instalado un colector. El ancho de la calle es $2 Kl$, en donde l es la longitud de una alcantarilla pluvial colocada en el centro. Se considera que además de ella hay otras dos alcantarillas de banqueta de longitud $l(1 + K^2)^{1/2}$ y que las tres tienen un diámetro d_A . Si N_G es el número de grupos de estas tres alcantarillas colocados a lo largo de un tramo de longitud Δx , el volumen de todos estos grupos se puede calcular fácilmente, de modo que haciéndolo coincidir con el de una ranura longitudinal de largo Δx , de altura l y de ancho b_p , este último estará definido por la expresión:

$$b_p = \frac{N_G \pi d^2 (1 + 2\sqrt{1 + K^2})}{4 \Delta x} \quad (5)$$

Obsérvese que el ancho de la ranura sólo depende de la profundidad a la que se encuentre colocado el colector en términos del coeficiente K , que es igual al cociente del semiancho de la calle entre la longitud de la alcantarilla central.

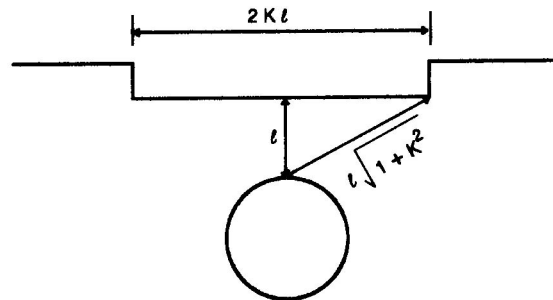


Figura 4. Corte transversal de una calle

En la Figura 5 se han marcado las secciones $i - 1$, i e $i + 1$, así como los tramos $i - 1$ e i en un conducto que, en un instante dado t tiene por tirantes en esas secciones a $Y_{i-1,j}$, Y_{ij} y $Y_{i+1,j}$. También se indica que en la sección i ingresa un gasto G_{ij} y que en ella hay una velocidad de "llegada" V_{ij} y una de "salida" U_{ij} . Se considera que el desnivel entre las plantillas de dos secciones contiguas es ΔZ y la distancia entre ellas es Δx . El coeficiente de rugosidad según Manning es n

Dado que se conocen los radios del conducto en cada tramo, los tirantes Y_{ij} , permitirán calcular en cada extremo de las áreas y los radios hidráulicos, así como

los anchos de superficie libre que se designarán respectivamente por F_{ij} , r_{ij} , y B_{ij} .

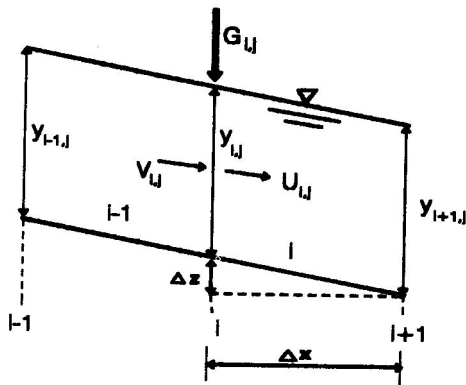


Figura 5. Corte longitudinal de un conducto

Supóngase que se pretende conocer los valores de los tirantes cuando ha transcurrido un lapso Δt , teniendo en cuenta que el ingreso G_{ij} varía con el tiempo. Para ello se requiere considerar las ecuaciones de Saint Venant:

$$\frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} = - \left(\frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{I}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v|v|n^2}{r^{4/3}} \right) \quad (6)$$

$$\frac{\partial(Av)}{\partial x} = -B \frac{\partial y}{\partial y} \quad (7)$$

Los términos de las dos ecuaciones anteriores se expresan en diferencias finitas de la forma siguiente:

$$\frac{\partial y}{\partial x} + \frac{\theta}{\Delta x} = - (Y_{i+1,j+1}) + \frac{1-\theta}{\Delta x} (Y_{i+1,j} - Y_{i,j}) \quad (8)$$

$$\frac{\partial z}{\partial x} = \frac{Z_{i+1} - Z_i}{\Delta x} \quad (9)$$

$$\frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{V_{i+1,j+1} + U_{i,j+1}}{2g\Delta x} - (V_{i+1,j} - I_{i,j}) \quad (10)$$

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} = \frac{1}{2g\Delta t} - [(U_{i,j+1} + V_{i+1,j+1}) - (U_{i,j} + V_{i+1,j})] \quad (11)$$

$$\frac{v|v|n^2}{r^{4/3}} = \frac{1}{4} \cdot \frac{n^2}{\left(\frac{r_{i,j} + r_{i+1,j}}{2}\right)^{4/3}} |U_{i,j} + V_{i+1,j}| \quad (12)$$

$$\frac{\partial(Av)}{\partial x} = \frac{F_{i+1,j} (12)_{i-1,j+1} - F_{i,j} U_{i,j+1}}{\Delta x} \quad (13)$$

donde θ es un coeficiente de peso, tal que $0 \leq \theta \leq 1$

Sustituyendo las ecuaciones 8 a 12 en la 6 y las ecuaciones 13 y 14 en la 7 se obtienen las dos expresiones siguientes:

$$B \frac{\partial y}{\partial t} = \frac{B_{i+1,j} + B_{i,j}}{4\Delta t} \cdot (Y_{i+1,j+1} + Y_{i,j+1} - Y_{i+1,j} - Y_{i,j}) \quad (14)$$

siones siguientes:

$$C_{i,j} U_{i,j+1} + C_{i,j} V_{i+1,j+1} = Y_{i+1,j+1} + D_{i,j} \quad (15)$$

$$F_{i,j} U_{i,j+1} - F_{i+1,j} V_{i+1,j} = H_{i,j} (Y_{i+1,j+1} + Y_{i,j+1} - Y_{i+1,j} - Y_{i,j}) \quad (16)$$

donde:

$$C_{i,j} = - \frac{1}{2\theta} \left(\frac{V_{i+1,j} - U_{i,j}}{g} + \frac{\Delta x}{g\Delta t} - \frac{\Delta x}{2} \left[\frac{n^2}{\left(\frac{r_{i,j} + r_{i+1,j}}{2}\right)^{4/3}} - |U_{i,j} + V_{i+1,j}| \right] \right) \quad (17)$$

$$D_{i,j} = \frac{1-\theta}{\theta} (Y_{i+1,j} - Y_{i,j}) + \frac{Z_{i+1} - Z_i}{\theta} - \frac{\Delta x}{2g\Delta t\theta} (U_{i,j} + V_{i+1,j}) \quad (18)$$

$$H_{i,j} = \frac{(B_{i,j} + B_{i+1,j})\Delta x}{4\Delta t} \quad (19)$$

Del sistema de ecuaciones, lineales formado por las expresiones 15 y 16, las velocidades se plantean en términos de los tirantes; de este modo:

$$U_{i,j+1} = P_{i,j} Y_{i+1,j+1} + Q_{i,j+1} + R_{i,j} \quad (20)$$

$$V_{i+1,j+1} = S_{i,j} Y_{i+1,j+1} - T_{i,j} Y_{i,j+1} + W_{i,j} \quad (21)$$

donde a los coeficientes del miembro derecho se les llamará "hidrodinámicos" y están dados por estas igualdades:

$$P_{i,j} = \frac{H_{i,j}}{F_{i,j} + F_{i+1,j}} + \frac{F_{i+1,j}}{C_{i,j}(F_{i,j} + F_{i+1,j})} \quad (22)$$

$$Q_{i,j} = \frac{H_{i,j}}{F_{i,j} + F_{i+1,j}} - \frac{F_{i+1,j}}{C_{i,j}(F_{i,j} + F_{i+1,j})} \quad (23)$$

$$R_{i,j} = \frac{D_{i,j} F_{i+1,j}}{C_{i,j}(F_{i,j} + F_{i+1,j})} - \frac{H_{i+1,j}(Y_{i+1,j} + Y_{i,j})}{F_{i,j} + F_{i+1,j}} \quad (24)$$

$$S_{i,j} = \frac{F_{i,j}}{C_{i,j}(F_{i,j} + F_{i+1,j})} - \frac{H_{i,j}}{F_{i,j} + F_{i+1,j}} \quad (25)$$

$$T_{i,j} = \frac{F_{i,j}}{C_{i,j}(F_{i,j} + F_{i+1,j})} - \frac{H_{i,j}}{F_{i,j} + F_{i+1,j}} \quad (26)$$

$$W_{i,j} = \frac{D_{i,j}F_{i,j}}{C_{i,j}(F_{i,j} + F_{i+1,j})} + \frac{H_{i,j}(Y_{i-1,j} + Y_{i,j})}{F_{i,j} + F_{i+1,j}} \quad (27)$$

El cociente $\Delta x/\Delta t$ está limitado por la condición de Courant Para distancias de 50 a 10 m e intervalos de 60 s, el método numérico suele cumplir con holgura tal condición.

De esta manera, si F_{ij} es el área hidráulica en la sección i y G_{ij} es el gasto medio de ingreso en la sección i entre el instante t, designado por j y el t + Δt designado por j + 1, es posible hacer ver que, de la ecuación de continuidad en dicha sección se obtiene:

$$T_{i-1,j}Y_{i-1,j+1} + [Q_{i,j} - S_{i-1,j}]Y_{i,j+1} + P_{i,j}Y_{i+1,j+1} = W_{i-1,j} - R_{i,j} + \frac{1}{F_{i,j}} - (\theta G_{i,j+1} + (1-\theta)G_{i,j}) \quad (28)$$

Obsérvese que se trata de una ecuación lineal no homogénea que relaciona los valores de los tirantes en j + 1, antes, en y después de la sección i a partir de los valores de estos tirantes y de las velocidades en j.

Puede pensarse que sería necesario tener en cuenta que los cambios en la cantidad de movimiento producidos por el ingreso G_{ij} harían que Y_{ij} no fuera el mismo antes y después de éste. Sin embargo, también se ha podido ver que tales diferencias sólo son significativas si el ingreso es muy grande en comparación con el gasto ($F_{ij}U_{ij}$) y sobre todo si el número de Froude

correspondiente a U_{ij} es relativamente grande, superior por ejemplo a 0.2.

Por otro lado, la ecuación 28 tiene tres variantes de interés. La primera corresponde a la sección inicial (i = 1) de un conducto, en donde, por no haber velocidad de "llegada" se tendría que:

$$Q_{1,j}Y_{1,j+1} + P_{1,j}Y_{2,j+1} = -R_{1,j} + \frac{1}{F_{1,j}}(\theta G_{1,j+1} + (1-\theta)G_{1,j}) \quad (29)$$

La segunda variante corresponde al caso en que un conducto lateral descarga en la sección i, de modo que G_{ij} estuviera dado por el producto $F_{Lj}V_{Lj+1}$, en donde F_{Lj} sería el área hidráulica de la sección terminal del lateral y V_{Lj+1} la velocidad de llegada a la sección correspondiente. En tal caso si los coeficientes hidrodinámicos en el lateral se designan con el subíndice L se tendría que:

$$T_{i-1,j}Y_{i-1,j+1} + \left[Q_{i,j} - S_{i-1,j} - S_{L-1,j} \left(\frac{F_{L-1,j}}{F_{i,j}} \right) \right] Y_{i,j+1} + T_{L-1,j} \left(\frac{F_{L-1,j}}{F_{i,j}} \right) Y_{L-1,j+1} + P_{i,j}Y_{i+1,j+1} = (30) \\ = W_{i-1,j} - R_{i,j} + W_{L-1,j} \left(\frac{F_{L-1,j}}{F_{i,j}} \right)$$

Nótese que en este caso la ecuación lineal no homogénea relaciona, en el instante j + 1, no sólo a los tirantes antes, en y después de la confluencia sino también al tirante en el lateral antes de la confluencia; si bien la relación se obtiene, como antes, a partir de los valores de los tirantes y las velocidades en j.

La última variante de interés ocurre en la sección final del conducto que descarga en el cárcamo de bombeo, en donde se producirá un pequeño almacenaje y se hará una extracción G_B por medio de las bombas. En tal caso, según la ecuación de continuidad se tendrá que:

$$V_{F,j+1}F_{F,j} = a_c \frac{(Y_{F,j+1} - Y_{F,j})}{\Delta t} + (\theta G_{B,j+1} + (1-\theta)G_{B,j}) \quad (31)$$

Si se utiliza la ecuación 4 en diferencias finitas y se tiene presente el factor de peso θ , resultará que para la sección terminal F del conducto principal se tendrá

$$T_{F-1,j}F_{F,j}Y_{F-1,j+1} + \left[\frac{a_c}{\Delta t} + \theta y M - S_{F-1,j}F_{F,j} \right] Y_{F,j+1} = (32)$$

$$W_{F-1,j}F_{F,j} + \frac{a_c}{\Delta t} - Y_{F,j} - M[(1-\theta)Y_{F,j} - Z_B]$$

donde:

$$M = K_B(Y_{F,j} - Z_B)^{Y-1}$$

MODELO MATEMÁTICO

El modelo matemático para estudiar el funcionamiento de un sistema de drenaje operado por bombeo, está dado por un sistema de ecuaciones lineales no homogéneas de tantas ecuaciones como secciones se pretenda analizar y en donde en cada etapa de cálculo las incógnitas serán los tirantes en esas secciones. Estos se determinarán a partir de los tirantes y las velocidades en la etapa inmediata anterior y así como de los ingresos variables al sistema de drenaje y de las extracciones variables de las bombas. Por supuesto que las ecuaciones del sistema en estudio estarán dadas por las expresiones 28 a 32 y, como se trata de un proceso iterativo, una vez calculados los tirantes en la etapa j + 1, antes de continuar con la j + 2 será necesario calcular las velocidades en j + 1, lo cual debe hacerse por medio de las igualdades 20 y 21 usando los coeficientes hidrodinámicos de la etapa j y los tirantes calculados en j + 1.

Los resultados que se obtengan en cada etapa de cálculo permitirán juzgar cuándo los conductos entran

en carga si exceden a su diámetro y cuándo podrán ocurrir derrames, si el tirante Y_{ij} es mayor que el desnivel entre la cota del terreno y la plantilla del conducto.

Como es sabido que la entrada en carga se propaga rápidamente a lo largo de un conducto, cabe señalar que, si bien el modelo no representa este fenómeno con toda exactitud, sí da una idea bastante aproximada de él, ya que muestra un ascenso rápido del tirante cuando su valor se acerca al del diámetro, seguido de un descenso gradual, en concordancia con lo observado en los modelos físicos.

Es importante señalar que, además de especificar los límites de trabajo de las bombas, para iniciar el cálculo es necesario considerar un gasto base de ingreso que, en el caso de sistemas de drenaje, puede coincidir con el aportado por las aguas sanitarias en las horas pico. Esto permite conocer los tirantes y las velocidades en la etapa inicial. Por lo demás, al introducir solamente los gastos de las aguas sanitarias durante cierto número de etapas de cálculo, se “calibra” el modelo, para asegurarse de que el flujo transitorio ocurrirá después de un escurrimiento permanente en todo el sistema.

En síntesis puede decirse que el modelo trabaja de acuerdo con la siguiente secuencia:

1. Son datos el desnivel y la distancia entre las secciones marcadas en los conductos, los coeficientes de rugosidad en ellos, sus radios y el intervalo de tiempo entre cada etapa de cálculo.

Lo son también los gastos base y los gastos de pico en cada una de las secciones en las que se consideran ingresos, el número de etapas de calibración, el número de etapas para alcanzar el pico y el de etapas para terminar con los hidrogramas de ingreso.

Además, son datos las constantes K_B , Z_B y y , así como los límites de trabajo de las bombas.

Y finalmente son datos los tirantes y las velocidades en la etapa inicial ($j = 0$) obtenidos a partir de los gastos base de ingreso al sistema.

2. Se especifica la primera etapa de cálculo $j = 1$.
3. Con los radios y los tirantes se calculan en cada sección el área y el radio hidráulico, así como el ancho de superficie libre.
4. Con los datos obtenidos en el inciso anterior y las velocidades (en la etapa $j-1$) se calculan los coeficientes hidrodinámicos mediante las ecuaciones 22 a 27 en todos los tramos entre secciones.

5. Se determinan los gastos de ingreso a partir de los tiempos de pico y base de los hidrogramas.
6. Se forma el sistema de ecuaciones con las ecuaciones 28 a 32.
7. Se revuelve el sistema cuya solución da los tirantes en todas las secciones en j .
8. Se calculan las velocidades de llegada y salida con las ecuaciones 20 y 21.
9. Se calcula el gasto descargado por las bombas con expresiones como la 4.
10. Se hace $j = j + 1$.
11. Se retoma al paso 3.

Cuando sólo se considera un conducto, la matriz de coeficientes del sistema de ecuaciones es tridiagonal y la solución es muy expedita si se emplea el método de doble barrido. Si se tiene en cuenta el funcionamiento de los laterales, la matriz del sistema resulta en banda y la solución es notoriamente más tardada. Para reducir el ancho de banda y con ello el tiempo de cómputo es conveniente designar a las secciones como se indica en la Figura 6, en donde puede verse que, al llegar a una confluencia, la numeración progresiva continúa por el lateral para seguir por el principal aguas abajo. Esta forma de numerar a las secciones requiere de especial cuidado porque en los laterales el cálculo se hará en el sentido $i + 1, i, i-1$.

Por lo demás, conviene señalar que si no se considera el funcionamiento de los laterales, sino que se introducen sus hidrogramas correspondientes, se obtienen discrepancias en la evaluación de los tirantes, que resultan tanto mayores cuanto más remota es la posibilidad de que los conductos entren en carga. Los resultados que muestran la forma de operar de las bombas pueden diferir notoriamente.

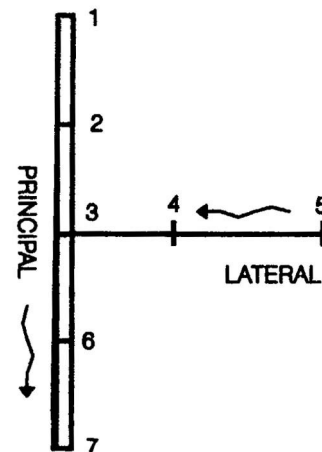


Figura 6. Numeración de las secciones

De todas estas observaciones puede concluirse en primera instancia que un diseño preliminar podría nacerse estudiando solamente el conducto principal para ver si ocurren derrames y si las bombas no se salen de sus límites de operación, en la inteligencia de que los tirantes así calculados serán más grandes que los que se calculen al tener en cuenta el funcionamiento de los laterales. Para un análisis más completo será necesario considerar, por lo menos, el funcionamiento de los laterales primarios, aun cuando el método puede generalizarse para incluir el funcionamiento de laterales de orden superior y aun de sistemas con circuitos cerrados.

EJEMPLO NUMÉRICO

EJEMPLO NUMÉRICO

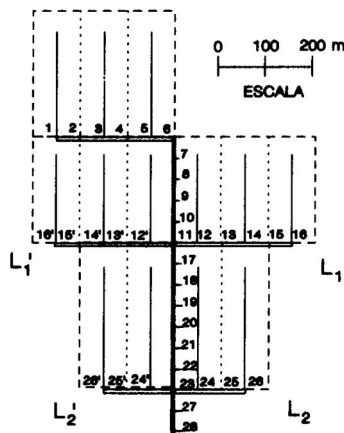


Figura 7. Planta de la zona por drenar

En la Figura 7 se muestra, delimitada con trazo discontinuo grueso, una zona por drenar mediante bombeo. Con doble línea se indica el canal principal, con trazo continuo grueso los laterales primarios simétricos L_1 , L_1' , L_2 y L_2' y con trazo continuo fino los laterales secundarios; la sección transversal de los conductos es circular. Las áreas drenadas por estos últimos se delimitan con trazo discontinuo fino.

En la misma figura, utilizando la simetría se han marcado 28 secciones, equidistantes 50 m y con desnivel entre las contiguas de 0.01 m. En las secciones 1 a 11 el conducto tiene un radio de 0.65 m; de la 11 a la 16 de 0.75 m; de la 11 a la 23 de 0.8 m; de la 23 a la 26 también de 0.8 m y, de la 23 a la 28 de 0.9 m.

El coeficiente de rugosidad según Manning en todos los conductos es $n = 0.015$. La tabla 1 muestra las cotas de plantilla y del terreno en varias de las secciones consideradas, así como los desniveles entre ellas.

El desnivel entre la cota de plantilla de la sección terminal 28 y la cota de descarga de las bombas es $H_0 = 3$ m.

En la zona viven 48000 personas, su dotación es de 300 l/hab/día, de los cuales el 60% retoma como aguas sanitarias. En las horas pico, con duración de 3 horas, el gasto descargado es el doble del gasto medio diario.

El coeficiente de escurrimiento en la zona es $C_E = 0.4$, el tiempo de pico es de 40 minutos y el tiempo base es de 120 minutos. La altura de lluvia en la zona está dada por la expresión:

$$h_L = 0.02 + 0.01555 \ln T_R$$

Se desea seleccionar el equipo de bombeo para desalojar las aguas pluviales que se presenten con un periodo de retorno T_R igual a 5 años y para ello se tienen dos opciones:

- 1ª Usar 6 bombas de 6 HP cada una, disponibles en el mercado.
- 2ª Emplear 2 bombas de 6 HP cada una, disponibles en el mercado, más una de fabricación especial de 24 HP.

Aun cuando normalmente el disponer de menor número de bombas de mayor potencia suele reducir el costo del equipo, en este caso, por el carácter especial de la bomba grande, los costos de los equipos son prácticamente iguales y, dado que la potencia total instalada sería la misma con las dos opciones (36 HP) la elección dependerá del arreglo que presente mayores ventajas.

Table 1

Cotas de plantilla y de terreno en varias secciones (m)			
Sección	Cota plantilla	Cota terreno	Desnivel(m)
1	0.19	2.58	2.39
11	0.09	2.545	2.455
16	0.14	2.545	2.405
23	0.02	2.51	2.49
26	0.05	2.51	2.46
28	0.00	2.50	2.50

En las tablas 2 y 3 se indican los datos necesarios para calcular las ecuaciones de las curvas características de las bombas de 6 y 24 HP respectivamente. Al pie se indican las dimensiones de la sección transversal de los cárcamos correspondientes.

Cálculos preliminares

El gasto medio diario de aguas sanitarias en toda la zona por drenar es:

$$\overline{Q_A} = \frac{48 \times 3 \times 0.6}{84.6} = 0.1 \text{ m}^3 / \text{s}$$

De modo que durante las 3 horas pico el gasto base para toda la zona será:

$$Q_B = 0.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

El área drenada por los laterales secundarios que descargan en las secciones 1, 3 y 5 es $A_p = 300 \cdot 300 = 90000 \text{ m}^2$, la drenada por la que descargan a los laterales primarios L_i, L_i' es $A_l = 2 \cdot 300 \cdot 250 = 150000 \text{ m}^2$, de modo que el área total de la zona por drenar es $A_T = 380000 \text{ m}^2$.

Para un periodo de retorno $T_R = 5$ años la altura de lluvia será:

$$h_L = 0.02 + 0.01555 \ln 5 = 0.045 \text{ m}$$

Así que el de pico esperado para toda la zona con este periodo de retorno será, según la ecuación 1:

$$Q_p = 2 \cdot 380 \cdot 0.4 \cdot 0.045 / 7.2 = 1.9 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Tabla 2

Datos de la bomba de 6 HP		
Q (m3/s)	h (m)	η
0.173	2.482	0.7013
0.270	1.900	0.8379
0.358	1.202	0.7026
$a_c = 19.44 \text{ m}^2$		

Tabla 3

Datos de la bomba de 24 HP		
Q (m3/s)	h (m)	η
1.43	1.200	0.7007
2.50	0.850	0.8676
3.53	0.487	0.7017
$a_c = 14.4 \text{ m}^2$		

Ahora bien, el gasto base aportado por los laterales secundarios que descargan en las secciones 1, 3 y 5 será proporcional al área drenada por ellos, es decir:

$$Q_{BP} = 90 \cdot 0.2/380 = 0.0474 \text{ m}^3/\text{s}$$

Y el gasto de pico para el periodo de retorno de 5 años será:

$$Q_{pp} = 90 \cdot 1.9/380 = 0.45 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para el hidrograma triangular de ingreso correspondiente se conservarán el tiempo de pico de 40 minutos y el base de 120 minutos.

Con el mismo criterio se pueden calcular los gastos base y los gastos de pico para todos los laterales primarios y secundarios.

De los datos consignados en las tablas 2 y 3, y en atención a que $HQ = 3 \text{ m}$ para la bomba de 6 HP la ecuación 3 será de la forma:

$$h = 2.957 - 11.1136 Q^{1.7969}$$

Y la ecuación 4 tomará la forma:

$$G_B = 0.2816 (Y_F - 0.043)^{0.5565}$$

entre los límites $0.52 \leq Y_F \leq 1.8 \text{ m}$.

Para la bomba de 24 HP se tendrá que:

$$h = 1.5786 - 0.249 Q^{1.1719}$$

$$G_B = 3.2752 (Y_F - 1.4214)^{.8533}$$

entre los límites $1.8 \leq Y_F \leq 2.51 \text{ m}$.

Tabla 4

Plan de operación para 6 bombas de 6 HP c/u	
$Y_F > 1.80 \text{ m}$	Ninguna
$Y_F > 1.60 \text{ m}$	6 bombas
$Y_F > 1.39 \text{ m}$	5 bombas
$Y_F > 1.18 \text{ m}$	4 bombas
$Y_F > 0.76 \text{ m}$	2 bombas
$Y_F > 0.97 \text{ m}$	3 bombas
$Y_F > 0.55 \text{ m}$	1 bomba
$Y_F \leq 0.55 \text{ m}$	Ninguna

Tabla 5

Plan de operación para 2 bombas de 6 HP c/u y una de 24 HP	
$Y_F > 2.51 \text{ m}$	Ninguna
$Y_F > 1.80 \text{ m}$	1 de 24 HP
$Y_F > 1.18 \text{ m}$	2 de 6 HP
$Y_F > 0.55 \text{ m}$	1 de 6 HP
$Y_F \leq 0.55 \text{ m}$	Ninguna

En las tablas 4 y 5 se muestran los planes de operación de los equipos de bombeo por estudiar.

Se supone que los grupos de alcantarillas pluviales mostrados en la Figura 4 están espaciados 15 m, así que en un tramo de longitud $\Delta x = 50 \text{ m}$ habrá 3.3333 grupos. También se considera que las calles son de 6 m de ancho y que las alcantarillas tienen un diámetro de 0.6 m.

De acuerdo con los datos mostrados en la tabla 1 y los diámetros de los conductos, en el tramo 26-28 la longitud media de la alcantarilla central será de 0.68 m, de modo que $1 + 2 \cdot (1 + K^2)^{1/2} = 10.05$, por lo que según la ecuación 5 el ancho de la ranura de Preissmann será:

$$b_p = 3.3333 \pi \cdot 0.36 \cdot 10.05 / 200 = 0.1894 \text{ m}$$

Y para el tramo 1-11 la longitud media de la alcantarilla central será de 1.125 m así que $1 + 2 \cdot (1 + K^2)^{1/2} = 6.7$, por lo que el ancho de la ranura correspondiente será:

$$b_p = 3.3333 \pi \cdot 0.36 \cdot 6.7 / 200 = 0.1263 \text{ m}$$

De este modo resulta que para el tramo de conducto con diámetro de 1.8 m, la relación ancho de ranura entre diámetro será $0.1894/1.8 = 0.105$ y para el tramo de diámetro 1.3 m será $0.1263/1.3 = 0.07$. Así que para simplificar el cálculo se supondrá que en todos los conductos la relación ancho de ranura entre diámetro será de 0.1.

Cálculos con computadora

Para resolver el problema se elaboraron tres programas de cómputo de acuerdo con las ideas expuestas. El llamado SDBCSB para el caso de 6 bombas de 6 HP, y el SDBCOM para 2 de 6 y 1 de 24 HP, en ambos casos teniendo en cuenta el almacenaje en los laterales primarios y en el tramo 1 a 6. El programa SDBCUN se hizo para 2 de 6 y 1 de 24 HP sin considerar estos almacenajes. En todos los casos se consideraron 20 iteraciones de calibración, un intervalo de 60 s y un factor de peso θ igual a 0.7. Los dos primeros programas son aproximadamente 25 veces más lentos que el tercero; pero ello no significó mayor problema al emplear una computadora personal con velocidad de 66 Mhz.

Todos estos programas permiten imprimir los tirantes y las velocidades en todas las secciones, así como los gastos descargados por las bombas, o sólo estos últimos y los tirantes en algunas secciones con la periodicidad que se requiera. El valor j corresponde a la etapa de cálculo de modo que, como son 20 iteraciones de calibración, el pico ocurre en la etapa 60. Los resultados obtenidos se sintetizan a continuación.

Según los datos mostrados en la tabla 6 para $T_R = 5$ el arreglo con 6 bombas es satisfactorio, porque en la etapa 75, cuando se alcanzan los valores máximos, entran en carga las secciones 1, 11, 16 y 23, en tanto que la 26 y la 28 trabajan a superficie libre y en ninguna parte ocurren derrames. Sin embargo, al repetir el cálculo con el mismo arreglo de bombas y $T_R = 10$ todas las secciones entran en carga, pero además, en la etapa 64 se suspende el bombeo porque se sobrepasa el límite de trabajo de las bombas ($Y_F = 1.8517 \text{ m}$). Tal suspensión correspondería a una inundación generalizada, toda vez que faltaría mucho para que terminaran los ingresos y ya no quedaría capacidad de regulación en el sistema cuando las bombas dejaran de funcionar.

De acuerdo con los datos que se muestran en la tabla 7, para $T_R = 5$ y 2 bombas de 6 y una de 24 HP el resultado también es satisfactorio puesto que todas las bombas llegan a trabajar y, en la etapa 65, cuando ocurren los máximos, si bien todas las secciones entran en carga, en ningún lado se producen derrames, puesto que quedan libres bordos de más o menos 0.50 m.

Al analizar el caso con el mismo equipo de bombeo, pero $T_R = 25$ años, pudo verse que en las secciones 1, 11 y 16 empiezan a producirse derrames, lo que no sucede en las secciones 23, 26 y 28, en la etapa 65. Y al repetir el análisis para $T_R = 50$ años se vio que para esta etapa de cálculo los derrames se generalizan en toda la zona, salvo en la sección 28 en donde el tirante máximo es de 2.49 m, pero todavía ligeramente inferior al límite de las bombas según se indica en la tabla 5, de manera que el bombeo aún no se suspendería. Debe tenerse cuidado de ver que los "tirantes" calculados una vez que se produce un desbordamiento sólo sirven para diagnosticar la posible magnitud de éste, toda vez que al esparcirse por la calle, sus valores ya no son "reales".

Por lo anteriormente asentado puede decirse que, si bien el arreglo con 6 bombas HP es admisible para el periodo de retomo de 5 años, no es el mejor, toda vez que la probabilidad de que con él se presente una inundación generalizada es mayor que 0.1. En cambio, con el arreglo de 2 bombas de 6 HP y 1 de 24 HP la probabilidad de que empiecen a ocurrir derrames es del orden de 0.04 y la de una inundación generalizada es ligeramente inferior a 0.02. Así que a iguales costos de instalación y operación la segunda alternativa es la mejor aunque tal vez un tanto cuanto conservadora. Todo esto hace pensar en la necesidad de diseñar sistemas de drenaje por bombeo no sólo para determinado periodo de retorno de la lluvia, sino también atendiendo a la forma de trabajo de las bombas.

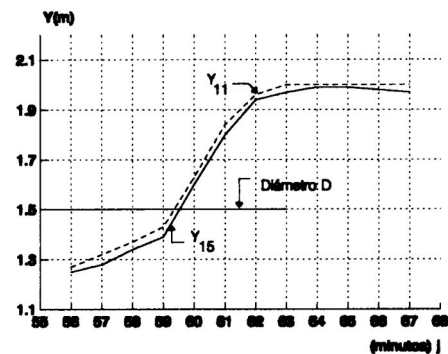


Figura 8. Evolución de los tirantes di producirse la onda de llenado en las secciones 11 y 15 del lateral L1 para un periodo de retomo (T) de 5 años, con la 2ª alternativa.

Con el objeto de no entusiasmarse mucho con los resultados obtenidos, se hicieron también los análisis para la segunda alternativa y $T_R = 5$, variando los anchos de la ranura de Preissmann entre 0.05 y 0.15 D. Los resultados se muestran en la tabla 8, en la cual se indica también la iteración en la que ocurren los valores máximos.

De los datos mostrados en la tabla 8 se puede concluir que, con el método propuesto, los resultados no difieren sensiblemente al cambiar el ancho de la ranura de Preissmann en el entorno del valor propuesto para ésta.

En adición, para cerciorarse de que la onda de llenado se representa adecuadamente con el criterio de cálculo propuesto, se calcularon también para el arreglo 2 de 6 y 1 de 24 HP, con $T_R = 5$, los tirantes en las secciones

11 y 15 entre las etapas 56 y 68, cuando el lateral primario L_1 entra en carga. Los resultados se dibujan en la Figura 8 en donde puede apreciarse con claridad cómo al sobrepasar el tirante el valor D se presenta un rápido incremento, seguido de un descenso muy lento. Obsérvese que además, el ascenso en las dos secciones que distan entre sí 200 m es casi simultáneo.

Para comprobar que la bomba de 24 HP trabajará con cierta regularidad, se hizo también el análisis de la

Tabla 6. Tirantes (m) y gastos descargados (m^3/s) para $T_R = 5$ y 6 bombas de 6 HP (Se considera el almacenaje en los laterales primarios)

j	Y_l	Y_{11}	Y_{16}	Y_{23} (m)	Y_{26} (m)	Y_{28} (m)	Q_8 (m^3/s)
20	0.4866	0.5831	0.5336	0.6423	0.6124	0.6573	0.1996
25	0.5053	0.5956	0.5479	0.6562	0.6276	0.6711	0.2021
30	0.5460	0.6356	0.5872	0.6979	0.6691	0.7138	0.2096
35	0.6089	0.7007	0.6519	0.7542	0.7311	0.7347	0.2132
40	0.6912	0.7769	0.7294	0.8157	0.7853	0.8256	0.4568
45	0.7717	0.8623	0.8126	0.9188	0.8892	0.9313	0.4902
50	0.8787	0.9761	0.8259	1.0414	1.0120	1.0550	0.7906
55	1.0331	1.1252	1.0750	1.1854	1.1555	1.1997	1.1355
60	1.2475	1.3297	1.2783	1.3862	1.3561	1.4013	1.5522
65	1.5184	1.5873	1.5479	1.5564	1.5383	1.4859	1.6053
70	1.5920	1.6506	1.6049	1.6193	1.5947	1.5788	1.6620
75	1.5522	1.6162	1.5685	1.6177	1.5850	1.6125	1.0186
80	1.5227	1.5919	1.5445	1.5842	1.5553	1.5630	1.6525
85	1.4746	1.5483	1.5003	1.5472	1.5185	1.5264	1.6302
90	1.4069	1.4853	1.4381	1.4861	1.4572	1.4652	1.5924
95	1.3535	1.4357	1.3889	1.4148	1.3863	1.3794	1.2306
100	1.3560	1.4436	1.3950	1.4848	1.4425	1.5548	1.6475

Tabla 7. Tirantes (m) y gastos descargados (m^3/s) para $T_R = 5$ y 2 bombas de 6 HP y 1 de 24 HP (Se considera almacenaje en los laterales primarios)

J	Y_l (m)	Y_{11} (m)	Y_{16} (m)	Y_{23} (m)	Y_{26} (26)	Y_{28} (m)	Q_s (m^3/s)
20	0.4866	0.5831	0.5335	0.6422	0.6124	0.6572	0.1996
25	0.5053	0.5956	0.5479	0.6562	0.6277	0.6712	0.2021
30	0.5460	0.6356	0.5872	0.6981	0.6693	0.7140	0.2096
35	0.6091	0.7012	0.6522	0.7670	0.7378	0.7841	0.2216
40	0.6965	0.7924	0.7423	0.8604	0.8310	0.8786	0.2369
45	0.8112	0.9097	0.8594	0.9795	0.9497	0.9983	0.2552
50	0.9614	1.0583	1.0077	1.1273	1.0973	1.1462	0.2765
55	1.1541	1.2386	1.1896	1.2806	1.2525	1.2932	0.5928
60	1.4536	1.5100	1.4615	1.5445	1.5147	1.5549	0.6590
65	1.9815	2.0242	1.9787	1.9793	1.9519	1.9558	1.9190
70	1.9446	1.9987	1.9525	1.9687	1.9402	1.9529	1.9100
75	1.8832	1.9437	1.8969	1.9271	1.8983	1.9160	1.7962
80	1.8218	1.8882	1.8409	1.8842	1.8552	1.8776	1.6765
85	1.7627	1.8345	1.7866	1.8420	1.8128	1.8395	1.5563
90	1.7059	1.7826	1.7343	1.8006	1.7713	1.8019	1.4362
95	1.8287	1.8950	1.8518	1.8395	1.8272	1.7619	0.7078
100	1.7960	1.8877	1.8341	1.9959	1.9479	2.0909	2.3258

segunda alternativa, considerando el almacenaje en los laterales primarios, para la tormenta “ordinaria”, es decir para $T_R=1$. Los resultados se muestran en la tabla 9, en la cual puede verse, por una parte, que para la etapa 100, cuando se alcanzan los valores máximos, ninguna sección entra en carga y por la otra, que sólo trabajan las dos bombas de 6 HP.

Al comparar los datos de las tablas 7 y 9 se concluye que se puede esperar que la bomba de 24 HP trabaje con una periodicidad de unos tres años. Por una parte, esto significa que no habrá problemas de mantenimiento puesto que una sola bomba de 6 HP basta para manejar las aguas sanitarias, de suerte que siempre habría una en reserva y por la otra, que la bomba grande se debe considerar como una válvula de seguridad para el buen funcionamiento del equipo, por lo que deberán tomarse las precauciones necesarias para garantizar su operación oportuna.

Finalmente, para ver la importancia que tiene el almacenaje al estudiar sistemas de drenaje por bombeo, se analizaron los casos para $T_R = 1$ y $T_R = 5$, con el equipo formado por 2 bombas de 6 y una de 24 HP ignorando el efecto de almacenaje en el tramo 1 a 6 y en

los laterales primarios. Los resultados se muestran en las tablas 10 y 11.

Al comparar los resultados mostrados en la tabla 9 (con almacenaje) con los de la tabla 10 (sin almacenaje) puede verse que los de esta última son mayores aproximadamente en un 30%. Además, según la tabla 10 en la iteración 70 opera la bomba de 24 HP, lo que no sucede en la tabla 9.

De la comparación de los resultados que se indican en las tablas 7 (con almacenaje) y 10 (sin almacenaje) se ve que los de la última son mayores aproximadamente en un 19% y que el gasto máximo descargado también es superior cuando no se considera el almacenaje, si bien en ninguno de los dos casos ocurren derrames.

Así, según lo asentado anteriormente, al ignorar el efecto del almacenaje en los laterales se obtienen tirantes mayores y las discrepancias se acentúan cuanto más grande es ese efecto. Para comprender la razón de esta discrepancia, para $T_R = 5$ y el arreglo 2 de 6 y 1 de 24 HP se calcularon las descargas de los laterales L_1 , L_1' y con los resultados se elaboró la gráfica mostrada en la Figura 9 con trazo discontinuo, para compararla con la

Tabla 8 Tirantes, gastos descargados y etapas de cálculo en que ocurren los valores máximos para $T_R = 5$ años y diferentes anchos b_p , con la segunda alternativa (Se considera almacenaje en los laterales primarios)

b_p	$Y1$	$Y11$	$Y16$	$Y23$	$Y26$	$Y28$	Q_s	J (máx)
0.05 D	2.0131	2.0613	2.0154	2.0158	1.9886	1.9907	2.0252	65
0.1 D	1.9816	2.0242	1.9788	1.9794	1.9520	1.9559	1.9191	65
0.15 D	1.9374	1.9921	1.9459	1.9638	1.9353	1.9487	1.8969	70

Tabla 9. Tirantes (m) y gastos descargados (m^3/s) para $T_R= 1$ y 2 de 6 + 1 de 24 HP (Se considera almacenaje en los laterales primarios)

j	$Y1$ (m)	$Y11$ (m)	$Y16$ (m)	$Y23$ (m)	$Y26$ (m)	$Y28$ (m)	Q_s (m^3/s)
20	0.4866	0.5831	0.5335	0.6422	0.6124	0.6572	0.1996
25	0.4948	0.5887	0.5400	0.6486	0.6193	0.6636	0.2008
30	0.5131	0.6065	0.5576	0.6674	0.6381	0.6828	0.2042
35	0.5417	0.6358	0.5867	0.6984	0.6690	0.7144	0.2097
40	0.5815	0.6762	0.6268	0.7407	0.7112	0.7574	0.2171
45	0.6322	0.7276	0.6781	0.7935	0.7639	0.8109	0.2260
50	0.6926	0.7903	0.7404	0.8570	0.8273	0.8750	0.2363
55	0.7650	0.8636	0.8135	0.9322	0.9024	0.9506	0.2480
60	0.8511	0.9495	0.8993	1.0181	0.9882	1.0367	0.2608
65	0.9402	1.0404	0.9900	1.1086	1.0782	1.1273	0.2738
70	1.0275	1.1236	1.0748	1.1810	1.1458	1.2268	0.5751
75	1.0848	1.1798	1.1309	1.2313	1.1996	1.2469	0.5805
80	1.1170	1.2152	1.1650	1.2774	1.2476	1.2918	0.5925
85	1.1511	1.2480	1.1982	1.3069	1.2769	1.3212	0.6002
90	1.1742	1.2717	1.2220	1.3313	1.3014	1.3457	0.6066
95	1.1895	1.2871	1.2373	1.3467	1.3168	1.3611	0.6106
100	1.1957	1.2935	1.2438	1.3531	1.3231	1.3675	0.6122
105	1.1928	1.2908	1.2411	1.3503	1.3204	1.3647	0.6115
110	1.1815	1.2796	1.2299	1.3390	1.3090	1.3532	0.6085
115	1.1626	1.2608	1.2111	1.3199	1.2900	1.3341	0.6036
120	1.1374	1.2356	1.1859	1.2943	1.2644	1.3083	0.5968

Tabla 10 Tirantes (m), gastos descargados (m^3/s) para $T_R=1$ con 2 de 6 y 1 de 24 HP (No se considera el efecto del almacenaje en los laterales primarios)

j	Y_1 (m)	Y_6 (m)	Y_{13} (m)	Y_{15} (m)	Q_s (m^3/s)
20	0.5350	0.5829	0.6425	0.6564	0.1994
25	0.5530	0.5992	0.6574	0.6712	0.2021
30	0.5946	0.6418	0.7030	0.7181	0.2103
35	0.6629	0.7108	0.7748	0.7012	0.2227
40	0.7565	0.8058	0.8721	0.8894	0.2385
45	0.8791	0.9284	0.9953	1.0130	0.2574
50	1.0349	1.0840	1.1511	1.1692	0.2797
55	1.1966	1.2412	1.2834	1.2939	0.5930
60	1.3814	1.4213	1.4683	1.4762	0.6397
65	1.6931	1.7169	1.6954	1.6633	0.6849
70	1.6912	1.7443	1.8615	1.9172	1.7999
75	1.6289	1.6642	1.6578	1.6293	0.6747
80	1.6023	1.6534	1.7514	1.7931	0.7149
85	1.5642	1.6050	1.6193	1.5951	0.6687
90	1.6647	1.7110	1.7684	1.7792	0.7117
95	1.6405	1.6867	1.7444	1.7554	0.7063
100	1.5256	1.5723	1.6316	1.6437	0.6803
105	1.4344	1.4822	1.5370	1.5456	0.6567
110	1.3578	1.4061	1.4615	1.4706	0.6383
115	1.2767	1.3253	1.3811	1.3904	0.6181
120	1.1998	1.2475	1.3013	1.3102	0.5973

Tabla 11. Tirantes (m), gastos descargados (m^3/s) para $T_R=5$ con 2 de 6 y 1 de 24 HP (No se considera el efecto del almacenaje en los laterales primarios)

j	Y_1 (m)	Y_6 (m)	Y_{13} (m)	Y_{15} (m)	Q_s (m^3/s)
20	0.5350	0.5829	0.6425	0.6564	0.1994
25	0.5749	0.6191	0.6759	0.6895	0.2053
30	0.6670	0.7139	0.7773	0.7938	0.2232
35	0.8211	0.8705	0.9378	0.9556	0.2488
40	1.0520	1.1006	1.1672	1.1857	0.5639
45	1.3924	1.4140	1.4433	1.4500	0.6331
50	1.9151	1.9314	1.9223	1.8994	1.7445
55	1.9772	1.9946	1.9680	1.9208	1.8110
60	2.1099	2.1182	2.0643	1.9977	2.0466
65	2.0740	2.0873	2.0454	1.9850	2.0081
70	2.0053	2.0235	1.9962	1.9460	1.8888
75	1.9393	1.9619	1.9481	1.9074	1.7694
80	1.8760	1.9027	1.9012	1.8691	1.6500
85	1.8152	1.8457	1.8555	1.8314	1.5306
90	1.7571	1.7909	1.8110	1.7942	0.7151
95	1.9975	2.0560	2.2308	2.3278	3.0119
100	1.8512	1.8714	1.7825	1.6845	0.6898
105	1.7843	1.8399	1.9803	2.0542	2.2167
110	1.6617	1.6954	1.6755	1.6265	0.6762
115	1.5810	1.6324	1.7308	1.7734	0.7104
120	1.6638	1.7103	1.7684	1.7793	0.7117

gráfica de trazo lleno que representa al ingreso de estos laterales cuando se ignora su efecto de almacenaje. Obsérvese que las discrepancias son muy notorias en la rama ascendente, por lo que al calcular los tirantes las diferencias se hacen tan grandes. De aquí la necesidad de tener en cuenta el almacenaje por lo menos en los laterales secundarios.

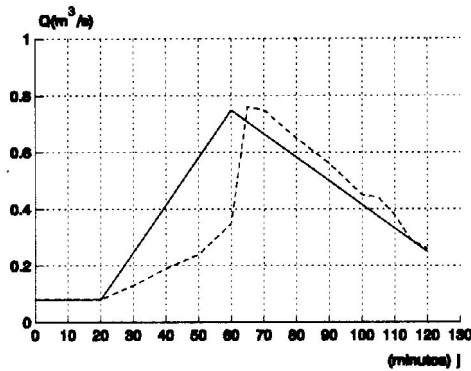


Figura 9. Comparación de los hidrogramas de ingreso para $Tr = 5$ años de los laterales Ll, Ll' y sin (trazo continuo) y con almacenaje (trazo punteado) con la segunda alternativa.

CONCLUSIONES

Independientemente de las objeciones que seguramente se podrán hacer al método propuesto, el cual se podrá mejorar poco a poco al incluir coeficientes calibrados a partir de mediciones hechas en modelos físicos y sobre todo en prototipos, puede decirse que es un procedimiento rápido y relativamente simple que, de acuerdo con los datos consignados en el inciso anterior sí da una idea razonablemente aproximada de la forma en que trabaja un sistema de drenaje operado por bombeo.

Por lo demás, los programas de cómputo pueden mejorarse y ampliarse tanto como se quiera, sin más limitación que la capacidad de la computadora disponible; pero recordando que el peor enemigo de lo bueno es lo perfecto.

Es por todas estas razones que los autores esperan que el método que proponen pueda ser ya de alguna ayuda para los ingenieros que confrontan problemas de drenaje urbano.

REFERENCIAS

Dolz J. y Gómez M. (1994) *Problemática del drenaje de aguas pluviales en zonas urbanas y del estudio hidráulico de las redes de colectores*. Ingeniería del Agua Vol 1. No 1, España.

Sánchez B. J.L. y Fuentes M. O.A. (1966) Método alternativo para la evaluación de efectos transitorios en canales. Publicación No 46 de la Comisión Federal de Electricidad, México.

Sánchez B. J.L., Fuentes M. O.A. y Gracia S.J. 0(1994) Diseño hidráulico de sistemas de drenaje operados por bombeo. Publicación interna del Instituto de Ingeniería, UNAM, México.

LISTA DE SÍMBOLOS

- a coeficiente para calcular la altura de lluvia
- A área de la zona por drenar
- a área de la sección transversal del cárcamo de bombeo
- b coeficiente para calcular la altura de lluvia
- b_p ancho de la ranura de Preissmann
- $B_{i,j}$ ancho de superficie libre en la sección i
- C coeficiente característico de la bomba
- C_E coeficiente de escurrimiento de la zona drenada
- d_A diámetro de una alcantarilla pluvial
- D diámetro de un conducto
- $F_{i,j}$ área hidráulica de la sección i
- g aceleración de la gravedad
- h altura de bombeo
- h_L altura de lluvia
- H_0 desnivel entre la cota de la tubería de descarga de la bomba y la cota de la plantilla de la sección terminal
- H_p altura “máxima” de bombeo
- i designación de la sección
- K cociente semiancho de la calle entre longitud de la alcantarilla pluvial central
- K_B coeficiente de descarga de la bomba
- $P_{i,j}$ coeficiente hidrodinámico de la sección i en la etapa j
- $Q_{i,j}$ coeficiente hidrodinámico de la sección i en la etapa j
- $R_{i,j}$ coeficiente hidrodinámico de la sección i en la etapa j
- $S_{i,j}$ coeficiente hidrodinámico de la sección i en la etapa j
- $T_{i,j}$ coeficiente hidrodinámico de la sección i en la etapa j
- $W_{i,j}$ coeficiente hidrodinámico de la sección i en la etapa j
- $G_{i,j}$ gasto de ingreso en la sección i
- Q_B gasto base
- Q_P gasto pico
- G_B gasto bombeado
- $r_{i,j}$ radio hidráulico en la sección i en la etapa j
- $U_{i,j}$ velocidad de llegada a la sección i en la etapa j
- $V_{i,j}$ velocidad de “salida” de la sección i en la etapa j
- $Y_{i,j}$ tirante en la sección i en la etapa j
- γ_B exponente para calcular el gasto descargado por la bomba
- η eficiencia de la bomba
- θ coeficiente de peso
- Δt intervalo de tiempo
- Δx distancia entre dos secciones contiguas
- ΔZ desnivel entre dos secciones contiguas