

CONTAMINACIÓN EN REDES DE ALCANTARILLADO URBANO EN TIEMPO DE LLUVIA: CONTROL DE VERTIDOS

Javier Temprano González.

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Joaquín Suárez López.

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Profesor titular interino de ingeniería sanitaria y ambiental. E. T. S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de La Coruña.

Juan Ignacio Tejero Monzón.

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Catedrático de ingeniería sanitaria y ambiental. Dpto. de Ciencias y Técnicas del Agua y del Medio Ambiente. E. T. S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Santander.

Equipo de Calidad de Aguas. Universidad de Cantabria.

RESUMEN

Las redes unitarias de saneamiento se diseñan para conducir aguas abajo fuera de la ciudad (en general a una estación depuradora de aguas residuales) el caudal de agua residual y el caudal de agua de lluvia correspondiente a una precipitación de un cierto período de retorno. Cuando el aguacero es intenso se genera un volumen de agua que la red no puede tratar, es necesario verterlo al medio receptor o almacenarlo temporalmente. En este artículo se hace una revisión bibliográfica de los métodos de diseño, desde el punto de vista de la calidad del agua, de los aliviaderos y de los sistemas de almacenamiento en red o fuera de ella. Además se hace un breve repaso de las tecnologías de tipo vórtice para el control y tratamiento de los rebosamientos.

ABSTRACT

Combined sewer networks are designed to take waste water flows away from urban areas (normally to a wastewater treatment plant) as well as the surface runoff from precipitation corresponding to a specific return period. Intense rainfall generates more water than the network can cope with, producing the need to transfer it into the receiving body or store it temporarily. This article contains a bibliographic revision of design methods based on water quality, weirs and storage systems both inside and outside the network. A brief overview is also made on the vortex type technology available for controlling and treating overflows.

Se permiten
comentarios a este
artículo, que deberán
ser remitidos a la
Redacción de la ROP
antes del 30 de
marzo de 1997.

Recibido en ROP:
septiembre de 1996

1. INTRODUCCIÓN

Una red unitaria de saneamiento se dimensiona para recoger y conducir hacia un determinado punto la suma del caudal de aguas negras y de lluvia. El volumen de aguas de lluvia, en general, es muy superior al de aguas negras. En ciertos puntos de la red se disponen aliviaderos; estos dispositivos permiten sacar fuera de la red de alcantarillado el volumen de agua que supera cierto umbral. Los aliviaderos se pueden clasificar en laterales y frontales. Los laterales permiten el rebosamiento de las aguas perpendicularmente a la dirección del flujo principal; los frontales permiten el rebosamiento en la misma dirección que el flujo principal. En las redes de saneamiento los aliviaderos frontales se suelen presentar asociados con un depósito en donde se almacena el agua; si el caudal entrante es suficiente se llegará al umbral del aliviadero y rebosará. Además, estos depósitos cuentan con un desagüe que permite la salida constante de agua hacia puntos situados aguas abajo de la red.

Los depósitos de almacenamiento también reciben el nombre de depósitos de tormentas o de retención. El dimensionamiento de los depósitos se puede hacer para alcanzar dos objetivos: control de caudal en el sistema y control de la contaminación vertida en el rebosamiento. El control del caudal en el sistema consiste en disponer un depósito o varios en la red de saneamiento, de esta forma se almacena en la red un mayor volumen de agua que en el caso de que no existieran. La construcción de depósitos, con esta finalidad, permite un cierto control hidráulico del sistema y prevenir inundaciones. Los depósitos de almacenamiento permiten la mejora de las condiciones de los vertidos al reducir su volumen y frecuencia.

Los depósitos cuyo objetivo es el control de la contaminación vertida en el rebosamiento se diseñan con otros criterios. Históricamente se adoptó el criterio de dilución según el cual las aguas negras debían verse mezcladas (diluidas) con una cierta cantidad de agua de lluvia supuestamente limpia.

En la actualidad el control de la contaminación vertida por los aliviaderos debe hacerse mediante sistemas de control y tratamiento de rebosamientos (S.C.T.R.). Estos sistemas pueden contar con uno o varios depósitos conectados entre sí. Su diseño puede hacerse para conseguir un cierto grado de depuración mediante decantación u otras técnicas. La optimización de las posibles circulaciones del agua sirve para conseguir los objetivos de regulación propuestos.

En el presente artículo se ha hecho una revisión bibliográfica de diferentes sistemas de almacenamiento (depósitos) y tratamiento. No se tratarán los sistemas de regulación por considerar que se trata de un ámbito fundamentalmente hidráulico.

Los depósitos de almacenamiento pueden clasificarse atendiendo a su disposición en la red de saneamiento. Así, pueden situarse antes (depósitos en superficie) o en la propia

red de alcantarillado. Estos últimos se pueden dividir, a su vez, en:

▼ **depósitos en red o en línea.** Son aquellos por los que siempre pasa el agua procedente de aguas arriba del sistema.

▼ **depósitos fuera de línea.** Entran en funcionamiento cuando en un punto prefijado de la red se supera un cierto umbral de agua. En ese instante parte del agua es conducida al depósito fuera de línea. Cuando el aguacero cesa, el agua almacenada se dirige, de nuevo, a la red de saneamiento situada aguas abajo.

Los depósitos en superficie son los situados antes de la red de alcantarillado. Se pueden dividir en secos o permanentes según que el agua se presente sólo durante las lluvias o de forma constante. Pueden estar en línea o fuera de línea.

La posición del depósito en el sistema de alcantarillado es más importante que su forma o sus disposiciones constructivas (Thu Thuy, 1988). La implantación de un depósito de tormenta depende de las características de la cuenca vertiente (condiciones hidrológicas, meteorológicas, geológicas, topográficas, etc.) y de las características de la red (tipo, funcionamiento, población, problemas específicos, existencia de aliviaderos, etc.). Además deberá estar optimizado en cuanto a los caudales dirigidos a la estación de tratamiento de aguas residuales y a los reboses, a los costes de inversión y a los costes de explotación.

Los sistemas de tratamiento pueden ser muchos, en este artículo sólo se tratan los de tipo decantador estático y de *vortex*. Los humedales, lagunas, etc. no se comentarán. Los sistemas de tratamiento pueden combinarse en la red de igual forma que los depósitos, por ejemplo, se pueden disponer decantadores estáticos en línea, *vortex* fuera de línea, etc.

En el futuro se deberá contemplar el binomio S.C.T.R. más estación depuradora de aguas residuales (E. D. A. R.), siendo el diseño óptimo para el control de la contaminación aquel que minimice el impacto conjunto al medio.

2. DISEÑO CLÁSICO DE ALIVIADEROS

Históricamente, el criterio de diseño de un aliviadero se ha basado en la dilución. La hipótesis básica de este método es que las aguas de lluvia procedentes de la cuenca están limpias. A lo largo de la red de alcantarillado se mezcla el agua residual y el de lluvia. El aliviadero se calcula para conseguir la relación de dilución de diseño en el instante en que se alcanza el umbral de vertido del aliviadero. En el momento en que se inicia el rebosamiento, tanto el caudal vertido como el que sale por el orificio de desagüe presentan la misma dilución, que es la de diseño. Una dilución de cuatro veces, por ejemplo, significa que en el rebose están presentes una parte de agua resi-

dual y tres partes de agua de lluvia; frecuentemente se escribe: 1+3.

El concepto de dilución, que hidráulicamente tiene justificación al no permitir el paso de caudales superiores a uno dado hacia aguas abajo, no es tan claramente justificable ante la protección del medio receptor. Pueden hacerse dos objeciones importantes a este criterio de diseño:

▼ las aguas de lluvia distan mucho de carecer de contaminantes, por lo que, en modo alguno puede adoptarse el criterio de lluvia limpia o de dilución con agua de lluvia.

▼ ¿qué valor debe adoptarse para la dilución en el diseño de un aliviadero concreto? No es posible dar un valor fijo, ya que éste depende de las características de la cuenca drenante, de la red y del medio receptor. En este sentido es interesante recordar el siguiente párrafo escrito en el primer tercio de este siglo (Schoklistsch, 1968):

“Las condiciones para que las aguas negras diluidas por las aguas pluviales se puedan conducir por el aliviadero inmediatamente al río, dependen de la naturaleza de éste y de la relación con el caudal a introducir. Una comparación del contenido de oxígeno en el río con la cantidad de oxígeno biológico que el agua a introducir necesita, permite fijar la posibilidad o las condiciones en las cuales es tolerable la evacuación de agua por el aliviadero.”

Estas dos objeciones imposibilitan el diseño según el concepto clásico de dilución, sin un estudio local más detallado.

Dependiendo de la bibliografía consultada, el valor de la dilución de diseño varía notablemente. Las cifras habituales oscilan entre 3 y 6 (Ranchet y Ruperd, 1983); Paz Maroto y Paz Casañé. (1968) dan un valor fijo de 5; Camp (1959) menciona valores que van de 2 a 5; las normas alemanas (Pecher, 1992) especifican una cuantía de 7; y en el Reino Unido se da el valor de 9 para los aliviaderos de reciente construcción. En este último país la Autoridad nacional de ríos quiere transformar las normas de dimensionamiento de los aliviaderos de tormenta para conseguir una dilución de 12 veces (Floret-Miguet y Barraque, 1994).

En la tabla 1 se muestran los valores históricos adoptados para la dilución en varias ciudades alemanas.

En la tabla 2 se dan los criterios de dimensionamiento de los depósitos de los aliviaderos en diferentes países (Marsalek et al. [1993]).

En el Reino Unido para el cálculo del caudal que la estructura de regulación debe dejar pasar aguas abajo se utiliza la fórmula siguiente (British Standard Sewerage, 1987):

$$Q = Q_{TS} + 1.360 \cdot P + 2 \cdot E \quad (1)$$

donde:

Q= caudal de salida del aliviadero por el dispositivo de regulación. Este volumen permanece en la red de saneamiento (L/día).

Q_{TS} =caudal de tiempo seco (L/día).

P= población a la que sirve la red de alcantarillado aguas arriba del aliviadero.

E= caudal de origen industrial (L/día).

$$Q \left(\frac{L}{día} \right) = \text{Dotación} \left(\frac{L}{hab \cdot día} \right) \cdot P(\text{habs.}) + 1.360 \cdot P(\text{habs.}) \quad (2)$$

Esta expresión, conocida como fórmula de Liverpool, también es propuesta por la Confederación Hidrográfica del Norte (1989).

Si en una primera aproximación se prescinde del caudal industrial y se expresa Q_{TS} en función de la dotación, se tiene:

La relación de dilución es :

$$\frac{Q}{Q_{TS}} = \frac{\text{Dot} \cdot P + 1.360 \cdot P}{\text{Dot} \cdot P} = \frac{\text{Dot} + 1.360}{\text{Dot}} \quad (3)$$

Obsérvese que $Q = Q_{LL} + Q_{TS}$, siendo Q_{LL} el caudal de agua de lluvia que sale por el desagüe de la estructura de regulación.

Por otra parte, como la dotación es función de la población, a mayor población mayor dotación. En la tabla 3 se muestran diferentes relaciones de dilución correspondientes a varias poblaciones tras aplicar la fórmula 1.

TABLA 1. Coeficiente de dilución en varias ciudades alemanas (Schoklistsch, 1968).

Ciudad	Dilución
Aquisgrán	2,3
Augsburgo	5
Bonn	3
Darmstadt	16
Bad Godesberg	20
Tréveris	8
Wiesbaden	5
Münster	10
Hamburgo	de 4,5 a 10
Stuttgart	5

TABLA 2.- Criterios de diseño en diferentes países para depósitos de aliviaderos, según Marsalek J. et al. (1993).

Bélgica	2-5 veces el caudal de tiempo seco a tratamiento. 7 reboses por año. Se considera el medio receptor.
Dinamarca	Frecuencia del rebose. Dilución 1:5 Se comparan las tasas anuales de los vertidos de DBO con los de EDAR.
Francia	3 veces el caudal punta de tiempo seco. Se considera la carga contaminante.
Alemania	Va a tratamiento 2 veces el caudal de tiempo seco más infiltración. El 90% de la carga debe ir a tratamiento. Objetivo: el rebose de una red unitaria no debe exceder la carga correspondiente de un sistema separativo (reboses más efluente de EDAR).
Holanda	La frecuencia de los reboses se decide localmente, generalmente de 3 a 10 veces por año. Almacenamiento equivalente a 2 mm. de escorrentía.
Reino Unido	Históricamente 6 veces el caudal de tiempo seco (3 veces a tratamiento completo, 3 veces a depósitos de tormenta). Fórmula A: Caudal a tratamiento = $Q_{\text{tiempo seco}} + 1360P + 2E(\text{L/día})$ P: Población E: Efluente Industrial

Del estudio de la tabla 3 se desprende que la fórmula de Liverpool no es más que una expresión que da una relación de dilución diferente en función de la población a la que sirve la red de alcantarillado. La fórmula exige mayor dilución a las poblaciones pequeñas, para poblaciones elevadas la relación de dilución disminuye al suponer que sus aguas residuales están más diluidas por la diversidad de usos del agua. Por lo que respecta al caudal industrial considera que una relación de dilución de 3 es la más aconsejable.

3. ALMACENAMIENTO EN LÍNEA O EN LA RED DE SANEAMIENTO

Los objetivos del almacenamiento en la red de saneamiento son, fundamentalmente, maximizar los caudales promedio dirigidos hacia la EDAR y reducir los volúmenes de los reboses.

El almacenamiento en red hace uso del volumen total de las conducciones del sistema de saneamiento (bien porque no estén transportando aguas residuales, bien porque no estén totalmente llenas) acumulando el volumen en exceso en ellos. De hecho, cuando esto es posible, es una de las alternativas más baratas para reducir el volumen de los reboses hacia el

medio receptor. También es factible la construcción de depósitos con el mismo fin. Este sistema puede automatizarse (Sharon, 1989) y de esta forma conseguir el almacenamiento óptimo, regulando de forma automática la elevación del umbral de vertido de los aliviaderos, la altura de las compuertas, el control de bombeos, etc. Este es uno de los objetivos que se persigue en la actual tendencia del control en tiempo real de las redes de alcantarillado.

Algunos métodos para conseguir el óptimo almacenamiento en la red son (Walker, 1993):

- ▼ Inspección y mantenimiento periódico del sistema de alcantarillado.
- ▼ Mantenimiento y reparación de las compuertas de marea.
- ▼ Reducción de los aportes de agua superficiales.
- ▼ Ajuste de los umbrales de vertido de los aliviaderos.
- ▼ Aumento de las conducciones infradimensionadas para eliminar restricciones de caudal.
- ▼ Eliminación de obstrucciones al flujo, como los sedimentos.
- ▼ Inyección de polímeros para reducir la fricción en los tubos.
- ▼ Desviación de los reboses hacia conductos del sistema.

TABLA 3. Relación de dilución en función de la población según la fórmula de Liverpool.

P(habs.)	Dot (L/hab-día)	Q(L/día)	Q/Q _{TS}
500	100	$7,3 \times 10^5$	15
3.000	150	$4,5 \times 10^6$	10
9.000	200	$1,4 \times 10^7$	8
25.000	250	$4,0 \times 10^7$	6
150.000	300	$2,5 \times 10^8$	5,5
300.000	400	$5,3 \times 10^8$	4,4

- ▼ Regulación de las estaciones de bombeo.
- ▼ Eliminación de la infiltración en la red.

En algunas ocasiones, el diseño de las redes de alcantarillado está calculado, exclusivamente, para dirigir lo más rápidamente posible las aguas hacia la salida. No obstante, de no tenerse en cuenta la confluencia de los múltiples ramales del sistema (en muchos casos añadidos con posterioridad a la construcción de la red) y la suma de los diferentes hidrogramas, es posible que se produzca la sobrecarga del sistema. Para evitar esto, si se dispone de control en tiempo real de la red, mediante recorridos alternativos de mayor longitud, es posible laminar los hidrogramas y retardar las puntas de caudal máximo.

El almacenamiento en línea más ampliamente extendido es el de un aliviadero con depósito de retención. Durante la lluvia, el caudal de agua circulante va aumentando y cuando se supera el caudal máximo permitido el agua se va almacenando en el depósito. Al mismo tiempo, por el desagüe sale un caudal prefijado hacia el interceptor o la estación de tratamiento. Cuando se supera la capacidad de almacenamiento del depósito se produce el rebosamiento de las aguas contenidas en él.

Éstas, mezcla de las preexistentes en el depósito con las entrantes, aguas se vierten directamente al medio receptor (ver Figura 1).

Algunas ventajas del depósito en línea con aliviadero posterior son:

- ▼ Construcción de un único vertedero.
- ▼ Sencillez en la distribución de las conducciones.
- ▼ Las materias flotantes pueden eliminarse en el umbral del vertedero mediante un deflector.
- ▼ El volumen almacenado se vacía por gravedad.
- ▼ Flexibilidad en el diseño.
- ▼ El depósito puede funcionar como decantador del rebose.

Por el contrario entre los inconvenientes destacan:

- ▼ Presentan grandes variaciones en el caudal de salida desaguado por gravedad (el caudal desaguado por un orificio es función de su área y de la altura de la columna de agua alcanzada en el depósito, ésta varía al producirse el desagüe).
- ▼ Dificultad para que por su diseño sea autolimpiante.

Una variación es el depósito en línea con un aliviadero situado aguas arriba del mismo. Son adecuados para la recepción del primer lavado ya que en el depósito, en principio, son retenidas las mayores cantidades de materias contaminantes (Deutsch, 1989). Son útiles, por tanto, para zonas con tiempos de concentración pequeños. Durante una lluvia, el aliviadero permite el paso de agua hacia el depósito hasta que se llena, en ese momento el aliviadero vierte al medio receptor el exceso de caudal sin mezclarlo con el agua contenida en el depósito. Por su parte, el depósito desagua hacia el interceptor un caudal prefijado a la vez que recibe ese mismo caudal procedente del aliviadero (ver Figura 2).

Las ventajas e inconvenientes del depósito en línea con aliviadero previo son las mismas que presenta la estructura anterior pero añadiendo o cambiando las siguientes:

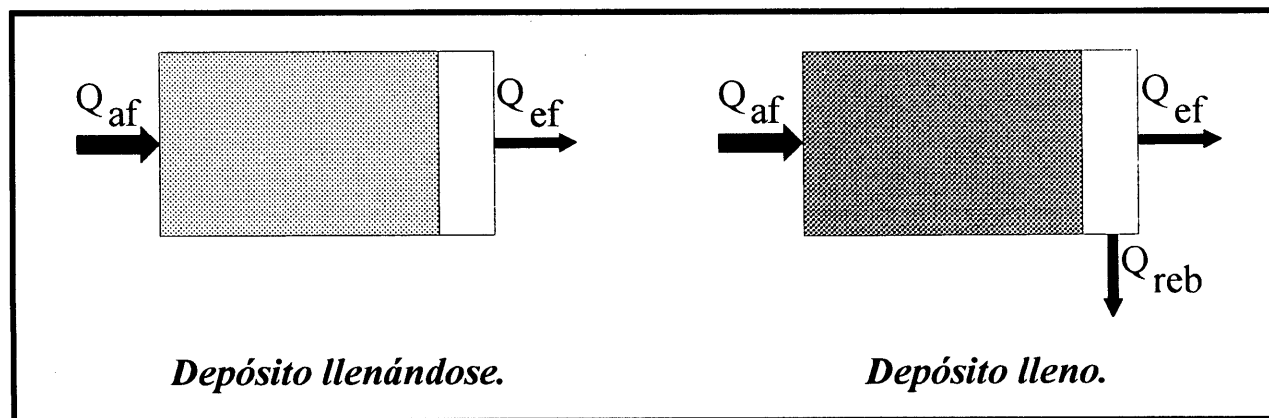
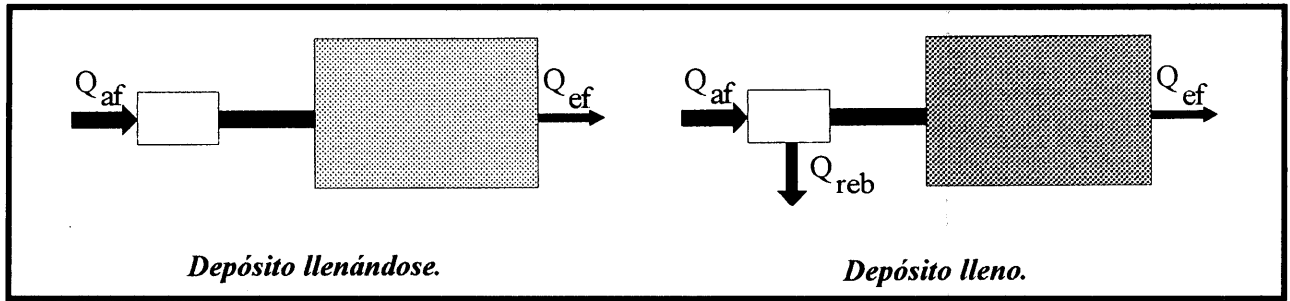


Figura 1.
Depósito
en línea
con
aliviadero
situado
aguas
abajo.

Figura 2.
Depósito
en línea
con
aliviadero
previo.



▼ Los flotantes no son retenidos y pueden salir con el rebose al no poder instalar, en este caso, un deflector en el aliviadero.

▼ El primer volumen de lluvia, más contaminado, no se mezcla con los caudales que rebosan.

▼ El rebose no puede ser decantado por el depósito.

En los dos sistemas de almacenamiento en línea comentados se consigue que las lluvias más frecuentes y de menor intensidad no originen rebosamientos en la red. En el caso de las lluvias más frecuentes se retiene, con mayor o menor efectividad, la parte inicial, más contaminada, vertiéndose el resto.

4. ALMACENAMIENTO FUERA DE LÍNEA

Los depósitos situados fuera de línea se usan para retener el agua que no puede entrar en los interceptores o en la EDAR. Cuando pasa la tormenta y la capacidad de los colectores se restablece, se vacía el depósito (generalmente por bombeo). Este tipo de estructuras se sitúan, generalmente, en paralelo con respecto a la conducción de aguas residuales. En la figura 3 se muestra un esquema del funcionamiento de un depósito fuera de línea.

Durante el tiempo seco, el agua pasa a través del aliviadero A1 hacia la EDAR. Las lluvias moderadas o fuertes generan un volumen de agua que puede sobrepasar el umbral del aliviadero, en ese momento el agua es conducida al depósito; dependiendo de la intensidad de la lluvia, el depósito se llenará total o parcialmente, en este último caso, cuando se restablezca el nivel en A1 se bombeará el agua almacenada al aliviadero. Si la lluvia es de tal intensidad que llena el depósito, el exceso se verterá por el aliviadero A2.

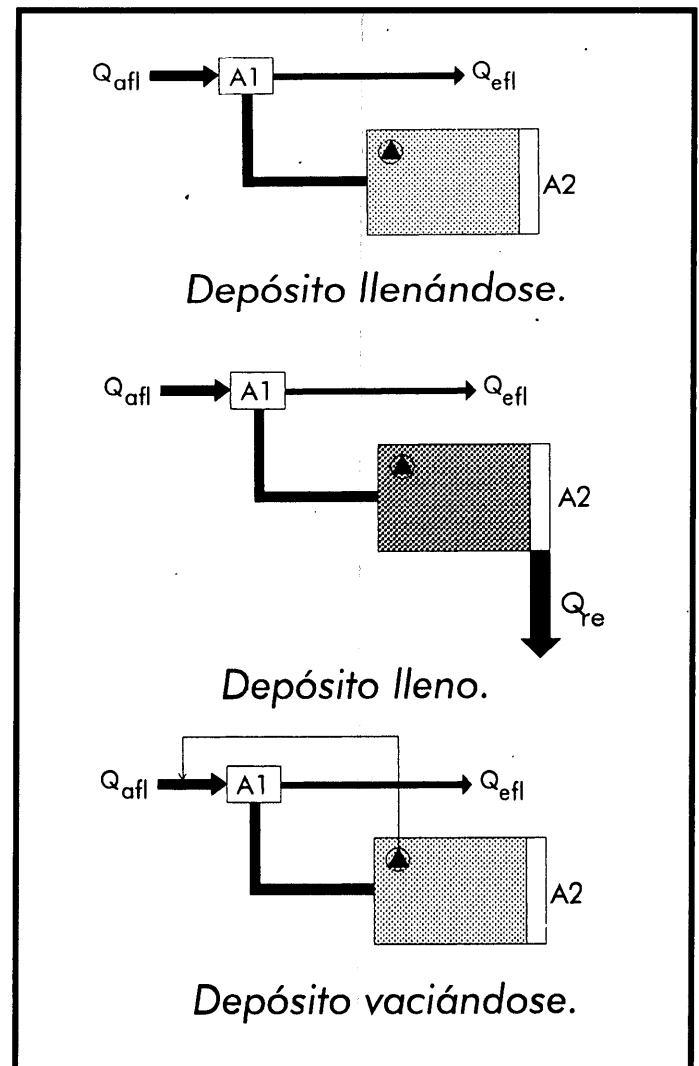
Las ventajas del aliviadero fuera de línea con aliviadero posterior son:

▼ pequeñas pérdidas de carga en el conducto principal en línea.

▼ el caudal aguas abajo, en tiempo lluvioso, varía menos que en la disposición en serie.

▼ las materias flotantes pueden eliminarse en el aliviadero.

Figura 3.
Esquema de
funcionamiento
de un depósito
fuera de línea
con
aliviadero posterior.



▼ el depósito está vacío durante los períodos de tiempo seco.

▼ el depósito puede funcionar como decantador del rebose.

Algunas desventajas son:

▼ la infraestructura de las conducciones es más compleja y costosa que en la situación en serie.

▼ generalmente se necesita bombeo para vaciar el depósito.

Si en la anterior distribución se coloca el aliviadero A2 aguas arriba del depósito, se obtiene el esquema mostrado en la figura 4.

Ahora A1 funciona exactamente igual que antes, el volumen que rebosa de este aliviadero pasa al depósito y cuando se ha alcanzado la cota máxima de almacenamiento se produce el vertido del exceso en A2.

Las ventajas del depósito fuera de línea con aliviadero posterior son:

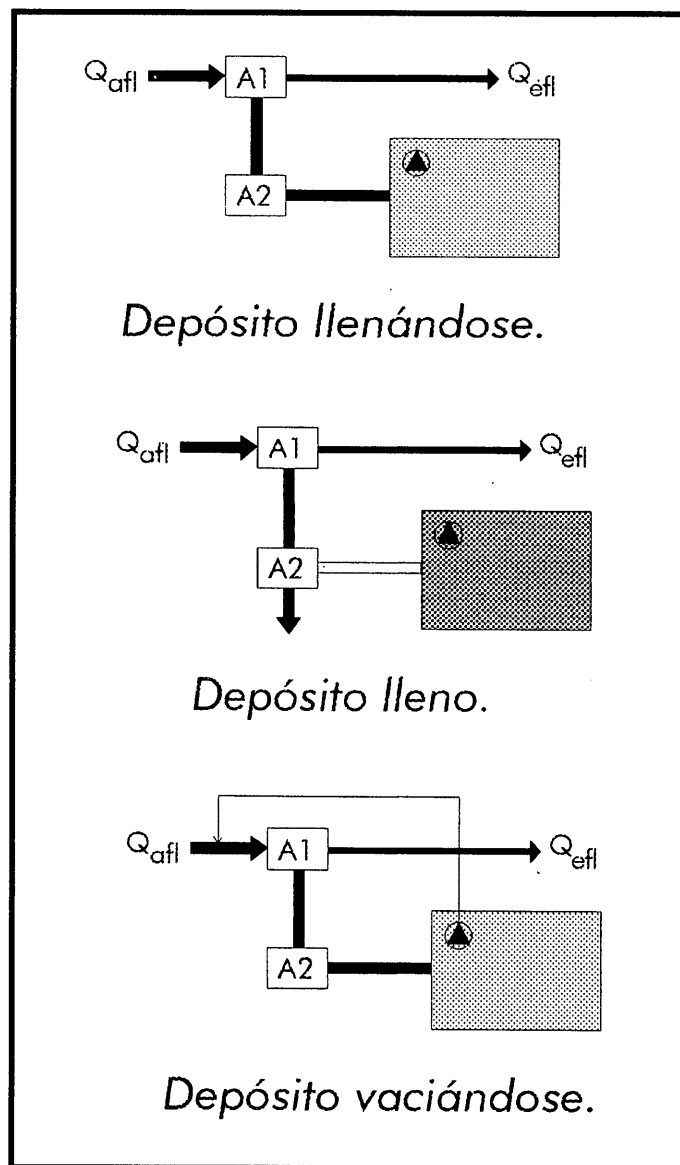
- ▼ mínimas pérdidas de carga.
- ▼ menores variaciones de caudal en la conducción de desvío
- ▼ el depósito se encuentra vacío en los períodos de tiempo seco.
- ▼ el caudal que rebosa por el aliviadero A2 no arrastra la contaminación inicial de la lluvia (generalmente mayor) almacenada en el depósito.

Por el contrario, algunos inconvenientes son:

- ▼ la disposición de las conducciones es más compleja.
- ▼ para el vaciado del depósito probablemente sea necesario recurrir al bombeo.
- ▼ salida frecuente del sistema de materias flotantes.
- ▼ la hidráulica del vertedero A2 es más compleja.
- ▼ el rebose no puede ser decantado por el depósito.

En una red unitaria, la selección de depósito con aliviadero previo o posterior dependerá de si el sistema presenta primer lavado. En las redes unitarias, en áreas urbanas con terreno llano, la acumulación de contaminantes en las alcantarillas puede ser la razón principal para la presencia de primer lavado. Munz (1977) observó que el primer lavado es más fuerte si el tiempo de concentración es menor de 10 minutos. También según este autor, el efecto de primer lavado más pronunciado se da en una red de alcantarillado cuando los conductos presentan en tiempo seco, velocidades entre 0,5 y 0,8 m/s. Cuando las velocidades son mayores, se da una muy pequeña acumulación de contaminantes. Con velocidades más bajas, el proceso de lavado es ineficaz, y el lavado no se limita al comienzo de la escorrentía. También, el primer lavado más contaminado, se asocia, generalmente, con cuencas pequeñas, donde no se produce la mezcla de caudales de las grandes áreas. En éstas, en realidad, aunque se produzca primer lavado su duración es muy elevada. Por otra parte, para una cuenca dada, intensidades de precipitación de valor elevado o medio producirán primer

Figura 4.
Esquema de funcionamiento de un depósito fuera de línea con aliviadero previo.



lavado, mientras que intensidades muy bajas pueden no producir primer lavado aunque sí un lavado constante.

En la tabla 4 se comparan las condiciones para la selección de un sistema de almacenamiento destinado a retener el primer lavado.

Nix et al. (1988) han estudiado el rendimiento en la eliminación de sólidos en suspensión de un depósito de retención. La investigación fue hecha con ayuda del modelo SWMM (Storm Water Management Model) que se usa ampliamente en todo el mundo.

Con ayuda de la figura 5 se puede obtener el rendimiento del depósito de retención en función de su volumen y del diámetro del orificio de desagüe. Es importante destacar que la figura 5 muestra los resultados de la simulación hecha para una cuenca de Atlanta (EE. UU.) y que no es directamente aplicable a ninguna otra.

TABLA 4.- Condiciones para retener el primer lavado (Munz, 1977).

Tiempo de Concentración en la Cuenca.	
Menor de 10 minutos.	Buenas
De 10 a 20 minutos.	Medias
Mayor de 20 minutos.	Malas
Velocidad en la alcantarilla en Tiempo Seco	
Menor de 0,5 m/s	Medias
De 0,5 a 0,8 m/s	Buenas
Mayor de 0,8 m/s	Malas
Condiciones de la cuenca aguas abajo del área de almacenamiento.	
Sin incorporación de escorrentía aguas abajo	Buenas
Incorporación de escorrentía aguas abajo:	
Conexión en paralelo	Medias
Conexión en serie	Malas

5. ALMACENAMIENTO EN LA SUPERFICIE DE LA CUENCA

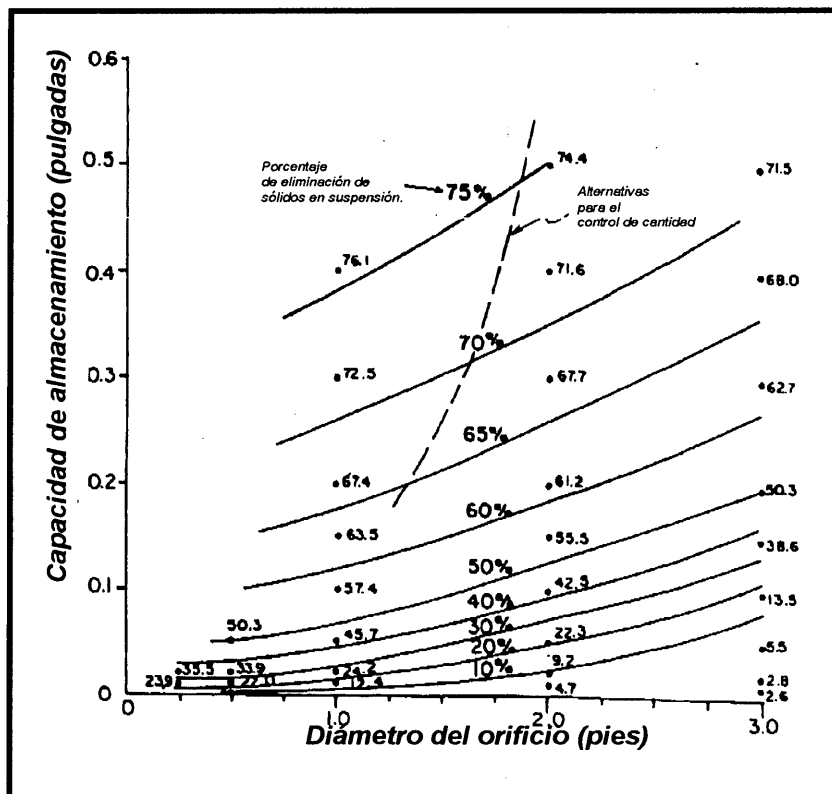
El almacenamiento en la superficie de la cuenca se lleva a cabo en estanques en los que se acumula el agua procedente de la escorrentía. Según el modo de funcionamiento hidráulico se pueden diferenciar dos tipos de estanques de almacenamiento: estanques secos o intermitentes y estanques permanentes.

5.1. ESTANQUES SECOS O INTERMITENTES

Son estanques que retienen el agua durante las lluvias, vaciándose por gravedad durante el tiempo seco mediante un desagüe que está a la cota de la base. Además, cuentan con un aliviadero de emergencia para evacuar el exceso de agua acumulada producida por un aguacero de intensidad excepcional.

Como el desagüe se dimensiona para que la escorrentía de los aguaceros intensos sea la que se almace-

Figura 5. Porcentajes de eliminación de SS para varias combinaciones de almacenamiento y diámetro de orificio. Predicciones hechas con el SWMM (Nix et al. [1988]).



ne, Novotny (1992) plantea que las lluvias pequeñas que no provocan almacenamiento (generalmente serán las más frecuentes) pasan a través del estanque sin atenuación de su contaminación, por tanto, no serían adecuados para el control de la contaminación urbana. Sin embargo, si se añade una capa de material granular en contacto con drenes adecuados en la base del estanque, se mejora la capacidad depuradora de la estructura gracias a la filtración.

Schueler (1987) estima que el volumen del estanque intermitente debe ser suficiente como para contener el volumen de escorrentía generado por una lluvia de 24 horas de duración y de período de retorno un año, desaguando en 24 horas como mínimo. Otra posibilidad es el dimensionamiento con un aguacero de 24 horas y período de retorno dos años, siendo el tiempo de desagüe de 40 horas (WA DOE, 1991).

5.2.- ESTANQUES PERMANENTES

Este tipo de estanques mantienen durante los períodos de tiempo en que no llueve, una altura de agua almacenada prefijada. Esto se consigue mediante un aliviadero cuyo umbral de vertido se encuentre a una altura superior a la de la base. Durante el tiempo lluvioso, el agua se va acumulando en el estanque, a la vez que por el aliviadero se vierte gradualmente el exceso.

Un estanque permanente consta de (Novotny, 1992):

▼ una zona donde siempre hay agua almacenada. Es la parte más profunda del estanque.

▼ cuando llueve, sobre la zona anterior se va acumulando el agua de escorrentía. El estanque aumenta gradualmente su profundidad. Llegado el punto de máximo almacenamiento se vierte el rebose por el aliviadero.

▼ una zona somera, en el perímetro del estanque que actúa como filtro biológico.

El dimensionamiento de este tipo de estanques es similar a los intermitentes, sin embargo, se han establecido localmente ciertos criterios para conseguir niveles variables de depuración. En Florida se diseña con un volumen de almacenamiento de 25 mm. de escorrentía sobre la elevación normal del estanque. El desagüe debe hacerse despacio, según Livingston et al. (1988) no más de la mitad del volumen debe vaciarse en las 60 horas posteriores a la lluvia y todo el volumen debe desaguararse tras 120 horas. Se recomienda un tiempo de retención hidráulico de 14 días para la zona donde, incluso en tiempo seco, hay agua almacenada.

5.3. DIMENSIONAMIENTO

Las variables para el diseño de estanques que permitan el almacenamiento de la escorrentía superficial, se pueden agrupar en (Droste, 1992):

- ▼ tipo de estanque: seco o permanente.
- ▼ volumen de almacenamiento.
- ▼ diámetro del conducto de desagüe.
- ▼ tiempo de retención hidráulico.
- ▼ número de compartimientos del estanque.
- ▼ superficie del estanque.
- ▼ cantidad y calidad del agua influente.
- ▼ rendimiento de eliminación de contaminantes.
- ▼ posible entrada del caudal de tiempo seco en el estanque.

Los estanques originan la sedimentación y el almacenamiento de las partículas decantables, así como una depuración biológica por los microorganismos (principalmente algas) que viven en el agua.

Por lo que respecta a los rendimientos de depuración en estanques, Hartigan (1989), comparó estanques intermitentes y permanentes, estos últimos presentaban un rendimiento de 2 a 3 veces superior en la reducción de fósforo total (del 50 a 60% frente al 20-30%) y de 1,3 a 2 en cuanto a nitrógeno total (de 30 a 40% frente a 20-30%); para otros contaminantes el rendimiento era similar: 80 a 90% para sólidos disueltos totales, 70-80% para plomo, 40-50% para zinc y 20-40% para DBO y DQO.

Ferrara y Witkowski (1983) en el estudio de un estanque permanente pusieron de manifiesto la efectividad de este sis-

tema en la reducción de las cargas de sólidos, DQO y fósforo total. Sin embargo, el nitrógeno total Kjeldahl aumentaba en el efluente, este resultado concuerda con algunas medidas de nutrientes de Martin (1988). Este autor estima que los estanques permanentes reducen las concentraciones y cargas de sólidos y metales procedentes del influente. Las eficiencias de eliminación de la fracción en suspensión de sólidos, plomo y zinc oscila según este investigador entre el 42 y el 66%. La sedimentación de las partículas más pesadas es, probablemente, el principal mecanismo de reducción de concentraciones y cargas. El transporte de nutrientes a lo largo del estanque puede verse afectado por cambios en especie y fase. Las eficiencias de eliminación para todas las especies y fases oscilan entre probablemente menos de cero y hasta el 72%.

6. TRATAMIENTO DE REBOSAMIENTOS MEDIANTE TECNOLOGÍA DE TIPO *VORTEX*

Se usan dispositivos basados en la generación de un vórtice, tanto para regular hidráulicamente un caudal (con eje del vórtice horizontal o vertical) como para separar sólidos en suspensión presentes en el agua (eje vertical). La tecnología de tipo para tratamiento de agua de lluvia se empleó en primer lugar en el control de los reboses, sin embargo, pueden utilizarse también para controlar la contaminación de la escorrentía superficial.

Un dispositivo de tipo *vortex* carece de partes móviles, esencialmente consta de (Alquier et al., 1982), (ver Figura 6):

- ▼ una cámara circular en la que el influente entra tangencialmente cerca de la base.
- ▼ un vertedero circular elevado a través del que rebosa el caudal libre de partículas en suspensión.
- ▼ una salida en la base de la cámara que conduce los sólidos a la EDAR.
- ▼ una pantalla desviadora situada aguas abajo del conducto de entrada.

En tiempo seco el agua entra por la parte inferior de la unidad, sin almacenarse, y pasa hasta la estructura de regulación desde donde se dirige hacia aguas abajo de la red de alcantarillado. En tiempo de lluvia la estructura de regulación no permite el paso de todo el agua, por tanto, se va almacenando a la vez que se forma el vórtice; cuando el agua supera la capacidad de almacenamiento de la unidad se produce el rebosamiento por la parte superior.

En algunos países se han hecho modificaciones sobre el diseño básico *vortex*, cada uno ha dado un nombre particular a su diseño. Así, en los Estados Unidos se desarrolló el "swirl", en Alemania el "fluidsep" y en el Reino Unido el "Storm King". Walker et al. (1993) muestran las semejanzas y diferencias entre estos tres tipos de *vortex*. Pisano et al. (1990) presentan

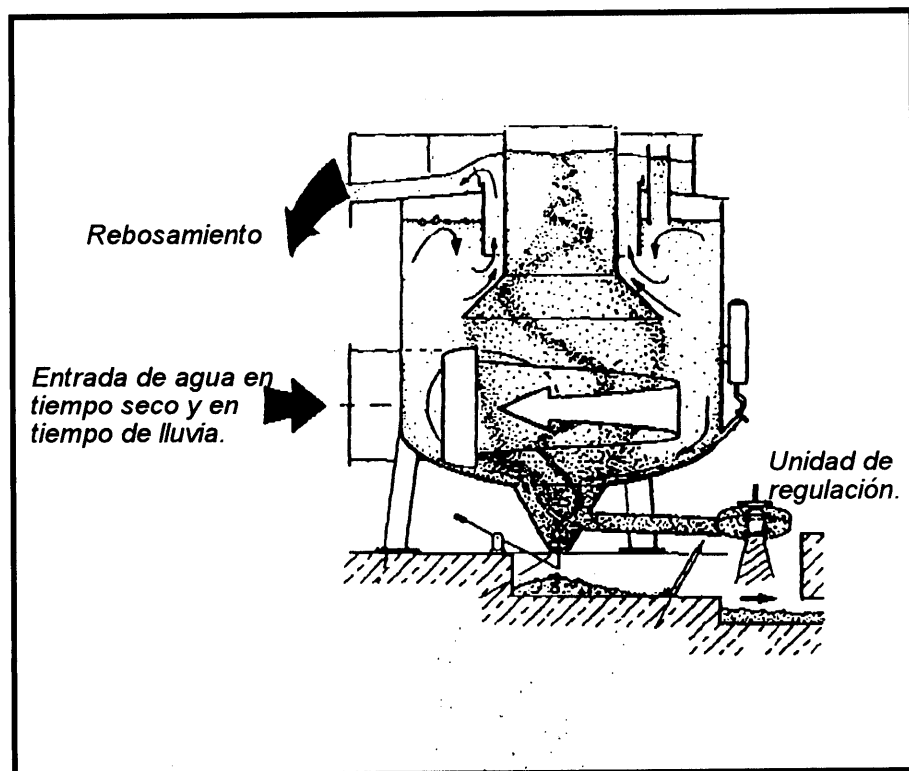


Figura 6.
Unidad de tipo
Vórtex.

una comparación muy detallada entre "swirl" y "fluidsep". En realidad se estima que hay, aproximadamente, unas cincuenta clases de *vortex* funcionando, la mayoría en Estados Unidos (Brombach et al. 1993).

El rendimiento de desarenado o eliminación de sólidos sedimentables inertes (diámetro efectivo de 0,3 mm., gravedad específica 2,65) alcanza, en pruebas de laboratorio, valores del 90 al 100%. Las mismas cifras se alcanzan en los sólidos sedimentables orgánicos (diámetro efectivo de 1 mm. y gravedad específica de 1,2). No obstante, debe tenerse en cuenta que las pruebas de laboratorio se han hecho con la fracción más pesada de los sólidos presentes en los reboses; estos muestran una clasificación granulométrica de sólidos mucho más amplia, por tanto, los rendimientos reales se aproximan al 40-50% según Moffa (1990) o hasta el 60% según Bingham et al. (1993).

Entre las ventajas de estas unidades se pueden mencionar las siguientes:

- ▼ son adecuados para instalaciones con poco espacio disponible ya que su capacidad de regulación hidráulica es muy alta en relación con su tamaño.
- ▼ pueden tratar un mayor volumen de agua residual que los depósitos de tormenta.
- ▼ ocupan poco espacio en relación con el volumen de agua que pueden tratar.

Como inconvenientes son destacables:

- ▼ su rendimiento es inferior al obtenido por los depósitos de tormenta.
- ▼ originan una gran pérdida de carga.

CONCLUSIONES

El diseño de aliviaderos basado, exclusivamente, en el concepto clásico de dilución es poco recomendable frente a la protección ambiental. Un análisis óptimo del saneamiento de una cuenca debería tener en cuenta la red de alcantarillado (con sus aliviaderos y depósitos), la EDAR y el medio receptor como un sistema conjunto.

La construcción de depósitos permite regular y reducir la contaminación vertida por los rebosamientos.

La tecnología de tipo *vortex* puede ser una solución óptima como sistema de control y tratamiento de reboses si los rendimientos alcanzados en cada caso real son suficientes para proteger el medio receptor.

BIBLIOGRAFÍA

- ALQUIER M., DELMAS D., PELLEREJ M. (1982). "Improvement of swirl concentrator". *Journal of the Environmental Engineering Division*. Vol. 108, N° EE2, págs. 379-390.
- BINGHAM D., BOUCHER W., BOUCHER P. (1993). Urban runoff pollution prevention and control planning. Environmental Protection Agency, EE. UU. EPA/625/R-93/004.
- BRITISH STANDARD SEWERAGE (1987). Guide to new sewerage construction. Part I. BS_8005. 57 págs.
- BROMBACH H., XANTHOPOULOS C., HAHN H. H., PISANO W. C. (1993). "Experience with separators for combined sewer overflow control". *Wat. Sci. Tech.* Vol. 27, N° 5-6, págs. 93-104.
- CAMP T.R. (1959). "Overflows of sanitary sewage from combined sewerage systems". *Sewage and industrial wastes*. Vol. 31, págs. 381-387.
- CONFEDERACIÓN HIDROGRÁFICA DEL NORTE (1989). Especificaciones técnicas básicas para proyectos de conducciones generales de saneamiento. 33 págs.
- DEUTSCH J. C. (1989). *Mémento sur l'évacuation des eaux pluviales*. Service Technique de l'Urbanisme. La Documentation Française, París. 349 págs. ISBN 2-11-002179-9.
- DROSTE R. L., ROWNEY CH., MACRAE C. R. (1992). "Simulation of stormwater management pond configurations", págs. 331-358, en JAMES W. (1993). *New techniques for modelling the management of stormwater quality impacts*. EE. UU.: Lewis Publishers. ISBN 0-87371-898-4.

- FERRARA R. A., WITKOSKI P. (1983). "Stormwater quality characteristics in detention basins". *Journal of Environmental Engineering*. Vol. 109, Nº 2, págs. 428-447.
- FLORET-MIGUET E., BARRAQUE B. (1994). "La pollution pluviale en question". *La Houille Blanche*. Nº 1/2, págs. 235-238.
- HARTIGAN J. P. (1989). "Basis for design of wet detention basin BMP_s", en Roesner L. A., Urbonas B., Sonnen M. B. *Design of Urban Runoff Quality Controls*. Nueva York: ASCE, págs. 122-143. (citado en NOVOTNY V. (1992). *Control of water quality in urban runoff-efficiencies and cost*. Stormwater monitoring, measurement, and management. Pre. Conference Seminar Proceedings. Municipal Stormwater Permitting. Nueva Orleans).
- HEINKING G., WILCOXON N. (1985). "Use of a swirl concentrator for combined sewer overflow management". *Journal WPCF*, Vol. 57, Nº 5, págs. 398-402.
- LIVINGSTON E., Mc CARRON E., COX J., SANZONE P. (1988). *The Florida development manual: a guide to sound land and water management*. Florida Department of Environmental Regulation. Stormwater/Nonpoint Source Management Section. (citado en BINGHAM D., BOUCHER W., BOUCHER P. (1993). *Urban runoff pollution prevention and control planning*. Environmental Protection Agency, EE. UU. EPA/625/R-93/004).
- MARSALEK J., BARNWELL T. O., GEIGER W., GROTTKER M., HUBER W. C., SAUL A. J., SCHILLING W., TORNIO H. C. (1993). "Urban drainage systems: design and operation". *Wat. Sci. Tech.*, vol. 27, nº 12, págs. 31-70.
- MARTIN E. H. (1988). "Effectiveness of an urban runoff detention pond - wetlands system". *Journal of Environmental Engineering*. Vol. 114, Nº 4, págs. 810-827.
- MOFFA P. E. (1990). *Controls and treatment of combined sewer overflows*. Nueva York: Van Nostrand Reinhold. 226 págs. ISBN 0-442-26491-7
- MUNZ W. (1977). *Storm water overflows with and without detention basins*. Eidg. Anstalt fur Wasserversorgung, Abwasserreinigung & Gewässerschutz. Publ. nº 645, Zurich (citado en STAHERE P. Y URBONAS B. (1990). *Stormwater detention for drainage, water quality, and CSO management*. Nueva Jersey: Prentice Hall, EE.UU., 338 págs. ISBN 0-13-849837-7.).
- NIX S. J., HEANEY J. P. y HUBER W. C. (1988). "Suspended solids removal in detention basins". *Journal of Environmental Engineering*. Vol. 114, Nº 6, págs. 1331-1343.
- NOVOTNY V. (1992). "Control of water quality in urban runoff-efficiencies and cost". *Stormwater Monitoring, Measurement, and Management*. Pre. Conference Seminar Proceedings. Municipal Stormwater Permitting. Nueva Orleans.
- PAZ MAROTO J. Y PAZ CASAÑÉ J. Mª. (1968). *Sanearamiento ambiental*. E. T. S. de Ingenieros de caminos, canales y puertos de Madrid. 829 págs.
- PECHER R. (1992). "Stormwater treatment in combined sewer systems in Germany". *Wat. Sci. Tech.*, vol. 26, nº 7-8, págs. 1841-1849.
- PISANO W. C., THIBAUT N., FORBES G. (1990). "Design experience with 80 MGD german solids separator for treatment of first flush at the main WWTP". Burlington, Vermont. *Control of combined sewer overflows*. WPCF Specialty Conference Series.
- RANCHET J., RUPERD Y. (1983). "Moyens d'action pour limiter la pollution due aux eaux de ruissellement en système séparatif et unitaire. Synthèse bibliographique". Cuarta parte. *Trib. Cebedeau*. Nº 473, 36, págs. 157-175.
- SCHOKLITSCH A. (1968). *Construcciones hidráulicas*. Tomo I. Barcelona: Gustavo Gili. 616 págs.
- SCHUELER T. (1987). *Controlling urban runoff: a practical manual for planning and designing urban BMPs*. Metropolitan Washington council of governments. (citado en Bingham D., Boucher W., Boucher P. (1993). *Urban runoff pollution prevention and control planning*. Environmental Protection Agency, EE. UU. EPA/625/R-93/004).
- SHARON J.D. (1989). *Combined sewer overflow pollution abatement. Manual of Practice Nº FD-17*. Virginia, EE.UU. ISBN 0-943244-32-3.
- STAHERE P. Y URBONAS B. (1990). *Stormwater detention for drainage, water quality, and CSO management*. Nueva Jersey: Prentice Hall. EE.UU. 338 págs. ISBN 0-13-849837-7.
- THU THUY T. (1988). *Les Bassins d'orage sur les réseaux d'assainissement*. Documentation Technique. Fonds National pour le Développement des Adductions d'Eau, nº 6. Ministère de L'Agriculture, París, 61 págs.
- WA DOE. (1991). *Storm water management manual for the Puget Sound basin*. Washington State Department of Ecology. (citado en Bingham D., Boucher W., Boucher P. (1993). *Urban runoff pollution prevention and control planning*. Environmental Protection Agency, EE. UU. EPA/625/R-93/004).
- WALKER D., GOLDEN J., BINGHAM D., WAKEFIELD M. A., DRISCOLL E. Y MAHWAH N. J. (1993). *Combined sewer overflow control*. Environmental Protection Agency, EE. UU. EPA/625/R-93/007. ●