

Depósitos para retención de primera escorrentía. Criterios de diseño y operación.

Beniamino Russo^{1,2}, Pere Malgrat Bregolat³, David Suñer Roqueta³

¹*Escuela Universitaria Politécnica de La Almunia (EUPLA), Universidad de Zaragoza*

²*Grup de Recerca FLUMEN, Universitat Politècnica de Catalunya*

³*CLABSA Clavegueram de Barcelona S. A.*

1. Introducción

Tradicionalmente, las inundaciones asociadas a problemas de capacidad de las redes de alcantarillado han centrado la atención de los responsables municipales. Pero en los últimos años el problema de la calidad de las aguas de los medios receptores ha ido cobrando mayor importancia en buena parte debido a la aprobación de la Directiva Marco del Agua. Para resolver este problema no se pueden centrar todos los esfuerzos en la construcción de depuradoras y en el tratamiento de las aguas residuales, pues aproximadamente un 50 % de la contaminación vertida al medio receptor proviene de estos vertidos en tiempo de lluvia. Pasa en muchas ocasiones, que los logros conseguidos mediante la construcción de depuradoras y el tratamiento de las aguas en tiempo seco quedan anulados por estas descargas.

En el caso de una red unitaria de saneamiento, que es una red diseñada para recoger y conducir hacia un determinado punto la suma del caudal de aguas residuales y de aguas de lluvia, estos vertidos, llamados “Descargas de Sistemas Unitarios” (DSU) (“Combined Sewer Overflows – CSOs”) contienen no solo agua de lluvia sino residuos industriales y domésticos, materiales tóxicos, microorganismos patógenos, nutrientes y metales que tienen unos efectos muy nocivos sobre el estado ecológico de las aguas superficiales.

Durante los días anteriores a un evento de lluvia se produce un proceso de acumulación de carga contaminante en superficie. Se considera que intensidades menores de 0.013 mm/h no interrumpen este proceso.

Esta acumulación se debe a diferentes fuentes de contaminación, entre las que cabe destacar:

- Restos orgánicos de vegetales y animales domésticos
- Restos sólidos de basuras y lixiviados de éstas
- Sustancias químicas procedentes de procesos industriales
- Compuestos y sustancias en suspensión que han precipitado
- Residuos tóxicos procedentes de emisiones de vehículos

Durante un suceso de lluvia, el agua arrastra todos estos elementos transportando la carga contaminante hacia la red y evacuándola hacia el medio receptor.

Además, al producirse una lluvia, el nuevo caudal puede llegar a resuspender todo o parte del material sedimentado en las alcantarillas, originando en las primeras parte de la tormenta elevadas concentraciones contaminantes que pueden verterse al medio receptor en los aliviaderos; a este fenómeno se le conoce como *primer lavado* (en la literatura anglosajona *first flush*). En EEUU se estima que más del 80 % de los

problemas de contaminación de los medios acuáticos se debe a estas escorrentías urbanas.

La importancia de la contaminación vertida por las aguas pluviales ha quedado demostrada en estudios como el PROMEDSU ("Programa Nacional Para la Medida de la calidad de las descargas de los sistemas de alcantarillado unitarios hacia los medios receptores") donde se indica que los vertidos en tiempo de lluvia puedan aportar hasta un 50% de la contaminación que llega a los medios receptores (repartida entre un 25% procedente de la escorrentía y otro 25% procedente de los sedimentos depositados en el alcantarillado).

2. Contaminantes presentes en los vertidos

Existen numerosas sustancias en el agua que producen una alteración inaceptable en especies animales, plantas, etc. que viven en los medios receptores. La cantidad de estas materias en el agua se puede considerar como un índice de calidad. Estas sustancias se pueden clasificar en:

1. Sedimentos:

Los efectos de los sedimentos son un aumento de la turbidez del agua, reduciendo la transmisión de la luz y el crecimiento de la flora, acumulación en el lecho limitando la zona de puesta de los peces, alteración de la cadena alimenticia y alteración estética del medio. Estos son importantes porque las sustancias químicas están muchas veces adheridas a partículas muy finas de tamaños inferiores a 100 μm .

Se clasifican en

- a) Sólidos en suspensión /sólidos disueltos: se distinguen por filtración en fibra de vidrio
- b) Sólidos volátiles / no volátiles: se distinguen por desaparecer a temperatura de 550° durante una hora.

2. Sustancias con demanda de oxígeno:

El oxígeno disuelto en el agua (DO) se consume en parte por las reacciones de oxidación de materia orgánica. El oxígeno eliminado se repone a través del aporte atmosférico y a través del O_2 generado por algas y vegetales. Si la producción de O_2 no compensa su consumo los niveles de oxígeno se pueden reducir por debajo de los umbrales de supervivencia de las especies.

Se mide directamente como DO o de forma indirecta como DBO_5 , DQO y TOC

3. Indicadores biológicos u organismos patógenos:

El agua de escorrentía puede contener cantidades importantes de bacterias y virus patógenos. Así se usan indicadores de su presencia como por ejemplo: CF (Coliformes Fecales), CT (Coliformes Totales), EC (Escherichia Coli), EI (Enterococos Intestinales), etc.

4. Nutrientes:

Son sustancias químicas que estimulan el crecimiento de algas y plantas. Los nutrientes básicos son C, N, y P. Este crecimiento excesivo puede provocar disminución de DO en la noche debido a la respiración nocturna, aumento de algas en superficie, olores molestos, coloración del agua, etc.

5. Metales pesados:

Procedentes del agua de escorrentía casi siempre, pueden provocar daños letales por encima de unas concentraciones umbral. Los metales que se controlan normalmente son Pb, Cu, y Zn. Otros pueden ser As, Ba, Cd, Cr, Fe, Mn, Hg, Ni.

6. Otras sustancias tóxicas:

Pueden aparecer en el agua como resultado de un vertido tóxico. Algunos habituales son compuestos tóxicos, fenoles, pesticidas y herbicidas, aceites, grasas, cloruros, etc.

2.1 Concentraciones habituales de contaminantes en DSU y en DSP

Existen diferentes fuentes de información sobre campañas de medidas y de concentraciones de contaminantes de los vertidos de sistemas unitarios (DSU) y pluviales (DSP) en distintos países (USA, Francia, España).

Cabe destacar los valores de concentraciones medias durante un suceso (CMS) obtenidos en el estudio del PROMEDSU que se adjuntan en la siguiente tabla:

CMS (mg/L)	Madrid	Barcelona	Valencia	Sevilla	Vitoria - EROSKI	MÁXIMO	MEDIA
DQO	679,8	455,8	293,2	833,7	1003,6	1003,6	702,6
DBO ₅	384,3		166,2	388,8	344,1	388,8	320,9
COT	53,2	37,0	34,9	35,0	29,3	53,2	38,1
NTK	38,0	20,1	40,5	46,4	22,5	46,4	36,9
NH ₄ ⁺	19,0	7,4	13,8	22,0	8,6	22	15,9
P-total	7,5	9,7	6,2	4,9	9,1	9,1	6,9
SS	597,3	579,8	229,4	733,4	562,2	733,4	530,6
SSV	353,3		134,3	486,7	300,5	486,7	318,7
SD	361,7	2249,9	964,4	324,9	499,4	964,4	537,6
SDV	173,0		279,1	131,6	326,0	326	227,4
ST	959,0	2829,7	1193,8	1058,3	1061,6	1193,8	1068,1
Turbidez (NTU)	209,6		125,0	222,0	135,5	222	173,0
Cond. (mS/cm)	0,7	3,8	1,3	0,5	0,5	3,8	1,4
Temp (°C)	16,4	22,7	19,5	18,9	18,1	22,7	19,1
pH	8,0	7,3	7,6	7,4	7,3	8	7,5
Cu (dis)	0,05		0,02	0,03	0,02	0,05	0,03
Zn (dis)	0,32		0,16	0,38	0,83	0,83	0,42
Pb (dis)	0,10		0,04	0,38	0,08	0,38	0,15
HC (dis)	5,7	5,8	1,4	5,1	3,1	5,7	3,8

Tabla 248: Análisis de valores medios de los CMS obtenidos en todas las cuencas piloto

Tabla 2.1 - Concentraciones medias de varios contaminantes según el PROMEDSU

3. Medidas para el control de los vertidos durante un suceso de lluvia

Existen diferentes técnicas para limitar los vertidos de un sistema de alcantarillas y controlar el grado de contaminación en los medios receptores.

Las técnicas de gestión de la escorrentía urbana se pueden clasificar desde numerosos puntos de vista. En la literatura nos encontramos con clasificaciones diferentes. Dos de las clasificaciones más coherentes son las que se presentan a continuación:

1. Según el grado de intervención de la estructura en la red
 - a) *Medidas no estructurales*: son aquellas que no precisan una actuación en la estructura de la red y por tanto no requieren inversiones elevadas (pavimentos porosos, almacenamiento en las cubiertas, limpieza viaria, almacenamiento en las propias conducciones existentes, etc.)
 - a) *Medidas estructurales*: son aquellas en las que es preciso operar en la estructura de la red o en la depuradora.
2. Según el lugar del sistema de alcantarillado donde se apliquen:
 - a) *Control en origen*: son aquellas medidas que se aplican a elementos del sistema de drenaje previamente a su incorporación a la red de saneamiento.
 - b) *Control de vertidos (o aguas abajo)*: son aquellas medidas que se aplican en la red de alcantarillado o en la EDAR.

Generalmente las medidas no estructurales coinciden con el control en origen; por su parte las medidas estructurales lo hacen con el control de vertidos.

3.1 Medidas no estructurales o control en origen

Las medidas no estructurales en la superficie de la cuenca, generalmente no requieren inversiones elevadas. Son ejemplos de esos sistemas los pavimentos porosos que evitan la entrada de la escorrentía en el sistema de saneamiento, dirigiéndola hacia las capas subyacentes; la retención y almacenamiento de volúmenes de agua en azoteas que demoran la entrada de la escorrentía en la red o los drenes con superficie vegetal que permiten reducir la punta del hidrograma de escorrentía y aumentar la infiltración del agua pluvial en el terreno. Otras medidas no estructurales suponen la realización de diseños adecuados para minimizar la acumulación de contaminantes en las calles y en las pequeñas estructuras de unión entre la superficie drenante y la red de alcantarillado. La adopción de estas medidas disminuye las cargas contaminantes de la escorrentía de agua pluvial, por lo que también disminuyen las cargas contaminantes de los reboses aunque normalmente no se consigue una reducción sustancial.

La aplicación de estas medidas en una escala precisa para controlar los reboses, es impracticable en muchas ciudades debido al nivel de desarrollo y ocupación existente en las mismas.

Sin embargo pueden ser necesarias en construcciones o desarrollos futuros evitando el aumento de caudales de agua pluvial en el alcantarillado unitario. La aplicación de controles puede lograrse mediante la incorporación de medidas apropiadas en las cuencas recurriendo a ordenanzas municipales y mediante una revisión estricta de los planes de desarrollo propuestos.

En general, las medidas no estructurales pueden afectar a la cantidad y concentración de los contaminantes en los reboses, pero se debe ser realista y no confiar solamente en ellas para lograr una reducción considerable en las cargas contaminantes o en la mejora estética de las aguas (Equipo de Calidad de Aguas, 1994).

3.2 Medidas estructurales o control de vertidos aguas abajo

Las medidas estructurales son aquellas medidas que se aplican en la red de alcantarillado o en la estación de depuración y generalmente requieren inversiones elevadas. Son actuaciones frecuentes tanques o túneles de retención de las primeras aguas de lluvia (*primer lavado* o *first-flush*) y en estos casos, una particular atención se debe dedicar al diseño de los aliviaderos.

4. Depósitos de retención de primera escorrentía

4.1 Depósitos y Aliviaderos

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 un cierto umbral. Los aliviaderos se pueden clasificar en *frontales* y *laterales*

Los laterales permiten el vertido de las aguas perpendicularmente a la dirección del flujo principal; los frontales permiten el vertido 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. Los depósitos de almacenamiento también llamados de tormenta o de retención, se dimensionan para alcanzar dos objetivos: control de caudal en el sistema y control de la contaminación vertida en el aliviadero. Los depósitos cuyo objetivo es el control de la contaminación vertida al exterior, se diseñaron históricamente con un *criterio de dilución*, según el cual las aguas negras debían verse mezcladas (diluidas) con una cierta cantidad de agua de lluvia supuestamente limpia. Hoy en día el control de la contaminación vertida por los aliviaderos debe hacerse mediante sistemas de control y tratamiento de vertidos. 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 línea.** Son aquellos por los que siempre pasa el agua procedente de aguas arriba del sistema;
- **Depósitos fuera de línea (en paralelo).** Entran en funcionamiento cuando en un punto prefijado de la red se supera un cierto umbral de caudal. 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.

El tanque en serie o en línea, en general, es más económico y el flujo sigue la dirección lógica del colector. En cambio presenta el inconveniente de que en caso de lluvias de

intensidad baja toda la superficie del tanque entra en funcionamiento, produciéndose sedimentaciones que es necesario evitar, bien con una limpieza manual o automática.

En cambio, el tanque en paralelo tiene mucho mejor resuelto este problema, ya que para pequeñas lluvias la superficie mojada se reduce de forma importante y, por tanto, no es necesario un sistema de limpieza en esta cámara.

La elección de una tipología u otra depende de la importancia del tanque (volumen a retener) y de las posibilidades de ubicación de ambas opciones.

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.

Cuando se elige la opción de depósitos de retención como medida de calidad de los medios receptores se debe tener en cuenta un factor importante: la capacidad de la planta depuradora. No obstante esta medida represente la solución más eficaz en términos de reducción de contaminantes, la capacidad de las EDAR en una ciudad puede no estar dimensionada para un adecuado vaciado de todos los depósitos de primer lavado.

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 procedente 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 vertido, tanto el caudal que sale al exterior 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 residual y tres partes de agua de lluvia.

Debido a la calidad de las aguas de lluvia, este criterio de diseño no es claramente justificable ante la protección del medio receptor. En particular pueden hacerse dos objeciones importantes:

- 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.

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 2 y 7. Camp (Camp, 1959) menciona valores que van de 2 a 5; Paz Maroto y Paz Casañé (Paz Maroto y Paz Casañé, 1968) dan un valor fijo de 5; las normas alemanas (Pecher, 1992) especifican una cuantía de 7; y en el Reino Unido se da el valor 9 para los aliviaderos de reciente construcción.

4.2 Problemática de los depósitos de primer lavado

Los depósitos de retención son elementos estructurales que consisten en dedicar una cierta superficie de terreno, con su correspondiente capacidad de almacenamiento, para retener parte del volumen del hidrograma de caudal de escorrentía y reducir por laminación y almacenamiento los caudales que se presenten.

En el caso particular de depósitos de retención anti-DSU, el estudio de la reducción del impacto contaminante sobre los medios procedente de los vertidos de la red de drenaje en tiempo de lluvia, debe abordarse analizando de forma conjunta los aspectos de cantidad y calidad del agua. Aspirar a que el 100% de las aguas de escorrentía urbana se depuren antes de su vertido no es practicable, dado que deberíamos diseñar unas instalaciones de tratamiento y depuración varias decenas de veces superiores a las que ya tenemos.

Sirva como ejemplo que la capacidad de tratamiento de la estación depuradora del Besós, en Barcelona, tiene una capacidad del orden del 10-12 m³/s mientras que el caudal punta producto de la escorrentía urbana para un periodo de retorno de 10 años en la zona servida por dicha planta de tratamiento es cercano a los 500 m³/s. Pero debemos analizar la distribución en el tiempo de la carga contaminante transportada por el caudal de escorrentía y determinar si existe el fenómeno de *primer lavado* de la superficie de la ciudad (*first flush*). Si ello es así, tal vez sea planteable la posibilidad de almacenar si no toda el agua de escorrentía, sí al menos la primera que transporta una carga contaminante superior. Dicho fenómeno puede ser más acusado en zonas que presenten precipitaciones con grandes intensidades de lluvia en pocos minutos. En este caso un almacenamiento de volumen moderado puede ser una estrategia de control de la contaminación vertida al medio.

Por esta razón se puede plantear el almacenamiento de los primeros volúmenes de agua en un depósito construido a tal efecto. Dicho depósito puede disponerse bien intercalado en línea en la red (almacenamiento on-line) o bien aparte, en paralelo, donde el agua debe llegar después de sobrepasar una estructura de interceptación (almacenamiento off-line).

El esquema de funcionamiento en los dos casos es muy similar. Por ejemplo, para la operación de un depósito en línea, el agua en tiempo seco atraviesa el depósito y se dirige a la planta de tratamiento. Por el contrario, en tiempo de lluvia, al aumentar el caudal de paso existe un elemento de regulación que limita el caudal que va hacia la planta de tratamiento, almacenando el sobrante. Cuando el depósito se llena, existen estructuras en forma de aliviadero que permiten verter al medio receptor el caudal que llega por la red de drenaje. Una vez que ha dejado de llover, se irá vaciando poco a poco el depósito de retención, cuyas aguas se dirigirán a la planta de tratamiento. La forma de operación de un depósito en paralelo es similar, sólo que el agua entra en dicho depósito cuando se supera un cierto caudal de paso por la red por lo que en tiempo seco dicho depósito está vacío. De esa manera se retienen los primeros volúmenes de escorrentía, y podemos mitigar en parte el impacto sobre el cauce de vertido. Normalmente en estos casos el vaciado del depósito debe hacerse con ayuda de un grupo de bombeo.

5. Métodos de dimensionamiento de depósitos de retención de primera escorrentía

El parámetro más importante que regula el diseño de un tanque de retención de primera escorrentía es su volumen y el área en planta que ocupa. Este volumen depende inicialmente del caudal de salida hacia el interceptor general (este es el colector que recibe los vertidos de los tanques de retención y los traslada hasta la estación de depuración), de la pluviometría de la zona y del número de vertidos que permitamos en el medio receptor.

5.1 Método Inglés (British Standard 8005)

En cuanto al volumen del tanque de tormenta, la filosofía de esta normativa es que este volumen sea capaz de retener la contaminación producida por la primera lluvia como mínimo.

Así, se señala que este volumen corresponde al necesario para que una lluvia de 20 minutos de duración y con una intensidad de 10 l/s/ha no produzca vertidos por el aliviadero de tormenta.

Considerando esta normativa, el volumen de depósito así calculado resulta ser de 12 m^3 por hectárea impermeable.

En cuanto al caudal de salida hacia la estación de depuración, la *British Standard 8005* (British Standard Sewerage, 1987) define un caudal dado por la siguiente fórmula:

$$Q = 1.365 \frac{P}{86400} + 2Q_I + Q_{TS}$$

siendo:

Q = caudal (l/s)

P = población

Q_I = caudal industrial (l/s)

Q_{TS} = caudal medio en tiempo seco urbano (l/s)

Es decir, que sobre la base de una dotación de 250 litros por habitante y día permite una dilución del orden de 5.5 a 1. Esta fórmula es similar a la usada en el norte de España (Confederación Hidrográfica del Norte) de 20 l/s por cada 1.000 habitantes (Redondo, 1997).

La fórmula inglesa se empleó en Liverpool por primera vez en los años cincuenta. Supone llevar un importante caudal hacia la depuradora, lo que permite disminuir el volumen de los tanques de retención. En general crea problemas a la entrada de la estación de depuración, ya que obliga a que el tratamiento primario se diseñe para estos caudales, mientras que el secundario se suele diseñar para el caudal punta en tiempo seco, del orden de 2 a 2.5 veces el caudal medio en tiempo seco

5.2 Método Alemán (Norma ATV-128)

Según la normativa alemana ATV-128 (Standards for the dimensioning and design of stormwater overflows) (ATV, German Association for Water Pollution Control, 1992). el caudal de diseño de la estación de depuración y, por tanto, del interceptor, viene dado por la fórmula:

$$Q_{CW} = 2Q_{px} + Q_i$$

siendo:

Q_{CW} = caudal derivado hacia el interceptor

Q_{px} = caudal medio del día de máximo consumo

Q_i = caudal de infiltración

En relación al volumen de los tanques de tormenta, la norma alemana varía respecto a la norma inglesa proponiendo en lugar del valor de 10 l/s/ha un abanico entre 7.5 y 15 l/s/ha impermeable que varía en función del tiempo de concentración de la cuenca. Para tiempos de concentración inferiores a 120 minutos, la lluvia crítica viene dada por la fórmula:

$$l_c = 15 \cdot \frac{120}{t_c + 120}$$

siendo:

l_c = lluvia crítica en l/s y ha impermeable

t_c = tiempo de concentración, en minutos

para $t_c > 120$ minuto: lluvia crítica = 7.5 l/s y ha impermeable

La gráfica siguiente muestra la relación entre las intensidades de la lluvia crítica y el tiempo de concentración.

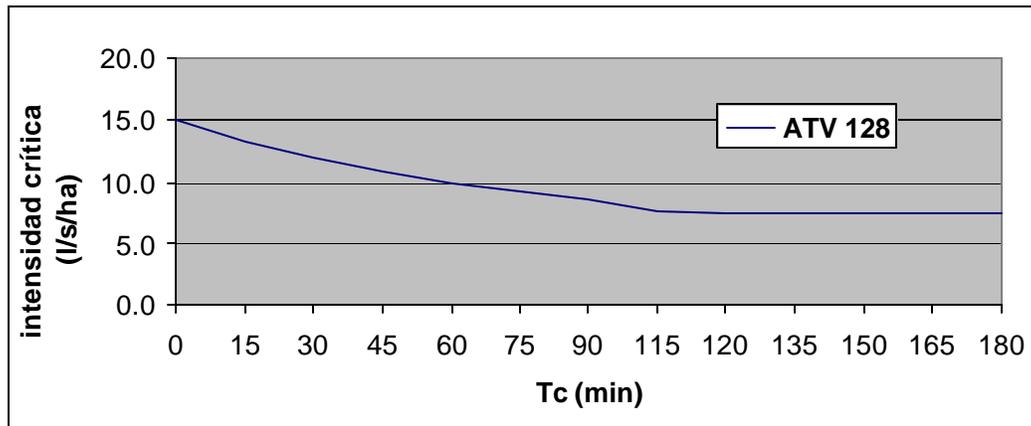


Figura 5.1 - Criterio para calcular el volumen de un tanque de primer lavado (ATV-128)

El volumen de un tanque de tormenta así calculado oscila entre un mínimo del orden de 5 m³/ha impermeable hasta un máximo de 40 m³/ha impermeable. Un valor normal oscila entre 15 y 20 m³ por hectárea impermeable.

Pero además de este volumen mínimo que consigue evitar la contaminación producida por la primera lluvia, si se quiere reducir el caudal que va hacia la estación de depuración es necesario ampliar la capacidad del tanque de tormenta. Para conocer este nuevo volumen, la norma ATV-128 marca una metodología basada en el principio que la contaminación vertida por el tanque de tormenta más la vertida por la estación de depuración correspondiente al caudal de lluvias no debe ser superior a la contaminación producida por un sistema separativo de agua pluvial, a nivel de valores medios anuales. Con base en esta hipótesis se desarrolla un método de cálculo que depende de la relación entre el caudal medio anual de alivio de un tanque de tormenta y el caudal medio en tiempo seco.

Es decir, de la contaminación que pueda traspasar el caudal de agua residual al caudal de agua pluvial durante una lluvia.

5.3 Método Austriaco (Norma ÖWWW Regelbatt 19 del 1987)

La norma ÖWWW Regelbatt 19 (1987) (la equivalente austriaca de la ATV-A128) fija el valor de 15 l/s/ha impermeable para el diseño de medidas anti-DSU como depósitos de retención de primer lavado.

Si el medio hídrico receptor puede presentar eventuales problemas de dilución de los contaminantes o tiene una particular importancia este valor mínimo será de 30 l/s/ha impermeable.

Como en Alemania, el diseño de un depósito de retención se basa sobre la hipótesis de retener el first flush. Se consideran dos tipos de depósitos:

- *catch tanks* (fuera de línea) a menudo posicionados en la periferia de la cuenca
- *flow-through tanks* (en línea)

Para el diseño de depósitos, se especifica un volumen mínimo de 15 m³/ha impermeable. Cuando se requiere una protección más eficaz debido a la importancia del medio receptor, la OWWV Regelbatt-19 sugiere los valores de 20-26 m³/ha impermeables para depósitos non en línea y 45 m³/ha impermeable para depósito en línea. La norma no permite depósitos con volúmenes totales menores de 50-100 m³.

5.4 Métodos franceses

En Francia, a pesar de los numerosos estudios y depósitos realizados, no existe una metodología o una normativa general que se aplique.

Una referencia (Temprano J. *et al.*, 1998) ofrece una serie de valores en relación con específicas tipologías de contaminantes. En particular se habla de un intervalo entre 100 y 200 m³ por hectárea impermeable si nos referimos a sedimentación o a resuspensión de sólidos (Bachoc *et al.*, 1993), de un intervalo entre 200 y 300 m³ por hectárea impermeable si nos referimos a descargas de nutrientes (Hvitved-Jacobsen *et al.*, 1987), entre 31 y 68 m³ por hectárea impermeable si consideramos sólidos en suspensión (Saget *et al.*, 1995). En esa misma referencia (Temprano J. *et al.*, 1998), los autores obtuvieron datos también en relación con la seguridad de las especies en los medios receptores. En particular obtuvieron valores entre 60 y 150 m³ por hectárea impermeable para garantizar la presencia de salmónidos, y entre 0 y 6 m³ por hectárea impermeable para garantizar la presencia de cipriánidos.

Otro interesante estudio, desarrollado en Francia, propone un criterio de diseño según la eficiencia que a la estructura se requiera (Saget *et al.*, 1995). En particular, considerando los contaminantes de sólidos en suspensión y de BOD₅ se definen los procedimientos para dimensionar los depósitos según el porcentaje de las cargas contaminantes que se pueden admitir.

Volumen Almacenado in m³/ha.imp.	Masa (en %) de contaminante interceptada anualmente	Masa (en %) de contaminante interceptada durante los eventos críticos
20	36-56	5-15
50	57-77	13-34
100	74-92	26-74
200	88-100	60-100

Figura 5.2 - Tabla de comparación de las eficiencias obtenidas para la interceptación de sólidos en suspensión.

5.5 Métodos italianos

En Italia comúnmente los depósitos de retención anti-DSU se dimensionan utilizando el valor de 50 m^3 por hectárea impermeable.

Según algunos estudios recientes se ha comprobado que para alcanzar una frecuencia de vertido por año de algunas unidades se deben retener grandes volúmenes en un rango entre 200 y 300 m^3 por hectárea impermeable.

Otros resultados han demostrado que valores muy altos de volúmenes de retención no se justifican considerando el ratio beneficios / inversión y que el valor óptimo en este sentido se da alrededor de los 50 m^3 por hectárea impermeable.

Un estudio del Mignosa (Mignosa *et al.*, 2005) demostró que aplicando la Normativa anti DSU de la región de Lombardia que prevé la retención de los *primeros 5 mm de lluvia caída*, se registraban todavía decenas de graves eventos de vertidos a los medios receptores. Los resultados del estudio proponen la retención de volúmenes del orden de cientos de mm . La cantidad de $300 \text{ m}^3/\text{ha}$ resultó reducir sensiblemente la frecuencia de los vertidos.

Calomino *et al.* (2004) a través de un estudio experimental en una cuenca del Sur de Italia (Cosenza) demostraron que capacidades del orden de $100-150 \text{ m}^3/\text{ha}$ daban reducciones sensibles en términos de frecuencia de eventos de vertidos, de volúmenes de vertidos y de masas de contaminantes.

En otro estudio Milano *et al.* (2005) en un estudio basado sobre una serie de 25 años de lluvias y sobre observaciones de la calidad de los medios receptores aplicando el modelo SWWM, llegaron los siguientes resultados:

Retención de 50 m^3 por hectárea impermeable ? 37% de reducción de los volúmenes vertidos

Retención de 250 m^3 por hectárea impermeable ? 80% de reducción de los volúmenes vertidos

Otro interesante ratio en términos de masa de contaminante lo proponen Artina *et al.* (2002). Según este estudio reteniendo un volumen de 25 m^3 por hectárea impermeable se retiene el 50 % de las masas de contaminantes presentes durante episodios de lluvia.

Bornatici *et al.* (2003) proponen los resultados de un estudio sobre una cuenca experimental (Cascina Sala) y ofrecen datos en términos de frecuencia (número de eventos por año) y de volúmenes de vertidos. Según este estudio a través de la retención de un volumen de 25 m^3 por hectárea impermeable se alcanza el resultado de una reducción del 50 % tanto como números de vertidos como volúmenes de descargas.

5.6 Método de la Confederación Hidrográfica del Norte

En España, la Confederación Hidrográfica del Norte propone, como unidad de medida de depósitos anti-DSU, un orden de magnitud entre 4 y $9 \text{ m}^3/\text{ha}$ impermeable dependiendo de la densidad demográfica de la cuenca.

En cuanto al caudal de salida hacia la estación de depuración, la Confederación propone el valor de 20 l/s por cada 1000 habitantes y eso es un valor muy similar al señalado por la British Standard 8005.

La filosofía de este método es la de conseguir la laminación de los fuertes caudales que producen las lluvias en las redes de alcantarillado, con el objetivo doble de poder ser transportados hacia las plantas de tratamiento, y de ser tratados en dichas instalaciones sin alterar de forma sustancial su funcionamiento normal.

El criterio seguido, en Asturias, para el dimensionado de la cámaras de retención de los aliviaderos, es que sea capaz de retener los caudales entrantes correspondientes a una lluvia de 10 l/ha y de 20 minutos de duración. Todos los aguaceros que produzcan caudales iguales o inferiores a dichas lluvias, no producirán vertidos a los cauces.

5.7 Otras metodologías utilizadas en España

En el PECLAB'97 (Plan Especial de Alcantarillado de Barcelona) se dimensionaron unos volúmenes de retención que se determinaron a partir de la construcción de unas gráficas *número de episodios de DSU anuales – volumen de depósitos anti-DSU y volumen de DSU – volumen de depósitos anti-DSU*.

Estas gráficas se construyeron mediante simulaciones de largas series temporales con distintas hipótesis de volúmenes de retención anti-DSU.

El volumen óptimo de depósitos anti-DSU se estimó como ese en el que para conseguir retener un episodio anual más, es necesario aumentar un 5% más el volumen de depósitos. Este punto de las gráficas coincidía aproximadamente en la reducción a 1/3 del número de DSU y a la mitad en volumen de DSU.

Esta metodología se utilizó para el diseño del *depósito de Taulat* (50.000 m³) que tiene una función exclusivamente anti-DSU. Una vez calculado el volumen se desarrolló una simulación a través de un modelo integrado para comprobar el cumplimiento de los estándares de calidad del medio receptor establecidos por la Directiva de las Aguas de Baño.

En la cuenca del Besós se usó una metodología similar a la usada para el PECLAB pero incorporando la función de costes de construcción / m³ de depósitos anti-DSU.

Así para disminuir la contaminación del río debida a descargas de redes unitarias, se aplicó una metodología (Gómez *et al.*, 2005) basada sobre la simulación de una larga serie temporal de lluvias (15 años). A través de los resultados de la simulación y de la relación entre costes de construcción y volumen de retención se decidieron los objetivos alcanzables por el Consorcio por la Defensa de la Cuenca del Besos (una autoridad local formada por las municipalidades afectadas).

Los objetivos se expresaron en términos de volumen de DSU vertido anualmente respecto al volumen inicial y a la nueva frecuencia de vertidos permitida. En este caso se planteó la solución de 7 depósitos anti-DSU para reducir el volumen de DSU al 50% y la frecuencia anual de vertidos de 1/3. Si hay disponibilidad de serie temporales significativas, la metodología se puede aplicar en cualquier cuenca siendo necesario un análisis previo de la función *coste construcción / m³ retenido*. Una vez conocida esta función es posible construir gráficas y elegir el grado de protección del medio en función del coste de la infraestructura y de los m³ de retención necesarios.

6. Ejemplos de actuaciones en España y en el mundo

A pesar de la falta de una metodología general para el diseño de depósitos de retención, existen muchos ejemplos de actuaciones de este tipo en España y en el mundo. A veces se prefiere construir tanques y otras veces túneles, especialmente cuando el objetivo es proteger una línea de costa. En este apartado se resumen las actuaciones más significativas.

6.1. Situación en España

Actualmente la ciudad de *Barcelona* dispone de 10 depósitos de retención con un volumen total de 522.400 m³. considerando el volumen de obra civil asociado a estas actuaciones. De los 10 depósitos, los 2 únicos a cielo abierto (*Diagonal Mar* y *Parc del Poble Nou*) tienen función de anti-inundación, de los restantes 2 (*Taulat* y *Plaça Fórum*) tienen función exclusiva anti-DSU y los otros 6 (*Zona Universitaria*, *Bori i Fontestà*, *Parc Joan Miró*, *Doctor Dolsa*, *Escola Industrial*, *Parc Central Nou Barris*) función mixta.

Madrid en poco tiempo tendrá 22 depósitos de primer lavado y 4 depósitos de almacenamiento asociados a las 4 depuradoras en la zona del río *Manzanares* con una capacidad total de retención de 1.200.000 m³. En este caso el criterio de diseño fue un coeficiente de dilución muy alto (todos los caudales con diluciones inferiores a 17 veces el caudal punta de aguas negras debían ser dirigidos a la estación depuradora para su tratamiento).

En *Asturias* la Confederación Hidrográfica del Norte ha ejecutado más de 34 depósitos de retención con función exclusivamente anti-DSU.

Santander actualmente dispone de 7 depósitos con una capacidad total de 11.605 m³.

6.2. Situación en el mundo

Actualmente existen 31.000 depósitos o estructuras de retención anti-DSU activos en *Alemania* que representan un volumen total de retención de 33.000 millones de m³.

Como ejemplo de túneles más destacables en el mundo tenemos el *Northside Storage Túnel de Sydney* construido cuando la ciudad fue elegida como sede de los Juegos Olímpicos del 2000. Los 16.1 Kilómetros del *Northside Storage Tunnel* se desarrollan desde el *Lane Cove River* (con una profundidad de 40 metros) hasta la península del *North Head* (100 metros por debajo del nivel del mar y 160 m por debajo del nivel del suelo) donde se encuentra la planta de tratamiento. Otro tramo de 3.7 Kilómetros empieza en *Scotts Creek* y se junta al túnel principal en *Tunks Park*.

Los diámetros del túnel tienen un rango entre 3.8 m y 6.6 m, y globalmente el túnel alcanza una capacidad de retención de 500.000 m³.

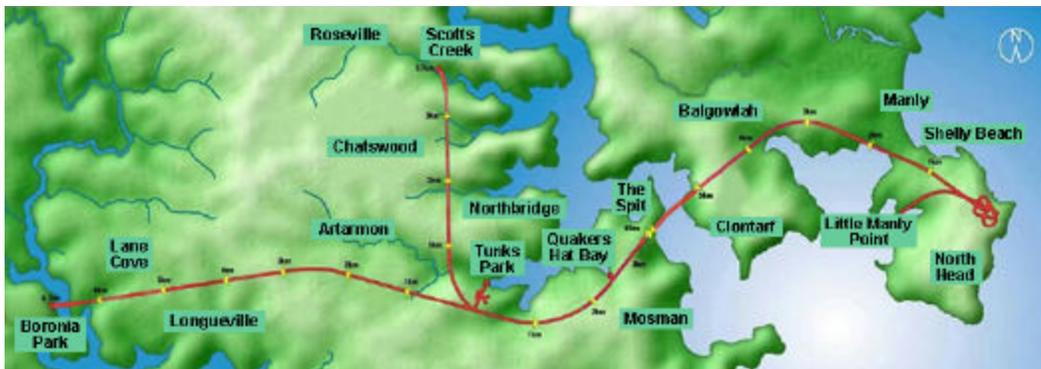


Figura 6.1 – Recorrido del Northside Storage Túnel en la ciudad de Sydney.

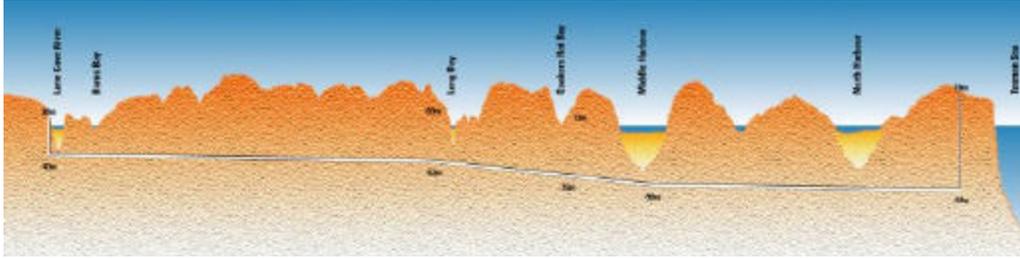


Figura 6.2 – Perfil del Northside Storage Túnel en la ciudad de Sydney.

En *Milwaukee* (Estados Unidos) 27 millas de túneles están incluidas en el reciente programa anti-DSU y actualmente 130 DSUs están conectadas a esta red. Las profundidades de estos túneles llegan a 100 m y los diámetros son de 5 a 7 m en la zona aguas arriba y 32 m en los tramos finales. El sistema tiene una capacidad de 1.500.000 de m³.

Los problemas del control de inundaciones y DSU se resolvió en *Chicago* (Estados Unidos) a través del proyecto “Tunnel and Reservoir Plan”, uno de los proyectos públicos más ambicioso de la historia de los Estados Unidos. Solo el túnel principal, que elimina el 80% de los problemas de DSU en un área de 530 Km², tuvo un coste de 975 millones de dólares. El túnel principal es de 50 Km y tiene una capacidad de 3.790.000 m³ y secciones de hasta 10 m de diámetro.

En *Estocolmo* (Suecia) el túnel *SNAKE* es un túnel de 3.5 Km de longitud, 3.5 m de diámetro y una pendiente de 0.004 con 35.000 m³ de volumen. La red del centro de Estocolmo es unitaria y el túnel fue construido para almacenar las aguas sobrantes en la red, que antes eran aliviadas al lago Malaren.

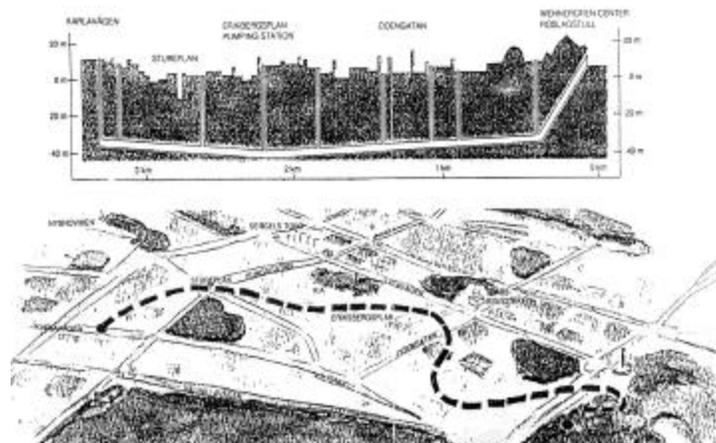


Figura 6.3 - The SNAKE. Planta y perfil.

7. Problemáticas asociadas a la determinación del fenómeno del first-flush

Se ha visto que para el dimensionamiento de tanques de primer lavado es necesario conocer el fenómeno del first-flush relacionado a la cuenca objeto de estudio.

El estudio del fenómeno del first-flush se asocia a la curva M-V que relaciona la cantidad de contaminante al volumen vertido. De hecho en unos casos el contaminante puede verse de forma uniformemente distribuida a lo largo del evento de lluvia o presentarse en mayor o menor porcentaje durante el comienzo o al fin del mismo

suceso. En un estudio Calomino et al. (2005) demuestran que el primer 60-70 % de un volumen asociado a eventos de lluvia en una cuenca del Sur de Italia (Cosenza) contenía el 90% de contaminantes en masa. En el mismo estudio los autores concluyen que el fenómeno del *first-flush* está estrictamente relacionado con la morfología y las condiciones pluviométricas de la cuenca así que es necesario dimensionar los depósitos de retención de primer lavado a través de estudios específicos.

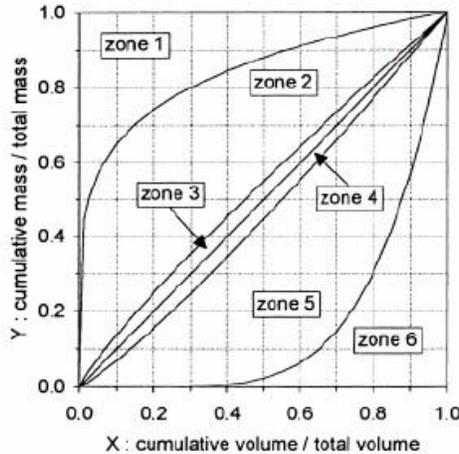


Figura 6.1 – Curva $M(V)$ (Bertrand-Krajewski et al., 1998)

Es posible estudiar con detalle el fenómeno del *first-flush* a través del análisis de la distribución de la masa de contaminante respecto al volumen, $M(V)$, relacionada para un suceso de lluvia y obtenida representando el cociente entre la masa de contaminante y la masa de contaminante total en ordenadas y el cociente entre el volumen vertido y el volumen total en abscisa. En particular si:

- si la curva $M(V)$ coincide con la bisectriz, la concentración de contaminante en los vertidos queda constante durante toda la duración del evento de lluvia;
- si la curva $M(V)$ se posiciona por encima de la bisectriz, la concentración disminuye progresivamente durante toda la duración del suceso de lluvia;
- si la curva $M(V)$ se posiciona por debajo de la bisectriz, la concentración aumenta progresivamente durante toda la duración del suceso de lluvia;

La relación analítica de las curvas $M(V)$ puede aproximarse a través de una *función potencial*:

$$M(V) = V^b$$

donde el valor del exponente b indica la distancia entre la curva $M(V)$ y la bisectriz (Bertrand-Krajewski et al., 1998); por eso se definen 6 zonas, simétricas respecto a la bisectriz (Figura 6.1) y caracterizadas con los valores del exponente b (Figura 6.2).

X, Y	b
(0.30, 0.80)	0.185
(0.78, 0.80) o (0.25, 0.30)	0.862
(0.80, 0.80) o (0.30, 0.30)	1.000
(0.82, 0.80) o (0.30, 0.25)	1.159
(0.80, 0.30)	5.395

Figura 6.2 – Valores del parámetro b para las 6 zonas (Bertrand-Krajewski et al., 1998)

8. Objetivos de calidad. Estándares de calidad en el medio receptor.

A pesar de todas las problemáticas asociadas al estudio del first-flush otro importante problema es conocer el impacto que nuestro vertido pueda tener sobre el medio receptor. Este impacto obviamente depende de algunos parámetros relacionados a la red de alcantarillado como el número de vertidos al medio en términos de frecuencia y volumen pero también hay que considerar las condiciones del medio hídrico (por ejemplo para un río habría que considerar el caudal dominante durante el año, la climatología, etc.). La misma actuación (como por ejemplo un depósito) puede representar una buena medida de control de la contaminación para un medio receptor pero podría ser insuficiente para otro.

Es evidente entonces que cualquiera de las metodologías propuestas en este artículo, debe ser interpretada como un medio para alcanzar unos objetivos de calidad asociados a un medio receptor.

Resumiendo en general hay dos tipos de formas de considerar el impacto ambiental sobre los cauces que provocan los vertidos desde las redes de alcantarillado unitarias.

1. **Estandares de emisión (ES, Emission Standards)** donde se estudian e imponen restricciones a los vertidos que se realizan, evaluando su frecuencia, volumen, carga contaminante, etc.
2. **Objetivos de calidad ambiental (EQS, Environmental Quality Standards).** Son objetivos que se plantean no sobre los vertidos sino directamente sobre el medio. Se evalúa la capacidad del medio receptor para adaptarse a los contaminantes.

Sería entonces, buena norma comprobar que los volúmenes de diseño garantizan el cumplimiento de los requisitos de calidad que hoy en día siempre con mayor frecuencia están asociados a los medios receptores (por ejemplo los Estándares Urban Pollution Management UPM para ríos, los requisitos de la directiva de Aguas de Baño, etc.)

8. Norma UNE-EN752-4: Sistemas de desagüe y de alcantarillado exteriores a edificios. Parte 4: Cálculo hidráulico y consideraciones medioambientales

Esta norma es la versión oficial, en Español, de la Norma Europea EN752-4 de septiembre 1997. En el párrafo 12.3, "*Vertederos de sistemas unitarios*" del apartado 12 "*Consideraciones Medioambientales*" la norma propone dos metodologías relativamente simples para diseñar vertederos de alcantarillas en sistemas unitarios. Según la primera un vertedero de una alcantarilla puede diseñarse para comenzar a verter sólo después de alcanzar una intensidad crítica de lluvia, generalmente en un intervalo entre 10 l/s.ha (área impermeable) hasta 30 l/s.ha (área impermeable), dependiendo del grado de protección requerida. O bien, cuando la capacidad de autodepuración no es un riesgo, un criterio simple (comúnmente una dilución de 5 a 8 veces el caudal de tiempo seco antes del vertido) puede utilizarse como un límite de vertido.

9. Conclusiones

A continuación se concluye esta memoria con las siguientes conclusiones sobre los principales temas tratados:

- En los últimos años el problema de la calidad de las aguas de los medios receptores se ha convertido en un problema de primaria importancia para los organismos competentes en temas de drenaje urbano en gran parte debido a la entrada en vigor de la Directiva Marco del Agua.
- En los días anteriores a un día de lluvia se produce un proceso de acumulación de carga contaminante en superficie. Durante un suceso de lluvia, el agua arrastra todos estos elementos transportando la carga contaminante hacia la red y evacuándola hacia el medio receptor. Además, al producirse una lluvia, el nuevo caudal puede llegar a resuspender todo o parte del material sedimentado en las alcantarillas, originando en las primeras parte de la tormenta elevadas concentraciones contaminantes que pueden verterse al medio receptor en los aliviaderos; a este fenómeno se le conoce como *primer lavado* (en la literatura anglosajona *first flush*).
- Existen diferentes técnicas para limitar los vertidos de un sistema de alcantarillas y controlar el grado de contaminación en los medios receptores (*Control en origen y Control de vertidos aguas abajo*).
- Una de las medidas estructurales más eficaces es la construcción de depósitos de primer lavado.
- Se han analizado diferentes metodologías para el diseño de depósitos de primer lavado a nivel nacional e internacional.
- Las metodologías se diferencian entre ellas mismas y no existe un procedimiento universalmente válido debido al hecho que el fenómeno del first-flush está estrictamente relacionado con la morfología y las condiciones pluviométricas de la cuenca así que sería necesario dimensionar los depósitos de retención de primer lavado a través de estudios específicos.
- No obstante el rango muy variable de los parámetros que indican el volumen a retener en las distintas metodologías parece existir una convergencia de los expertos sobre la necesidad y eficacia de esta medida para el control de la calidad de las aguas de los medios receptores.
- A nivel mundial y nacional existe ya una larga serie de ejemplos y actuaciones concretas y los depósitos siguen representando una de las medidas más utilizadas para garantizar la protección de la calidad de las aguas de los medios receptores.
- El diseño de un tanque de retención debe considerarse como un medio para alcanzar un estándar de calidad asociado al medio hídrico receptor. El estándar de calidad es el objetivo mientras que las actuaciones son las medidas para conseguirlo y son específicas de las condiciones morfológicas de las cuencas, de la climatología de la zona y de las condiciones características del medio. Es evidente entonces que la misma medida puede resultar buena para un medio pero insuficiente para otro.

Bibliografía

Artina S., Becciu G., Maglionico M., Paoletti A., Sanfilippo U., Zanotti A., (2002). **Il controllo dell'inquinamento dovuto agli scaricatori di piena mediante tecniche di controllo in tempo reale.** Atti del 28º Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Potenza, 16-19 settembre 2002, ed. BIOS, Cosenza, 2002. Italia.

ATV (German Association for Water Pollution Control) (1992). **ATV-128. Standards for the Dimensioning and Design of Stormwater Structures in Combined Sewers.** Alemania.

British Standard Sewerage (1987). Guide to new sewerage construction. Part I. BS_8005. 57 págs.. Reino Unido.

British Standards Institution (1987). **British Standard Sewerage 8005.** Inglaterra.

Camp T. R. (1959). **Overflows of sanitary sewage from combined sewerage**
Calomino F., Piro P., Carbone M., Palma G. (2005). **Vasche di prima pioggia con effetto di sedimentazione e vuotamento controllato.** I Conferenza Nazionale di Idraulica Urban. Sorrento 28-30 de settembre. Italia.

Chocat B., (1997). **Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement.** Francia.

Confederación Hidrográfica del Norte (1995). **Dirección técnica. Especificaciones técnicas básicas para proyectos de conducciones generales de saneamiento.** Diciembre, 40pp. España.

Equipo de Calidad de Aguas (1994). Universidad de Cantabria. **Contaminación en redes de alcantarillado urbano en tiempo de lluvia: control en origen.** Revista de obras públicas n.3352. España.

Equipo de Calidad de Aguas (1997). Universidad de Cantabria. **Contaminación en redes de alcantarillado urbano en tiempo de lluvia: control de vertidos.** Revista de obras públicas n.3361. España.

Gómez M., Navarro G., Serra P., Castillo F. y Menéndez S., (2005). **The CSO problem in the Besós basin: A general approach for a Mediterranean basin.** 10th International Conference of Urban Drainage. Copenhagen, 21-26 de Agosto. Dinamarca.

Hvitved-Jacobsen T., Keiding T., Yousef Y. A., (1987). **Urban runoff pollution removal in wet detention ponds.** 4th International Conference on Urban Storm Drainage, págs 905-910. Hannover, Germany.

Malgrat P., (2004). **Recomendaciones de diseño para tanques de tormenta.** CLABSA, Clavegueram de Barcelona, S.A.. España.

Ministerio de Medio Ambiente (2001). **PROMEDSU: Asistencia técnica para la redacción de una experiencia piloto de medida y estudio de las descargas de sistemas unitarios (DSU) del alcantarillado a los medios receptores en tiempos de tormenta en varios municipios españoles.**

Pisano W. C., Queiroz C., Aronson G. L., et al. (1981). **Procedures for estimating dry weather pollutant deposition in sewer systems.** Journal WPCF, Volumen 53, Número 11, págs. 1627-1636.

Pitt R. (1985). **Characterizing and Controlling Urban Runoff Through Improved Street Cleaning Practices.** Environmental Protection Agency EPA-600/2-85-038. Estados Unidos.

Pitt R. (1979). **Demonstration of Non-Point Pollution Abatement Through Improved Street cleaning Practices.** Environmental Protection Agency EPA-600/2-79-161. Estados Unidos.

Ranchet J. y Ruperd Y. (1983). **Moyens d'action pour limiter la pollution deu aux eaux de ruissellement en système séparatif et unitaire. Synthèse bibliographique. Partie I.** Trib. Cebedea, N. 470, 19-35.

Redondo F., (1997). **Contaminación por aguas de tormenta en el Norte de España. Dispositivos de control y corrección.** Confederación Hidrográfica del Norte, Oviedo'97. España.

RIONED Stichting (2005). **Urban Drainage Statistics 2005-2006.** RIONED Foundation enhances urban drainage management.

Salaverría Monfort M., (1995). **Las redes unitarias de saneamiento: criterios de diseño y control.** Revista de obras públicas n.31. España.

Saget A., Chebbo G., Bachoc A., (1995). **Elements for sizing of decanters for depollution of urban wet weather discharges.** CERGRENE (ENPC-ENGREF), La Courtine. Francia.

Saget A., Chebbo G., Desbordes M., (1995). **Urban discharges during wet weather: what volumes have be to treated?** Water Science Technology, Volumen 32, n. 1, págs. 225-232.

Saul A. J., Blanksby J. R., Shepherd W. J., Barker C., Tillotson M., (2005). **Performance evaluations of storm tanks.** 10th International Conference of Urban Drainage. Copenhagen, 21-26 de Agosto. Dinamarca.

Sección de Ingeniería Hidráulica e Hidrológica. Universitat Politècnica de Catalunya. **Curso de Hidrología Urbana V Edición** (2004). España.

Temprano J., Suárez-López J. y Tejero I., (1998). **Dimensioning criteria for storm water tanks for Santander.** European Water Management.

Thronson R. E. (1973). **Comparative Costs of Erosion and Sediment Control, Constructive Activities.** Environmental Protection Agency. Estados Unidos

Valiron F. y Tabuchi J. P. (1992). **Maitrise de la Pollution Urbaine par Temps de Pluie.** Ed. Tec-Doc Lavoisier. Francia.