



# HIDROLOGÍA URBANA

Manuel Gómez Valentín

Barcelona, noviembre 2007

## Presentación

El interés hacia los problemas asociados al drenaje urbano en nuestras ciudades ha crecido sin género de duda en los últimos años. Y sin embargo, para la gran mayoría de personas que residen en cualquiera de nuestras poblaciones, constituyen todavía algo alejado de nuestras preocupaciones, algo que está ahí pero sobre lo que no existe una urgencia ni un debate diario. Las redes de alcantarillado son uno de los entramados más complejos a la vez que desconocidos, entre todas las infraestructuras del tejido urbano. Existen otros servicios públicos tales como el abastecimiento de agua potable, las redes viarias, el alumbrado, etc. que al estar en contacto más directo con el ciudadano y constituir un patrimonio visible, resultan mucho mejor conocidos a la vez que las inversiones que a ellos se dedican son más fácilmente justificables ante la opinión pública. El drenaje de la ciudad y los medios a través de los cuales se realiza la evacuación de sus aguas pluviales son por el contrario un patrimonio oculto, literalmente enterrado, en definitiva otra ciudad invisible debajo de la ciudad visible, que sólo nos muestra de vez en cuando sus “enfermedades” cuando un aguacero supera su capacidad de desagüe.

La historia de algunas grandes ciudades se podría reescribir a través de las de sus sistemas de drenaje. Roma, París o Barcelona mismo han sido ejemplos de urbanismo y ordenación del tejido urbano en algunas épocas de la historia. Y también todas ellas han realizado en paralelo grandes soluciones de drenaje en sus épocas de gran desarrollo. Desde la Cloaca Máxima del Foro romano, pasando por la red de grandes colectores del París del Barón Haussmann, hasta el proyecto de drenaje de Barcelona de Pedro García Faria al final del siglo XIX o la operación de mejora del drenaje de la zona de la Villa Olímpica con motivo de la Olimpiada de 1992, son ejemplos del interés que en sus épocas de esplendor han demostrado las grandes ciudades ante un tema de importancia capital.

Pero en general hemos de reconocer que en muchos más casos los diseños de las redes de alcantarillado han sido producto de la improvisación, con una falta de visión global del problema a escala de ciudad. En ocasiones la falta de datos fiables de lluvia, indispensables para una buena estimación previa de caudales de escorrentía y otras veces porque se emplean todavía procedimientos de cálculo y verificación iguales a los empleados hace cincuenta o cien años, dan como resultado el que nos encontramos con unas redes actuales con capacidades de desagüe muy deficientes en algunos casos. Peor aún, se ha empezado a establecer entre ciertas capas de técnicos que el problema del drenaje se traduce simplemente en poner “tubos” y la solución del mismo es determinar qué tubo hay que poner.

Ciertas situaciones han podido agudizar el estado de abandono de muchas de nuestras redes. Podemos indicar por un lado la realización de proyectos de ampliación de la red que no han tenido en cuenta el comportamiento global de la misma, el concepto de red como elemento de interconexión, transmisión de agua entre conductos pero a la vez transmisión de influencias o problemas entre ellos, y por otro y quizás el más grave el aumento de los caudales de escorrentía debido a una mayor impermeabilización del suelo consecuencia del crecimiento urbano de los últimos años. Numerosos municipios han aumentado en un porcentaje muy alto su superficie urbana, con nuevos polígonos residenciales de edificios o viviendas adosadas que generan tasas cercanas al 100% de impermeabilidad.

Las soluciones a estos problemas no son en general ni fáciles ni baratas. Los costes de reposición de estas infraestructuras son de los más altos (si no el que más) de los servicios urbanos pues

de salida tenemos que añadir el coste de reposición del pavimento y los desvíos de un sinfín de servicios urbanos. Pero nuevamente nos enfrentamos a una particularidad: es un servicio oculto, cuya reparación precisa “enterrar” presupuestos de millones de euros.

En este libro se pretende dar un repaso en primer lugar a los procesos hidrológicos que se desarrollan en zona urbana, siguiendo el ciclo hidrológico en la ciudad, presentando algunas de las aproximaciones más novedosas en los campos hidrológico e hidráulico a la vez que se plantean criterios de diseño y metodologías de solución que sean aprovechables por los técnicos responsables de su diseño y mantenimiento. A lo largo de más de una docena de cursos de postgrado, cursos de doctorado o asignaturas de especialización, se ha intentado transmitir desde hace casi 20 años una mayor sensibilidad por el tema de la hidrología urbana. Deseamos agradecer a los participantes, estudiantes, conferenciantes, y a todos los que han contribuido a esta línea de trabajo en Hidrología Urbana su colaboración, su interés y las ganas por avanzar en una línea necesaria para dignificar un servicio urbano.

**Manuel Gómez Valentín**  
**Barcelona, Noviembre 2007**

# INDICE

<b>TEMA 1</b>	
Problemática general del drenaje de aguas pluviales en zonas urbanas	
<i>Josep Dolz Ripollés</i> .....	5
<b>TEMA 2</b>	
Elección del nivel de seguridad del sistema de drenaje	
<i>Manuel Gómez Valentín</i> .....	17
<b>TEMA 3</b>	
Información de lluvia a utilizar. Lluvia de proyecto	
<i>Manuel Gómez Valentín</i> .....	33
<b>TEMA 4</b>	
Lluvia neta. Pérdidas de precipitación.	
Tiempo de concentración en zona urbana	
<i>Manuel Gómez Valentín</i> .....	71
<b>TEMA 5</b>	
Método racional en zona urbana. Bases conceptuales y aplicación en medio urbano	
<i>Raúl López Alonso</i> .....	83
<b>TEMA 6</b>	
Hidrograma unitario y modelos de depósitos	
<i>Manuel Gómez Valentín</i> .....	111
<b>TEMA 7</b>	
Transformación lluvia - caudal mediante uso de la onda cinemática	
<i>Manuel Gómez Valentín</i> .....	123
<b>TEMA 8</b>	
Análisis del comportamiento hidráulico de rejillas y sumideros	
<i>Manuel Gómez Valentín</i> .....	135
<b>TEMA 9</b>	
Modelos de flujo en calles y criterios de riesgo asociado	
<i>Leonardo Nanía Escobar</i> .....	147
<b>TEMA 10</b>	
BMP. Técnicas alternativas de drenaje. Depósitos de retención	
<i>Manuel Gómez Valentín</i> .....	175



<b>TEMA 11</b>	
Predimensionamiento de depósitos de retención en redes de alcantarillado	
<i>Hans Sánchez Tueros</i> .....	191
<b>TEMA 12</b>	
Depósitos de retención anticontaminación. Criterios de diseño y operación	
<i>Pere Malgrat, Beniamino Russo, David Suñer</i> .....	213
<b>TEMA 13</b>	
Grandes colectores. Criterios hidráulicos de diseño	
<i>Josep Dolz Ripollés, Manuel Gómez Valentín</i> .....	239
<b>TEMA 14</b>	
Diseño con régimen permanente: curvas de remanso	
<i>Hans Sánchez Tueros, Manuel Gómez Valentín</i> .....	255
<b>TEMA 15</b>	
Movimiento no permanente. Modelos de cálculo	
<i>Manuel Gómez Valentín</i> .....	267
<b>TEMA 16</b>	
Análisis de cuencas urbanas mediante EPA SWMM 5.0	
<i>Rodrigo Concha Jopia</i> .....	279
<b>TEMA 17</b>	
Estudio e instrumentación de una cuenca urbana en el municipio de Sant Boi de Llobregat	
<i>Manuel Gómez Valentín</i> .....	311

# PROBLEMÁTICA GENERAL DEL DRENAJE DE AGUAS PLUVIALES EN ZONAS URBANAS

*José Dolz Ripollés*

Grup de Recerca FLUMEN  
Dep. de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental. UPC.  
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos  
Jordi Girona 1-3. D-1. 08034 BARCELONA

## 1. Introducción histórica

A lo largo del siglo XIX la construcción de redes de alcantarillado en grandes ciudades sufrió un fuerte impulso en muchos países. En gran medida ello se debió a que fue establecida sin ninguna duda la relación entre enfermedades endémicas y la ausencia de un correcto drenaje de las aguas residuales urbanas. Estas redes de alcantarillado, que también drenaban las aguas pluviales, fueron proyectadas y construidas hasta mitad del siglo XX sin disponer de unos criterios técnicos (hidráulicos e hidrológicos) rigurosos.

El rápido crecimiento urbano que se inició en la segunda mitad del siglo XX generó graves déficits de infraestructuras urbanas para el drenaje de las aguas de lluvia, lo que acarreó importantes problemas de inundación en numerosas poblaciones. Todo ello impulsó la aplicación de los conceptos clásicos de la Hidráulica e Hidrología al medio urbano: estudio de la lluvia, de la transformación lluvia-escorrentía y del comportamiento hidráulico del alcantarillado. De este modo hizo su aparición una nueva disciplina: la Hidrología Urbana.

A partir de los años ochenta, una vez ya se ha realizado un notable avance en el conocimiento de los fenómenos ligados a la cantidad (caudales), se ha impulsado el estudio de los fenómenos ligados a la calidad (carga contaminante) del drenaje urbano. El interés de este nuevo enfoque ambientalista del estudio del drenaje urbano es motivado por los graves problemas de contaminación que pueden crear las aguas de escorrentía urbana que son vertidas por la red de alcantarillado a un determinado medio receptor (normalmente río o mar) en tiempo de lluvia.

Observamos, pues, que en el estudio y realización de infraestructuras de drenaje urbano ha existido una evolución en los objetivos a conseguir. Estos objetivos podrían calificarse, en orden cronológico, como: higiénicos (siglo XIX), hidráulicos y ambientales.

## 2. Influencia de la urbanización en el proceso de escorrentía

Es conocida la tendencia al desplazamiento de la población desde zonas rurales hacia zonas urbanas. En la actualidad casi el 50 % de la población mundial vive en zonas urbanas, habiéndose incrementado en más de un 80 % en los últimos 20 años. En España entre 1920 y 1981 el total de población en capitales de provincia se multiplicó por 4.5 y tenemos más del 75 % de nuestros habitantes residiendo en zonas urbanas.

La urbanización de una cuenca modifica su respuesta hidrológica frente a una determinada lluvia. La urbanización conlleva la alteración de las redes de drenaje natural (construcción de colectores y encauzamientos que aumentan la velocidad del agua hacia aguas abajo de la cuenca) y un incremento de las zonas impermeables en superficie, todo ello con el criterio de drenar lo más eficiente y rápido posible el área urbanizada. Como hemos dicho, esta dinámica afecta a la hidrología de la cuenca y muy especialmente a las zonas situadas aguas abajo. La urbanización aguas arriba modifica el hidrograma que reciben estas zonas de forma que se incrementan el volumen de escorrentía y el caudal máximo. Asimismo es menor el tiempo que transcurre entre el inicio de la escorrentía provocada por la lluvia y el máximo caudal: disminuye el tiempo de concentración. Todo ello conlleva que la zona aguas abajo esté afectada con mayor frecuencia por caudales que pueden crear problemas por inundación, tanto más importantes cuanto menores sean las pendientes. En la figura 1 puede verse la evolución a lo largo del período 1954-1973 del máximo caudal anual en una pequeña cuenca (4.7 km<sup>2</sup>) del sureste de Inglaterra en función de la impermeabilización provocada por la urbanización, Hall (1984).

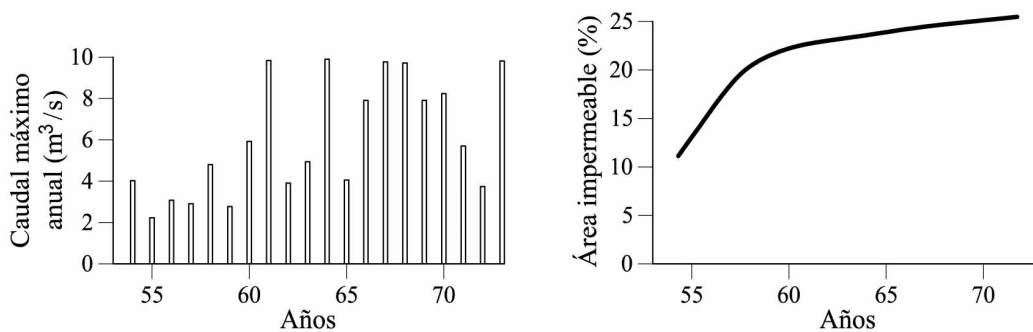


Figura 1: Caudal máximo anual y porcentaje de superficie impermeabilizada

El Ministerio de Construcción del Japón inició en 1969 un estudio experimental sobre la influencia de la urbanización en el comportamiento hidrológico de 13 cuencas urbanas de diferentes tamaños (de 0.32 a 23.96 km<sup>2</sup>). Los resultados obtenidos se utilizaron en la planificación de las actuaciones frente a las inundaciones, Yoshino y Yoshitani (1990). Refiriéndonos a una de las trece cuencas (la de Minamiosawa, de 0.97 km<sup>2</sup>) cuya urbanización pasó a afectar del 0 al 61.5 % de su superficie, las principales conclusiones son:

- El coeficiente de escorrentía pasó de tener un valor comprendido entre 0.03 y 0.46 (31 episodios lluviosos estudiados) a otro comprendido entre 0.11 y 0.64 (20 episodios lluviosos estudiados). Cabe indicar que el coeficiente de escorrentía tiende a ser mayor cuanto mayor es la intensidad

- El tiempo de concentración pasó de estar comprendido entre 60 y 100 minutos antes de la urbanización, a 35-50 minutos después de la urbanización

Delleur (1982) presenta la experiencia de Brater y Sherill según la cual, para cuencas de Michigan, el porcentaje de área impermeabilizada por la urbanización de un territorio (I) está relacionado con la densidad de población en habitantes por milla cuadrada (h) según la expresión:  $I = 1.38 h$ . También Delleur (1982) muestra los resultados obtenidos por Anderson en el estudio de la reducción del tiempo de respuesta (tiempo comprendido entre los centros de gravedad del hietograma y del hidrograma) en función del grado de urbanización. Estos resultados, obtenidos para cuencas cercanas a Washington D.C., se presentan en la figura 2.

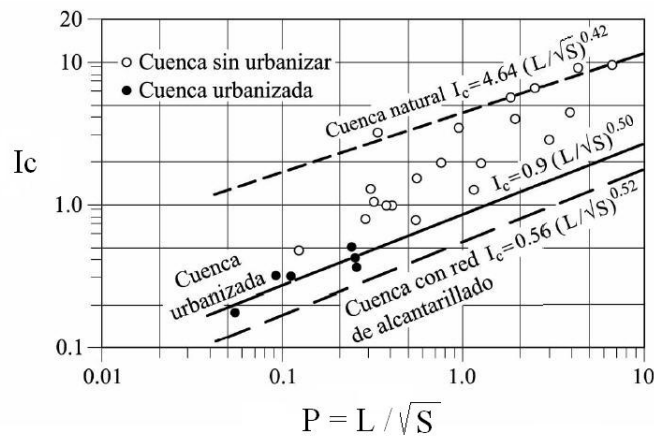


Figura 2: Incidencia de la urbanización en el tiempo de respuesta  $I_c$ . El parámetro P es un índice, representando la longitud de la cuenca versus la pendiente de ésta. La pendiente S está expresada en pies/milla y la longitud L en millas

La disminución del tiempo de respuesta es debido, como ya se ha comentado anteriormente, a la mayor velocidad del agua en una cuenca urbana que en una cuenca natural. Evidentemente en este aumento de velocidad juega un papel importante la red de colectores.

Leopold, en Delleur (1982), al estudiar una cuenca de una milla cuadrada cercana a Washington DC, dedujo las curvas de la figura 3 donde se muestra la influencia del área urbanizada y de la red de alcantarillado en los caudales de periodos de retorno un año.

La problemática anteriormente expuesta es mucho más acusada en las regiones mediterráneas donde suele darse un rápido y desordenado crecimiento urbano (sobre todo en el litoral) a la vez que existen una condiciones hidrológicas adversas, Arandes (1992). Estas condiciones hidrológicas son: lluvias localmente muy intensas y cuencas pequeñas con fuerte pendiente. Un detallado análisis de estas precipitaciones puede verse en Martín (1992). En Barcelona la lluvia de periodo de retorno 10 años es de 33 mm para una duración de 15 minutos y 44 mm para una duración de media hora. Estas fuertes intensidades dan lugar a importantes caudales punta debido a las elevadas pendientes que presentan las cuencas y la baja permeabilidad de las áreas urbanas. Son cuencas de gran producción de caudal por unidad de superficie. Si comparamos los caudales específicos, cociente entre caudal punta producido a partir de las precipitaciones entre la superficie de la cuenca, vemos que para lluvias de 10 años de periodo de retorno tenemos valores de 12 a 17  $m^3/s/Km^2$  que son similares a los producidos en cuencas naturales para

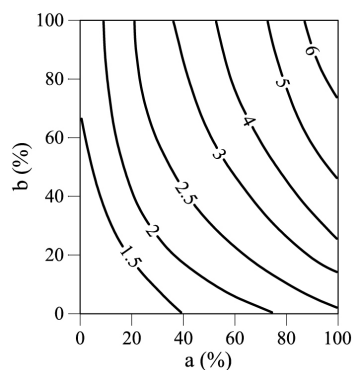


Figura 3: Influencia del área urbanizada ( $a\%$ ) y del área que abarca la red de alcantarillado ( $b\%$ ) en la variación de los caudales de periodo de retorno un año: (caudal después de urbanizar) / (caudal antes de urbanizar)

lluvias de periodo de retorno 500 años. Cabe recordar que tanto las fuertes pendientes como las intensidades de lluvia elevadas aumentan el coeficiente de escorrentía, lo que se pone en evidencia en la figura 4.

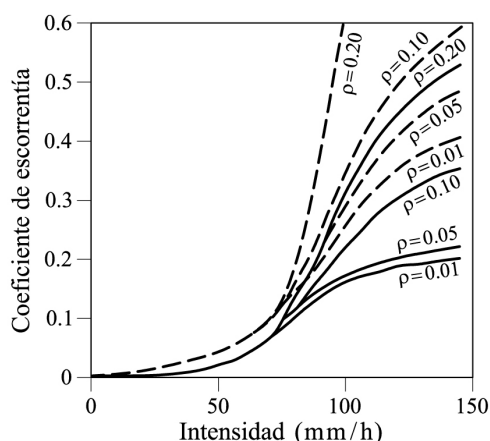


Figura 4: Influencia de la intensidad de lluvia y la pendiente en el coeficiente de escorrentía

Este gráfico, presentado por el Ministère de l'Environnement (1994), muestra la dependencia del coeficiente de escorrentía respecto de la permeabilidad del terreno, la intensidad de lluvias y la pendiente. Fue obtenido con datos experimentales procedentes de pequeñas cuencas interceptadas por autopistas. Obsérvese la importante influencia de la pendiente para intensidades superiores a los 70 mm/h.

### 3. Caudales de proyecto

Dado que los datos de lluvia suelen ser más abundantes que los de caudales, normalmente el caudal de proyecto en un colector de pluviales de una determinada cuenca será fijado teniendo en cuenta, entre otros factores, sus características pluviométricas. Es obvio que los episodios

lluviosos en una cuenca dada no son siempre idénticos: existe una distribución espacial y temporal de la lluvia que varía de un episodio a otro. Normalmente las cuencas urbanas son de pequeña dimensión y por ello suele considerarse que la lluvia afecta a su totalidad (se asume una distribución espacial uniforme de la precipitación).

El carácter aleatorio de la lluvia en el tiempo se tiene en cuenta a través del periodo de retorno: una lluvia es de periodo de retorno  $T$  años si la probabilidad de ser igualada o superada a lo largo de un determinado año es  $1/T$ . En zonas urbanas muy impermeables es mucho más cierta la hipótesis de que lluvias de periodo de retorno  $T$  generarán caudales del mismo periodo de retorno, y si utilizamos dichos caudales en el diseño de nuestra obra hidráulica, ésta tendrá también periodo de retorno  $T$ . Por tanto el nivel de seguridad en la capacidad del colector está dado por el periodo de retorno considerado en la lluvia que actúa. Este parámetro será fijado atendiendo a un análisis coste-beneficio (coste de las inversiones en estructuras de drenaje urbano y beneficios debidos a la reducción de pérdidas por inundación). Sin embargo en ocasiones se recurre a periodos de retorno de referencia fijados por la administración. A modo de ejemplo cabe indicar que en el Plan Especial de Alcantarillado de Barcelona de 2000 y sucesivas revisiones, se consideró un periodo de retorno de 10 años. Según Yen (1990) existe en los países desarrollados una tendencia a considerar periodos de retorno mayores debido a que el aumento de los costes de los bienes urbanos es superior al de los costes de las obras de drenaje e integrar conceptos de valoración de riesgo como por ejemplo el Reino Unido (DEFRA, 2006). Un detallado análisis de las implicaciones económicas del drenaje urbano puede verse en Hauger (2002). Otra tendencia es la de incorporar a las calles como elementos de desagüe para caudales de periodos de retorno algo elevados. Evidentemente, esto requiere un adecuado diseño de las calzadas y de sus intersecciones y en general “repensar” el diseño en superficie de la ciudad incluyendo la presencia del agua de lluvia.

Hemos visto que al urbanizar una cuenca se incrementan los caudales asociados a una lluvia dada. Por este motivo, el periodo de retorno del caudal asociado a una lluvia determinada disminuye con la urbanización de la cuenca.

Para la obtención de una lluvia (o caudal) asociada a un determinado periodo de retorno se han propuesto diferentes distribuciones de probabilidad, pero la bondad del cálculo estará en gran medida condicionada por la calidad y amplitud de la serie de datos de campo disponibles para ajustar dicha distribución. No obstante hay que hacer notar que en el caso de una serie corta de datos, la distribución que ofrece un mejor ajuste no tiene por qué ser la que asegure una mejor extrapolación para obtener el valor correspondiente a un determinado periodo de retorno.

Habitualmente se utilizan las curvas intensidad-duración- frecuencia (curvas IDF) para la obtención del valor de una determinada lluvia. Estas curvas nos proporcionan para cierta región y una frecuencia dada (periodo de retorno), la relación entre intensidad media máxima y la duración de lluvia. Cabe indicar que estas curvas sólo nos dan información sobre la máxima intensidad media esperable a lo largo de cierto intervalo de tiempo, y no sobre el resto de la tormenta: lluvia caída antes y después de dicho intervalo. O sea, la duración de la tormenta es, en principio, superior al tiempo considerado en las curvas IDF. La IDF constituye el elemento básico de partida en todo estudio hidrológico en medio urbano.

En el diseño de estructuras de drenaje urbano, cada vez más se precisa conocer no ya el caudal de proyecto sino el hidrograma de proyecto. Este es el caso del proyecto de depósitos

de retención donde el volumen del hidrograma es un dato básico para el diseño. La correcta obtención del hidrograma, que también es preciso conocer si se desea estudiar el funcionamiento en régimen variable de una red de colectores, conlleva la dificultad de establecer la distribución espacial y temporal de la lluvia.

## 4. Infraestructuras de drenaje urbano

Normalmente estas infraestructuras están encaminadas a corregir los efectos negativos provocados por la urbanización, o sea se tiende a disminuir los caudales punta y aumentar la capacidad de la red de drenaje. Dada la elevada densidad de nuestras ciudades es prácticamente imposible disminuir de forma significativa la escorrentía mediante la infiltración natural en el terreno: ello requeriría disponer de espacio suficiente para, por ejemplo, crear zonas verdes donde se produjera dicha infiltración. De todos modos, existen sistemas que pueden empezar a ser tenidos en cuenta, como aprovechar mejor las superficies urbanas existentes (rotondas, parques, aceras anchas, etc) para empezar a utilizar estas metodologías de retener e infiltrar el máximo posible de agua de lluvia. Aguas que se infiltren, o lleguen más tarde a la red de drenaje, redundarán en una reducción de los tamaños de los conductos de alcantarillado necesarios lo que se traducirá en un ahorro de construcción, molestias, etc. de los mismos.

### 4.1. Depósitos de retención

Una forma de evitar inundaciones cuando la capacidad de la red de drenaje es insuficiente consiste en el almacenamiento parcial de la escorrentía. Existen tres diferentes maneras de conseguir artificialmente este almacenamiento: balsas, depósitos subterráneos, utilización de la propia red de colectores cuando existe una fuerte distribución espacial de la lluvia y no toda la red drena al mismo tiempo, etc. El correcto diseño de estas estructuras requiere un buen conocimiento del hidrograma de proyecto ya que la forma y el volumen de éste fijarán la capacidad de almacenamiento necesaria.

En las redes unitarias, cada vez son más utilizados los depósitos de retención para almacenar la escorrentía de una lluvia no muy intensa o la escorrentía inicial debida a una lluvia intensa. Estas escorrentías suelen presentar una elevada carga contaminante lo que aconseja evitar su vertido sin previo tratamiento. El almacenamiento de esta escorrentía permite su tratamiento posterior sin tener que incrementar notablemente la capacidad de las plantas depuradoras (Mays, 2004).

La ciudad de Osaka (Japón) puede ser un ejemplo de este tipo de actuaciones, Murakami (1990) y Hashimoto et al. (1990). Esta ciudad, que posee un sistema unitario de alcantarillado, presenta la doble problemática anteriormente expuesta: inundaciones motivadas por la urbanización intensiva y necesidad de tratar la escorrentía. Actualmente está en construcción un gran colector situado a 30-40 m bajo la superficie, de 6.5 m de diámetro y 12.2 km de longitud, cuya finalidad es facilitar el drenaje de un área de 12 km<sup>2</sup>. Este colector está diseñado de forma que en parte también pueda ser utilizado como depósito de retención de la escorrentía con fuerte carga contaminante.

Otra actuación en esta misma ciudad consiste en un depósito de 1.9 km de longitud y 10 m de diámetro, construido a unos 20 m de profundidad. Este depósito tiene por objeto evitar inundaciones en un área con deficiente capacidad de drenaje. Esta obra está parcialmente en servicio desde 1986 y varias veces ha entrado en funcionamiento. En particular, en septiembre de 1989 se almacenaron 100.000 m<sup>3</sup> en una hora, debido a una lluvia de 110 mm con una intensidad máxima de 47 mm/h. En este caso fueron inundadas 963 viviendas, mientras que en 1982 (antes de construir esta obra) una lluvia de 140 mm con intensidad máxima de 33 mm/h, inundó 25.303 viviendas.

Cornellá de Llobregat es una ciudad situada junto al tramo final del río Llobregat y su área urbana recoge las aguas pluviales de zonas situadas aguas arriba de la misma. La fuerte urbanización de estas zonas junto con la insuficiente capacidad de drenaje de la red de Cornellá, hacen que se vea frecuentemente sometida a inundaciones. Ello se agrava cuando las fuertes lluvias locales coinciden con avenidas en el Llobregat, lo que dificulta o incluso impide el desagüe de los colectores al río. Al objeto de solucionar esta problemática se han proyectado diferentes actuaciones, siendo una de ellas la construcción de una balsa que permita almacenar la escorrentía cuando no es posible desaguar al río. Esta balsa ocupa una superficie de 50.000 m<sup>2</sup> y admite un calado de 4 m. Dado su poco frecuente funcionamiento, la mayor parte del tiempo estará en seco y se prevé su utilización como parque público. El desagüe de la balsa al río se realizará por gravedad cuando los niveles del río y de la balsa lo permitan, o por bombeo, en caso contrario. La capacidad de bombeo prevista son dos grupos de 7 m<sup>3</sup>/s. Cabe indicar que el hidrograma de entrada (periodo de retorno 10 años) presenta un caudal máximo de 130 m<sup>3</sup>/s. Al objeto de fijar las necesidades de bombeo, se analizó la estrategia de puesta en marcha y parada de los grupos en función de los niveles en la balsa y en el colector que desagua a la misma (en este caso se trata de un canal). Un detallado estudio de los criterios hidráulicos de diseño de los depósitos de retención puede verse en Stahre y Urbonas (1990) y STU (1994).

## 4.2. Colectores interceptores pluviales

El resolver problemas de drenaje en zonas urbanas densamente pobladas mediante la construcción de nuevos colectores presenta la dificultad de compatibilizar dicha construcción con la escasez de espacio disponible en superficie, la afección a las redes de servicios urbanos y la incidencia en un tráfico durante la construcción. Ello puede ser paliado en gran medida si el nuevo colector se sitúa a la profundidad suficiente para que pueda ser construido en túnel.

Es frecuente que el desarrollo urbano se inicie en un área llana, y posteriormente se extienda a zonas aguas arriba de la cuenca donde existen desniveles importantes. Este esquema es habitual en ciudades costeras o situadas en valles fluviales. Como consecuencia de ello, suelen presentarse problemas de capacidad en la red de drenaje existente en la zona baja, ya que normalmente ésta fue proyectada y construida sin tener en cuenta el incremento de caudal que supondría la posterior urbanización de las zonas situadas aguas arriba. El resolver esta situación suele ser complejo debido a que las pendientes disponibles en la zona baja suelen ser muy pequeñas, lo que obliga a considerar secciones importantes en los posibles nuevos colectores en lámina libre a construir en esta zona, y ello, normalmente es incompatible con el escaso espacio disponible en sus viales.



Una posible solución a esta problemática consiste en la construcción de colectores diseñados para que trabajen en presión y que, aprovechando el desnivel existente, intercepten las aguas pluviales en la zona alta y las transporten aguas abajo de la zona baja. El diseño en presión requerirá unas secciones menores y permitirá una mayor flexibilidad en el trazado. Esto último puede ser de gran interés en áreas densamente urbanizadas, ya que inclusive puede permitir ubicar el colector a una profundidad suficiente como para que pueda ser construido en túnel y de este modo afectar lo mínimo posible a las redes de servicios urbanos y al tráfico.

El diseño en presión del nuevo colector normalmente no permitirá la conexión de otros colectores en la zona baja. Ello exige que la antigua red de drenaje existente en esta zona debe sea capaz de transportar la escorrentía generada por la lluvia que cae sobre ella.

El valle de México, Domínguez y Jiménez (1992), en el que se encuentra situada Ciudad de México, históricamente presenta notables problemas de drenaje debido al carácter cerrado del mismo. Cabe indicar que Ciudad de México está ubicada en una antigua zona de lagunas que recogían el drenaje de las laderas circundantes. Estas lagunas que inicialmente (antes de la colonización) ocupaban una superficie de 1700 km<sup>2</sup> han quedado reducidas actualmente a unos 50 km<sup>2</sup>. La necesidad de dar salida fuera del valle al agua que actualmente ya no puede ser temporalmente almacenada en las lagunas, ha llevado a la construcción de diferentes colectores y canales. Estas actuaciones se iniciaron en 1607, siendo la última de ellas la denominada Drenaje Profundo, cuya primera fase terminó de construirse en 1975. Consiste en un sistema de colectores situados a una profundidad comprendida entre 10 y 217 m, y que funcionan por gravedad. La gran profundidad a que están situados les hace resistentes a los efectos sísmicos y evita que sean afectados por el hundimiento progresivo de las capas superficiales de terreno. Este hundimiento, debido a la gran extracción de agua de los acuíferos, ha llegado a superar 0.5 m/año en la superficie de la zona centro del Distrito Federal. En la actualidad se han construido 110.7 km de túnel, cuyo diámetro varía de 3.1 a 6.5 m y la capacidad entre 20 y 220 m<sup>3</sup>/s.

Al objeto de interceptar las aguas pluviales de las partes altas de las cuencas urbanas de Barcelona y de los municipios limítrofes de L'Hospitalet y Esplugues, se ha realizado un proyecto que contempla la construcción de un colector interceptor (Colector Interceptor Oriental de Rieras). Este colector debe transportar unos caudales que varían desde 33 m<sup>3</sup>/s al inicio a 220 m<sup>3</sup>/s al final (periodo de retorno 10 años). Está formado por dos tramos notablemente diferenciados: el primero es un túnel de sección circular de 6 km de longitud y 6 m de diámetro, y el segundo (de 2 km) consiste en un cajero de 7 conductos circulares de 3.3 m de diámetro. El colector se inicia a la cota 45 y su entrega al río Llobregat se sitúa a la cota 4. Se ha diseñado de forma que trabaje en lámina libre en los primeros 5 km (de la cota 45 a la 23) y en presión en los 3 km restantes (de la cota 23 a la 4). A lo largo del tramo en lámina libre recibe todas las incorporaciones de caudal existentes, situándose este tramo a la cota más elevada posible al objeto de reducir al mínimo la altura que deben salvar las diferentes incorporaciones de caudales (en algunas zonas el colector está situado a más de 60 m de profundidad). Dado que la sección es constante en el tramo en lámina libre (diámetro 6 m), el incremento de capacidad que exige la sucesiva incorporación de caudales se obtiene incrementando la pendiente.

Una de las actuaciones más importantes incluida en la nueva red de colectores del frente marítimo de Barcelona, es la construcción del colector de Ciudadela. Este colector intercepta caudales de la parte alta de la cuenca del Bogatell (24.5 de km<sup>2</sup>, aproximadamente un 20 % de la superficie urbana de Barcelona) conduciéndolos directamente al mar. De esta forma se descarga

notablemente la red del Bogatell y se evitan los tradicionales problemas por inundación existentes en la parte baja de la cuenca del Bogatell y actualmente ocupada por la nueva Villa Olímpica. El colector tiene una longitud total de casi 3 km, transporta un caudal comprendido entre los 145 m<sup>3</sup>/s al inicio y los 210 m<sup>3</sup>/s al final. Presenta dos tramos notablemente diferenciados: un tramo inicial de 716 m, con fuerte desnivel (de la cota 24.5 a la cota 10.5) y un tramo posterior, con desniveles mucho más reducidos. El primer tramo fue diseñado para trabajar en presión y el segundo en lámina libre. El tramo en presión está formado por 3 tuberías de 3.25 m de diámetro colocadas mediante hinca. Dos elementos importantes de este colector son las obras de toma (al inicio del tramo en presión) y el desagüe (al final del mismo). El diseño de ambas obras fue realizado mediante modelo reducido a escala 1:21.38.

### 4.3. Cálculo hidráulico de las redes de drenaje urbano. Modelación matemática

Normalmente los colectores de pluviales se diseñan de forma que, para el caudal de proyecto, su funcionamiento sea en lámina libre. Ello permite incorporar por gravedad los caudales que discurren en superficie. En el caso de que el colector entrara en carga, podría ocurrir que los elementos que conectan al colector con la superficie se conviertan en puntos de salida de agua procedente del colector.

Un colector funcionando en lámina libre presenta un movimiento no permanente gradualmente variable, es decir: el calado y la velocidad varían tanto de sección a sección para un mismo instante, como de un instante a otro para una misma sección. Estudiar un colector en régimen no permanente gradualmente variable requiere conocer los hidrogramas de entrada.

Con menor grado de aproximación, puede estudiarse el comportamiento hidráulico en lámina libre de un colector suponiendo movimiento permanente gradualmente variado. En este caso se considera que el calado y la velocidad son constantes en el tiempo, pero variables de una sección a otra. Para ello se utiliza la teoría de las curvas de remanso y se considera el caudal máximo del hidrograma correspondiente.

Hace unos años (y aún hoy en día) era habitual dimensionar los colectores suponiendo movimiento permanente y uniforme: calados y velocidades constantes en todo instante y sección. Para ello se suele utilizar la fórmula de Manning y también se considera el caudal máximo del hidrograma correspondiente. Con esta hipótesis de cálculo no se tiene en cuenta, entre otros aspectos, la incidencia de las condiciones de contorno en el comportamiento hidráulico del colector (por ejemplo, niveles en el extremo aguas abajo).

La obtención del hidrograma correspondiente a la cuenca que drena el colector presenta una notable incertidumbre debido fundamentalmente a la dificultad en determinar la distribución espacio temporal de la lluvia de diseño y al cálculo de la escorrentía. Por este motivo estimamos que normalmente no se justifica la complejidad de un cálculo en régimen no permanente y por tanto parece lógico realizar el cálculo hidráulico suponiendo movimiento permanente gradualmente variado.

Para el estudio de un colector en presión podría también suponerse movimiento permanente y considerarse el caudal máximo del correspondiente hidrograma. El que en realidad no sea

movimiento permanente, no introduce un error importante en el cálculo dada la lenta variación de caudales.

Al igual que en otros campos de la Ingeniería Hidráulica, en los últimos años ha tenido lugar un gran avance en la formulación y aplicación de los modelos numéricos para el estudio del drenaje urbano, por ejemplo ver Gómez (1992), Nix (1994). Dichos modelos permiten, en principio, un detallado análisis del comportamiento hidráulico de las redes de drenaje urbano. No obstante, para su correcta utilización se precisa conocer una serie de parámetros que identifiquen las particularidades del problema estudiado. La bondad de los resultados obtenidos dependerá en gran medida de la calidad de los datos de campo disponibles para ajustar dichos parámetros. A nuestro entender éste es un serio problema que limita en gran medida la correcta utilización de la modelación matemática en Hidrología Urbana. Chow (1981) y Yen (1990) señalan el riesgo que supone el asumir los resultados de un modelo numérico sin someterlos previamente a un crítico análisis ingenieril por parte de técnicos que posean un claro conocimiento físico de los fenómenos objeto de estudio. Por otra parte, según McPherson y Zuidema (1978), los avances en la modelación matemática han superado la disponibilidad de datos de campo que permiten su calibración. Esta situación también se da en nuestro país, donde todos somos conscientes de las dificultades que existen para obtener unos datos de campo que, por ejemplo, permitan conocer con una mínima fiabilidad el hidrograma de proyecto de una determinada cuenca, o las características geométricas (secciones, pendientes, disposición en planta) de la red de grandes colectores de una ciudad. A nuestro entender sería de sumo interés el que la Administración intensificara la obtención y tratamiento de datos de campo (fundamentalmente lluvia y caudal), de forma que pudiera avanzarse en el conocimiento de los fenómenos hidrológicos. Ello permitiría optimizar las cuantiosas inversiones que actualmente se realizan.

## 5. Referencias

**Arandes, R. (1992).** Planeamiento urbanístico y drenaje urbano. Avenidas: Inundaciones y Redes de Drenaje Urbano. J.Dolz, M. Gómez, J.P. Martín, Editores. Servicio de Publicaciones del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid.

**Chow, V.T. (1981).** Crystal ball for urban storm drainage design: the probability considerations. Second Int. Conference on Urban Storm Drainage. Urbana. Illinois.

**Defra (2006).** Defra Integrated Urban Drainage Pilot Studies. Scoping Report  
<http://www.defra.gov.uk/enviro/fcd/policy/strategy/scoperev.pdf>

**Delleur, J.W. (1982).** Introduction to urban hydrology and stormwater management. Urban Stormwater Hydrology. David F.Kibler, Editor. American Geophysical Union. Washington DC.

**Domínguez, R., Jiménez, M. (1992).** El sistema principal de drenaje del Valle de Mexico. Avenidas: Inundaciones y Redes de Drenaje Urbano. J.Dolz, M.Gómez, J.P.Martín, Editores. Servicio de Publicaciones del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid.

**Gómez, M. (1992).** Análisis hidráulico de las redes de drenaje urbano. Avenidas: Inundaciones y Redes de Drenaje Urbano. J.Dolz, M.Gómez, J.P.Martín, Editores. Servicio de Publicaciones del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid.

- Hall, M.J. (1984).** Urban hydrology. Elsevier. London.
- Hashimoto, K., Kato, T., Nishimura, M., Tokuda, H. (1990).** Hiranogama underground stormwater reservoir flood control in highly urbanized area. Fifth International Conference on Urban Storm Drainage. Osaka, Japón.
- Hauger, M.B., Rauch, W., Linde, J.J., Mikkelsen, P.S. (2002)** Cost benefit risk. A concept for management of integrated urban wastewater systems?. Water Science and Technology. Vol 45. n. 3. pp. 1185-193.
- Martín, J. (1992).** Características extremas de la precipitación en la España Mediterránea. Avenidas: Inundaciones y Redes de Drenaje Urbano. J. Dolz, M. Gómez, J.P. Martín, Editores. Servicio de Publicaciones del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid.
- Mays, L. (2004)** Urban Stormwater Management Tools. McGraw-Hill. New York.
- McPherson, M.B., Zuidema, F. (1978).** Urban hydrological modelling and catchment research: international summary. Technical papers in hydrology 18. Unesco.
- Murakami, H. (1990).** Improvement of combined sewer system through stormwater retention at large scale flood control trunk sewers. Fifth International Conference on Urban Storm Drainage. Osaka, Japón.
- Nix, S.J. (1994).** Urban stormwater modeling and simulation. CRC Press. Boca Ratón. USA.
- Parker, D.J., Green, C.H., Thompson, P.M. (1987).** Urban Flood Protection Benefits. Glower Technical Press. Brookfield.
- Service Technique d'Urbanisme (1994).** Ruisellement pluvial urbain. Ministère de l'Environnement. Paris.
- Stahre, P., Urbonas, B. (1990).** Storm water detention. Prentice Hall. New Jersey.
- STU (Service Technique de l'Urbanisme)(1994).** Guide technique des bassins de retenue d'eaux pluviaux. Lavoisier. Paris.
- Yen, B.C. (1990).** Return period risk and probability in urban storm drainage. From the experience of 20th century to the science in 21st century. Fifth International Conference on Urban Storm Drainage. Osaka. Japón.
- Yoshino, F., Yoshitani, J. (1990).** Estimation of runoff changes due to urbanization in Japan. Fifth International Conference on Urban Storm Drainage. Osaka. Japón.



# ELECCIÓN DEL NIVEL DE SEGURIDAD DEL SISTEMA DE DRENAJE

*Manuel Gómez Valentín*

Grup de Recerca FLUMEN  
Dep. de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental. UPC.  
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos  
Jordi Girona 1-3. D-1. 08034 BARCELONA

## 1. Introducción

Cualquier diseño en el campo de la Ingeniería Hidráulica e Hidrológica asume una vida útil de la instalación, de manera que se espera que durante ese periodo de tiempo se cumplan las especificaciones y criterios utilizados en su diseño y al cabo de la misma se pueda dar por amortizada dicha instalación. Ese horizonte de vida útil en ocasiones está definida de manera muy concreta y determinada. Por ejemplo, el túnel de desvío del río durante la construcción de una presa debe funcionar durante un corto número de años, los que duren las obras de la presa. Una ataguía provisional, un recinto estanco para la construcción de una obra marítima, etc. son otros ejemplos de obras de vida útil limitada. Pero en instalaciones grandes, léase encauzamientos, grandes conducciones, etc. este concepto de vida útil no está tan claramente establecido. El técnico responsable de la infraestructura debe manejar el problema de diseñar una instalación considerando los daños que pueden producirse en caso de un fallo en el funcionamiento de la misma. Hasta ahora, entendemos que el sistema de drenaje está constituido básicamente por la red de alcantarillado o red de drenaje, y el primer problema que se plantea es decidir para qué tipo de eventos de lluvia debemos diseñar esta infraestructura sin que se supere la capacidad de desagüe de la red. La pregunta inmediata es: ¿qué nivel de seguridad debemos utilizar en el diseño de una red de alcantarillado de pluviales?

## 2. Periodo de retorno considerado en el diseño de la red

La red de drenaje debe cumplir la misión de evacuar los caudales de escorrentía de la lluvia caída en medio urbano, para así permitir el normal desarrollo de las actividades ciudadanas. Cuanto mayores sean las dimensiones de la red, menos probabilidades tiene de verse superada su capacidad de desagüe, y menos problemas de inundación encontraremos en la superficie de la ciudad. Pero por supuesto, no se puede asegurar que las probabilidades de inundación en la ciudad sean del todo nulas. Siempre es posible un fallo hidráulico, falta de capacidad de desagüe

de la red, cuando se presenta un suceso de lluvia superior al considerado para el diseño de la red o que puedan darse circunstancias accidentales (hundimiento o fallo estructural, bloqueo por arrastres de materiales sólidos, etc) que generen una inundación en la ciudad.

El criterio de selección del nivel de seguridad se suele realizar en el ámbito hidrológico e hidráulico recurriendo a un concepto que denominamos periodo de retorno. Decimos que un valor de nivel o caudal, por ejemplo un caudal de valor  $Q_0$ , es de periodo de retorno  $T$  años, cuando como media se produce un caudal mayor que  $Q_0$  una vez cada  $T$  años. Quiere ello decir que si tuviéramos información del comportamiento de la variable en cuestión (caudal  $Q$ , por ejemplo) durante un horizonte de tiempo de muchos años,  $N$ , veríamos que tiene periodo de retorno  $T$  años como el cociente entre el número de veces,  $m$ , que se ha superado el valor  $Q_0$ , y el número total de años del que se dispone información,  $N$ .

$$\frac{1}{T} = \frac{m}{N}$$

Esta definición anterior está expresada en términos de frecuencia de superación de la variable  $Q$  y se puede realizar de manera aproximada cuando el número de años del que se dispone información es elevado. Por contra, cuando el número de años con datos de lluvia o caudal no es muy grande, para hacer una predicción de comportamiento futuro debemos pasar al dominio de la probabilidad. Un suceso de periodo de retorno  $T$ , presenta una probabilidad de ser superado en un año,  $P$ , que se puede expresar como:

$$P(X > Q) = \frac{1}{T}$$

Cuando analizamos un periodo de  $n$  años, podemos preguntarnos cuál es la probabilidad de que no sea superado una vez al menos el valor de referencia, por ejemplo el caudal  $Q$ . Si llamamos  $P(X < Q)_n$  a la probabilidad de que  $Q$  no se iguale o supere en un periodo de  $n$  años, asumiendo que los eventos de caudal son sucesos independientes, podemos escribir:

$$P(X < Q)_n = P(X < Q)^n = [1 - P(X > Q)]^n$$

Si queremos expresar la probabilidad de que se vea superado una vez en los  $n$  años, será:

$$P(X > Q)_n = 1 - [1 - P(X > Q)]^n$$

Si lo expresamos en términos de periodo de retorno, se puede escribir:

$$P(X > Q)_n = 1 - \left[1 - \frac{1}{T}\right]^n$$

Podemos expresar la probabilidad de que un suceso de periodo de retorno  $T$  años se supere en un periodo de tiempo de  $n$  años en la tabla siguiente, expresada en tanto por ciento dicha probabilidad.

Tabla 1: Probabilidad de que un suceso de periodo de retorno  $T$  ocurra en  $n$  años

Periodo de tiempo $n$ años	$T = 5$	$T = 10$	$T = 50$	$T = 100$	$T = 500$
1	20	10	2	1	0.2
2	36	19	4	2	0.4
5	67	41	10	5	1
10	89	65	18	10	2
20	99	88	33	18	4
50	99.9	99.5	64	40	10
100	99.9	99.9	87	63	18
500	99.9	99.9	99.9	99.3	63

### 3. Análisis de coste - beneficio para la determinación del periodo de retorno

Este es un enfoque clásico de cualquier actuación, analizar la inversión óptima a realizar en función de la maximización de beneficio obtenido. Podemos plantear por ejemplo para la red de drenaje a construir cuál sería el costo asociado a la construcción de la misma. Para una serie de lluvias de periodo de retorno por ejemplo 2, 5, 10 años, etc. evaluamos los caudales de cálculo y diseñamos la red adecuada para su circulación con los criterios que se fijen en su momento. Para cada uno de los diseños, podemos evaluar el presupuesto de construcción. Aún cuando la realización de presupuestos es siempre una tarea difícil que puede dar resultados diferentes según la persona que lo realice, esta fase del estudio se puede considerar razonablemente objetiva si utilizamos los mismos precios unitarios para las diferentes unidades de obra en cada uno de los presupuestos. El resultado será una curva de costes creciente con el periodo de retorno considerado, tal como muestra la figura 1.

Podemos cruzar esta información con otra distinta. Podemos plantear un horizonte de vida útil de la construcción de  $N$  años (por ejemplo 50). Si este periodo de tiempo fuera de comportamiento normal, sin años muy secos ni muy húmedos, y por ejemplo nuestra obra de drenaje fuera de periodo de retorno 10 años, como media la capacidad de desagüe de la red se vería superada 5 veces en esos 50 años. Si por contra el periodo de retorno de diseño de nuestra obra fuera 25 años, como media se vería superada sólo 2 veces en esos 50 años. Podemos evaluar los daños asociados a las inundaciones en este horizonte de tiempo (los 50 años de vida útil), para cada obra de drenaje construida. Los daños aumentan cuanto menor es el periodo de retorno de diseño de la red de alcantarillado, y en cambio disminuyen a medida que sube el periodo de retorno de las lluvias empleadas en el diseño de la red de drenaje. Es por tanto una curva decreciente, del tipo de la indicada en la figura 1.

El coste total de la infraestructura durante su periodo de vida útil es la suma de los costes de construcción y de los daños durante esa vida útil. La composición de las dos curvas produce una curva suma, cuyo mínimo debería señalar el periodo de retorno más económico en el diseño de la red de alcantarillado. Este proceso sería el deseable para dimensionar desde un punto de vista de rentabilidad económica la obra a construir. Sin embargo surgen problemas a la hora de evaluar la



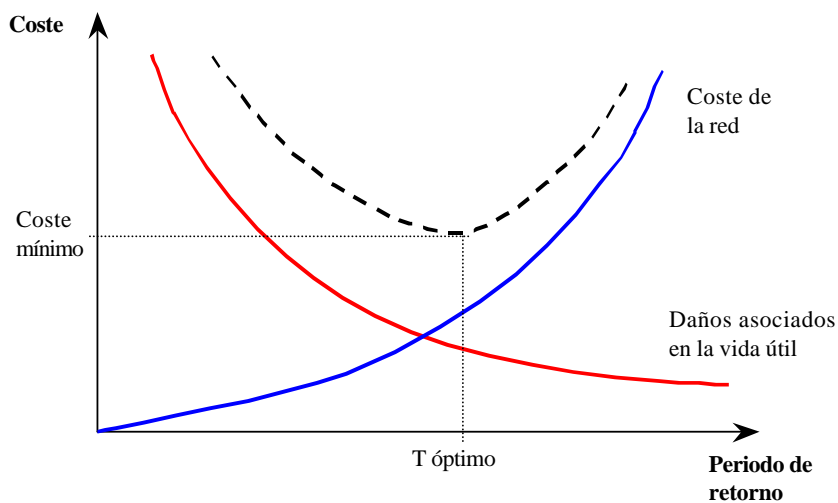


Figura 1: Estimación del periodo de retorno

curva de daños por inundación. No es fácil asignar un coste económico objetivo a esos daños. Una parte puede ser extremadamente objetiva, por ejemplo incorporando la valoración pericial por las compañías de seguros de los daños de los bienes que tienen asegurados. O los costes por daños o lucro cesante de compañías de servicios públicos (teléfonos, luz, transportes ferroviarios o por carretera, etc). Pero existen a veces otros muchos daños de cariz local o individual, derivados de los problemas que sufre cualquier residente bien en su casa por no poder salir al quedarse bloqueado, o los costes en tiempo derivados de quedar retenidos sin acceder a su casa o trabajo.

Este procedimiento aún siendo desde un punto de vista racional el más sólido, no se utiliza de manera habitual por los inconvenientes planteados en la valoración de daños. Es cierto que cada vez más se ajustan los estudios de costes asociados a estos daños, y existen proyectos de investigación en otros países en la línea de permitir su empleo con bases de datos más ajustadas y fáciles de usar. Ante los problemas descritos, se suele recurrir a fijar un periodo de retorno de referencia para los caudales de diseño (o las lluvias de diseño) a utilizar en el dimensionado y cálculo de la red de drenaje (Butler, 2004).

#### 4. Selección de un periodo de retorno de diseño en la red de drenaje

De las diferentes opciones de selección de periodo de retorno que se utilizan en otras latitudes, podemos encontrar una gran variabilidad según el país que se trate. En países nórdicos como por ejemplo en algunas ciudades de Suecia, se han propuesto diseños para periodos de retorno bajos, de 2 a 5 años. Pero hay que indicar que en este caso se realiza un análisis conjunto del comportamiento de la red enterrada y del flujo en la calle, aceptando un sistema de drenaje dual. Ello supone además la incorporación de la presencia del agua en el diseño de la ciudad en superficie, previendo vías de circulación y puntos de recogida de la misma.

Las ciudades que plantean el concepto de drenaje dual con estos periodos de retorno de diseño más bajos, asumen que parte del agua circulará en superficie, y que algunas veces tendrán dificultades de tráfico viario o peatonal. Pero también hay que apuntar que el diseño de las calles es tal que permite transportar una cierta cantidad de agua sin producir daños graves ni inundaciones localizadas, y finalmente ese caudal puede ser desaguado a algún cauce natural sin suponer un problema de inundación. Aplican el siguiente concepto: parte del flujo circula por la red y parte del flujo circula por la calle cuando la capacidad de desagüe de la red se supera. Esta idea no es fácilmente aplicable a ciudades muy consolidadas y más antiguas, pues en ellas en ocasiones nos encontramos con calles de perfil longitudinal tal, que tenemos puntos bajos en los que se concentra caudal afluente de las calles colindantes. Si ese punto bajo no se drena mediante un conducto de la red enterrada, podemos crear un problema local de inundación grave.

En esta misma línea, la mayoría de modelos comerciales de cálculo están empezando a desarrollar este tipo de modelación, de manera que se pueda evaluar la transferencia de caudales entre ambos subsistemas, y tendremos que dedicar una atención especial a los procesos de entrada y salida de agua hacia y desde la red de alcantarillado

#### 4.1. Criterios de diseño en EE.UU.

En los EE.UU. el problema del drenaje de aguas pluviales es algo diferente al europeo. La urbanización de las ciudades norteamericanas presenta un grado de impermeabilidad menor por ejemplo del que tenemos en España, especialmente en las áreas residenciales donde abunda la alternancia de casa individual y jardín privado. El patrón urbano de nuestras poblaciones tan solo es comparable en el caso de los centros de negocios tipo "downtown" o en algunas ciudades en concreto. La mayor parte del transporte de agua pluvial debe realizarse mediante canales a cielo abierto o cunetas junto a vías de comunicación. Eso ha hecho que los Departamentos de Transporte de algunos estados norteamericanos se hayan mostrado muy interesados en resolver el tema del drenaje para no afectar a las vías de comunicación. Como consecuencia, algunas de las referencias de trabajo más importantes se encuentran en los Manuales de Drenaje de estos Departamentos de Transportes, o bien de ciudades o condados que han establecido sus propios Manuales de Drenaje. No existe una unicidad en los criterios adoptados pero puede ser indicativo del mismo el siguiente resumen.

El estado de Virginia propone en su Manual de Drenaje de 10 a 25 años para los colectores de desagüe. Mientras tanto, en Connecticut se sugiere el valor 10 años simplemente, para sumideros y conductos de evacuación. El condado de Clark, que incluye la ciudad de Las Vegas en Nevada, propone diseñar para 10 años y comprobar el funcionamiento de la red ante lluvias de 100 años de periodo de retorno. Aquí también se considera la capacidad de transporte de las calles. El estado de Nueva York se refiere en su manual a los canales de desagüe grandes, exigiendo en ellos un periodo de retorno de cálculo de 100 años. En Georgia nos encontramos con ejemplos de condados como el de Gwinette que propone valores de periodo de retorno de 25 años para los colectores de drenaje. En Texas también sugieren la adopción de un valor de 25 años. A diferencia de estos valores considerados en estos Manuales de Drenaje, todavía encontramos referencias de uso o de formación donde se recomienda diseñar con periodos de retorno 5 años (Iowa State Univ). Vemos pues un estado de la cuestión bastante variado, pero con valores entre 5 y 25 años de periodo de retorno para la red, con 10 años quizá como un valor orientativo.

Especialmente interesante es el hecho de comprobar en ciudades como Las Vegas o Denver, el funcionamiento del sistema para un periodo de retorno superior al de diseño. En nuestro enfoque europeo, una vez el sistema “funciona” para su periodo de retorno  $T$ , nada se dice respecto a lo que suceda cuando llueva con mayor intensidad. Y sin embargo es interesante saber qué zonas del sistema o de la ciudad son más vulnerables a lluvias mayores a las del periodo de retorno considerado.

## 4.2. Criterios de diseño en Canadá

Canadá es otro país con larga tradición en el tema de drenaje urbano. En este sentido es un país donde se ha aplicado a nivel normativo el concepto de drenaje dual. En esas condiciones, por ejemplo el estado de Alberta propone para la red de drenaje un periodo de retorno de 5 años, mientras que el resto de caudal circularía por la calle. Se incluyen estudios de comportamiento del sistema superficial hasta periodos de retorno de 100 años. De todos modos se indica que cada población fija su nivel de diseño en la red de drenaje, y se comentan que hay poblaciones que diseñan con 2 años de periodo de retorno y otras con 10 años.

La capital Ottawa también diseña la red entre 1 y 5 años de periodo de retorno, pero exige la comprobación del comportamiento de la red de calles para periodos de retorno de 100 años (SWM Planning and Design Manual. Ministry of the Environment, Draft Final Report, Noviembre 1999), en los que exige condiciones de funcionalidad a sus calles según la importancia de las mismas. Vías principales no deben presentar calados superiores a los 15 cm, y en otras de menor importancia se limita a que el agua no alcance la acera, en un país donde se encuentran bordillos de 20 a 30 cm de altura.

## 4.3. Normativa europea. Norma EN-752

Europa ha hecho un esfuerzo en los últimos años, cuando en el Comité Europeo de Normalización CEN/TC 165 se elaboró la EN-752, norma europea con 7 apartados que algunos países han traspuesto en su normativa interna (Francia, Alemania, Dinamarca, etc). En concreto la parte 4 se refiere a los conductos de la red de alcantarillado. Entre los aspectos interesantes que recoge, indicar que la expresión de Colebrook-White y la de Manning son las recomendadas como más adecuadas para el cálculo de pérdidas de carga, pero donde supone un cierto cambio con las prácticas habituales es al introducir el concepto de diseño de la red en función de la frecuencia de inundación.

Tabla 2: Frecuencias de inundación sugeridas en la EN 752

Zona de estudio	Frecuencia de inundación
Area rural	1/10
Area residencial	1/20
Centro ciudad, zonas industriales y comerciales	1/30
Metro - pasos subterráneos	1/50

Hasta ahora estamos diseñando en función del periodo de retorno de la lluvia caída, asumiendo que lluvias de periodo de retorno  $T$  años generan caudales de periodo de retorno también de  $T$  años, circunstancia que en el medio urbano es más razonable de aceptar que en el medio rural dada la elevada impermeabilidad y la escasa o nula dependencia de la humedad del terreno permeable, ya que este casi no existe. Desde luego es interesante el hecho de transferir el criterio de diseño a la frecuencia de cuántas veces “nos mojamos los pies”, por expresarlo gráficamente y no de la lluvia que cae. El resumen de la norma EN-752 se recoge en la tabla adjunta.

Nos están exigiendo para el referente más cercano a nuestras ciudades, tipo centro ciudad, una frecuencia de inundación de 1 vez cada 30 años. Esto suele estar por encima de los valores que manejamos habitualmente. En la norma además se indican los procesos de cálculo hidráulico y la sugerencia de emplear un modelo de simulación aceptado por la autoridad municipal. En el párrafo siguiente a la tabla de referencia anterior, se introduce una frase que permite al utilizar el modelo de simulación mencionado anteriormente, “. . . garantizar un nivel adecuado de protección contra la inundación en lugares especialmente sensibles. . .”. La traducción a nivel llano de esta frase es que permite a las administraciones municipales rebajar los niveles de protección de la tabla anterior, pero obliga a justificar a la municipalidad que adopte este criterio, cuál es el nivel de protección adecuado y por qué considera que ese es el nivel adecuado con preferencia al indicado en la norma.

Este hecho está provocando una serie de dolores de cabeza en las ciudades europeas preocupadas por estos temas, y en sus responsables de alcantarillado. En los próximos años nos veremos obligados todos a revisar nuestros criterios de diseño y a evaluar las consecuencias de este cambio.

#### 4.4. Normativa alemana ATV-118

De las referencias de normas técnicas de países europeos, quizás la más interesante sea la ATV 118, Diseño Hidráulico y Simulación del Comportamiento de Redes de Alcantarillado, de uso en Alemania y países de influencia germana. De salida la norma ATV plantea un cierto conflicto con la nueva EN-752 pues la primera considera las frecuencias de inundación como un criterio “inapropiado” mientras que prefiere utilizar las frecuencias de entrada en carga de la red. La norma germana sugiere el empleo de una lluvia de proyecto o una serie de precipitaciones históricas de unos 30 años. A pesar de considerarlo inadecuado, contiene una tabla que indica las frecuencias de inundación admisibles.

Tabla 3: Frecuencias de inundación sugeridas en la ATV - 118

Zona de estudio	Frecuencia de inundación
Area rural	1 año
Areas de edificación moderada	2 años
Centros urbanos	3 años
Metro - pasos subterráneos	5 años

Los valores son muy diferentes de los de la EN752 y supondrán un problema de adaptación en el país, de acuerdo con las opiniones formuladas por expertos alemanes.

#### **4.5. Criterio de diseño utilizado en España**

No existe una legislación a nivel nacional sobre el periodo de retorno a considerar en el diseño de la red de alcantarillado. Revisando los valores más habituales encontrados en diferentes ciudades españolas, encontramos que el valor de 10 años es el más habitual. Alguna considera valores de 25 años o un criterio de exigencia que ciertas zonas de la ciudad, definidas como estratégicas en caso de inundación, tengan un nivel de seguridad mayor como por ejemplo vías de emergencia o de evacuación o acceso de servicios de urgencia, a las que se va a exigir periodos de retorno de 50 años.

### **5. Criterio de homogeneidad del periodo de retorno. Cuenca urbana y cuenca de cabecera**

Es frecuente que el estudio de la red de una población contemple zonas más conflictivas que otras o zonas donde la orografía o la ocupación en superficie dificulte la aplicación de algún tipo de solución. En esas condiciones, puede darse el caso de que algún técnico caiga en la tentación de, para no complicarse la vida en alguna zona de la ciudad, aceptar alguna solución más sencilla y además con un periodo de retorno menor. Esto es una situación que debe evitarse encarecidamente.

Una red con un índice de rendimiento no homogéneo tendrá entonces una serie de puntos débiles por los que en caso de problemas, se iniciará la inundación. Debe tenderse hacia un objetivo de nivel de seguridad lo más homogéneo posible, para que de esa manera en caso de inundación, ésta se produzca no de manera concentrada sino de manera repartida. De este modo podemos entender también que los daños en vez de estar concentrados se hallarán mucho más repartidos. Afectarán a una mayor superficie de la ciudad pero esos daños serán en términos absolutos mucho menos importantes. No es aceptable ese espectáculo de poblaciones con las plantas bajas inundadas en los barrios de zonas con baja pendiente por falta de capacidad de desagüe de la red, mientras que otros barrios de zonas con mayor pendiente tienen un nivel de seguridad más alto con una capacidad de desagüe combinada entre la red enterrada y el flujo superficial por las calles.

Sin entrar en contradicción con lo anterior, algunas poblaciones empiezan a exigir un nivel de seguridad más alto en algunas zonas, pero no con ningún criterio de exclusión. Se trata de exigir que por ejemplo ciertos ejes de circulación viaria tengan un nivel de seguridad mayor, por ejemplo de periodo de retorno de 50 años, con el objetivo de que esas vías puedan ser utilizadas por los servicios de emergencia, bomberos, policía, protección civil, servicios médicos, etc. en caso de necesidad. Se aseguran unos ejes de evacuación o acceso en caso de necesidad, de manera que aún con problemas en parte de la ciudad, esas vías pueden permitir acceder con prontitud y mitigar los efectos de las inundaciones.

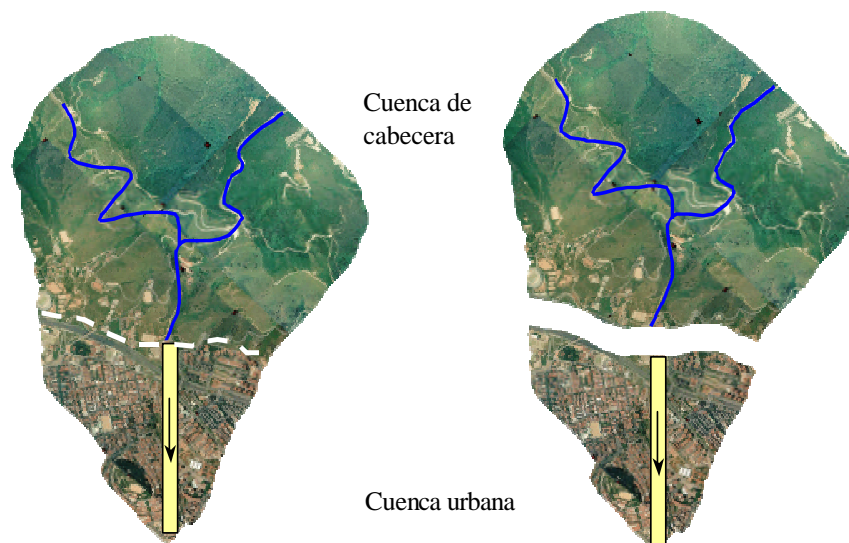


Figura 2: Cuencas urbanas y cuencas de cabecera

En ocasiones las poblaciones presentan en la zona aguas arriba de la población una cuenca de cabecera, con una cubierta natural. Además esa cuenca desagua en la ciudad y su desagüe se integra en la red de alcantarillado. Pero a veces, cuando la cuenca es más grande, el caudal también crece y se prefiere establecer un cauce específico para su desagüe. En este caso los periodos de retorno de la cuenca de cabecera y de la población pueden ser diferentes. Se suele dimensionar la capacidad del cauce especial para el caudal de periodo de retorno  $T'$  años, con la superficie de la cuenca de cabecera, sin considerar la superficie de la ciudad. La red de drenaje de la población se calcula para el periodo de retorno  $T$ , en general inferior.

A veces se propone calcular las dimensiones de ese cauce especial de desagüe de ríos o rieras considerando la superficie de la cuenca de cabecera más la superficie de la ciudad. Eso proporciona un caudal mayor y un mayor nivel de seguridad del elemento de desagüe, pero a la vez estamos considerando que el agua que cae en la ciudad acabará llegando al cauce de desagüe. Eso a veces no es así pues el agua circula por la superficie de la ciudad y por las calles sin necesidad de llegar al cauce del río. Se puede dar la paradoja de que diseñamos un cauce para un caudal que a lo mejor no llega. Se suele indicar en muchos proyectos que si se supera la capacidad de desagüe de la red, el agua en superficie alcanza el cauce. Pero no siempre podemos garantizar que ello sea así pues la topografía superficial de la ciudad puede facilitar que el agua se dirija hacia aguas abajo o no alcance el cauce en la zona urbana.

Pero incluso se puede dar otra circunstancia más curiosa: aceptamos que el agua llegue al cauce de desagüe y por eso dimensionamos ese cauce con una capacidad de desagüe suficiente, pero no comprobamos en absoluto los efectos que puede producir en la ciudad. Esta situación final puede ser francamente chocante: el agua llega al cauce de desagüe que está diseñado para transportarla sin problemas, pero antes, en la ciudad ha producido una serie de inundaciones y daños que no hemos evaluado. En este caso el procedimiento propuesto sería dimensionar el cauce de evacuación con periodo de retorno  $T'$  y evaluar el comportamiento de la ciudad para

los caudales de ese mismo periodo de retorno. No quiere decir que necesariamente se propugne el diseño de la red de alcantarillado para ese periodo de retorno de  $T'$  años, que seguramente será superior a los 10 ó 50 años, pero sí se sugiere que se analice al menos el efecto que tienen sobre la ciudad esas aguas que discurren en superficie, y que como mínimo se sepa qué pasará, qué calles presentarán los niveles máximos de agua y en base a eso poder tomar decisiones, bien de actuación en superficie o bien adecuando la superficie de la ciudad a esas posibles circunstancias. Los periodos de retorno a considerar en cada caso deberían ser función de los tamaños relativos de las cuencas urbana y de cabecera.

## 6. Periodo de retorno de diseño para cuencas urbanas vertiendo a cauces. Condición de contorno a considerar

La red de drenaje de pluviales tiene su periodo de retorno de diseño, acorde con los criterios expuestos anteriormente. Sin embargo la red desagüa al final en un cauce natural y en el cálculo hidráulico del tramo final debe considerarse como condición de contorno el posible nivel de agua que exista en el cauce. La cuenca asociada al cauce suele ser de mayores dimensiones que la zona urbana que drena a través del colector por lo que el suceso de lluvia que se produce en la ciudad no tiene la misma importancia a nivel de cuenca. Aparece la duda de qué nivel de agua en el cauce hay que utilizar como condición de contorno en el cálculo del colector.

Tabla 4: Periodos de retorno a en obras de drenaje vertiendo a cauces entre 2 y 5 años

<b>Periodo de retorno a considerar en sucesos concurrentes</b>				
Relación de áreas	Periodo de retorno 2 años		Periodo de retorno 5 años	
	Cauce principal	Colector	Cauce principal	colector
10000/1	1	2	1	5
	2	1	5	1
1000/1	1	2	2	5
	2	1	5	2
100/1	2	2	2	5
	2	2	5	5
10/1	2	2	5	5
	2	2	5	5
1/1	2	2	5	5
	2	2	5	5

Esta pregunta se puede reformular en el sentido de qué periodo de retorno debería considerarse en el cauce, con su caudal asociado correspondiente, en el diseño del conducto. En principio los sucesos que producen caudales importantes en la cuenca fluvial y la cuenca urbana se pueden considerar sucesos independientes, cuando la diferencia de tamaño entre cuencas es grande. Por otro lado, si la cuenca urbana es muy pequeña y el suceso de lluvia actúa de manera uniforme

en todo el territorio, difícilmente se producirán en el mismo momento las puntas de caudal en el cauce y en el colector de desagüe. Ello se debe a los diferentes tiempos de respuesta hidrológica de las cuencas.

Cuantificar este hecho es un tema complejo. La ocurrencia simultánea de dos sucesos independientes se define como el producto de la probabilidad de ocurrencia de cada uno de los sucesos. En otras palabras, si los sucesos son independientes, la probabilidad de ocurrencia de un suceso de periodo de retorno de 5 años en la zona urbana y en la cuenca fluvial más grande es de  $0.2 \times 0.2 = 0.04$ , es decir de 25 años de periodo de retorno.

En circunstancias normales, los sucesos de lluvia en la cuenca grande y pequeña no son del todo independientes, por lo que no sería aceptable considerar que por un colector viene el caudal máximo asociado al suceso de lluvia de diseño, y por el río el nivel está en condiciones de aguas bajas. En el caso de vertidos a un cauce, el US Army Corps of Engineers y otros Departamentos norteamericanos sugieren el uso de las siguientes tablas 4 a 6. De acuerdo con la relación entre superficie de la cuenca fluvial y de la cuenca urbana se sugieren unos periodos de retorno de diseño de la red de drenaje y unos periodos de retorno del caudal existente en el río en la zona de desagüe de la red y viceversa. Estos datos proceden del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE.UU. y del Departamento de Transportes (US. Dep. of Transportation, 1996)

Tabla 5: Periodos de retorno a en obras de drenaje vertiendo a cauces entre 10 y 25 años

<b>Periodo de retorno a considerar en sucesos concurrentes</b>				
Relación de áreas	Periodo de retorno 10 años		Periodo de retorno 25 años	
	Cauce principal	Colector	Cauce principal	colector
10000/1	1	10	2	25
	10	1	25	2
1000/1	2	10	5	25
	10	2	25	5
100/1	5	10	10	25
	10	5	25	10
10/1	10	10	10	25
	10	10	25	10
1/1	10	10	25	25
	10	10	25	25

A la vista de estas recomendaciones podemos plantear un caso de una cuenca urbana con una superficie de  $15 \text{ Km}^2$  y una cuenca de cabecera de  $150 \text{ Km}^2$  que aporta a un río que atraviesa la población. Si diseñamos el cauce principal del río en nuestra población para periodo de retorno de 50 años, como las dos cuencas presentan una relación de áreas del orden de 10, esto supone que entre la red de drenaje y las calles ha de llegar al cauce del río un caudal producido por una lluvia de periodo de retorno de 25 años en la zona urbana. Deberíamos considerar por tanto en el diseño de la red de drenaje de la ciudad el análisis con periodo de retorno de 25 años (tabla 6).



Trabajar con periodos de retorno más pequeños puede ser peligroso e incoherente. Este análisis debe considerar la aportación desde la ciudad al río de esos caudales, que pueden llegar bien a través exclusivamente de la red de drenaje (diseño de red para periodo de retorno 25 años) o de manera conjunta red / calles. En este último caso, debemos verificar el comportamiento de la superficie de la ciudad para esos caudales de diseño, los niveles de agua alcanzados y los posibles riesgos asociados a ese flujo en la calle. Para el diseño de la red de alcantarillado de periodo de retorno 25 años o del nivel que se fije, se tomarán como niveles en el río a la salida de la red, actuando como condición de contorno, un calado en el cauce correspondiente a un caudal en el río de periodo de retorno 10 años (tabla 5).

Tabla 6: Periodos de retorno en obras de drenaje vertiendo a cauces entre 50 y 100 años

<b>Periodo de retorno a considerar en sucesos concurrentes</b>				
Relación de áreas	Periodo de retorno 50 años		Periodo de retorno 100 años	
	Cauce principal	Colector	Cauce principal	colector
10000/1	2	50	2	100
	50	2	100	2
1000/1	5	50	10	100
	50	5	100	50
100/1	10	50	25	100
	50	10	100	25
10/1	25	50	50	100
	50	25	100	50
1/1	50	50	100	100
	50	50	100	100

Si la cuenca de cabecera fuera de 15000 Km<sup>2</sup>, la relación de áreas será de 1000, y los sucesos de lluvia serán menos coincidentes en las dos cuencas. Cuando se diseña el encauzamiento del río para periodo de retorno de 50 años, se asume concurrente con el caudal máximo en el río una aportación desde la red de un caudal de periodo de retorno de 5 años (tabla 6). Esto no quiere decir que la red de alcantarillado esté diseñada para 5 años, sino para el nivel de seguridad que fijemos, por ejemplo para 10 años. Tan solo nos indica que a la hora de diseñar el encauzamiento del río tenemos que considerar unos niveles de agua en la red con ese periodo de retorno ya que dadas las diferencias de área entre cuencas los picos de caudal en el río y a la salida de la red de alcantarillado es poco probable que coincidan. En el diseño de la red de alcantarillado, si ésta es de 10 años de periodo de retorno, los niveles de agua en el río serán los correspondientes a un caudal de periodo de retorno de 2 años (tabla 5).

Igualmente, a la hora de calcular los niveles de agua en la red de alcantarillado con caudales de periodo de retorno 10 años, el nivel de agua en el río que actuará como condición de contorno deberá ser el correspondiente a un caudal en el río de periodo de retorno 2 años.

## 7. Criterios globales de diseño a considerar en el sistema de drenaje de una población

Se han mencionado diferentes aspectos relativos al diseño de la red de drenaje. Pero la seguridad ante inundaciones de una ciudad es algo más que el funcionamiento de una red de drenaje. Durante mucho tiempo la atención se ha centrado exclusivamente en este aspecto. Y en ocasiones con situaciones algo contradictorias como se ha apuntado anteriormente en el diseño combinado de redes de alcantarillado y cauces fluviales en zona urbana.

El sistema de drenaje de una población está compuesto en principio por la red de drenaje enterrada y por la red superficial formada por las calles de la ciudad. Estos últimos son los primeros elementos de circulación de caudal y además son los que están en contacto con el ciudadano. Los primeros problemas de inundación se detectan en las calles y pueden darse a veces no por falta de capacidad de la red sino por problemas derivados de la circulación desordenada de caudales en la superficie de la población o mala captación. Parece por tanto que este hecho debería considerarse a la hora de fijar criterios de diseño en el sistema de drenaje global.

La conexión entre ambos elementos del sistema se realiza a través de los elementos de captación (rejas o sumideros) que limitan los caudales en la calle y además los introducen en la red. Este sistema debe diseñarse de manera combinada con los anteriores, y con un criterio doble: evitar que los caudales de circulación crezcan de manera descontrolada, en el sentido de que puedan llegar a ser elevados y supongan un riesgo para los peatones o conductores, y por otro el introducir el agua en la red.

Si se fija un periodo de retorno de diseño, de 10 años por ejemplo, este criterio de cálculo se ha referido siempre al de los conductos de evacuación que tenemos que ubicar. Pero debemos resaltar, otra vez, que el centrar exclusivamente este criterio en la red es una visión sesgada y en absoluto global del problema. Como hemos indicado anteriormente, este criterio debe extenderse al análisis del funcionamiento de tres subsistemas:

- Análisis de la escorrentía en las calles y en el resto de la superficie de la ciudad
- Análisis del sistema de recogida (rejas y sumideros)
- Análisis de capacidad de la red de alcantarillado

En el primer apartado debemos evaluar cómo funciona nuestra ciudad en un día de lluvia. Supone analizar el comportamiento hidrológico e hidráulico de la zona urbana incluyendo la red de calles y de los caudales que circulan por ella. Este análisis debe hacerse combinado con el sistema de captación, las rejas o sumideros existentes en la superficie de la ciudad, para determinar la eficiencia de recogida de ese sistema y definir los caudales realmente captados hacia la red y los caudales existentes en la superficie de la ciudad. Este análisis se debería hacer prioritariamente en cualquier ciudad, sin suponer como se hace hasta ahora que el agua de lluvia acabe entrando en la red. El agua primero circula por la ciudad y va entrando en la red en la medida que existen elementos de captación suficientes. Si no es así, el agua circula de manera libre en la superficie de la ciudad debiendo valorarse los problemas que estos flujos puedan producir.

El otro resultado de este primer análisis es, como se ha indicado, los caudales captados por el sistema de captación e introducidos en la red. Es muy importante reflexionar sobre este hecho: ese resultado es el esquema de caudales con que realmente debe calcularse la red. En la actualidad estamos asumiendo que el agua de escorrentía entra en la red y además en los sitios que nosotros decimos.

Pero puede ser en muchos casos una ilusión y la realidad ser más dura de aceptar: el agua no hace lo que nosotros queremos sino lo que el sistema de drenaje le permite, circular en superficie y entrar en la red una parte de ella. Este análisis no se ha realizado hasta ahora de manera sistemática, con lo cual estamos incurriendo en una serie de errores cuyas consecuencias a veces sorprenden incluso a los técnicos municipales. ¿Cómo es posible que tengamos inundaciones cuando se acaba de construir una red de alcantarillado nueva, y calculada con las herramientas más modernas? Pues porque no hemos considerado el problema de manera global sino parcial, eliminando los dos primeros pasos del proceso de diseño y centrándonos sólo en el tercero.

Pero ese análisis para periodos de retorno bajos no debe ser el único a realizar. Es necesario que estudiemos qué pasa en nuestras ciudades en caso de lluvias más intensas. Estaremos de acuerdo en mantener un nivel de diseño para nuestras redes de drenaje en el entorno de los 10 años, pero quizás sugiriendo una revisión al alza. Pero también hemos de conocer qué pasa ante lluvias de periodo de retorno muy superior. A este respecto deberíamos tener en cuenta los criterios establecidos en otros países como diseñar la red para una tormenta “menor”, del orden de 10 años por ejemplo, y comprobar el comportamiento para otra tormenta “mayor”, del orden de los 100 años por ejemplo. Para esas tormentas mayores hemos de considerar como sistema de drenaje tanto el subterráneo (red de drenaje) como el superficial (las calles) y evaluar el estado de los niveles de agua y las velocidades alcanzadas en superficie, valorando los riesgos asociados a esos valores.

## 8. Resumen y conclusiones

En este tema se han discutido algunos de los enfoques para determinar el nivel de seguridad adecuado en nuestras ciudades ante tormentas. Debemos propugnar un enfoque global de la solución del problema de manera sistemática, analizando primero el comportamiento de la superficie de nuestras ciudades en tiempo de lluvia y después el dimensionado de nuestra red de alcantarillado para los caudales que estamos en condiciones de captar. Además, considerar sólo el análisis para periodos de retorno bajos supone no valorar adecuadamente la situación de nuestras ciudades ante la lluvia. Debemos introducir conceptos nuevos como el de diseño a dos niveles, uno para tormentas “menores” en base a la que tras evaluar la respuesta de la ciudad diseñamos exclusivamente la red enterrada, y otro para tormentas “mayores” en los que consideramos el comportamiento tanto de la red enterrada como de la ciudad para tormentas con periodos de retorno más altos. Sólo así podremos garantizar un buen funcionamiento de nuestras poblaciones ante la presencia de lluvias intensas a la vez que entendemos mejor los problemas derivados de la presencia del agua en la ciudad.

## 9. Referencias

**ATV-A 118-E. (1998).** Standards for the Hydraulic Calculations of wastewater, Stormwater and Combined wastewater Sewers.

**Butler, D., Davies, J. (2004)** Urban Drainage. Spon Press. Londres.

**Clark County (1999).** Hydrologic Criteria and Drainage Design Manual.  
<http://www.ccrfcd.org/drainagestandards.htm>

**EN-752 (1997).** CEN. Norma europea. Réseaux d'évacuation et d'assainissement à l'extérieur des bâtiments. Partie 4. Conception hydraulique et considérations liées à l'environnement.

**Fleming, G. (2002).** Flood Risk Management. Thomas Telford. Londres.

**Hauger, M.B., Rauch, W., Linde, J.J., Mikkelsen, P.S. (2002)** Cost benefit risk. A concept for management of integrated urban wastewater systems?. Water Science and Technology. Vol 45. n. 3. pp. 1185-193.

**New York State (2001).** Stormwater Management Design Manual New York State  
<http://www.dec.state.ny.us/website/dow/swmanual/swmanual.html>

**Ottawa (1986).** - Design Manual for Sewer Hydraulics - March 1980, Revised March 1986. City of Ottawa.

**Szöllösi-Nagy, A., Zevenbergen, C. (2004).** Urban Flood Management. Taylor and Francis. Londres.

**TDOT (2002).** Hydraulic Design Manual. Texas Dep. of Transportation.  
<http://www.dot.state.tx.us>

**US Dep, of Transportation (1996).** Urban Drainage Design Manual. Hydraulic Engineering Circular n° 22. PB97-134308. Washington D.C.

**VDOT (2002).** Drainage Manual. Virginia Dep. of Transportation.  
<http://www.extranet.vdot.state.va.us/locdes>



# INFORMACIÓN DE LLUVIA A UTILIZAR. LLUVIA DE PROYECTO

*Manuel Gómez Valentín*

Grup de Recerca FLUMEN  
Dep. de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental. UPC.  
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos  
Jordi Girona 1-3. D-1. 08034 BARCELONA

## 1. Datos de lluvia

### 1.1. Efectos de escala en los estudios de tipo hidrológico en zona urbana

El estudio hidrológico de cuencas urbanas presenta una serie de particularidades derivadas del hecho urbano. En primer lugar, las dimensiones de las cuencas son mucho más pequeñas que las correspondientes a los ríos. Mientras que en el estudio hidrológico habitual de un río, la unidad de medida de la cuenca suele ser el  $\text{Km}^2$ , con superficies totales de decenas, cientos o incluso miles de kilómetros cuadrados, en zona urbana la unidad de medida es la Hectárea, o sea 100 veces menos que  $1 \text{ Km}^2$ .

Este trabajo a escala reducida hace que todos los demás elementos del estudio queden afectados por un factor de escala. No encontraremos caudales de miles o cientos de metros cúbicos por segundo sino del orden de pocos metros cúbicos por segundo en general. Pero el hecho más significativo es la reducción de la escala de tiempo en todos los procesos hidrológicos en medio urbano. Los tiempos de concentración se medirán en minutos (no en horas ni días) y por esta razón, la cuenca urbana será sensible a efectos de lluvias muy intensas y que duren pocos minutos. Un suceso de lluvia muy intensa y de duración 15 minutos, que actúe sobre una pequeña superficie (pocas Hectáreas) tendrá una repercusión indudable en el caudal punta a la salida de la cuenca. pero si la superficie total de la misma es de decenas o cientos de  $\text{Km}^2$ , esa influencia quedará muy limitada, al difuminarse entre los efectos globales de una gran cuenca.

Otra consecuencia de este hecho es que en los estudios de hidrología urbana el intervalo de tiempo en que debemos disponer de información de lluvia es mucho más pequeño que el habitual en los estudios hidrológicos de cauces naturales. Los intervalos de tiempo de media hora o una hora, habituales en el estudio hidrológico de una cuenca fluvial no son admisibles en general en zona urbana. Debemos operar con pasos de tiempo de 5 a 10 minutos, como norma general, o incluso menores según el tamaño de la cuenca. Esto supone una información muy detallada de la evolución de la lluvia en el tiempo

Este nivel de detalle en la información puede suponer un problema ya que no siempre está disponible, al carecer o bien de observatorios meteorológicos, o por falta de equipamiento de estos con un pluviómetro de intensidad. La información de lluvia caída en 24 horas que es la más habitualmente registrada, puede ser por sí sola muy poco útil a nivel de estudios en zona urbana. Pero hay que indicar también que en ocasiones ciertos observatorios que registran la lluvia con un detalle importante, por estar más habituados sus operarios al registro de la lluvia en 24 horas, acumulan al final del día los datos del registro, perdiéndose irremisiblemente una información preciosa que es imposible recuperar.

## 2. Análisis de datos de lluvia

### 2.1. Enfoques del estudio según el nivel de información disponible

Si consideramos la cuenca hidrológica objeto de estudio como un sistema dinámico, el proceso que se produce en ella desde el enfoque de la dinámica de sistemas sería la acción de una señal de entrada, la lluvia, que sufre una modificación debida a las características de la cuenca, proceso lluvia-escorrentía, para transformarse en una señal de salida como es el caudal.



Figura 1: Esquema representando el comportamiento hidrológico de una cuenca

La primera información o “señal” de entrada en el ciclo hidrológico debe ser por tanto la información relativa a la lluvia. Esta debería proceder de medidas reales de eventos de lluvia registrados sobre la cuenca objeto de estudio o, en su defecto, en zonas inmediatas. Cuando estamos interesados en estudios de dimensionamiento o comprobación de la situación de una cuenca o un tramo de cauce concreto ante lluvias extremas, estamos hablando de estudios de sucesos de lluvias aislados. Para este tipo de análisis se pueden emplear tres tipos de información pluviométrica:

1. Lluvias históricas registradas y que produjeron serias consecuencias desde el punto de vista de inundación en la cuenca, y que dejaron además secuelas en la memoria histórica de la población. Se trataría de un proceso de diseño de una infraestructura (encauzamiento, etc) cuyo objetivo final es que si se volviera a dar una precipitación igual a la que se registró ese día, no se produjeran inundaciones. Este criterio no está basado en consideraciones estadísticas de riesgo, sino que se asocia a un suceso concreto. Es fácilmente explicable a la población, e incluso se puede ilustrar con documentación de los efectos producidos por la inundación histórica, indicando que esos daños ya no se producirán con las nuevas actuaciones.

2. Series temporales de lluvias, registradas en observatorios dentro de la zona de estudio, o incluso series sintéticas generadas a partir de métodos estadísticos. Con estos datos de lluvia, aplicaremos un modelo de transformación lluvia-escorrentía y así se obtienen los diferentes hidrogramas de caudal, sobre los que se realiza un análisis estadístico para determinar el valor del flujo asociado a un periodo de retorno determinado. Otra manera de utilizar estos datos sería establecer un análisis de comportamiento de la cuenca no en el dominio de la probabilidad de inundación sino en el de frecuencia de inundación. Si asumimos que los datos de lluvia registrados son representativos de la precipitación en la cuenca, y aceptamos que en el futuro seguirá lloviendo como hasta ahora, podemos realizar los estudios hidrológicos e hidráulicos para comprobar el comportamiento de la infraestructura a diseñar. Si por ejemplo, tenemos datos de lluvia de 20 años, digamos unos 1200 sucesos de lluvia por ejemplo, lo que supone una media de 60 sucesos de lluvia al año, tenemos que realizar los 1200 estudios de transformación lluvia - caudal, y los 1200 cálculos hidráulicos asociados. Podemos evaluar cuántas veces se supera la capacidad de desagüe de la obra hidráulica, en un cierto número de años. Este enfoque da como resultado el poder decir que la obra diseñada se verá superada un número X de veces en N años (igual a los que tenemos datos). No se trata de ningún concepto estadístico, ni de periodo de retorno. Se trata de un análisis de frecuencia de inundación. El inconveniente que tiene este procedimiento es que no solemos tener series temporales muy largas, sino que tan solo disponemos de series de 20, 30 años (algunos casos excepcionales como los pluviómetros de Barcelona o Valencia, pueden llegar a 50 ó más años). Cuando tenemos un resultado como por ejemplo, que no se inunda nunca en los 20 años de registro, ¿qué pasará con esa obra en un periodo de 30 años, o de 100? Si dispusiéramos de 100 años de registros, podríamos realizar este proceso hasta ese nivel de información. Pero en general, ya hemos dicho que suelen ser como máximo de 20 años o menos la longitud de esos registros. Este procedimiento será adecuado para aquellas obras que suelen tener un periodo de retorno de diseño bajo, del orden de 10 a 20 años, cosa por ejemplo frecuente en infraestructuras urbanas.
3. Lluvias de proyecto, obtenidas a partir de información globalizada en forma de curvas Intensidad-Duración-Frecuencia. Podemos definir a esta lluvia de proyecto como una lluvia tipo, o lluvia sintética que se puede asociar a un cierto periodo de retorno, y se admite (a pesar de que no sea estrictamente cierto) que el caudal de escorrentía calculado a partir de esta lluvia de proyecto tiene el mismo periodo de retorno. Esta idea introduce un concepto de seguridad/riesgo, al asociar una noción de periodo de retorno al hietograma de lluvia a utilizar, y por ende al caudal de diseño.

### **3. Datos de series temporales.**

#### **Análisis de calidad de la información**

Los datos de información pluviométrica corresponden a registros de lluvia caída en diferentes duraciones. Tenemos datos cada 24 h, 12 h, 1 h, 5 minutos, etc. Cuando recibimos la información que ha proporcionado el Servicio Meteorológico hemos de realizar una serie de procesos para verificar la calidad de la información que vamos a manejar. En general, los Servicios Meteorológicos se dedican a la recolección de datos, pero no necesariamente realizan los test de calidad para



verificar que la información que entregan es correcta. Hay innumerables fuentes de error: de transcripción, pérdidas de información, etc. Hay que realizar una serie de análisis como:

1. *Estacionariedad.* Si tengo una serie temporal de por ejemplo 45 años, sería bueno analizar subintervalos de tiempo de 20 a 25 años, con un cierto solape entre ellos. Evaluados los valores medios y las varianzas de estas subseries temporales, no deberían diferenciarse entre ellas en más de un 15 %. Si se supera ese valor, quiere decir que ha habido cambios en las condiciones de medida, etc, que obligan a analizar con más detalle la serie para corregir ese problema. Este análisis parte del principio de que las condiciones meteorológicas no se han modificado en el tiempo y que por tanto, salvo ciclos locales de sequías o precipitaciones intensas, el clima no se ha modificado sustancialmente sobre todo en las pocas decenas de años de los que tenemos registros.
2. *Homogeneidad.* Cuando realizamos un análisis estadístico por ejemplo de extremos, es conveniente comprobar que la población de datos que manejamos sea homogénea desde el punto de vista estadístico. Deben realizarse los tests de hipótesis que empleamos comúnmente como el test Chi cuadrado, o el Kolmogorov - Smirnov.
3. *Consistencia.* Los datos de la serie temporal que manejamos deben presentar lo que denominamos consistencia: las condiciones de medida de los datos de lluvia deberían ser las mismas y no variar a lo largo del tiempo. Cuando se dispone de una serie de estaciones meteorológicas en una región climatológicamente homogénea, donde el régimen de lluvias es único, es posible realizar un análisis con el fin de verificar la consistencia de la serie de datos pluviométricos en dichas estaciones. Las causas de una falta de consistencia en los datos de una estación durante un periodo pueden ser muy variadas: cambios en las condiciones del aparato registrador, cambios en el procedimiento de observación, cambio de emplazamiento de la estación, etc. El método utilizado para verificar dicha consistencia es el análisis de curvas de doble masa. Consiste en construir una curva doble acumulativa, en la cual son relacionados los totales anuales acumulados de una determinada estación con la media acumulada de los totales anuales de todas las estaciones del área, considerada homogénea desde el punto de vista de datos. Vamos a poner un ejemplo de 5 estaciones en el área de la ciudad de Pamplona. En nuestro caso se consideran homogéneas las 5 estaciones de las que se disponen datos, Pamplona, Otazu, Irotz, Ilundáin y Noáin, y que presentan simultaneidad de registros a partir del año 1981.

Cuanto mayor número de estaciones se disponga, la media acumulada de los totales anuales será menos sensible a la falta de consistencia de los datos de alguna de ellas, con lo que el análisis es más fiable. Si la serie de datos de una determinada estación es consistente durante un determinado periodo, la curva de doble masa en dicho periodo, debe presentar una pendiente constante. En caso contrario, es decir si a partir de un determinado punto de la curva se produce un cambio de pendiente (ver figura 2) nos indica que comienza un periodo con datos no consistentes, habiéndose producido algún cambio que afecta a los datos de medida.

El análisis de doble masa acumulada realizado para las estaciones de la comarca de Pamplona nos indica que los datos de la estación de Pamplona (ver figura 3) presentan un comportamiento correcto, mientras que otras estaciones, como por ejemplo la de Irotz (ver figura 4), presentan cambios de pendiente que sugieren una falta de consistencia en la serie. Puesto que el periodo de simultaneidad de registros (1981-1993) es muy corto, el análisis

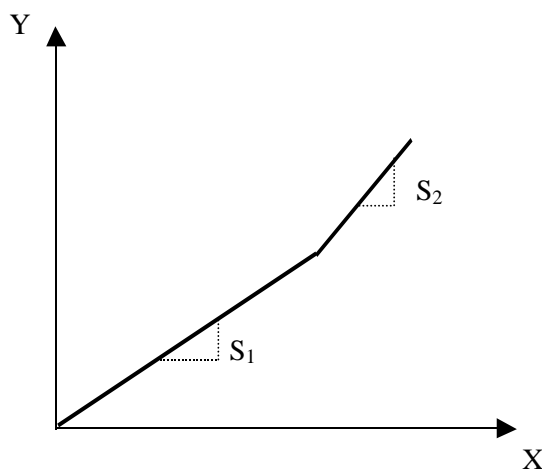


Figura 2: Curva de doble masa acumulada.

realizado no es del todo concluyente para decidir que series de datos son las más adecuadas en la obtención de un hietograma de diseño, pero ilustra las diferencias entre estaciones de medida.

4. *Adecuación.* Aunque aparezca al final, debe ser una de las primeras cosas que analicemos. Nos referimos en concreto a la duración de la serie. Para cualquier análisis sería deseable disponer de datos de un mínimo de 25 a 30 años. Esto no se puede improvisar y los datos son los que son. De todos modos, si en el observatorio que nos interesa, la duración es menor por ejemplo de 18 a 20 años, podríamos comparar algunos estadísticos de esa serie más corta frente a otra serie más larga de un observatorio cercano y que tenga las mismas condiciones meteorológicas (por ejemplo que no estén separados por montañas elevadas, que estén a menos de 100 Km, etc). En ese caso podríamos analizar los cocientes entre las medias de las dos series, así como el cociente de varianzas y deberían ser en ambos casos similares a 1.

#### 4. Procedimientos para completar series temporales

Es posible que en nuestro estudio hidrológico manejemos datos de varios observatorios. Y seguro que cuando analicemos la información de todos ellos habrá años, meses o días en los que tendremos datos de unos observatorios y de otros no. Es conveniente que tengamos datos todos los días, horas, etc. en todos los observatorios a la vez, por lo que aquellos periodos de tiempo que no sea así, deberán descartarse. Claro que al hacer esto, puede darse el caso que la duración de la serie se reduzca de manera drástica. Descartar un año de datos porque durante un número de días no se dispone de datos en uno de los observatorios es una lástima. Por ello, se han desarrollado una serie de procedimientos para completar datos que faltan en alguna de las series temporales a analizar. Los métodos que se describirán a continuación se supone que se aplican a series de datos de precipitación diaria (lluvia en 24 horas).

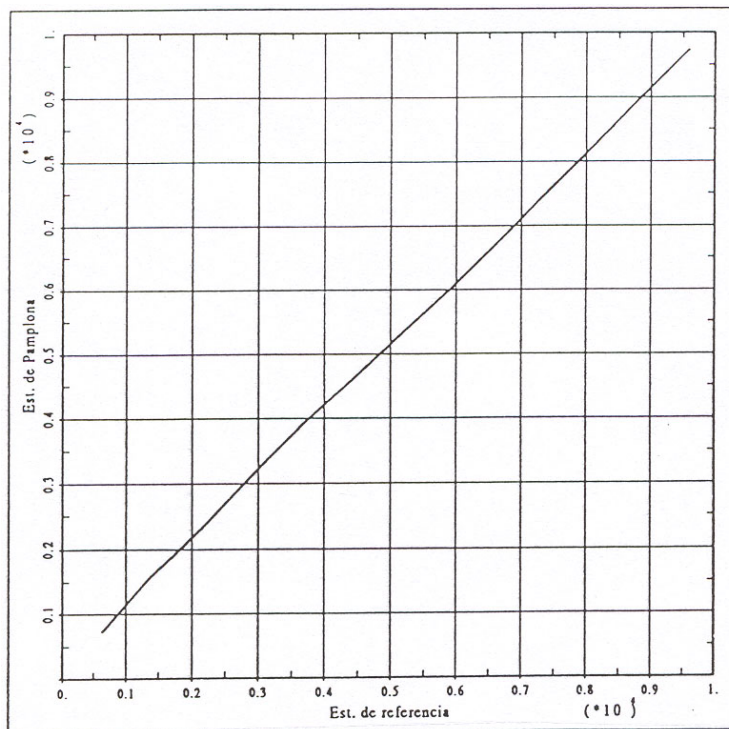


Figura 3: Análisis de dobles masas, estación de Pamplona

1. Si los datos de la precipitación de los observatorios en cuestión no difieren entre ellos más de un 10 %, podemos utilizar para completar el dato que falta de la lluvia diaria de un cierto día en un observatorio, la media aritmética de los datos de los demás observatorios.
2. Si las diferencias son más importantes, se puede aplicar el procedimiento propuesto por el National Weather Service (NWS).

Se representan en unos ejes coordenados, tomando como origen la estación X, cuyos datos se desean completar. En cada cuadrante debería haber al menos una estación. Se ponderarán los datos de cada estación, de manera inversamente proporcional al cuadrado de las distancias, siendo x,y las coordenadas de las estaciones de que se dispone de datos, referidas al origen.

$$W = \frac{1}{x^2 + y^2} \quad P_X = \frac{\sum P_i W}{\sum W}$$

En este procedimiento se supone que las precipitaciones en puntos situados cerca no son independientes de la precipitación incógnita, y por tanto no hará falta usar todos los datos. Bastará utilizar una estación por cuadrante, y se seleccionará la más cercana al origen.

3. Podemos elaborar con los datos correspondientes a las estaciones de que se dispone de datos de un mapa de isoyetas, a partir del cual extraer el dato que falta en el observatorio de estudio. Esto se haría para cada caso de relleno de datos, lo que a menos que se disponga de un procedimiento de elaboración de los mapas bastante rápido, puede ser un proceso más lento.

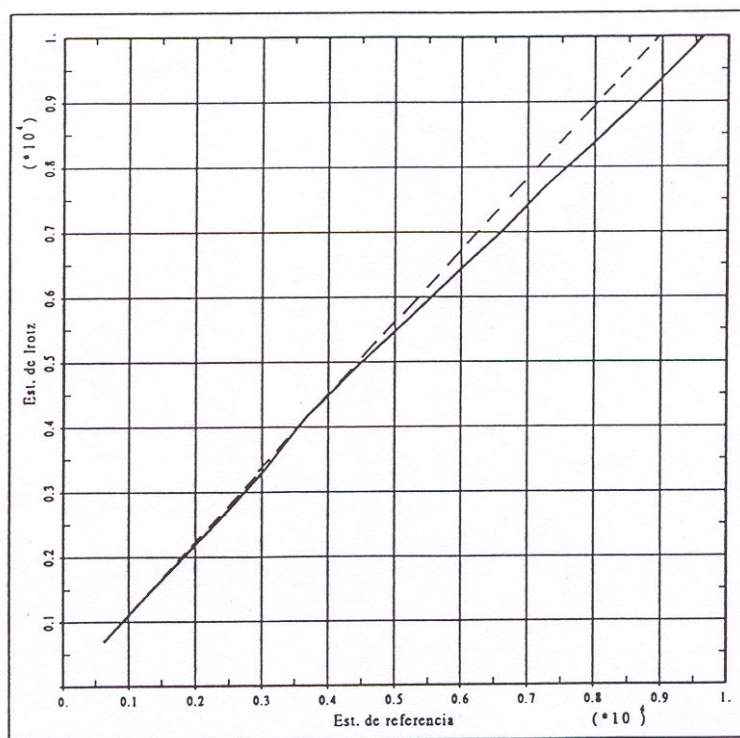


Figura 4: Análisis de dobles masas, estación Irotz

- Si conocemos el valor de la lluvia media anual en la estación X objeto de estudio, pero en la que falta el valor  $P_X$  a completar, y disponemos de los datos de lluvia media anual en las otras estaciones y el dato de lluvia  $P_i$  el día en que falta en la estación X, podemos aplicar una función de ponderación del tipo:

$$P_X = \frac{1}{m} \left( \frac{N_X}{N_1} P_1 + \dots + \frac{N_X}{N_i} P_i + \dots + \frac{N_X}{N_m} P_m \right)$$

- Correlaciones. Con los años de los que se dispone datos de todos los observatorios utilizados en el estudio, y para rellenar los datos de la estación X que faltan, se puede establecer una función de correlación entre la precipitación de la estación X y las demás. La función de correlación puede ser cualquiera, pero en general se emplean funciones de tipo potencial, del tipo:

$$P_X = a_1 P_1^{\alpha_1} + a_2 P_2^{\alpha_2} + \dots + a_m P_m^{\alpha_m}$$

Los coeficientes  $a_i$  y  $\alpha_i$  se ajustan con los datos de los años de que se dispone información.

## 5. Análisis estadístico de datos

El estudio de caracterización de la precipitación en un observatorio se realiza durante la fase de diseño de una obra hidráulica, con un horizonte de futuro. Debemos predecir cómo se

comportará la precipitación en el futuro y a falta de modelos deterministas que permitan predecir con garantías este comportamiento, **asumiremos que seguirá lloviendo de la misma manera que lo ha venido haciendo hasta ahora**. Para caracterizar la historia de la precipitación caída hasta el momento, debemos analizar toda la información histórica existente, es decir, analizar los datos de lluvia del observatorio.

Los procesos hidrológicos de precipitación, transformación lluvia caudal, etc. evolucionan de una manera tal que parte puede considerarse predecible (o determinista) y parte aleatoria. Para estudiar este fenómeno, y en particular para evaluar valores extremos, debemos analizar qué distribución estadística se ajusta mejor a los datos disponibles.

### 5.1. Series de máximos anuales

En el análisis de extremos, consideremos por ejemplo la variable precipitación caída en 24 horas. Si disponemos de 40 años de observaciones, el total de datos alcanza los varios miles ( $365 \times 40$ ), de los que la gran mayoría serían ceros (días sin lluvia). Es posible realizar una selección previa, y pasar a una población algo más reducida. Consideremos así el valor máximo de la precipitación en 24 horas, registrado en cada año. Pasamos así a un total de 40 datos, que constituyen los máximos anuales. Este proceso supone en ocasiones una cierta pérdida de información del fenómeno de la precipitación. Puede ser que durante un año lluvioso, se hayan producido 2 ó 3 días con mayor precipitación que la del día más lluvioso de un año calificado como seco. De esos 2 ó 3 valores, tan solo consideraremos uno, el valor máximo anual. Sustituimos valores grandes de la lluvia caída en 24 horas, por otros más bajos pero que resultan ser los máximos anuales de un año seco. Esta pérdida de calidad en la información puede demostrarse que afecta más a los resultados asociados a la estimación de valores con periodos de retorno bajos (inferiores a 10 años, aproximadamente) mientras que para periodos de retorno altos (100, 500) no supone un gran problema.

Referente a la estadística de extremos, las distribuciones más habitualmente empleadas son las de Gumbel, Log-Pearson III y recientemente se ha añadido la SQRT-ET máx.

### 5.2. Distribución tipo Gumbel

Gumbel propuso la denominada distribución de extremos tipo I, con dos parámetros, cuya función de distribución de probabilidad es la siguiente:

$$F(x) = e^{-e^{-(\alpha(x-a))}} \quad -\infty \leq x \leq \infty$$

Los coeficientes  $\alpha$  y  $a$  se pueden expresar como:

$$a = \bar{x} - 0,45005\sigma_x$$

$$\alpha = \frac{1,2825}{\sigma_x}$$

donde  $\bar{x}$  es la media de los valores máximos anuales y  $\sigma_x$  es su desviación standard. Chow demuestra que esta distribución puede expresarse de manera que el valor de la variable X cuyo periodo de retorno es T, se puede expresar de manera que:

$$X(T) = \bar{x} + K(T)\sigma_x$$

donde el factor K(T) es el factor de frecuencia, función del periodo de retorno. Podemos expresar este valor como:

$$K(T) = \frac{y_T - y_s}{s_s}$$

donde los valores  $y_s$  y  $s_s$  se denominan media reducida y desviación standard reducida, cuyo valor depende del tamaño de la muestra (número de años de los que se dispone de datos). El factor  $y_T$  se denomina variable reducida, y es función del periodo de retorno:

$$y_T = -\ln[\ln(\frac{T}{T-1})]$$

### 5.3. Distribución tipo Log-Pearson III

Esta distribución, de tres parámetros, forma parte de la familia de distribuciones tipo Pearson, y es muy utilizada por ejemplo en los USA. En este caso primero se transforman los datos de caudal, precipitación, etc. X, en su logaritmo en base 10, de la forma Z=log X.

La función de densidad de probabilidad se puede expresar como:

$$F(Z) = \frac{\lambda^\beta (Z - \epsilon)^{\beta-1} e^{-\lambda(Z-\epsilon)}}{x\Gamma(\beta)}$$

donde los 3 parámetros de la distribución,  $\lambda, \beta, \epsilon$  se definen como:

$$\lambda = \frac{\sigma_Z}{\sqrt{\beta}}$$

$$\beta = [\frac{2}{C_s(Z)}]^2$$

$$\epsilon = \bar{Z} - \sigma_Z \sqrt{\beta}$$

donde  $\bar{Z}$  es la media de los logaritmos de los valores máximos anuales, y  $\sigma_Z$  la desviación estándar. Si llamamos X a los datos de la serie de valores, y Z a la serie de logaritmos de los valores, podemos expresar  $Z_T$  valor de la variable Z con periodo de retorno T años, como:

$$Z(T) = \bar{Z} + K_Z \sigma_Z$$

El factor de frecuencia  $K_Z$  es función del periodo de retorno de estudio y del coeficiente de oblicuidad de la distribución, que se puede expresar para una serie de N datos como:

$$C_s = \frac{N \sum (Z_i - \bar{Z})^3}{(N-1)(N-2)\sigma_Z^3}$$

La distribución Log-Pearson III es algo más sensible a los errores en la serie de datos. Al ser una distribución de tres parámetros, en el papel doble logarítmico aparece como una curva (frente a la recta de Gumbel), pero en ocasiones pueden aparecer un máximo local y darse la paradoja que el valor para periodo de retorno 500 años sea menor que para los 100 años, en caso de errores en la serie.

#### 5.4. Distribución tipo SQRT-ET máx

En 1986 un grupo de investigadores japoneses dirigidos por Takeharu Etoh y Akira Murota [ET] proponen una nueva distribución que denominaron SQRT-ET MAX (Máximos de la exponencial de la raíz cuadrada). Para la proposición del modelo, Etoh y Murota [ET y JF] se basaron en las siguientes hipótesis de partida:

- La duración y la intensidad máxima en una tormenta individual son variables independientes entre sí
- La duración se distribuye según una variable aleatoria exponencial y la intensidad máxima según una variable aleatoria de distribución Gamma
- La cantidad total de lluvia es proporcional al producto de duración e intensidad siendo la constante de proporcionalidad de 0.5 lo que asume una forma triangular del hietograma. Este es el patrón de lluvias de Chow, que se acepta como válido para lluvias de tipo frontal ó ciclónico como son las del noroeste de la Península Ibérica

Estas hipótesis de partida han sido aceptadas como válidas en la descripción de una tormenta individual en lluvias de tipo ciclónico, aunque en la actualidad se están ensayando otros tipos de patrones de precipitación como puede ser el doble triángulo. Aceptando dichas hipótesis se obtiene que la función de distribución puede expresarse con la siguiente expresión:

$$F(x) = e^{-k(1+\sqrt{\alpha x})e^{-\sqrt{\alpha x}}}$$

donde  $k$  es el parámetro de frecuencia, y  $\alpha$  es el parámetro de escala. Los parámetros anteriores no se pueden obtener de una manera fácil y directa, de modo similar a la Gumbel o LP3. Para

hacer más sencilla su aplicación, se ha desarrollado un procedimiento de utilización de la SQRT-ET máx (Zorraquino, 2000). A partir de los datos de la serie de máximos anuales, estimamos el coeficiente de variación de la serie, como por ejemplo:

$$C_v = \frac{\sigma_x}{\bar{x}}$$

A partir de este valor, y en función del rango en que se encuentre (hasta el momento se puede aplicar para  $C_v$  entre 0.19 y 0.99) expresaremos el factor k como el siguiente polinomio:

$$k = e^{[\sum a_i [\ln(C_v)]^i]}$$

donde los coeficientes  $a_i$  tienen los siguientes valores:

	Tramo 1	Tramo 2	Tramo3
$a_0$	1.318615	1.801513	-3978.19
$a_1$	-3.16463	2.473761	-18497.5
$a_2$	-1.59532	23.5562	-35681.4
$a_3$	-6.26911	49.95727	-36581.5
$a_4$	-11.3177	59.77564	-21017.8
$a_5$	-22.6976	35.69688	-6417.12
$a_6$	-22.0663	8.505713	-813.381

Definimos el tramo 1, como aquel en que el coeficiente de variación de la serie está entre 0.19 y 0.29, tramo 2 aquel en que el coeficiente de variación de la serie está entre 0.30 y 0.69, y tramo 3 con series de coeficiente de variación entre 0.70 y 0.999

En base a los mismos tramos definidos por el coeficiente de variación, se aproxima el valor de  $I_1$  mediante una expresión del tipo:

$$I_1 = e^{[\sum b_j [\ln(k)]^j]}$$

donde los coeficientes correspondientes  $b_j$  son los siguientes:

	Tramo 1	Tramo 2	Tramo3
$b_0$	2.307319	2.342697	-0.93151
$b_1$	-0.13667	-0.14978	2.156709
$b_2$	-0.07504	-0.09931	-0.77977
$b_3$	-0.01346	0.003444	0.112962
$b_4$	0.003228	0.001014	-0.00934
$b_5$	0.000521	-0.00014	0.000412
$b_6$	0.00014	$5.49 \cdot 10^{-6}$	$-7.5 \cdot 10^{-6}$



Podemos realizar la estimación del parámetro  $\alpha$  mediante la expresión analítica siguiente:

$$\alpha = \frac{k}{1 - e^{-k}} \frac{I_1}{2 \bar{x}}$$

De esta manera, nos queda definida la función de distribución acumulada

$$F(x) = e^{-k(1+\sqrt{\alpha x})e^{-\sqrt{\alpha x}}}$$

Esta formulación fue denominada “máximo de la exponencial de la raíz cuadrada” (SQRT-ET MAX). Ha sido adoptada como distribución estadística de referencia en España por la administración. Tanto el Ministerio de Fomento como el de Medio Ambiente la exigen en sus proyectos por algunas de las siguientes razones:

- a) Es una ley de distribución que ha sido propuesto específicamente para la modelación estadística de máximas lluvias diarias.
- b) Está formulada con sólo dos parámetros lo que conlleva una completa definición de los cuantiles en función exclusivamente del coeficiente de variación con lo que se consigue una mayor facilidad de presentación de resultados.
- c) Por la propia definición de la ley, proporciona resultados más conservadores que la tradicional ley de Gumbel.
- d) Conduce a valores más conservadores que los otros modelos de ley analizados para las regiones climáticas de la España peninsular con cuantiles menores, mostrando unos resultados similares en el resto de las regiones.
- e) Demuestra una buena capacidad para reproducir las propiedades estadísticas observadas en los datos, lo que se comprobó mediante técnicas de simulación de Montecarlo.

### 5.5. Fuentes de información de datos de lluvia tratados por la distribución SQRT-ET

La dificultad de aplicar directamente la función de distribución SQRT - ET, hizo que diferentes organismos presentaran procedimientos más sencillos. En la publicación “Recomanacions sobre mètodes d’estimació d’avingudes màximes” de 1994, editada por la extinta Junta d’Aigües de la Generalitat de Catalunya, se presentaba una tabla con una serie de factores de manera que a partir del valor de la variable de periodo de retorno calculada mediante la distribución Gumbel, la más utilizada en el ámbito profesional en España, multiplicando por ese factor elegido según el periodo de retorno deseado y el coeficiente de variación de la serie, permitía obtener el valor de la variable (lluvia, caudal, etc) de periodo de retorno deseado según la distribución SQRT-ET máx.

Posteriormente, en el año 2001 la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento edita la publicación “Máximas lluvias diarias en la España peninsular”, donde se presenta

un trabajo del Centro de Estudios Hidrográficos del C.E.D.E.X., que introduce mejoras en el proceso de estimación de las máximas lluvias previsible en las distintas regiones de la España peninsular, no sólo en la aportación de nuevos datos desde 1970 sino en la aplicación de nuevas tecnologías estadísticas. Todo ello unido al tratamiento informático aprovechando las capacidades de los Sistemas de Información Geográfica (SIG), hace de el mencionado documento sea una herramienta muy útil permitiendo de una forma rápida obtener las máximas precipitaciones en un determinado lugar de la España peninsular con solo conocer sus coordenadas geográficas o U.T.M en función de los distintos periodos de retorno.

El proceso operativo de obtención de los valores de lluvia máxima diaria,  $X(T)$ , para distintos periodos de retorno a partir de estos mapas es el siguiente:

1. Localización en los planos del punto geográfico deseado.
2. Estimación mediante las Isolíneas representadas del coeficiente de variación  $C_v$  y del valor medio  $\bar{x}$  de la máxima precipitación diaria anual.
3. Para el periodo de retorno deseado  $T$  y el valor de  $C_v$ , obtención del cuantil regional  $Y_t$  (también denominado “Factor de Amplificación  $KT$ ” en el “Mapa para el Cálculo de Máximas Precipitaciones Diarias en la España Peninsular” de 1997), mediante la tabla 7.1. de la publicación mencionada.
4. Realizar (según se recoge en la expresión 3.1) el producto del cuantil regional  $Y_t$  por el valor medio  $P$  obteniéndose  $X(T)$ , es decir, el cuantil local buscado o lo que es lo mismo, la precipitación máxima en 24 horas para el periodo de retorno  $T$  (también denominado  $PT$  en el “Mapa para el Cálculo de Máximas Precipitaciones Diarias en la España Peninsular” de 1997).

## 5.6. Análisis con series parciales

El análisis de extremos se realiza en general con series de máximos anuales. Así, cada uno de los años de los que se dispone datos, proporciona un valor para la serie. Sin embargo, puede darse seguramente el caso de que en un mismo año haya más de un suceso de precipitación de gran magnitud. Sin embargo, al considerar tan solo el máximo anual estamos descartando esa información del observatorio. Entonces se puede corregir este hecho considerando todos los valores de precipitación por encima de un cierto valor umbral, lo que en nomenclatura anglosajona se conoce como POT (peak over threshold) o en castellano valores sobre un umbral, entrando entonces en lo que se denomina estadística de series parciales. En ese caso estamos aceptando que todos los sucesos de lluvia considerados son sucesos independientes, lo que es bastante lógico. Además otra razón adicional para corregir el proceso anterior es que si asumimos una formulación tipo Chow para una distribución de extremos como la Gumbel, por ejemplo, no es posible obtener valores de la variable considerada (precipitación, intensidad, etc) con periodos de retorno menores de un año. Recordemos que la variable reducida  $y_T$  se definía como:

$$y_T = -\ln\left[\ln\left(\frac{T}{T-1}\right)\right]$$

donde si  $T \leq 1$  dicha variable queda indefinida. Sin embargo, sucesos de poca precipitación parece lógico que puedan superarse más de una vez cada año. El análisis de series parciales no está tan extendido entre los técnicos pero podemos relacionar el periodo de retorno entre una estadística de series parciales  $T_P$  y otra de series de máximos anuales  $T_A$  como sigue:

$$T_P = \frac{1}{\ln T_A - \ln(T_A - 1)}$$

En general, cuando los periodos de retorno son elevados (mayores de 20 años) los resultados son similares y donde difieren en mayor grado es a partir de periodos de retorno inferiores a 10 años. La tabla siguiente muestra la relación anterior para una serie de valores del periodo de retorno calculados con una serie de máximos anuales y con una estadística de series parciales.

Tabla 1: Comparación de periodos de retorno calculados con series de máximos anuales o con series parciales

Periodo de retorno (años) (máximos anuales)	Periodo de retorno (años) (series parciales)
20	19.5
15	14.49
10	9.49
8	7.49
5	4.48
3	2.47
2	1.44
1.582	1
1.157	0.5 (6 meses)
1.0186	0.25 (3 meses)
1.00248	0.166 (2 meses)
1.00000614	0.083 (1 mes)

## 6. Curvas Intensidad – Duración – Frecuencia

La relación precipitación/duración es más importante para cuencas pequeñas que la relación precipitación/área (Moisello, 1993). Por esa razón se han centrado la mayor parte de los estudios en la variabilidad temporal de la precipitación.

Un primer proceso de análisis de la información de lluvia en forma de hietogramas existentes es el establecimiento de una curva Intensidad–Duración–Frecuencia (IDF). Una curva IDF supone una relación entre las intensidades medias máximas esperables, para cada duración de precipitación, con un periodo de retorno considerado. El proceso de obtención está suficientemente descrito en muchos textos de hidrología (Chow, 1988). La ventaja de trabajar en cuencas urbanas es que los periodos de retorno que se suelen considerar en zonas urbanas (5, 10 años)

son bajos, por lo que la longitud de la serie temporal para obtener una curva IDF fiable puede ser de tan solo 20 a 30 años, mientras que estudios para periodos de retorno altos (100 a 500 años) recurren necesariamente a extrapolaciones de tipo estadístico que pueden ser en algún caso arriesgadas.

Para obtener las curva IDF se debe realizar el siguiente proceso:

- (i) considerar todas las precipitaciones registradas a lo largo de un gran número de años, a nivel de hietograma y en intervalos de registro de al menos 10 minutos,
- (ii) ordenar estas precipitaciones, clasificándolas en base a los diferentes intervalos de referencia (10, 15, 20, 25, 30 minutos, etc.),
- (iii) obtener, para cada intervalo de referencia, la serie de Intensidades Medias Máximas Anuales para cada año de registro,
- (iv) obtener a partir de una distribución de extremos, como por ejemplo una ley tipo Gumbel, para cada intervalo de referencia, las Intensidades Medias Máximas Anuales para cada periodo de retorno, y finalmente
- (v) en base a los datos anteriores definir la familia de curvas Intensidad-Duración-Frecuencia de la estación de estudio, a partir de los puntos con igual periodo de retorno.

En la serie de máximos anuales estamos obligados a considerar para cada intervalo de tiempo de referencia el valor máximo de cada año, mientras que sería posible en vez de considerar un valor máximo por año el considerar para el total de años de que se disponen datos,  $N$ , los  $N$  máximos valores observados, pudiéndose darse el caso de que dos ó más de los valores considerados se produjeran en un mismo año que puede haber sido extraordinariamente lluvioso, y que en algún otro año no haya ningún valor incluido en los datos empleados para la serie de máximos. En este caso deberemos emplear en el cálculo la metodología de series parciales. De todos modos, para periodos de retorno de 10 años o mayores, las diferencias entre el cálculo con series anuales o con series parciales son poco importantes.

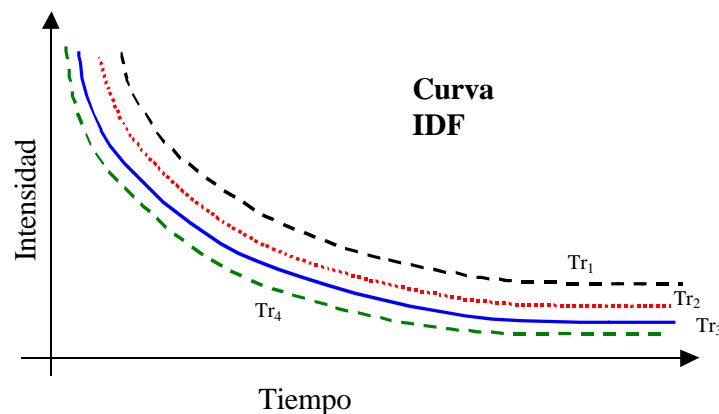


Figura 5: Curva Intensidad-Duración-Frecuencia tipo

Las familias de curvas IDF se suelen ajustar mediante expresiones analíticas que faciliten su operación. Las más habituales son las expresiones tipo Talbot o Montana. La curva tipo Talbot, propone un ajuste de una hipérbola:

$$I = \frac{a}{D + b}$$

mientras que la tipo Montana, ajusta una función potencial:

$$I = aD^b$$

Una expresión generalizada que incluye las dos anteriores es la definida por la función de ajuste:

$$I = \frac{a}{(D + b)^c}$$

Es muy importante que la función de ajuste utilizada lo sea dentro del rango de duraciones de precipitación para el que ha sido encontrada. Extrapolaciones especialmente para duraciones más cortas pueden llevar a resultados matemáticamente coherentes pero físicamente imposibles (enormes intensidades de precipitación para duraciones de lluvia muy pequeñas).

Debido a la complejidad del proceso y en mayor medida a que generalmente no es posible disponer en muchos observatorios de la gran cantidad de datos en forma de hietogramas que son necesarios para la obtención de la familia de curvas IDF de dichos observatorios, diversos autores han buscado relaciones algebraicas que permiten expresar de una manera general la Intensidad Media Máxima en función del intervalo de referencia y del periodo de retorno, a partir de unos datos de pluviometría más fácilmente disponibles como es la precipitación caída en 24 horas.

### 6.1. Datos de lluvia para cortas duraciones

La información de campo obtenida en diversos estudios realizados en diferentes países se ha dirigido hacia el análisis de relaciones entre la lluvia de cortas duraciones, de la que se disponen en general de menos nivel de información, y la lluvia de duraciones horarias o superiores, nivel de datos más fácilmente obtenible en observatorios meteorológicos.

Hershfield (1962) estudió para los EE.UU. la relación entre la precipitación caída en 1 hora y en 6 horas, frente a la total caída en 24 horas, para un periodo de retorno de 2 años. La relación  $P_{1\ h}/P_{24\ h}$  varía entre el 10 % y el 60 %, con una media del 40 % mientras que  $P_{6\ h}/P_{24\ h}$  variaba entre el 50 % y el 80 % con un valor medio de 70 %. Sin embargo para duraciones  $D$  más pequeñas, la relación entre la lluvia caída en  $D$  y la caída en 1 hora, varía muy poco a lo largo de todo el país y además era bastante independiente del periodo de retorno (Bell, 1969). Los datos estimados para los Estados Unidos y Australia se reflejan en la tabla 2.

Tabla 2: Relaciones  $P_D/P_{1h}$  (D en minutos)

USA	5	15	30	120
2 años	0.29	0.57	0.79	1.25
Australia	5	15	30	120
2 años	0.30	0.57	0.77	1.24
10 años	0.31	0.58	0.78	1.25
25 años	0.30	0.58	0.79	1.23

Del análisis de estos datos parece desprenderse que la relación precipitación/duración para tiempos cortos (menores que 2 horas) es bastante estable, incluso para periodos de retorno diferentes. Bell también comprobó que la relación  $P_D/P_{24h}$  es mucho menos estable para duraciones mayores. Goswami (1973), utilizando las relaciones de Bell, desarrolló una metodología de obtención de relaciones precipitación/duración para la India, asumiendo una relación Lluvia en 1 hora/Lluvia en 24 horas de 0.435 . Calenda (1993) ha propuesto una relación Lluvia en 1 hora/Lluvia en 24 horas para diferentes periodos de retorno, en la zona de Roma, que se muestran en la tabla 3. Por supuesto que esa variación con el periodo de retorno entra en conflicto con los datos de Australia y USA.

Tabla 3: Relaciones  $P_{1h}/P_{24h}$

Periodo de retorno	$P_{1h}/P_{24h}$
2	0.436
10	0.460
25	0.467
50	0.471
100	0.475

En España no se ha emprendido un análisis sistemático de curvas IDF para distintas duraciones de lluvia. Sin embargo, en la Instrucción de Carreteras, 5.2.I.C. se propone la siguiente curva IDF sintética:

$$\frac{I}{I_d} = \left(\frac{I_1}{I_d}\right)^{\frac{28^{0,1-D^{0,1}}}{28^{0,1}-1}}$$

donde  $I_d$  es la intensidad media diaria en mm/h,  $P_{24 horas}/24$ , el cociente  $\frac{I_1}{I_d}$  es la relación entre intensidad horaria e intensidad media diaria, que depende de la ubicación geográfica, y  $D$  es la duración, en horas, de la lluvia.

Si trabajamos esta expresión, podemos llegar a una relación entre la lluvia caída en una duración  $D$ , y la caída en 24 horas,  $P_D/P_{24h}$  de manera que:

$$\frac{P_D}{P_{24h}} = \frac{D}{24} \left( \frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0,1} - D^{0,1}}{28^{0,1} - 1}}$$

Dicho cociente es independiente del periodo de retorno, en la línea de las experiencias australianas y norteamericanas, y tan solo depende de la duración y de la zona geográfica. La relación  $\frac{I_1}{I_d}$  varía entre 8 y 12 aproximadamente, con lo que para estos valores extremos, se presenta en la tabla adjunta la relación entre la precipitación caída en diferentes duraciones y la lluvia en 24 horas.

Tabla 4: Relaciones  $P_D/P_{1h}$  para diferentes cocientes  $\frac{I_1}{I_d}$

Duración D	$\frac{I_1}{I_d} = 8$	$\frac{I_1}{I_d} = 12$
5 minutos	0.265	0.332
10 minutos	0.394	0.467
15 minutos	0.493	0.564
30 minutos	0.711	0.761
60 minutos	1.000	1.000
120 minutos	1.371	1.274

Los valores para el factor 12 son similares a los presentados en la literatura. Se sigue trabajando en esta línea que permitiría obtener información sobre la precipitación en duraciones cortas, las más adecuadas para estudios de hidrología urbana.

## 6.2. Relaciones precipitación/área

Otro problema en el campo de las precipitaciones intensas es la dependencia de la lluvia con el área de la cuenca. Según la experiencia más extendida, las precipitaciones más intensas se concentran en pequeñas áreas. Por ello, una vez obtenido el patrón temporal de lluvia en un punto (para una duración y un periodo de retorno deseado) hay que transformar ese dato puntual en una distribución espacial.

En zona urbana son aplicables los mismos procedimientos que se emplean en cuencas fluviales, es decir, considerar como lluvia media la media aritmética de los valores de los diferentes observatorios que se dispone, o bien emplear los métodos de los polígonos de Thiessen o de isoyetas. Su aplicación está recogida en todo texto de hidrología básica (Chow, 1994).

La importancia de la distribución espacial depende del tamaño de la cuenca. Para cuencas pequeñas la distribución habitual que se considera es la uniforme. Yen y Chow (1969) concluyeron que una tormenta en movimiento produce caudales punta similares a los que produciría una tormenta equivalente, pero de tipo estacionario. Sin embargo, los volúmenes de hidrograma sí pueden variar de manera más significativa por lo que en estudios de depósitos de retención u otros donde el volumen de hidrograma es significativo, se puede indicar que se está sobreestimando el volumen.

## 7. Estudio de regionalización de precipitaciones en España. Obtención de curvas IDF sintética

En lugares donde sólo se dispone de observaciones de precipitación diaria, es posible obtener información de precipitación para duraciones más cortas (1 hora, 30 minutos, 10 minutos, etc) a partir de estudios de regionalización de la precipitación. El estudio realizado por Témez (1966) en España permite a partir del dato de lluvia en 24 horas, estimar unos valores de precipitación para duraciones más cortas.

Analizando la forma típica de una curva IDF se aprecia que el valor de la Intensidad de precipitación aumenta a medida que reducimos la duración D. Se comprueba experimentalmente que todas las curvas de una estación correspondientes a diferentes periodos de retorno son afines, y por ello se podrían reducir a una ley única adimensional. Dicha ley sería independiente de los valores absolutos de lluvia, dado su carácter adimensional. El parámetro diferenciador más adecuado en nuestro caso, teniendo en cuenta que en las estaciones meteorológicas españolas se registra precipitación diaria, en 24 horas, sería la lluvia media durante esas 24 horas, o  $I_d$ :

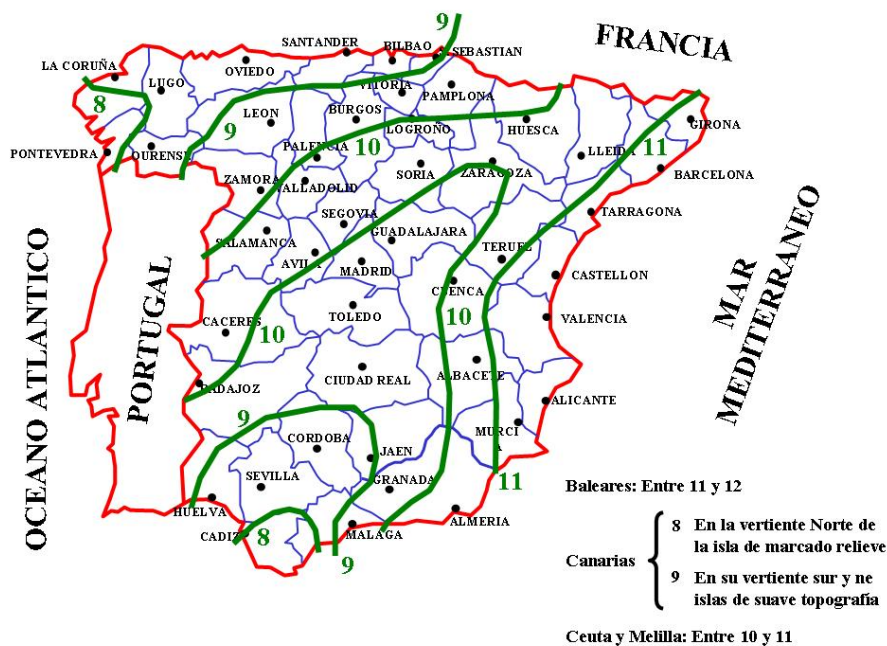


Figura 6: Mapa para la estimación del factor regional  $\frac{I}{I_d}$

$$I_d = \frac{P_d}{24}$$

La ley adimensional para una familia de curvas IDF sería del tipo:

$$\frac{I}{I_d} = \phi(D)$$

donde I representa la intensidad de precipitación para una duración D genérica. La ley anterior es característica en cada estación y una función de la distribución temporal de la lluvia tipo.



Será diferente de un observatorio a otro, reflejando las diferencias de clima existente. El estudio de Témez lleva a la conclusión que con datos de numerosas estaciones españolas, las curvas adimensionales  $I/I_d$  se pueden representar con suficiente aproximación por medio de una ley general ampliada de la anterior:

$$\frac{I}{I_d} = \phi(D, K)$$

con un parámetro indeterminado  $K$ , variable de un lugar a otro. El parámetro  $K$  se eligió como la relación  $I_1/I_d$  donde  $I_1$  es la intensidad horaria correspondiente. Como expresión universal, se propone una ley Intensidad–Duración del tipo:

$$\frac{I}{I_d} = \left(\frac{I_1}{I_d}\right)^{\frac{28^{0,1-D^{0,1}}}{28^{0,1}-1}}$$

donde  $I$ , está en mm/h y  $D$  en horas.

En cada estación habrá que estimar el factor  $\frac{I_1}{I_d}$ , factor regional que representa la relación entre la intensidad horaria y la diaria, para el mismo periodo de retorno. Para ello se puede hacer uso del mapa adjunto, extraído de la mencionada Instrucción de carreteras.

Queda como único dato a estimar el valor de la intensidad  $I_d$ , intensidad media correspondiente a la precipitación caída correspondiente a 24 horas fijas, es decir, por ejemplo desde las 8 de la mañana a las 8 de la noche siempre. Estimaremos este valor como:

$$I_d = \frac{P_d}{24}$$

donde  $P_d$  es la precipitación máxima diaria caída en la estación de estudio, para el periodo de retorno considerado. Dicho valor se puede obtener ajustando distribuciones de extremos a partir de los datos de precipitaciones diarias que se pueden obtener en el Instituto Meteorológico Nacional (IMN).

## 8. Patrones de precipitación

A medio camino entre los enfoques de banco de datos de lluvia o de lluvia de proyecto, existe una tercera vía, basada en el concepto de patrones de precipitación. Partiendo de la hipótesis que las causas locales que dan origen a la precipitación son limitadas, y que la orografía y otros condicionantes que pueden afectar al desarrollo de la precipitación se mantienen aproximadamente invariantes a lo largo del tiempo, se puede suponer que en cada lugar existen sólo unas ciertas evoluciones temporales de la precipitación posibles, independientemente de la cantidad de lluvia que tenga asociada el suceso, y limitadas en número. Estas pautas de evolución temporal, representadas por su hietograma, constituyen los patrones locales de precipitación. Asociadas a estos patrones, se pueden definir unas lluvias de proyecto, que serán representativas no solo

del volumen de precipitación asociado al período de retorno correspondiente, sino también de su distribución temporal.

La metodología de los patrones de precipitación brinda la oportunidad de aproximarse al problema de la forma del hietograma de una manera más realista que los bloques alternados, pero sin entrar en la complicación (de cálculo y de necesidades de información previa) que implica la utilización de las series históricas completas.

En primer lugar hay que analizar todos los datos de lluvia registrados en el observatorio. Pero claro, existen muy diferentes sucesos de lluvia, de duraciones que van desde pocos minutos hasta varios días, y precipitaciones desde pocos milímetros a varias decenas de milímetros. Un primer paso es la normalización de sucesos de lluvia para poder comparar entre sí sucesos muy diferentes. Para ello se utiliza el pluviograma acumulado, doblemente normalizado respecto a la duración del suceso de lluvia y de la precipitación total del suceso. Así cualquier hietograma registrado se transforma en una curva definida en ejes coordenados con valores entre 0 y 1.

Un primer paso que debemos hacer es representar de manera gráfica los pluviogramas normalizados para intentar identificar a grosso modo la existencia o no de esas pautas temporales comunes entre varios hietogramas. Es posible que en un mismo observatorio se presente más de un patrón, dadas las diferentes causas climáticas de origen de precipitación, por ejemplo lluvias de primavera y lluvias de otoño. Es cierto que en ocasiones cuando representamos estas curvas no vemos nada a simple vista y puede ser que en dicho observatorio no exista ese patrón de forma clara. Pero otras veces se aprecian como algunas curvas se van agrupando en una cierta zona del diagrama. Ese hecho es indicador que varios sucesos de lluvia presentan una misma distribución temporal. Podemos plantear la búsqueda de ese patrón y aplicarlo también a la lluvia de proyecto, considerando que la cantidad de precipitación se determine a partir de la curva IDF, para la duración de la precipitación decidida según el tamaño de la cuenca, y para el periodo de retorno deseado, y la distribución temporal de esa lluvia sea la obtenida a partir del patrón de lluvia.

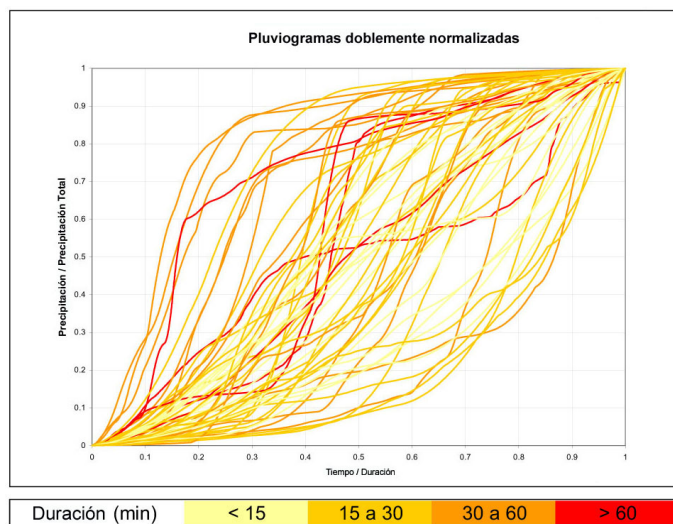


Figura 7: Pluviogramas acumulados para diferentes periodos de duración de lluvia

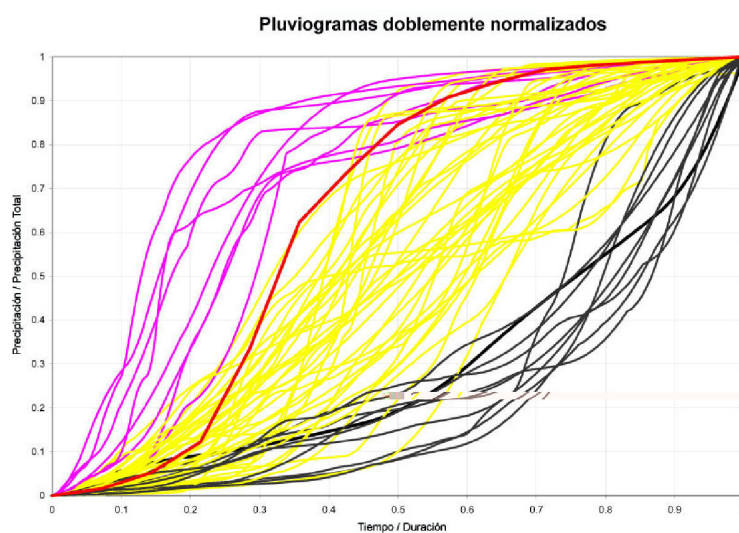


Figura 8: Pluviogramas acumulados separados por zonas, según la ocurrencia de intensidad máximas de lluvia

### 8.1. Esquema metodológico a seguir en la identificación de un patrón de lluvia

Una vez normalizados todos los sucesos de lluvia, conviene realizar una serie de pasos para la identificación del patrón de precipitación:

1. **Identificación de sucesos.** En este caso es subjetiva pero a la vez fundamental para determinar las características de cada uno de los sucesos de lluvia a analizar. Es necesario adoptar un criterio objetivo primero para separar los sucesos de lluvia entre sí, por ejemplo el intervalo de tiempo sin llover entre dos sucesos de lluvia. Sería bueno que éstos criterios adoptados se pudieran expresar fácilmente para poder automatizar el proceso de tratamiento de los datos.
2. **Variables descriptivas de los sucesos.** ¿Qué variables identifican un suceso o qué variables deben ser tenidas en cuenta?. La práctica hidrológica ha ido eligiendo a lo largo del tiempo unos cuantos conceptos clave en relación a la definición de lo que es un suceso de lluvia como por ejemplo intensidad máxima, precipitación total, duración etc. Hay que decidir cuáles de éstos u otras variables se incorporará al análisis del patrón de precipitación.
3. **Tratamiento de la forma de los sucesos.** La forma de un suceso de lluvia no es una magnitud numérica única sino que representa una evolución temporal de la intensidad de precipitación. Se trata de una curva que por tanto no puede ser tratada de manera automática. Hay que decidir previamente cómo se analiza esa forma, cuál es la representación más adecuada y de qué manera se discretiza el suceso de lluvia. La representación escogida ya se ha dicho que deberá normalizarse, de manera que todos los eventos de precipitación que se analicen tengan el mismo número de variables y del mismo rango y así se puedan comparar entre ellas mediante análisis estadísticos de tipo factorial o cluster. Una

representación clásica en los estudios hidrológicos que cumple estos requisitos es el pluviograma acumulado doblemente normalizado con respecto a la duración y a la precipitación total.

4. **Filtrado de los sucesos de lluvia.** Hay que determinar qué sucesos se analizarán y cuáles no. A tal efecto es necesario establecer las variables de decisión y los criterios justificados que permitan eliminar eventos de lluvia por ejemplo por su poca intensidad o su corta duración.
5. **Reducción de datos mediante análisis factorial.** De todas las variables seleccionadas para describir los sucesos de precipitación y de cara a realizar análisis de clasificación con un coste computacional razonable, habrá que identificar las más significativas es decir aquellas que permitan sintetizar mejor el banco de datos. Esto puede hacerse mediante un análisis factorial que permite identificar los factores estadísticamente más relevantes.

Una vez obtenidos esos factores más relevantes deberán interpretarse sus componentes principales. Las variables escogidas mediante análisis factorial suelen ser combinaciones lineales de variables básicas. Estas nuevas variables muchas veces representan características profundas del evento de lluvia descrito. Habrá que comprobar si en este caso se puede llegar a una interpretación física del mismo no.

6. **Clasificación de los sucesos mediante análisis cluster de todas las variables.** Definidas las variables más relevantes, se trata de identificar las posibles agrupaciones que se presenten entre éstas. Esto se hará mediante un análisis cluster de las variables y finalizado este análisis habrá que comprobar si las agrupaciones obtenidas corresponden a patrones de precipitación.
7. **Revisión del método.** En función de los resultados obtenidos, antes de darlos por buenos para el diseño habrá que comprobar cómo describen los sucesos extraordinarios que se han registrado en el observatorio.

## 8.2. Distribución de Huff

Huff (1967) desarrolló a partir del análisis de los datos de lluvia del estado de Illinois (USA), para cuencas de hasta 400 millas cuadradas de superficie, una serie de patrones temporales de precipitación. De acuerdo con los datos analizados, distribuyó las precipitaciones en cuatro grupos, de acuerdo con la intensidad de precipitación (cuatro cuartiles). Las distribuciones que se consideran más adecuadas para su empleo en procesos de dimensionamiento son las correspondientes a los dos primeros cuartiles, las más severas.

La figura 9 muestra la distribución de precipitación acumulada en función del tiempo, que corresponde al primer cuartil (lluvias más severas) y para diferentes patrones de probabilidad. Se entiende que por ejemplo la gráfica de un patrón de distribución corresponde a un 10 por ciento de probabilidad, cuando la probabilidad de que el patrón de distribución temporal esté situado a la izquierda de dicha gráfica es precisamente de un 10 %.

Se presenta la distribución temporal expresada en tanto por ciento de la cantidad de lluvia total, para el patrón de distribución con probabilidad 50 %. Esta es la distribución temporal

escogida en algunos modelos de simulación como ILLUDAS. Dicha lluvia de proyecto se ha popularizado con el nombre de lluvia de diseño del Illinois State Water Survey (ISWS), para una duración de 1 hora.

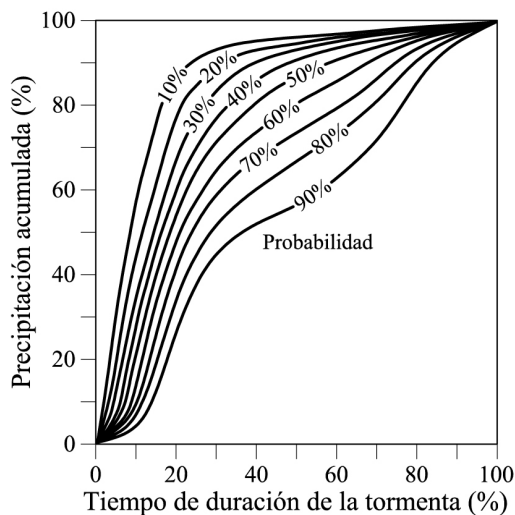


Figura 9: Distribución temporal propuesta por Huff

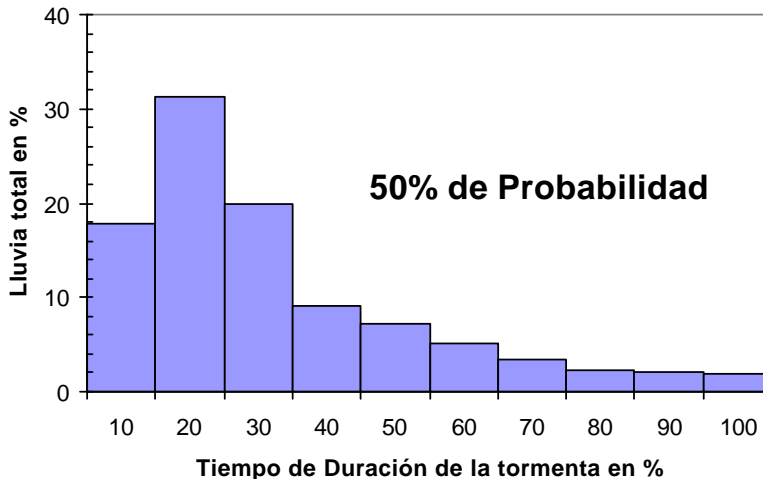


Figura 10: Patrón de distribución temporal de lluvia incluido en ILLUDAS

### 8.3. Distribución del Soil Conservation Service

El SCS desarrolló a partir de sus observaciones, una serie de distribuciones temporales de precipitación para ser usadas por sus propios servicios técnicos. En total fueron cuatro distribuciones, adecuadas a diferentes áreas geográficas de los USA para lluvias de 24 horas de duración. Quiere ello decir que si disponemos de la precipitación diaria, dato muy frecuente en multitud de servicios meteorológicos, podríamos distribuirla a lo largo del día con un cierto criterio. La

tipo I y Ia, es representativa del clima de la costa del Pacífico, al sur y norte dentro de los USA, respectivamente. La tipo III representa la correspondiente a la costa atlántica y del golfo de México, y la tipo II representa al clima de tipo continental del resto del país. La figura 11 representa la distribución temporal de los 4 patrones de lluvia

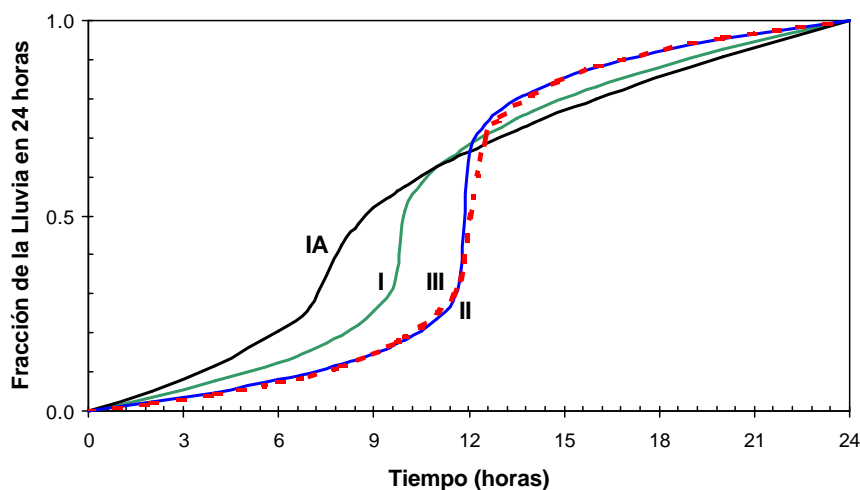


Figura 11: Patrones de lluvia del SCS

#### 8.4. Comentarios sobre los patrones de distribución

No debemos perder de vista que estas distribuciones de precipitación provienen de un análisis estadístico de datos reales obtenidos en unas zonas geográficas muy concretas. Quiere ello decir que por ejemplo las distribuciones de Huff se adaptan a lo observado en cuencas de Illinois, pero siempre tendremos la duda de cómo se pueden comportar en una zona distinta, con un clima que puede ser diferente, etc. (por otro lado, debo confesar que desconozco las características del clima de Illinois). La aplicación de cualquiera de estos patrones debería realizarse con todas las precauciones necesarias, sólo en el caso de tener una cierta información previa de comportamiento climatológico similar en la zona objeto de estudio, y a falta de mejores datos de información. En situaciones donde no se dé este comportamiento similar, es preferible acudir a otros procedimientos de estimación de la lluvia de proyecto, o incluso a emplear métodos de cálculo del caudal de escorrentía más simplificados.

Por otra parte, hay que indicar que la definición de un patrón de lluvia requiere una menor cantidad de información que la definición de por ejemplo una curva intensidad–duración–frecuencia. Al no estar ligados a periodos de retorno, basta un número elevado de sucesos de lluvia que se produzcan en un periodo más corto, 3 ó 4 años, para poder definir un patrón. Estudios realizados a partir de datos de los 3 últimos años para un observatorio sito en la Esc. de Ing. de Caminos apuntan resultados prometedores. Dado el patrón, y definida la duración de la lluvia de proyecto  $D$ , tenemos la precipitación máxima para una lluvia de duración  $D$  y periodo de retorno  $T$  años, a partir de la curva IDF. Con ayuda del patrón, podemos establecer la lluvia de proyecto.

## 9. Tormentas de proyecto a partir de curvas IDF

Las curvas Intensidad–Duración–Frecuencia (IDF) representan un nivel de información global referente al comportamiento pluviométrico de una zona. Su construcción se realiza analizando los registros de todas las tormentas y sus periodos más intensos de precipitación. Estas intensidades se ordenan para cada uno de los periodos de tiempo considerados (5, 10, 15 minutos, etc) en función de su valor, realizando un tratamiento estadístico de los datos y asignando periodos de retorno. Los resultados se presentan en forma de curva, pudiéndose ajustar alguna expresión de tipo analítico (hipérbola, etc) de manera que se obtienen fórmulas como las tipo Montana, Talbot o Keifer–Chu, en función del tipo de expresión escogida.

Dado que las curvas IDF recogen una información histórica de la pluviometría de la cuenca, pueden ser un punto de partida para construir a partir de ellas la lluvia de proyecto que emplearemos en nuestro proceso hidrológico.

### 9.1. Lluvia constante o en bloque

La lluvia de proyecto más sencilla de construir es la que considera una intensidad de precipitación constante durante todo el tiempo de lluvia.

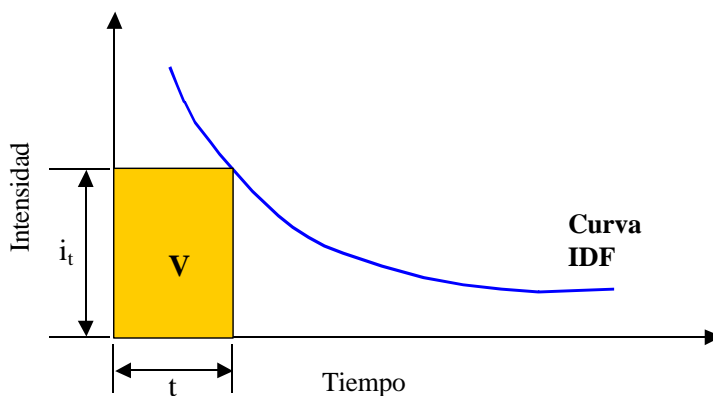


Figura 12: Tormenta de proyecto con lluvia constante

Se supone que las precipitaciones causantes de problemas de inundación son aquellas de corta duración y gran intensidad. Así para el diseño de una cuenca pequeña se considera que el mayor caudal de aportación se produce cuando toda la cuenca colabora en el proceso de escorrentía, por lo que se supone una intensidad de precipitación constante durante un tiempo igual al tiempo de concentración de la cuenca. Ese valor de  $I$  se obtiene a partir de la curva IDF de periodo de retorno escogido, para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca.

Fijémonos que acabamos de plantear una de las hipótesis en que se basa el método racional: intensidad de precipitación constante para una lluvia de duración igual al tiempo de concentración. Podemos interpretar al Método racional como un proceso de estudio que considera una tormenta de proyecto muy simple (lluvia constante en toda la cuenca a lo largo del tiempo).

## 9.2. Tormenta triangular

Si la tormenta de proyecto considerando lluvia constante puede ser válida en cuencas pequeñas (pocas hectáreas), cuando la superficie aumenta y consiguientemente aumentan los tiempos de concentración, puede alejarse bastante de la realidad. Durante un suceso de lluvia se producen situaciones de gran intensidad de precipitación junto a otras con prácticamente ausencia de lluvias. Considerar uniforme el suceso de lluvia puede desvirtuar en gran medida los posteriores resultados.

Una forma muy simple de incluir un cierto patrón temporal es suponer que la intensidad de precipitación sigue una distribución triangular. Podemos partir bien de un dato de precipitación diaria en 24 horas, bien de los datos de una curva IDF:

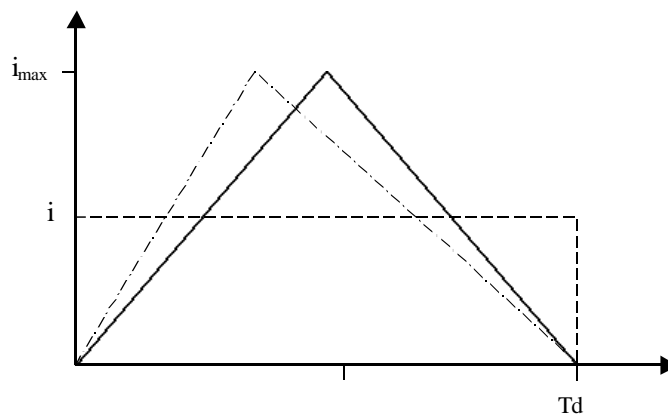


Figura 13: Tormenta de proyecto triangular

- Precipitación diaria en 24 horas.  $P$ .

Hietograma triangular, Tiempo base  $T_D = 24 h$ , con intensidad de precipitación máxima  $i_{max}$ . Se verifica la relación:

$$P = \frac{i_{max} \times T_D}{2}$$

- Datos de la curva IDF

Obtenido el valor de la Intensidad media máxima  $i$  para una duración  $D$ , en la curva IDF correspondiente, la cantidad de lluvia total se reparte en forma de hietograma triangular, con una  $i_{max}$  tal que se verifique igualdad de volúmenes de lluvia.

$$\frac{1}{2} i_{max} \times D = i \times D$$

Normalmente y a falta de más información se supone un triángulo isósceles, situando la intensidad máxima en el punto medio de la duración considerada. Se puede definir un cierto coeficiente de avance o retardo de la tormenta, en función de si a partir de información de



sucesos de lluvia que tengamos de esa cuenca podemos concluir un adelanto o un retardo en el pico de intensidad de precipitación con relación al tiempo total de lluvia. Normalmente las tormentas suelen tener una forma tal que la punta de lluvia se produce en el primer tercio del periodo de lluvia, aunque este hecho debe confirmarse para cada lugar.

### 9.3. Tormenta tipo Sifalda

Sifalda (1973) propuso una modificación de la tormenta de proyecto con lluvia constante, para incluir una cierta variabilidad temporal. Consiste en incluir dos bloques en forma de trapecio, antes y después de una parte central con intensidad de precipitación constante. Dado que para duraciones de lluvia habituales (30 a 60 minutos) el valor de intensidad obtenido en la IDF es un valor medio durante ese periodo de tiempo, dentro de la duración de lluvia y para intervalos de tiempo menores (5 ó 10 minutos) se pueden producir intensidades de precipitación más elevadas, por lo que Sifalda propone modificar el patrón de lluvia constante.

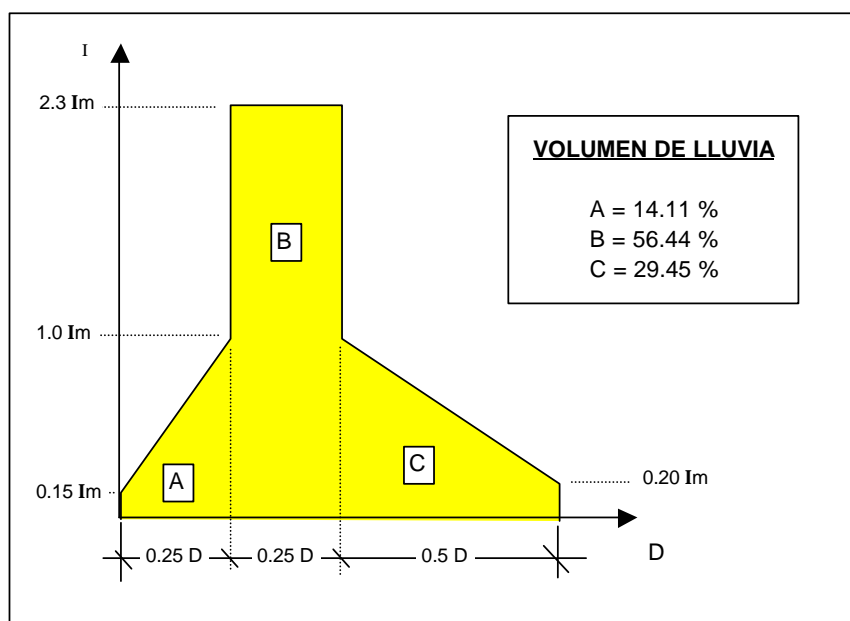


Figura 14: Tormenta de proyecto tipo Sifalda

Así el primer bloque de precipitación, para la cuarta parte de la duración del tiempo de lluvia se lleva un 14 % del volumen total de agua caída. Durante ese periodo de tiempo, la intensidad de precipitación es aproximadamente 0.575 veces la intensidad media correspondiente a todo el periodo de lluvia. El segundo bloque, también extendido sobre una cuarta parte del periodo de lluvia, presenta una intensidad de precipitación constante e igual a 2.3 veces la intensidad media correspondiente a todo el tiempo de lluvia. Este bloque se lleva un 56 % del volumen total de lluvia caída, y da cuenta del periodo de precipitación más intenso que siempre se produce en toda tormenta. Finalmente, existe un tercer bloque de lluvia, extendido sobre la mitad del tiempo de precipitación, con un 30 % del volumen de lluvia total, y con una intensidad media en el bloque 0.6 veces la intensidad media de todo el periodo de lluvia.

### 9.4. Flood Studies Report

En Gran Bretaña se utilizan las lluvias de proyecto indicadas en los Flood Studies Report (FSR). Para cada duración de suceso de lluvia, 30 minutos, 1 hora, 2 horas, etc. el volumen de lluvia es el obtenido a partir de la curva IDF y la distribución temporal es igual a la distribución media presentada por las tormentas reales registradas, considerándolas centradas alrededor del periodo de lluvia más intenso. Se presenta para una duración de lluvia de 30 minutos la tormenta de proyecto propuesta en los FSR.

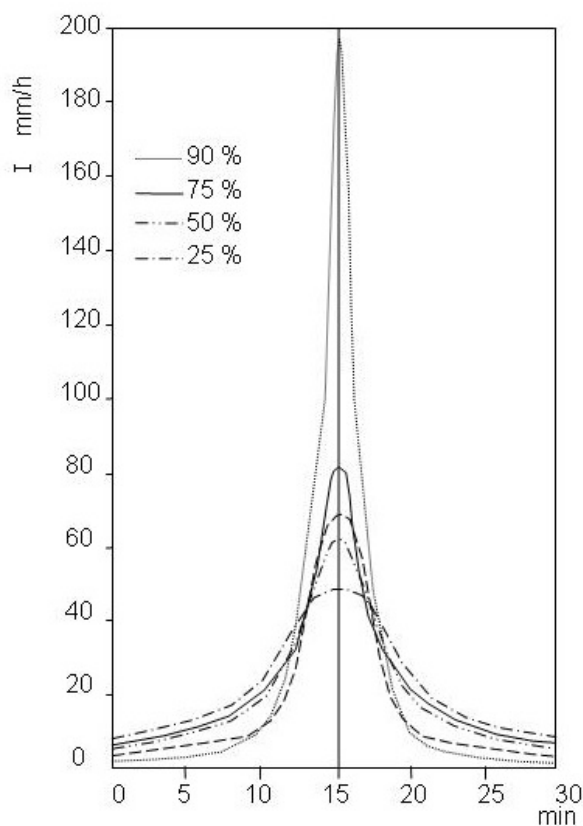


Figura 15: Tormenta de proyecto FSR

### 9.5. Lluvias tipo Keifer–Chu

Permite desarrollar un hietograma continuo de lluvia a partir de una curva IDF. Consideremos un hietograma de lluvia como el de la figura 16. Para una intensidad de precipitación cualquiera ‘i’, esta se producirá dos veces, una en la fase de subida y otra en la de caída del hietograma. Medida desde el instante en que se produce la máxima intensidad, llamaremos  $T_a$  y  $T_b$  a los tiempos en que se produce la intensidad ‘i’. El tiempo total  $T_d$  entre los instantes en que se produce una intensidad ‘i’ es:

$$T_d = T_a + T_b$$

El coeficiente de avance de la tormenta será la relación

$$r = \frac{T_a}{T_d} \quad \text{luego} \quad T_d = \frac{T_a}{r} = \frac{T_b}{(1-r)}$$

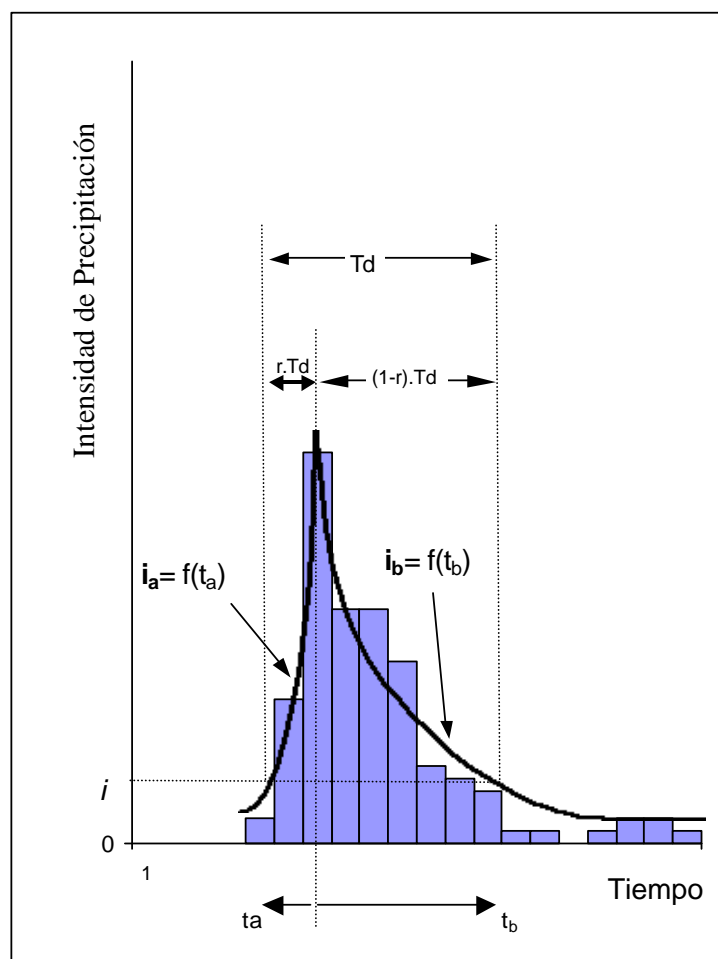


Figura 16: Tormenta de proyecto tipo Keifer-Chu

El perfil del histograma puede ser descrito mediante dos funciones  $i_a$  e  $i_b$ , representando las intensidades de precipitación antes y después de la intensidad máxima. Para una duración de lluvia  $T_d$ , la cantidad total de precipitación  $P$  caída será:

$$P = \int_0^{rT_d} i_a dt_a + \int_0^{(1-r)T_d} i_b dt_b$$

Recordemos que para una duración dada cualquiera, se cumple que  $i_a = i_b$ . Derivemos la expresión anterior con respecto a  $T_d$  y obtenemos:

$$\frac{dP}{dT_d} = i(T_a) = i(T_b)$$

Por otro lado, impondremos que la cantidad total de precipitación se mantenga igual a la indicada por la curva IDF, luego podremos expresar

$$P = T_d i_{media, T_d}$$

Derivando esta última expresión con respecto a  $T_d$  e igualando con la anterior establecemos que:

$$\frac{dP}{dT_d} = i_{media, T_d} + T_d \frac{di_{media, T_d}}{dT_d} = i(T_a)$$

Keifer y Chu consideran como función  $i_{media, T_d}$  una fórmula de la curva IDF del tipo:

$$i_{media, T_d} = \frac{c}{T_d^e + f}$$

fórmula conocida como de tipo Keifer–Chu. Derivando esa expresión y reordenando, podemos calcular cuanto vale  $i_a$  (o  $i_b$ ).

$$i_a = \frac{c[(1 - e)T_d^e + f]}{(T_d^e + f)^2}$$

Para distintos valores de  $T_d$  podemos estimar el valor de las intensidades de precipitación  $i_a$  y el instante en que se producen, conocido el coeficiente de avance de la tormenta. Este método fue desarrollado en 1957 por Keifer y Chu, y ha sido muy utilizado en Estados Unidos.

## 9.6. Lluvias doble triángulo

En Francia se han desarrollado lluvias de proyecto especialmente en la zona sur del país, cerca de la costa mediterránea, donde el clima es proclive a la presencia de fuertes lluvias de tipo convectivo. Una de las más empleadas ha sido la desarrollada por M. Desbordes del Laboratorio de Hidrología Matemática de Montpellier. Propone para la lluvia una estructura en forma de doble triángulo, como la mostrada en la figura 17.

La duración de la lluvia se propone de 4 horas. Existe un periodo de tiempo donde la intensidad de precipitación es mucho más intensa, y este periodo puede oscilar entre 15 minutos y una hora (normalmente se acota en 30 minutos). El tiempo de máxima intensidad de precipitación

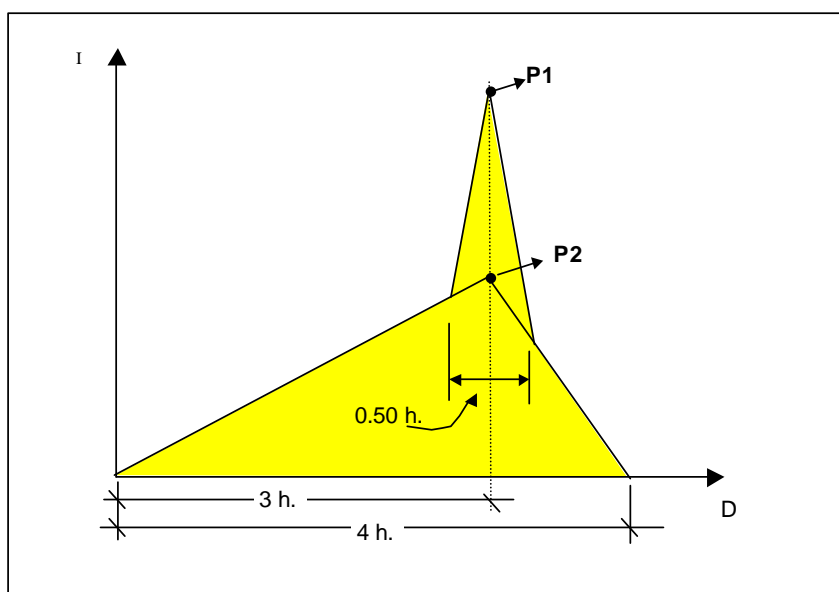


Figura 17: Tormenta de proyecto con lluvia en doble triángulo

se fija a las 3 horas de lluvia. Se impone que la intensidad media de precipitación durante las cuatro horas de lluvia corresponda a un periodo de retorno de 3 ó 4 años (según la zona objeto de estudio) y que la intensidad media de precipitación durante el periodo de lluvia más intensa sea correspondiente a un periodo de retorno de 10 años. Imponiendo estas condiciones se puede dibujar un perfil de intensidades de lluvia como el de la figura 17. Para facilitar la tarea es más sencillo localizar los puntos P1 y P2, indicados en el gráfico.

### 9.7. Método de los bloques alternados

Se trata sin duda del más extendido de los métodos para obtener una lluvia de proyecto a partir de la curva IDF. El hietograma producido por medio de este procedimiento, especifica la precipitación en un número  $n$  de intervalos de tiempo  $\Delta t$ , para una lluvia de duración total  $T_d = n \Delta t$ . Una vez seleccionado el periodo de retorno deseado, se toman los datos de intensidad de precipitación de la curva IDF para duraciones  $\Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t \dots$ , así como la precipitación total obtenida multiplicando las intensidades por las duraciones de lluvia. Se trata de estimar los intervalos más desfavorables de precipitación, de acuerdo con la figura 18. Para el tiempo  $\Delta t$ , por ejemplo 5 minutos, la cantidad de lluvia máxima es el dato directo de la curva IDF. Por tanto tenemos un bloque de lluvia con duración 5 minutos y con intensidad de precipitación la que indica la IDF.

$$P_{\text{bloque 1}} = I_{5 \text{ minutos}} \times 5$$

Para un tiempo  $2\Delta t$ , 10 minutos, la cantidad de lluvia máxima en esos 10 minutos corresponde al dato de la curva IDF, un bloque de lluvia de duración 10 minutos. Pero dentro de esos 10 minutos, admitimos que los 5 minutos más desfavorables corresponden a una precipitación

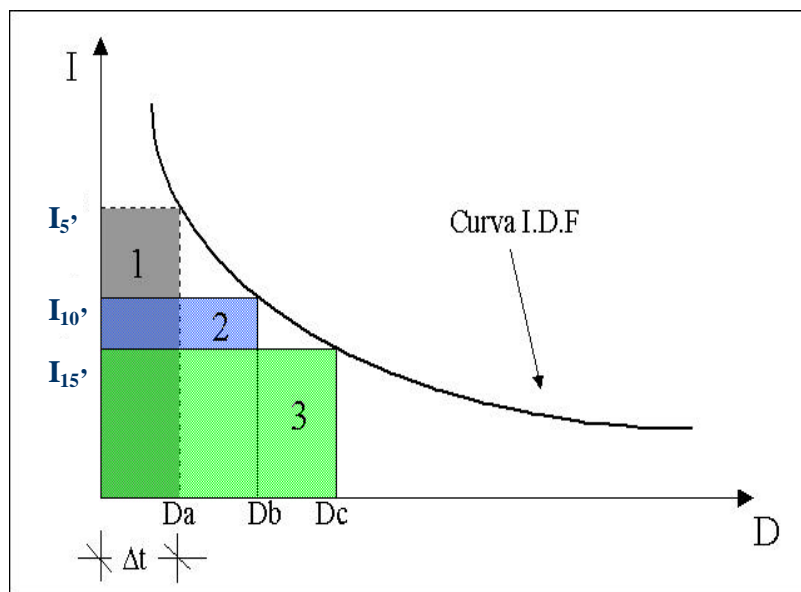


Figura 18: Método de los bloques alternados

igual al bloque de lluvia calculado en el primer paso. Luego para los segundos 5 minutos, el bloque de lluvia que incluiremos en nuestro hietograma de diseño será uno que produzca una precipitación igual a:

$$P_{\text{bloque 2}} = I_{10 \text{ minutos}} \times 10 - I_{5 \text{ minutos}} \times 5$$

o lo que es lo mismo

$$P_{\text{bloque 2}} = I_{10 \text{ minutos}} \times 10 - P_{\text{bloque 1}}$$

Para un tiempo  $3\Delta t$ , 15 minutos, la precipitación del tercer bloque de 5 minutos de lluvia será:

$$P_{\text{bloque 3}} = I_{15 \text{ minutos}} \times 15 - I_{10 \text{ minutos}} \times 10$$

o lo que es lo mismo

$$P_{\text{bloque 3}} = I_{15 \text{ minutos}} \times 15 - P_{\text{bloque 1}} - P_{\text{bloque 2}}$$

Estos bloques de lluvia se van distribuyendo de forma alternada, alrededor del bloque de lluvia de mayor intensidad, uno a cada lado, o bien se redistribuyen en el tiempo, dando al hietograma una forma acorde con el aspecto de las tormentas de la zona, siempre y cuando se disponga de información al respecto.

### 9.8. Ejemplo de aplicación del método de los bloques alternados

Vamos a presentar una aplicación de este método en la definición de la tormenta de proyecto empleada en el Plan Especial de Alcantarillado de la ciudad de Barcelona. La ausencia de una serie cronológica de sucesos de lluvia suficientemente larga y el coste que suponía realizar un estudio de transformación lluvia escorrentía para los datos registrados, supuso la utilización de una lluvia de proyecto en el estudio hidrológico. La curva Intensidad–Duración–Frecuencia es del tipo Talbot y presenta la siguiente fórmula de ajuste:

$$I(\text{mm/h}) = \frac{4477,44}{t(\text{minutos}) + 19,031}$$

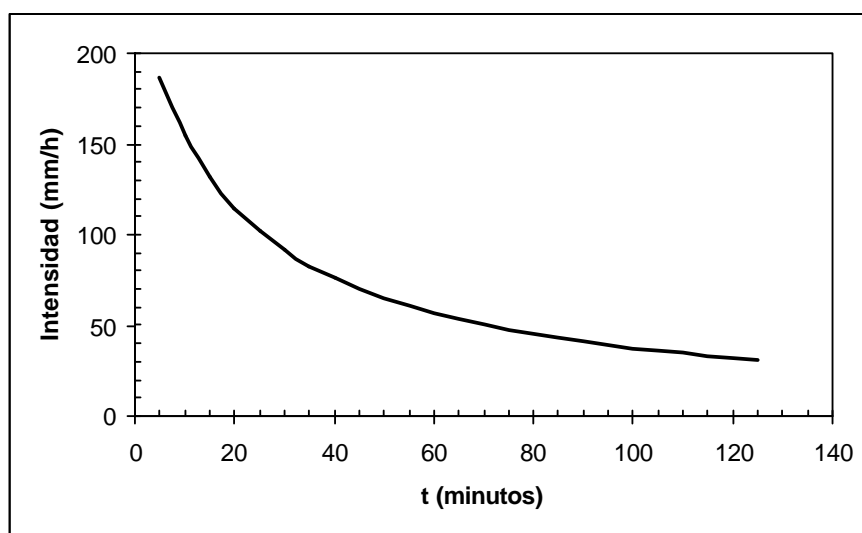


Figura 19: Curva IDF para la ciudad de Barcelona

El procedimiento completo para un incremento de tiempo de 5 minutos y una duración de lluvia de 1 hora, así como los valores de cálculo se muestran en la tabla 5. La primera columna indica las duración total de lluvia. La segunda columna muestra el valor de la intensidad de precipitación obtenido a partir de la IDF. La tercera columna muestra la lluvia acumulada hasta el momento, producto de la primera y segunda columnas. La cuarta columna muestra los incrementos de lluvia que se producen para cada incremento de tiempo (5 minutos), considerando que en el tiempo anterior se han producido los periodos más desfavorables de lluvia de 5,10,15,20 minutos etc. Finalmente la 6 columna indica para cada bloque de lluvia la intensidad de precipitación asociada. Para cada duración de lluvia, la intensidad media de precipitación es la dada por la IDF. El hietograma sintético se muestra en la figura 20.

Los bloques de lluvia de 5 minutos se reordenaron de manera tal que la forma del hietograma concordara con tormentas reales registradas en la ciudad de Barcelona. Analizando los datos disponibles se observaba que la mayoría de las veces la punta de intensidad se producía en el primer tercio de la duración total de la lluvia. Por otro lado, la curva IDF se obtuvo a partir de los registros de una estación pluviométrica situada en un monte cercano a Barcelona. El efecto

Tabla 5: Método de los bloques alternados

Duración (minutos)	Intensidad mm/h	Lluvia Acumulada mm	Incremento de lluvia mm	Bloque	Intensidad del bloque mm/h
5.00	186.32	15.53	15.53	1	186.32
10.00	154.23	25.70	10.18	2	122.14
15.00	131.57	32.89	7.19	3	86.25
20.00	114.71	38.24	5.35	4	64.15
25.00	101.69	42.37	4.13	5	49.58
30.00	91.32	45.66	3.29	6	39.47
35.00	82.87	48.34	2.68	7	32.16
40.00	75.85	50.57	2.23	8	26.72
45.00	69.93	52.44	1.88	9	22.54
50.00	64.86	54.05	1.61	10	19.28
55.00	60.48	55.44	1.39	11	16.67
60.00	56.65	56.65	1.21	12	14.56

orográfico podía ser el responsable de una intensidad de precipitación extremadamente alta como la de los 5 primeros minutos. Con objeto de reducir dicho efecto, se realizó un promediado de los valores de intensidad del primer y segundo bloque, con lo que el hietograma de proyecto definitivo es el mostrado en la figura 21.

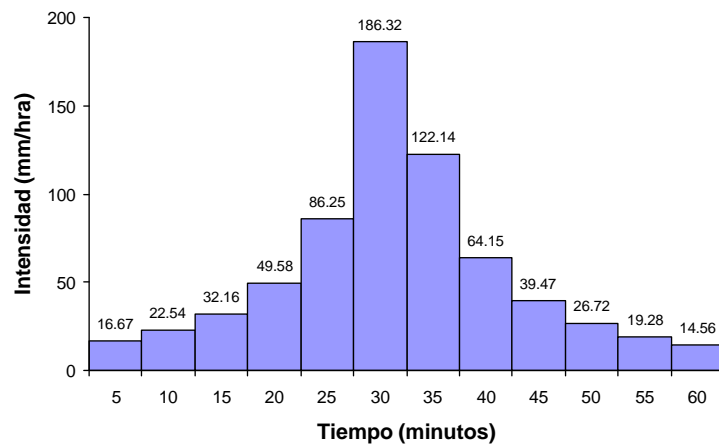


Figura 20: Resultado del método de los bloques alternados



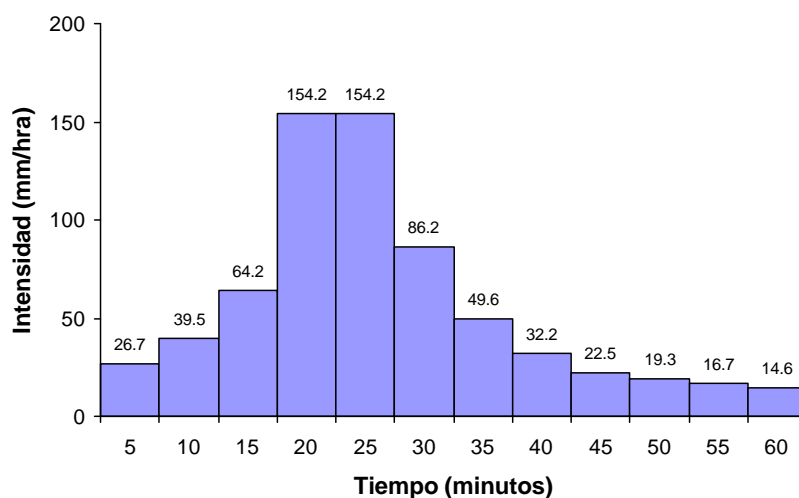


Figura 21: Lluvia de proyecto empleada

## 10. Resumen y conclusiones

Se han presentado una serie de procedimientos de estimación de lluvias de proyecto para la realización de estudios hidrológicos en cuencas urbanas. La mayoría de los procesos parten de una información de base como son las curvas de Intensidad–Duración–Frecuencia de observatorios sitios en las cuencas objeto de estudio. De la calidad de dicha curva IDF dependerá en gran medida la fiabilidad del procedimiento y la representatividad de la lluvia de proyecto considerada. Cuando no dispongamos de curvas IDF en la zona, podemos adoptar curvas IDF de otros observatorios siempre y cuando las condiciones meteorológicas sean similares a la de la zona analizada. Cuando ello no sea así, corremos el riesgo de trabajar con una lluvia de proyecto poco o nada representativa de la cuenca. Si ni siquiera podemos adoptar otra curva IDF puesto que o bien no existe, o no tenemos datos fiables y tan solo disponemos de valores de precipitación total en 24 horas por ejemplo, sería conveniente reconsiderar los límites del estudio hidrológico y adoptar procedimientos que no consideren la evolución temporal de la precipitación.

## 11. Referencias

**Ayuntamiento de Barcelona (1988).** Plan Especial de Alcantarillado.

**Bell, F.C. (1969).** Generalized Rainfall–duration–frequency relationships. *Journal of Hyd. Div. ASCE*. Vol. 95. n. 1. pp. 311–327.

**Calenda, G. (1993).** Rainfall assessment with inadequate data, en *Urban Storm Drainage*, Ed. C. Cao, B.C. Yen, M. Benedini. Water Resources Publication.

**Chow, V.T., Maidment, D., Mays, L. (1994).** *Hidrología General y Aplicada*. McGraw Hill. New York.

**Desbordes, M. (1978).** Urban Runoff and design storm modelling. Urban Storm Drainage pp. 353–361. Ed. P.K. Heliwell. Pentech Press.

**D. Gral Carreteras (2001).** Máximas lluvias diarias en la España peninsular. Publicaciones del M. de Fomento. Madrid.

**Goswami, A.C. (1973).** Short duration rainfall depth—duration—frequency map of India. In: Decision with Inadequate Hydrologic Data. Proceedings of the Second Symposium on Hydrology. Water Resources Publication. Littleton. Colorado. pp. 48–56.

**Hershfield, D.M. (1962).** Extreme Rainfall Relationships. Journal of Hyd. Div. ASCE. Vol. 88. n. 6. pp. 73–92.

**Huff, F.A. (1967).** Time distribution of rainfall in heavy storms. Water Resources Research. Vol. 3. n. 4. pp. 1007–1019.

**Keifer, C.J., Chu, H.H. (1957).** Synthetic storm pattern for drainage design. ASCE. Journal of Hyd. Division. Vol. 83. HY4. pp. 1–25.

**Moisello, U. (1993).** Statistical Analysis of Rainfall Data, en Urban Storm Drainage, Ed. C. Cao, B.C. Yen, M. Benedini. Water Resources Publication.

**NERC (1975).** Flood Studies Report. Londres. Natural Environmental Research Council.

**Rauch W., Thurner N., Harremoes P. (1998).** Required accuracy of rainfall data for integrated urban drainage modeling Water Science and Technology. Vol. 37, N. 11, pp. 81-89.

**Seed, Alan W., Srikanthan, R., Menabde, Merab (1999).** A space and time model for design storm rainfall. Journal of Geophysical Research. Vol. 104, D24, pp. 31623-31630.

**Sifalda, V. (1973).** Development of a design rain for assigning dimensions to sewer nets. Gwf, Wasser/Abwasser n. 9 (en alemán).

**Témez, J.R. (1966).** Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales. MOPU.

**Terstriep, M.L., Stall, J.B. (1974).** The Illinois urban drainage area simulator, ILLUDAS. Boletín 58. Illinois State Water Survey. Urbana. Illinois.

**Yen, B.C., Chow, V.T. (1969).** A laboratory study of surface runoff due to moving rainstorms. Water Resources Research. Vol. 5 n. 5. pp. 989–1006.

**Zorraquino, C. (2000).** Estudio de la función de distribución SQRT-ET. Tesina de Especialidad. ETSECCPB-UPC. Barcelona.



# LLUVIA NETA. PÉRDIDAS DE PRECIPITACIÓN. TIEMPO DE CONCENTRACIÓN EN ZONA URBANA

*Manuel Gómez Valentín*

Grup de Recerca FLUMEN  
Dep. de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental. UPC.  
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos  
Jordi Girona 1-3. D-1. 08034 BARCELONA

## 1. Influencia del hecho urbano en la respuesta hidrológica

El proceso de transformación lluvia–escorrentía en zona urbana presenta una serie de particularidades en relación al mismo proceso en un terreno natural. El hecho urbano, la gran superficie impermeable presente y la existencia de una red de drenaje artificial con puntos localizados de entrada de agua en la red, afectan a una serie de puntos del problema a resolver. En primer lugar a la propia definición de la cuenca, que si bien en espacios naturales se realiza atendiendo al relieve superficial, en zona urbana debe tener en cuenta ésto pero a la vez la presencia de la red de drenaje. No es infrecuente que el drenaje artificial no se realice en las mismas direcciones o sentidos que la escorrentía superficial, y por ejemplo en zonas urbanas con cierta pendiente nos podemos encontrar con colectores de drenaje transversales. La capacidad de los elementos de captación de esa escorrentía superficial puede ser otro factor que influya en la definición del concepto de cuenca urbana y en la definición de sus límites, al permitir la transferencia de caudales superficiales entre las teóricas cuencas, modificando las superficies de aportación respectivas de cada colector y condicionando el esquema de caudales de cálculo final de la red.

La escala espacial de estudio en las cuencas urbanas suele ser mucho más pequeña que la de un estudio hidrológico de cuencas naturales. La unidad de medida será más habitualmente la Hectárea, frente al Kilómetro cuadrado. La escala de tiempos, por lo que respecta a los tiempos totales de estudio e intervalos de análisis, será también necesariamente mucho menor. Frente al valor habitual de muchas horas o incluso días para los tiempos de estudio, según las dimensiones de la cuenca, e intervalos de tiempo de 1 hora ó a veces más, frecuente en estudios hidrológicos de cuencas naturales, en cuencas urbanas la duración total del tiempo de estudio será de pocas horas, con intervalos de tiempo del orden de los minutos. Este aumento de escala de detalle en el estudio, supone que una traslación sin más de métodos y modelos de análisis habituales en hidrología de superficie puede llevar a resultados erróneos. Un efecto derivado también del medio urbano, es la elevada generación de escorrentía reflejada en términos de caudal específico (Caudal punta / superficie de la cuenca) de la zona urbana. Como orden de magnitud se puede

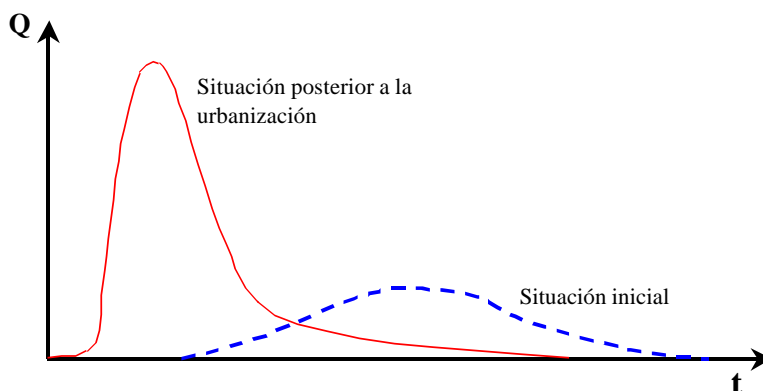


Figura 1: Influencia de la urbanización sobre la respuesta hidrológica

indicar que en poblaciones dentro del área metropolitana de Barcelona se evalúan para lluvias de periodo de retorno de 10 años, similares caudales específicos a los obtenidos en cuencas naturales para lluvias de 500 años de periodo de retorno.

El impacto típico de un proceso urbanizador se muestra en la figura 1 de forma cualitativa. El hidrograma de la situación post-desarrollo difiere de la situación previa en varios puntos importantes:

1. El volumen total de escorrentía es mayor
2. El proceso de concentración de caudal ocurre con mayor rapidez
3. El caudal punta es mayor
4. El tiempo de concentración se acorta
5. La calidad del agua de escorrentía se deteriora

Desde luego todos los sucesos son achacables a la actividad urbanizadora. El aumento de volumen se origina al reducirse la infiltración como producto de la elevada impermeabilidad del medio; la reducción en el tiempo base del hidrograma se explica a través de las mayores velocidades del agua por una red de drenaje artificial mucho menos rugosa; finalmente el caudal punta mayor es consecuencia de los dos casos anteriores. En relación al deterioro de la calidad del agua, la escorrentía en superficie arrastra todo tipo de elementos existentes en la ciudad (polvo, restos orgánicos, grasas, etc)

El crecimiento del coeficiente de escorrentía con la impermeabilidad del suelo es un hecho establecido. En la figura 2 podemos apreciar, para un ejemplo de cuencas urbanas en Denver (Colorado), un claro crecimiento del coeficiente de escorrentía que alcanza valores de 0.90. Estos datos fueron recogidos durante un periodo de 2 años por lo que su representatividad se limita a este rango de sucesos de lluvia. Hay que indicar que además el coeficiente de escorrentía no es un valor fijo sino que depende de la cantidad de precipitación.

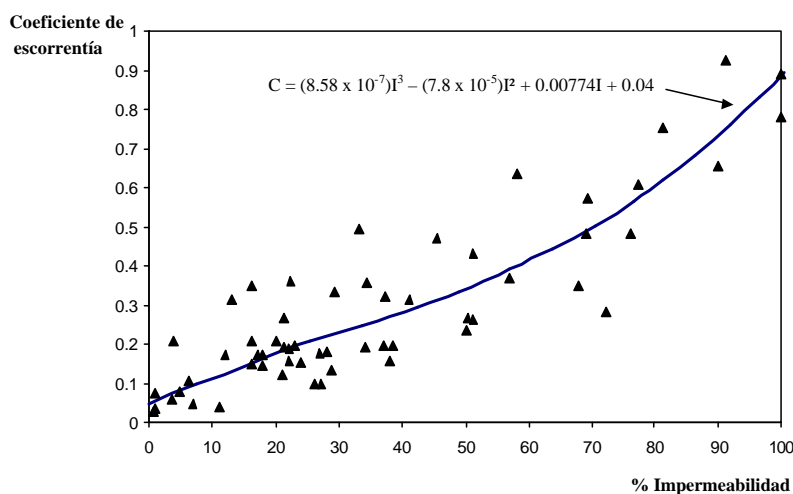


Figura 2: Coeficiente de escorrentía frente a impermeabilidad del suelo

Otro factor propio de las cuencas urbanas es la distinción que podemos hacer entre el área impermeable que está directamente conectada a la red de drenaje y la que no lo está. Es frecuente que en nuestras ciudades los drenajes de tejados y azoteas sean realizados mediante bajantes conectados a la red de drenaje. Esta situación reduce notablemente los tiempos de entrada en la red al no tener que discurrir en superficie. Se puede afirmar que los caudales punta están directamente relacionados con el área impermeable directamente conectada, especialmente en cuencas pequeñas. Por ello es muy importante que las superficies directamente conectadas sean lo más precisamente evaluadas. También es conveniente que en esa evaluación se incluyan las previsiones de crecimiento de la ciudad.

## 2. Elección de la metodología de estudio: Qmax vs. Hidrograma

Al abordar un estudio hidrológico de una cuenca concreta, entre las múltiples preguntas a realizar deberíamos hacernos las siguientes:

- Es totalmente urbana o presenta un componente de terreno natural
- Las pendientes son homogéneas o no
- El tipo de suelo y la ocupación del mismo es homogénea o no
- La red de drenaje es homogénea o no

A la vista de las respuestas dadas a estas cuestiones, dividiremos la cuenca de estudio en porciones más pequeñas, subcuencas, que sí se pueden considerar lo más homogéneas posible.

El punto siguiente será determinar el tipo de análisis hidrológico a proponer. Un estudio hidrológico puede limitarse a estimar el caudal máximo producido por una lluvia, o bien a definir

el hidrograma de caudales que se produce. La segunda opción es más completa, si bien también necesita un nivel de información previa superior. Salvo en casos de cuencas pequeñas (menores de 1 Km<sup>2</sup>) donde aceptaremos el uso de metodologías de cálculo que proporcionen solo el caudal punta (método racional), en general se propondrá la obtención del hidrograma de caudal. Por ejemplo, el manual de drenaje del Denver District propone un límite al método racional para una superficie de 160 acres (0.640 Km<sup>2</sup>). Aunque algunas recomendaciones actuales permiten el empleo del método racional para cuencas mayores de 1 Km<sup>2</sup>, sin embargo proponemos en todos esos casos la obtención del hidrograma de caudal.

Una discusión muy interesante pero que dejaremos para el tema de criterios de diseño es la referente al nivel de seguridad con el que se diseña la red. La ocurrencia de un suceso que supere las previsiones de cálculo siempre será posible, y la frecuencia con que se supere dependerá de las condiciones de diseño adoptadas. El nivel de estas condiciones de diseño deberá decidirse desde la colectividad, valorando el coste de la infraestructura de drenaje frente a los posibles daños que una inundación urbana pueda producir.

La decisión de optar por un estudio hidrológico completo, obteniendo hidrogramas de caudal, no condiciona a priori el tipo de análisis hidráulico. Conocidos los hidrogramas de caudal, podemos optar por realizar un estudio en régimen no permanente o bien decantarnos por un estudio hidráulico en régimen permanente (tipo curva de remanso) particularizado para el caudal máximo del hidrograma calculado. Por el contrario, hecho el estudio hidrológico mediante el método racional, sería absurdo pretender realizar un análisis hidráulico en régimen no permanente pues éste precisa de datos de entrada en forma de hidrograma de caudal mientras que sólo dispondríamos de un valor de caudal máximo.

Tabla 1: Combinaciones de estudios hidrológicos e hidráulicos posibles

	M. Racional	Hidrogramas
R. Permanente	SI	SI
R. No permanente	NO	SI

### 3. Lluvia neta. Pérdidas de precipitación

Como el primer paso de todo estudio de transformación lluvia - caudal, estimaremos la fracción de lluvia caída que se va a transformar en escorrentía de superficie, parte que denominaremos lluvia neta, a base de restar de la lluvia total caída las posibles pérdidas de precipitación que se produzcan. Dado el carácter de las cuencas de estudio, las pérdidas de precipitación tienen un peso menor que en cuencas con terreno natural. La cubierta vegetal es escasa por lo que la intercepción de la vegetación es despreciable. La evapotranspiración también puede desestimarse dado el corto espacio de tiempo de estudio. Solamente pueden tener una cierta influencia la infiltración, y tan solo en función de la mayor presencia de suelo permeable, y las pérdidas por almacenamiento en depresiones, charcos, puntos bajos, etc. En la medida que las pérdidas sean menos significativas, será más correcta la asociación entre periodos de retorno de lluvias y periodos de retorno de caudales de escorrentía (los estados de humedad previa del suelo no serán

significativos y tan solo el estado inicial de caudales circulando por la red de drenaje puede tener alguna influencia).

### 3.1. Pérdidas por almacenamiento en depresiones

Las pérdidas por almacenamiento en depresiones son un elemento difícil de valorar. Existen datos de campo que relacionan en algunas cuencas experimentales la pérdida por almacenamiento en depresiones frente a la pendiente media de la cuenca. Como orden de magnitud indicar que estas pérdidas son del orden de pocos mm de precipitación, 2 - 4 mm, y que se incrementan para terrenos llanos con poca pendiente tal y como cabía esperar. Se proponen correlaciones con la pendiente de la cuenca, del tipo:

$$d_p = 0,7696 I^{-0,49}$$

donde  $d_p$  sería la pérdida por almacenamiento en depresiones del terreno, en milímetros, y la pendiente media de la cuenca  $I$  se expresa en tanto por ciento (Manual de SWMM).

Hay que indicar que en muchos casos se utilizan como un parámetro de calibración en los modelos de cálculo puesto que, aunque representan una pérdida de precipitación real, su estimación a priori es muy difícil.

Tabla 2: Pérdidas por almacenamiento en depresiones (valores en mm)

Tipo de terreno	Retención total	Valor recomendado
Impermeable:		
Viales y Areas pavimentadas	1.3 a 3.8	2.5
Tejados planos	2.5 a 7.5	2.5
Tejados inclinados	1.3 a 2.5	1.2
Permeable:		
Césped	5 a 12.5	8-9
Areas de arbolado	5 a 15.2	10

### 3.2. Pérdidas por infiltración

En relación al proceso de infiltración, la complejidad del comportamiento del estrato superficial del terreno, normalmente en condiciones no saturadas, es bien conocida siendo objeto de estudios de detalle por especialistas. La variabilidad espacial de la capacidad de infiltración del suelo añade un grado de dificultad adicional ya que los datos de campo se estiman mediante ensayos en pequeñas porciones del terreno. Es notable la dispersión existente en los datos experimentales obtenidos mediante ensayos de infiltración in situ. En este sentido, no hay que olvidar que en la mayoría de cuencas experimentales tan solo nos limitamos a medir la precipitación, casi siempre en un solo punto, y el caudal de salida, sin posibilidad alguna de registrar de forma directa el proceso de pérdidas. La capacidad de infiltración de un terreno depende del tipo de



suelo existente, el uso del terreno, la pendiente del mismo, el grado de humedad previo del suelo, su índice de porosidad, etc.

Por todo lo dicho antes, el proceso de estimación de pérdidas presenta una notable dosis de empirismo. La gran mayoría de modelos comerciales de cálculo de redes de drenaje incorpora una serie de métodos de estimación de las pérdidas de los que vamos a presentar los más habituales.

### 3.2.1. Pérdidas lineales

En aquellos terrenos donde la capacidad de infiltración no varíe mucho a lo largo del tiempo de duración de lluvia, se asume una distribución temporal constante de la misma. Es este el modelo más sencillo que se puede plantear y tiene bastante uso en hidrología urbana. Nos limitamos a proponer un único parámetro, la capacidad de infiltración de la cuenca, y a esta aproximación a veces se la denomina método del índice  $\phi$ . En ocasiones se transforma en un modelo de dos parámetros al considerar una cierta abstracción inicial, o umbral de escorrentía, expresada en milímetros. En cuencas urbanas, a diferencia de cuencas rurales con suelos arenosos, limosos, etc., las pérdidas de precipitación varían poco con el tiempo. La humedad del suelo es poco significativa con lo que podemos aproximar la infiltración por un valor constante. También en suelos con alta impermeabilidad, y en sucesos de lluvia cortos, la variación de la capacidad de infiltración del suelo se puede despreciar.

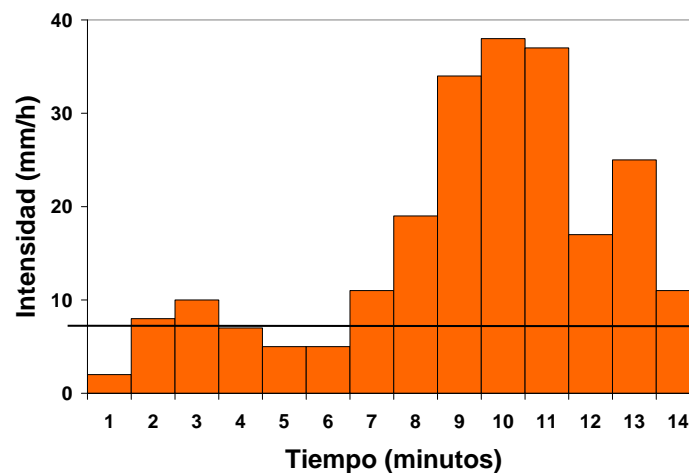


Figura 3: Modelo de infiltración lineal

### 3.2.2. Método de Horton

La ecuación de Horton se desarrolla a partir de la hipótesis que la variación de la capacidad de infiltración en cualquier momento, es proporcional a la diferencia entre la capacidad actual de infiltración en el terreno y la capacidad límite asintótica de infiltración que presenta ese terreno:

$$\frac{df}{dt} = -k(f - f_{\infty})$$

donde  $f$  (mm/h) es la capacidad de infiltración actual,  $f_\infty$  (mm/h) es la capacidad de infiltración del terreno para tiempo infinito y  $k$  es la constante de proporcionalidad. Si aceptamos que a tiempo cero la capacidad de infiltración del terreno es de valor  $f_0$ , podemos integrar la ecuación anterior para obtener:

$$f = f_\infty + (f_0 - f_\infty)e^{-kt}$$

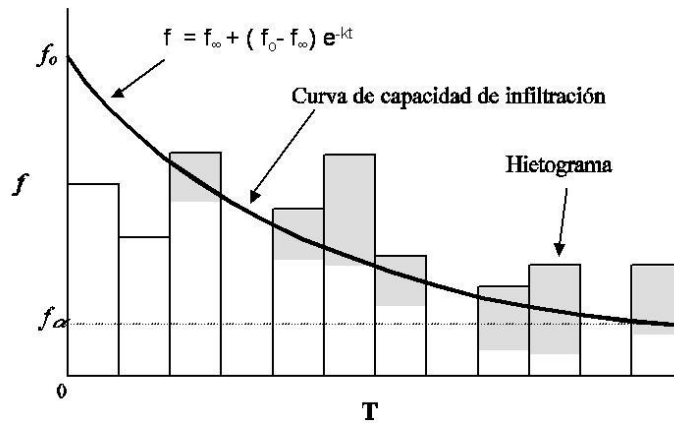


Figura 4: Variación de la infiltración según el método de Horton

La ecuación anterior no es directamente aplicable pues la capacidad de infiltración del terreno no decrece tan rápidamente a menos que la intensidad de precipitación sea siempre superior a la capacidad de infiltración.

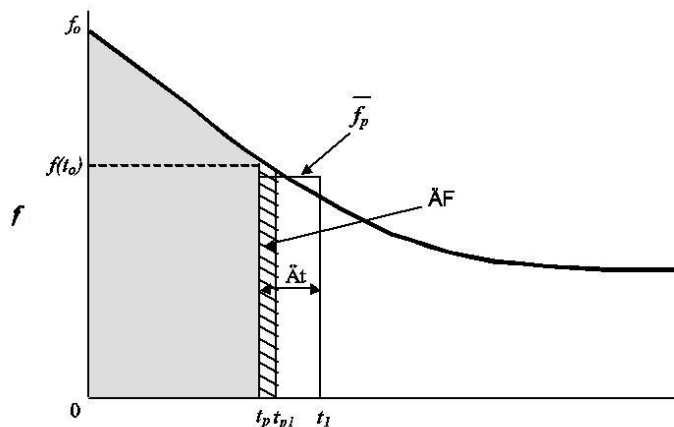


Figura 5: Uso de la infiltración acumulada. Definición del *ponding time*

Si la curva de infiltración está por encima del hietograma, la capacidad de infiltración será igual a la intensidad de lluvia. Es decir:

$$f(t) = \text{mínimo}[f, i(t)]$$

Como los valores habituales de infiltración inicial en un terreno son en general superiores a la intensidad inicial de un suceso de lluvia, una aplicación directa de la expresión de Horton supone una reducción de la capacidad de infiltración del terreno independientemente de la cantidad de agua que se ha infiltrado en el suelo. Este problema se aborda trabajando con la función de infiltración acumulada,  $F(t)$ :

$$F(t) = \int_0^t f(t) = f_\infty t + \frac{f_0 - f_\infty}{k} (1 - e^{-kt})$$

Se puede estimar el tiempo  $t_p$  en que la cantidad de agua de precipitación iguala a la infiltrada en el terreno. Dicho tiempo se denomina *ponding time* o instante de escurrimiento y representa el instante a partir del cual se produce una escorrentía neta.

### 3.2.3. Método del número de curva (CN) del SCS

El método del número de curva desarrollado por el Soil Conservation Service de los Estados Unidos es un método muy difundido sobretodo gracias a los numerosos datos de campo que existen en la literatura sobre el tema. La ecuación de continuidad se puede expresar como:

$$Q = P - I_a - S'$$

donde  $Q$  sería el volumen de agua de escorrentía hasta el instante  $t$ ,  $P$  el volumen de agua procedente de la precipitación caída hasta el instante  $t$ ,  $I_a$  una pérdida de precipitación inicial antes de iniciarse el proceso de escorrentía en la cuenca y  $S'$  sería la cantidad de agua infiltrada en la cuenca. El método del número de curva propone la existencia de una relación de proporcionalidad como la siguiente:

$$\frac{S'}{S} = \frac{Q}{P - I_a}$$

donde  $S$  representa la capacidad máxima de retención de agua por el suelo de la cuenca y los demás términos ya han sido definidos. Combinando ambas expresiones anteriores podemos obtener:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

Nuestro dato es  $P$  y nuestro objetivo es calcular  $Q$ . El procedimiento del número de curva permite estimar las dos variables que todavía restan,  $S$  e  $I_a$ , proponiendo una relación entre la capacidad de retención máxima del suelo y la composición y ocupación del mismo. Clasifica los

terrenos asignándoles un número entre 0 y 100, al que denomina **número de curva**  $CN$  de manera que la retención máxima, expresada en mm, será:

$$S = 25,4 \left( \frac{1000}{CN} - 10 \right)$$

Terrenos muy permeables con una capacidad de retención prácticamente infinita tendrían números de curva de 0, mientras que terrenos muy impermeables con capacidad de infiltración nula recibirían un número de curva de 100. Por otra parte el procedimiento del SCS propone también una relación  $I_a=0.2 S$ . En estas condiciones, el cálculo de la lluvia neta se realiza mediante un único parámetro representativo del tipo y usos del suelo. Esta sencillez de operación es otro factor que ha servido para popularizar el procedimiento.

## 4. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración dentro de zona urbana sigue manteniendo la definición tradicional en hidrología es decir, el tiempo que tarda una gota desde el punto más alejado de la salida de la cuenca en alcanzar dicha salida. Sin embargo la especificidad del hecho urbano se refleja en que el agua recorre habitualmente dos tipos de camino: uno superficial, hasta alcanzar alguna de las estructuras de captación y ser engullida en la red, y dos, por la propia red de drenaje. Las características de los dos caminos son radicalmente distintas. Por un lado la superficie de la ciudad, tejados, acera, cunetas, rigolas junto a bordillo, presentan un comportamiento más bidimensional, con un material más rugoso y un camino menos definido. Por el contrario, la red de drenaje presenta una trama de drenaje muy bien definida, con sus conductos secundarios, primarios, donde el flujo es fundamentalmente de tipo unidimensional, y en general con materiales en las paredes más lisos que en la superficie.

En estas condiciones se suele dividir el tiempo de concentración en dos sumandos, a saber tiempo de entrada y tiempo de viaje:

$$T_c = T_{entrada} + T_{viaje}$$

donde cada uno de ellos representa los dos caminos comentados con anterioridad. Trasladamos el problema a resolver, la estimación del  $T_c$ , a la estimación de otros dos tiempos, si bien cada uno de ellos con una metodología diferente acorde con su realidad.

### 4.1. Tiempo de entrada

Hasta que el agua entra en la red de drenaje, esta puede recorrer diferentes tipos de superficies y caminos. Cuando contamos con un terreno natural, el tiempo de entrada será estimado con ayuda de las mismas expresiones que se emplean para los estudios hidrológicos de cuencas rurales. En nuestro caso podemos emplear la expresión propuesta por Témez:

$$T_e = 0,3 \left( \frac{L}{J^{0,25}} \right)^{0,76}$$

Si el terreno de escorrentía es más urbano, se puede aproximar el tipo de flujo creado por el denominado *overland flow*, típico de flujo en un plano. Dicho flujo puede ser descrito por una aproximación de tipo onda cinemática como la siguiente, expresando las ecuaciones de continuidad y de equilibrio de fuerzas:

$$\frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = i - f$$

$$q = \frac{y^{5/3} I_o^{1/2}}{n}$$

donde  $q$  representa el caudal de escorrentía por unidad de anchura,  $y$  es la altura de lámina de agua de escorrentía,  $i$  la intensidad de precipitación,  $I_o$  la pendiente media del plano, y  $n$  el coeficiente de rugosidad de Manning del sustrato del plano. Para una lluvia de intensidad constante y despreciando la infiltración, o bien en el caso de que el factor  $(i - f)$  sea prácticamente constante, se puede plantear una solución analítica de estas ecuaciones. Sea:

$$\frac{\partial q}{\partial y} = \frac{5}{3} \frac{y^{2/3} I_o^{1/2}}{n}$$

multiplicando numerador y denominador por el calado, y, se puede obtener

$$\frac{\partial q}{\partial y} = \frac{5}{3} \frac{y^{5/3} I_o^{1/2}}{y n} = \frac{5}{3} \frac{q}{y} = \frac{5}{3} v = c$$

donde  $c$  es la celeridad con que se propaga una onda de caudal por acciones de tipo cinemático (gravedad y fricción). Combinando esta última expresión con la ecuación de conservación de la masa podemos escribir utilizando la regla de la cadena:

$$\frac{\partial q}{\partial t} + c \frac{\partial q}{\partial x} = c(i - f)$$

Con un enfoque similar pero utilizando como variable dependiente el calado en vez del caudal, podemos llegar a escribir la ecuación homóloga:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + c \frac{\partial y}{\partial x} = i - f$$

Si  $c = dx/dt$ , pendiente de unas líneas dentro del plano de solución  $x/t$  que llamaremos líneas características, la expresión anterior se puede escribir en derivadas totales, válidas a lo largo de las mencionadas líneas características, como:

$$\frac{dy}{dt} = i - f$$

Si nos fijamos por ejemplo en la evolución del perfil de lámina de agua que escurre por un plano inclinado, podemos integrar la ecuación anterior a lo largo de la línea característica como:

$$y = (i - f)t$$

Reemplazamos en la expresión de pendiente de las líneas características, el resultado anterior:

$$\frac{dx}{dt} = \frac{5q}{3y} = \frac{5y^{2/3}I_f^{1/2}}{3n} = \frac{5(i-f)^{2/3}t^{2/3}I_o^{1/2}}{3n}$$

Integrando esta expresión con respecto al tiempo, obtenemos el resultado siguiente:

$$x = \frac{\sqrt{I_o}}{n}(i-f)^{2/3}t^{5/3}$$

que describe la trayectoria en el plano  $x/t$  de la línea característica, y de la que se podría extraer el perfil de lámina de agua que adoptará sobre el plano en cuestión. Para el caso en que  $(i-f)$  sea constante, el tiempo que tarda en alcanzarse el equilibrio, o lo que es lo mismo, el tiempo que tarda en alcanzar el extremo aguas abajo una gota de agua caída en el extremo aguas arriba, instante en que colabora en la escorrentía de salida toda la cuenca, se puede obtener despejando de la ecuación anterior, el tiempo correspondiente para la longitud  $L$ :

$$t_e = \left( \frac{Ln}{\sqrt{I_o}(i-f)^{2/3}} \right)^{3/5}$$

Esta es la expresión correspondiente al tiempo de entrada si aceptamos que el patrón de flujo en la superficie de la ciudad antes de la entrada en la red está descrito por el overland flow, flujo a través de planos inclinados. Como orden de magnitud indicar que en zona urbana con la densidad de edificación de nuestras ciudades, el tiempo de entrada suele estar entre 5 y 20 minutos. En zonas fuertemente impermeables, y con una gran mayoría de terreno directamente conectado a la red, el tiempo de entrada está del orden de 5 a 10 minutos, mientras que en zonas con menos densidad de obras de captación se alcanzan los 15 a 20 minutos.

## 4.2. Tiempo de viaje

Como se indicó previamente, el tiempo de viaje es el que tarda el agua en discurrir por el interior de la red. En primera aproximación podemos estimarlo como el cociente entre la longitud recorrida y la velocidad del agua:

$$t_{viaje} = \frac{L}{v}$$

La longitud recorrida se estima de los planos en planta de la red, pudiendo definirse con bastante precisión. La velocidad del agua dentro de la red no es conocida a priori. El valor de la velocidad depende de las condiciones geométricas de la red (sección, pendiente, rugosidad) y también del caudal circulante. En la realidad el caudal circulante varía con el tiempo por lo que en consecuencia la velocidad no es un dato fijo. Para realizar una estimación de ese valor diversos procedimientos utilizan la velocidad correspondiente al caudal máximo de paso. Pero recordemos que el tiempo de concentración, y por tanto sus componentes tiempo de entrada y tiempo de viaje, se estima antes de realizar el estudio hidrológico, cuando aún no conocemos cual es el caudal máximo de circulación. Quiere ello decir que tal y como se verá en el desarrollo y aplicación del método racional, la estimación del tiempo de viaje por la red puede ser en algunos casos un proceso iterativo.

## 5. Referencias

**ASCE (1992)**. Design and construction of urban stormwater management systems. WEF-ASCE. Manuals and Reports of Engineering Practice 77. New York.

**Bedient, P., Huber, W. (1988)**. Hydrology and Floodplain Analysis. Addison-Wesley. Reading (Mass).

**Bourrier, R. (1991)**. Les réseaux d'assainissement. Ed. Lavoisier. París.

**Dolz, J., Gómez, M., Martín, J.P. (1992)**. Inundaciones y redes de drenaje urbano. Col. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Madrid.

**IAHR-IAWPRC (1987)**. Urban Drainage Hydraulics and Hydrology. Proceedings of XXII IAHR Congress. Ed. B.C. Yen.

**IAHR-IAWPRC (1987)**. Urban Storm Water Quality, Planning and Management. Proceedings of XXII IAHR Congress. Ed. W. Gujer, V. Krejci.

**Marco, J. (1992)**. Formación de la escorrentía urbana. Procesos físicos y métodos de cálculo. Inundaciones y redes de drenaje urbano. Ed. Dolz, J., Gómez, M., Martín, J.P. Col. Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Madrid.

**Paoletti, A. (1993)**. Sistemi di drenaggio urbano. Fondamenti e nuove tendenze. Politecnico di Milano. Milán.

**UDFCD (1992)**. Urban Storm Drainage Criteria Manual. Urban Drainage and Flood Control District. Denver Co.

**Urbonas, B., Roesner, L. (1993)**. Hydrologic design for urban drainage and flood control. Handbook of Hydrology. Ed. D. Maidment. McGraw-Hill. New York.

**Viessman, W., Lewis, G., Knapp, J. (1989)**. Introduction to Hydrology. Harper and Row. New York.

# MÉTODO RACIONAL EN ZONA URBANA. BASES CONCEPTUALES Y APLICACIÓN EN MEDIO URBANO

*Raúl López Alonso*

Dpto. de Ingeniería Agroforestal. UdL.  
E.T.S. Enginyeria Agrària

## 1. Antecedentes del método racional. Uso y difusión actual

A lo largo de una treintena de años (1890-1920) en los EUA se vivió una controversia en el ámbito del drenaje urbano entre los defensores de la aplicación de fórmulas empíricas y los que propugnaban el empleo del denominado método racional (Chatzis, 2002). El primer tipo de fórmulas se derivaban empíricamente mediante registros de precipitación y caudal en el área que debía ser drenada, por lo que su aplicación era de carácter local. Por el contrario, el método racional ambicionaba ser de aplicación universal y pretendía fundamentarse en los mecanismos causales que rigen el fenómeno de la generación y evacuación de escorrentía. Esta controversia en el campo del drenaje urbano se inscribe en la discusión general que aconteció durante el siglo XIX en el seno de la epistemología científica entre el inductivismo y la visión hipotético-deductiva. El uso del método racional se impuso cuando sus partidarios convencieron a la parte contraria de que dicho método era capaz de explicar de forma general el fenómeno del drenaje y que, por lo tanto, era posible aplicarlo con ventaja en todo lugar y para cualquier aguacero de diseño con el fin de dimensionar la red de alcantarillado.

Actualmente, el uso del método racional está muy extendido en el diseño de sistemas de alcantarillado y estructuras de drenaje, por ejemplo en carreteras. La amplia difusión de que ha sido objeto es atribuida a su simplicidad y a la facilidad con la que es posible obtener los datos para su aplicación, aunque es necesario tener presente las limitaciones y aplicar correctamente su metodología. Debido a la gran experiencia acumulada en su aplicación así como a la disposición de datos experimentales en gran variedad de cuencas, se han desarrollado una serie de metodologías regionales que pretenden mantener la validez del método frente a ciertos rangos de desviación de las hipótesis fundamentales del mismo. Concretamente, en España tiene un amplio uso la versión propuesta por la Dirección General de Carreteras (DGC) que se elaboró contando con datos empíricos de varias cuencas aforadas en su mayoría de carácter natural.

Desde la formulación del método racional el avance en el conocimiento científico que se ha producido en Hidrología, puesto de manifiesto por modelos con mayor base física y que además permiten el análisis temporal, junto con los ostensibles progresos habidos en informática,



que han permitido su uso rápido y sencillo, han reducido su campo aplicación. A pesar de todo ello, actualmente su uso puede justificarse si se emplea como método de prediseño, o bien, de diseño en caso de estructuras de bajo riesgo, pues en algunos casos puede ser más económico sobredimensionarlas que tomar datos con la precisión necesaria para aplicar modelos más complejos.

## 2. Fundamentos del Método Racional

El método racional se basa en la obtención del caudal máximo de escorrentía  $Q$  de una cuenca, determinado un periodo de retorno, mediante la siguiente fórmula expresada en unidades homogéneas:

$$Q = CIA \quad (1)$$

denotando  $Q$  el caudal máximo en el punto de cálculo,  $C$  el coeficiente de escorrentía empírico relacionado con las pérdidas de precipitación,  $I$  la intensidad de lluvia correspondiente a un periodo de retorno dado y  $A$  la superficie de la cuenca drenante en el punto de cálculo.

Si se expresa  $Q$  en  $\text{m}^3/\text{s}$ ,  $I$  en  $\text{mm}/\text{h}$  y  $A$  en  $\text{km}^2$ , que es la forma habitual de presentarla cuando se trabaja en el sistema métrico, la expresión 1 queda como sigue:

$$Q = \frac{CIA}{3,6} \quad (2)$$

Las hipótesis fundamentales del método racional, representadas en la figura 1, son las siguientes:

- La intensidad de precipitación es uniforme en el espacio y no varía en el tiempo.
- La duración de la precipitación que produce el caudal máximo dada una intensidad  $I$  es equivalente al tiempo de concentración  $t_c$ . Por consiguiente, resulta un hietograma de cálculo rectangular cuya altura total toma un valor de  $I \times t_c$  [L].
- El tiempo de concentración, se considera como el tiempo que tarda toda el área drenante en contribuir a la escorrentía en la sección de salida, así como el instante en que se produce el caudal máximo en dicha sección. El tiempo que transcurre entre el cese de la lluvia y el final de la escorrentía coincide con el tiempo de concentración, esto supone considerar un hidrograma con una duración base dos veces dicho tiempo (figura 1-a). Nótese que si la duración de la lluvia excediera al tiempo de concentración, para igual intensidad, se mantendría constante el caudal máximo alcanzado en el instante de equilibrio hasta que finalizara la lluvia (figura 1-b). Por contra, en caso de que se tuviera una lluvia de igual intensidad pero de duración inferior al tiempo de concentración, el caudal máximo sería menor que en los casos anteriores, pues no se alcanzaría el instante en que toda la cuenca contribuye simultáneamente (figura 1-c).

- El coeficiente de escorrentía se mantiene uniforme en el tiempo y en el área drenante considerada, por lo que la lluvia neta es equivalente a un hietograma rectangular de valor  $C \times I \times t_c$  [L].
- El periodo de retorno del caudal máximo calculado es el mismo que el de la intensidad media máxima de cálculo.
- El almacenamiento de agua en la cuenca es insignificante, es decir, no se dan procesos importantes de laminación de hidrogramas, ya sea en la red de drenaje o en estructuras singulares.

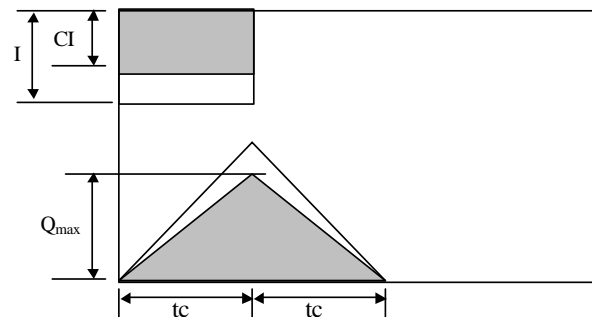


Figura 1-a

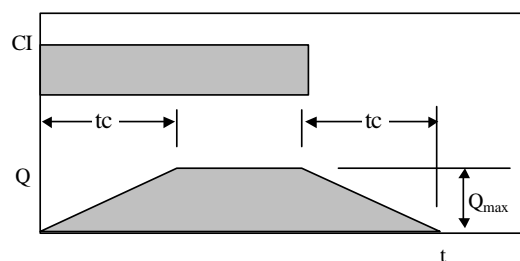


Figura 1-b

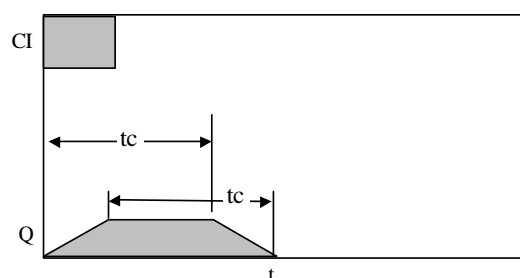


Figura 1-c

Figura 1: Hipótesis del método racional

Con independencia de la existencia de versiones del método que corrigen ciertos grados de desviación de las hipótesis anteriores a través del uso de coeficientes empíricos, dichas hipótesis imponen una serie de limitaciones a la cuenca objeto de estudio, que se exponen a continuación:

- Si la intensidad de precipitación debe ser uniforme en el espacio esto implica que la superficie de la cuenca no debe ser muy extensa, pues son habituales las tormentas de gran variabilidad espacial.
- Puesto que el valor de la intensidad media máxima de precipitación debe mantenerse constante para toda la duración de la lluvia de cálculo, también es necesario que el valor del tiempo de concentración sea limitado, de tal modo que se garantice que la duración de la tormenta al menos iguale al tiempo de concentración.
- En la práctica las dos limitaciones anteriores equivalen a una restricción de la superficie máxima de la cuenca a la que es posible aplicar el método racional. Aunque no existe consenso respecto a dicho límite máximo entre los diferentes autores, podemos establecer un rango de variación más o menos estrecho, que oscila entre 0.25 y 5  $mi^2$ . Para Yevjevich (1992) el área de la cuenca no debe exceder de 0.25  $mi^2$ , mientras que en el otro extremo Singh (1988) la eleva a 5. Una posición intermedia la representan Viessman *et al.* (1989) ya que propugnan un límite máximo de 1  $mi^2$ . Por último, Ponce (1989) propone que el límite se encontraría entre 0.5 y 1  $mi^2$ .
- Cuencas donde exista una gran heterogeneidad en sus características físicas como, por ejemplo, en la cubierta vegetal, tipo de suelo, grado de impermeabilidad, pendiente media, red de drenaje, entre otros, será necesario en la práctica dividir las mismas en subcuencas de modo que éstas sean lo más homogéneas posibles.

En definitiva, se trata de que en la aplicación del método tengamos presente en todo momento las hipótesis fundamentales que dan validez al mismo.

### 3. Obtención de los parámetros de la fórmula racional

#### 3.1. Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía se define, esencialmente, como la relación entre el volumen de lluvia neta (o de escorrentía) y el de la lluvia total, y, por lo tanto, teóricamente varía en el rango de valores entre 0 y 1. De un modo particular en el método racional el coeficiente de escorrentía puede expresarse como la relación entre las intensidades medias de la lluvia efectiva y total, y también como el caudal máximo por unidad de área y por unidad de intensidad media de lluvia total. Aunque el método racional se denomina como tal a partir de considerar que puede llegarse a él de forma teórica, la utilización en el mismo de coeficientes de carácter experimental implica cierto grado de empirismo, ya que el usuario debe escoger los valores más acordes con la experiencia. De todos modos, en zonas urbanas con grados de impermeabilidad de la superficie muy elevados los coeficientes de escorrentía tienden a 1 y se mueven en intervalos relativamente pequeños, lo que facilita su elección.

Principalmente, el fenómeno físico que intenta reproducir el coeficiente de escorrentía es el proceso de pérdidas que actúa en diferentes vías (interceptación, almacenamiento en depresiones, infiltración, evapotranspiración, etc.), y que depende de las características del uso y tipo de suelo, de la topografía y de la propia tormenta. Como se ha indicado anteriormente, la aplicación de

dicho coeficiente se produce de forma uniforme en toda la duración de la lluvia, lo que contradice lo observado experimentalmente, puesto que el índice de pérdidas disminuye al aumentar la duración de la lluvia. Por ello, otras funciones de pérdidas asignan un valor de pérdidas iniciales, o umbral de escorrentía, y una vez cubiertas éstas utilizan una función de infiltración de carácter decreciente. El uso del coeficiente de escorrentía en el método racional supone considerar un índice promedio de pérdidas totales durante un tiempo equivalente al de concentración.

En la tabla 1 se muestra un intervalo de valores del coeficiente de escorrentía para determinados usos urbanos del suelo. A continuación se analizarán las causas fundamentales por las que el coeficiente de escorrentía puede tomar diferentes valores para un mismo uso de suelo.

Tabla 1: Valores del coeficiente de escorrentía para diferentes usos del suelo

	<b>Mínimo</b>	<b>Máximo</b>
<b>Zonas Comerciales</b>		
Area de centro ciudad	0.70	0.95
Area de suburbios	0.50	0.70
<b>Zonas Residenciales</b>		
Area unifamiliar	0.30	0.50
Bloques aislados	0.40	0.60
Bloques contiguos	0.60	0.80
Residencial suburbana	0.25	0.40
Apartamentos en áreas residenciales	0.50	0.70
<b>Zonas Verdes y Especiales</b>		
Parques y cementerios	0.10	0.25
Terrenos de juego	0.20	0.35
Ferrocarriles	0.20	0.40
Areas no edificadas terrenos permeables	0.10	0.25
Areas no edificadas terrenos impermeables	0.20	0.45
Autopistas y Portuarias	0.60	0.90

Tomado de Corporación Metropolitana de Barcelona (1981).

El proceso de pérdidas también es afectado por la magnitud de la intensidad de lluvia. Efectivamente, cuanto mayor sea ésta, menor es la importancia de dicho proceso, lo que se traduce en la tendencia al aumento del coeficiente de escorrentía como se muestra en la figura 2, desarrollada para el Condado de Kern en California (County of Kern, 1985). Esto implica que se produce una variación del coeficiente de escorrentía con el periodo de retorno, siendo habitual encontrar tablas que proporcionan el valor del mismo para periodos de retorno de 5 y 10 años, debiéndose aumentar en un porcentaje determinado cuando se calculan periodos mayores o bien se suministran gráficos de conversión como el de la figura 3 desarrollado para el Condado de Solano en California (County of Solano, 1977).

La topografía también inciden en el proceso que determina la lluvia neta, puesto que a mayores pendientes medias de la superficie de escurrimiento, diferentes tipos de pérdidas como, por ejemplo, la infiltración y la retención superficial presentan menor importancia, por ello es frecuente encontrar tablas del coeficiente de escorrentía donde para un mismo uso de suelo o cobertura vegetal se definen varios grados de pendiente con sus correspondientes coeficientes.

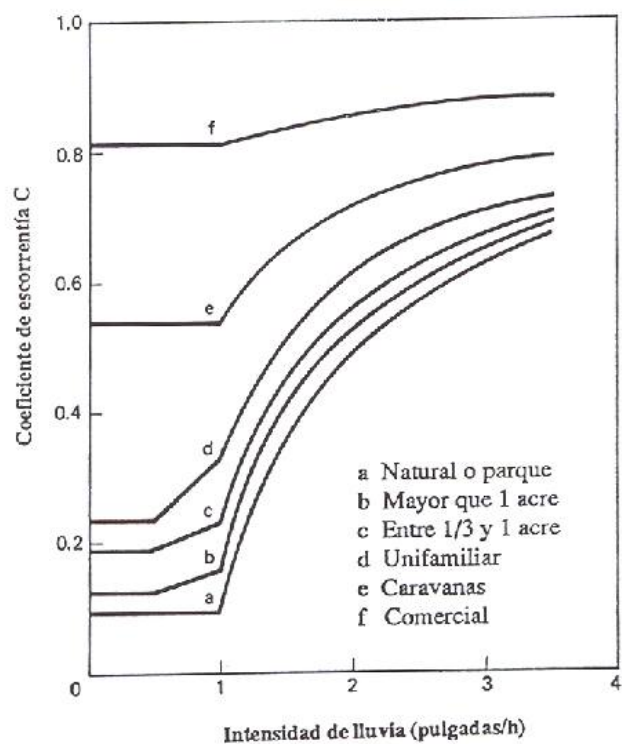


Figura 2: Variación de  $C$  con la intensidad de lluvia para diferentes tipos de urbanización

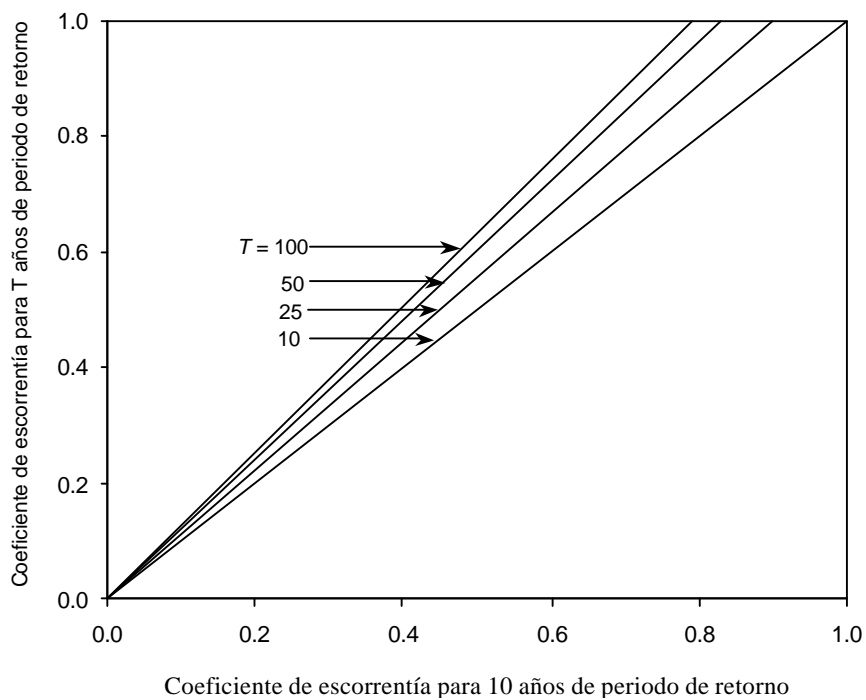


Figura 3: Variación de  $C$  en función del periodo de retorno ( $T$ )

En general, se acepta en el método racional que el periodo de retorno asociado a una lluvia es equivalente al de la escorrentía generada. Ahora bien, si, por ejemplo, las condiciones antecedentes de humedad del terreno, entre otros factores, varían de un episodio a otro, la lluvia neta generada no sería equivalente y, por lo tanto, tampoco los coeficientes ni los caudales punta. Debido a esto, se han desarrollado metodologías que intentan tener en cuenta este fenómeno variando los coeficientes de escorrentía en función del estado antecedente de humedad. De todos modos, en cuencas urbanas la importancia de este fenómeno se atenúa ampliamente, debido a que los grados de impermeabilidad son elevados y, por consiguiente, es factible suponer que los periodos de retorno de lluvia y caudal son equivalentes. No obstante, diferentes grados de mantenimiento de la red de drenaje pueden condicionar el caudal de paso en las conducciones y, por lo tanto, el caudal máximo, aunque no se vea alterado el volumen total de lluvia neta.

Es habitual que a pesar de que se realice una división en subcuencas a partir de una cuenca inicial con objeto de conseguir el mayor grado de homogeneidad posible, las características del terreno en cada subcuenca no sean suficientemente homogéneo, sobre todo en urbanización tipo residencial con importantes zonas ajardinadas. En ese caso es habitual en zonas urbanas tomar un coeficiente de escorrentía medio a partir de una ponderación de áreas:

$$C = \frac{(C_{per}A_{per}) + (C_{imp}A_{imp})}{A_{per} + A_{imp}} \quad (3)$$

donde  $C$  es el coeficiente de escorrentía medio,  $A$  el área considerada y los subíndices *per* e *imp* corresponden a zona permeable o impermeable de la superficie considerada.

En la versión del método racional propuesta por la Dirección General de Carreteras (Temez, 1992), el coeficiente de escorrentía se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$C = \frac{(P_d - P_0)(P_d + 23P_0)}{(P_d + 11P_0)^2} \quad (4)$$

siendo:

$P_d$  Precipitación total diaria en *mm* correspondiente al periodo de retorno de cálculo. La versión de la DGC suministra sus valores en forma de isolíneas para todo el territorio español.

$P_0$  Umbral de escorrentía. Define el valor de altura de lluvia a partir del cual se inicia la escorrentía. La DGC suministra su valor en tablas en función del complejo suelo-vegetación, valor que posteriormente debe ser afectado por un coeficiente corrector en función de la humedad inicial de terreno. El umbral de escorrentía en zonas altamente impermeables tiende a ser cero y la importancia de la humedad inicial es prácticamente nula, por lo tanto, en esos casos el coeficiente de escorrentía tiende a 1.

En definitiva, cabe decir que de los parámetros necesarios para la aplicación del método racional el coeficiente de escorrentía es el que presenta mayor subjetividad en su estimación, puesto que depende en gran medida de los datos experimentales con que se cuente en la región

de estudio. Además, como hemos visto, en dicho coeficiente se intentan reproducir fenómenos de muy diferente naturaleza que afectan al proceso de pérdidas, complicando su selección. A pesar de todo ello, el método racional produce los mejores resultados en cuencas urbanas con altos grados de impermeabilidad, ya que disminuye la dificultad de estimación de los coeficientes más adecuados para el cálculo, al variar éstos en intervalos más reducidos.

### 3.2. Lluvia de cálculo. Duración e intensidad

De acuerdo con lo expuesto en epígrafes anteriores, la lluvia de cálculo que se adopta en el método racional corresponde a un hietograma rectangular de intensidad uniforme  $I$  y duración equivalente al tiempo de concentración de la cuenca, lo que implica una altura total de lluvia de valor  $I \times t_c$  [L] precipitando de manera uniforme en toda la superficie de la cuenca. Por consiguiente, conociendo  $t_c$  e  $I$  queda determinada la lluvia de cálculo.

#### 3.2.1. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración se define como el tiempo que tarda una partícula de agua en recorrer la distancia entre el punto hidráulicamente más alejado y la sección de cálculo de la cuenca considerada. Asimismo, asumiendo las hipótesis del método racional, se tiene que dicho tiempo equivale al que transcurre entre el comienzo de la lluvia y el instante en que se produce el caudal máximo, es decir, el instante en que toda la cuenca contribuye a la escorrentía (tiempo de equilibrio) y que coincide con la duración de escorrentía después de finalizada la lluvia (ver figura 1-a).

El tiempo de concentración es función, por un lado, de las características geomorfológicas de la cuenca (forma en planta, pendiente media, cubierta vegetal, topografía de las vertientes, densidad y geometría de la red de drenaje, etc.) que facilitan en mayor o menor medida la evacuación de la escorrentía y, por otro lado, de la intensidad de lluvia, pues la velocidad del flujo varía con el caudal de escorrentía generado. Los procesos de urbanización, en general, disminuyen notablemente la rugosidad de las superficies de escurrimiento, las impermeabilizan, y además aumentan la densidad de la red de drenaje y su capacidad de desagüe. Por consiguiente, se genera más escorrentía y ésta es evacuada en menor tiempo. Todo ello redundaría en una disminución significativa de los tiempos de concentración en zona urbana respecto al terreno natural.

El tiempo de concentración corresponde a flujos de distintas características que se desarrollan hasta que la escorrentía abandona la cuenca. En zona urbana cabe distinguir dos tipos de flujo, dada su diferente naturaleza, y que corresponden, en primer término, al que se produce en superficie desde que la lluvia entra en contacto con la misma hasta que la escorrentía se introduce en la red de alcantarillado a través de las estructuras de captación ( $t_e$ ) y, en segundo término, al que tiene lugar en el interior de la red de drenaje ( $t_v$ ). En virtud de esta clasificación, el tiempo de concentración de la cuenca lo obtendremos como la suma de ambos:

$$t_c = t_e + t_v$$

Por lo tanto, la obtención de  $t_c$  se realizará mediante los tiempos de entrada y de viaje. A continuación, se expondrán algunas de las metodologías para la obtención de ambos tiempos característicos de zona urbana.

### 3.2.2. Tiempo de entrada a la red

El tipo de flujo que se desarrolla hasta que el agua se incorpora en la red, recorre habitualmente superficies de muy distinta naturaleza, como son cubiertas de edificios, aceras, calzadas y cunetas que, en general y excepto en el caso de flujo desarrollado en largos tramos de cunetas, presentan un comportamiento bidimensional. A continuación, se presentan algunas de las fórmulas, en su mayor parte empíricas, que permiten una estimación del tiempo de entrada a la red.

En caso de que el terreno, a través del que discurre el flujo en superficie, sea eminentemente de carácter natural, es posible aplicar expresiones como la propuesta por Témez para la versión de la Dirección General de Carreteras:

$$T_e = 0,3 \left( \frac{L}{J^{0,25}} \right)^{0,76} \quad (5)$$

denotando  $T_c$  el tiempo de concentración en horas,  $L$  la distancia entre el punto de estudio y el hidráulicamente más alejado en km y  $J$  la pendiente media del cauce en el tramo recorrido (km/km).

Su aplicación es adecuada para cuencas naturales de cabecera en zona urbana, en las que el recorrido del flujo no origine valores de cálculo menores de 0.25 horas, pues dicha expresión ha sido desarrollada para esquemas de drenaje donde predomine la componente de curso canalizado frente a la superficial.

Alternativamente, es frecuente el uso de nomogramas, como el que se muestra en la figura 4, para la obtención del tiempo de entrada donde el tipo de flujo sea netamente superficial, con la posibilidad de aplicación tanto en zona natural como impermeabilizada.

También es factible aplicar la fórmula (6), desarrollada por la Federal Aviation Administration (FAA) de los EUA, expresión empírica que fue derivada a partir de experimentación en pistas de aterrizaje y, por consiguiente, es recomendable su uso para zonas fundamentalmente impermeables con predominio de flujo superficial:

$$t_e = 0,0543(1,1 - C)L^{1/2}S^{-1/3} \quad (6)$$

donde:

denotando  $t_e$  el tiempo de entrada en horas,  $L$  la distancia entre el punto de entrada y el hidráulicamente más alejado en m,  $S$  la pendiente media del terreno en el tramo recorrido (%) y  $C$  el coeficiente de escorrentía de la superficie a través de la cual transcurre el flujo



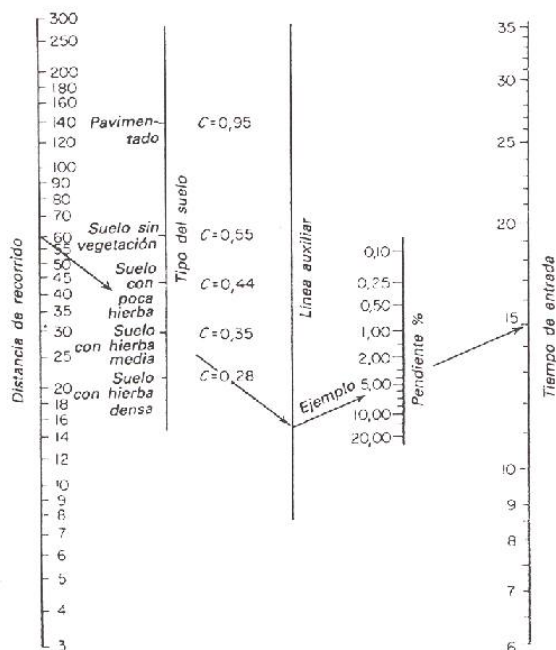


Figura 4: Nomograma para el cálculo del tiempo de entrada en flujo superficial

A partir de la teoría de la onda cinemática (el movimiento viene determinado solamente por las fuerzas gravitatorias y disipativas) aplicada a la escorrentía generada sobre un plano inclinado y tomando como hipótesis que la intensidad neta es constante y el flujo desarrollado es turbulento, es posible obtener la siguiente expresión:

$$t_e = 0,1165L^{3/5}n^{3/5}S^{-3/10}(CI)^{-2/5} \quad (7)$$

siendo  $t_e$  el tiempo de entrada en horas,  $L$  la distancia entre el punto de entrada y el hidráulicamente más alejado en m,  $n$  el coeficiente de Manning de la superficie de escurrimiento,  $S$  la pendiente media del terreno en el tramo recorrido (m/m) y  $CI$  el valor de la intensidad de lluvia neta que resulta de aplicar el coeficiente de escorrentía en mm/h.

Puesto que la expresión (7) es función de la intensidad de lluvia y que para el cálculo de esta última es necesario conocer el valor del tiempo de concentración global su utilización requiere iterar, lo que supone una desventaja frente a otras expresiones.

El tiempo de entrada, en general, varía entre 5 y 20 minutos, en función del grado de impermeabilidad, pendiente media del terreno y distribución de las estructuras de captación, entre otros factores. Así, para zonas urbanas muy impermeabilizadas conectadas directamente a la red varía entre 5 y 10 minutos, mientras que en caso de una menor presencia de estructuras de captación o para zonas no conectadas directamente se tienen valores entre 15 y 20 minutos. Si la red de drenaje recibe aportaciones de cuencas naturales de cabecera los tiempos de entrada pueden verse aumentados significativamente, dependiendo de las características de la misma.

### 3.2.3. Tiempo de viaje

El tiempo de viaje corresponde al flujo que se desarrolla en el interior de la red de alcantarillado y, por lo tanto, presenta una naturaleza principalmente unidimensional, bien distinta al producido en superficie, al tener lugar a través de conductos hidráulicamente bien definidos y de los que es relativamente sencillo disponer de buena información.

Un posible procedimiento de estimación del tiempo de viaje del flujo ( $t_v$ ) en los diferentes tramos que recorre desde su entrada a la red hasta su salida del sistema, viene dada por la relación entre la longitud recorrida por el flujo ( $L$ ) y la velocidad del mismo ( $V$ ):

$$t_v = \frac{L}{V} \quad (8)$$

Si bien la longitud recorrida es fácilmente determinable, la velocidad varía en el espacio y en el tiempo. Para facilitar el uso del método racional es recomendable introducir ciertas simplificaciones a la hora de determinar la velocidad de la corriente. Para eliminar del cálculo la variabilidad en el tiempo se puede tomar la velocidad correspondiente al caudal máximo de paso. Por otra parte, además, considerando que el flujo es permanente en el tiempo y uniforme en el espacio, la velocidad media es la misma en todas las secciones de la conducción, por lo que puede estimarse a través de ecuaciones de resistencia al flujo que relacionen la geometría hidráulica con el caudal circulante; por ejemplo, la de Manning:

$$V = n^{-1} R^{2/3} S^{1/2} \quad (9)$$

denotando  $V$  la velocidad media del flujo (m/s),  $R$  el radio hidráulico (cociente entre el área y el perímetro mojado) (m),  $S$  la pendiente longitudinal del tramo de conducción considerado (m/m) y  $n$  el coeficiente de Manning.

Como hemos visto, la velocidad es función del caudal de paso, que es precisamente lo que pretendemos determinar, por consiguiente, aplicando esta metodología el proceso debe ser iterativo. Si, por ejemplo, se pretende diseñar la sección de una conducción en un punto de cálculo, uno de los posibles esquemas a seguir en la aplicación del método racional sería el que se refleja en la figura 5.

Asimismo, existen una serie de expresiones de carácter global que suministran el tiempo de concentración total en zona urbana, como es el caso de una modificación de la expresión 5 de Témez:

$$T'_c = \frac{T_c}{1 + 3\sqrt{\mu(2 - \mu)}} \quad (10)$$

siendo  $T'_c$  el tiempo de concentración global en zona urbana en horas,  $T_c$  el tiempo de concentración en zona no urbana (obtenido mediante la expresión (5)) en horas,  $\mu$  el grado de impermeabilidad de la cuenca. Este último se calcula como:

$$\mu = \frac{\text{Superficie}_{impermeable}}{\text{Superficie}_{total}}$$

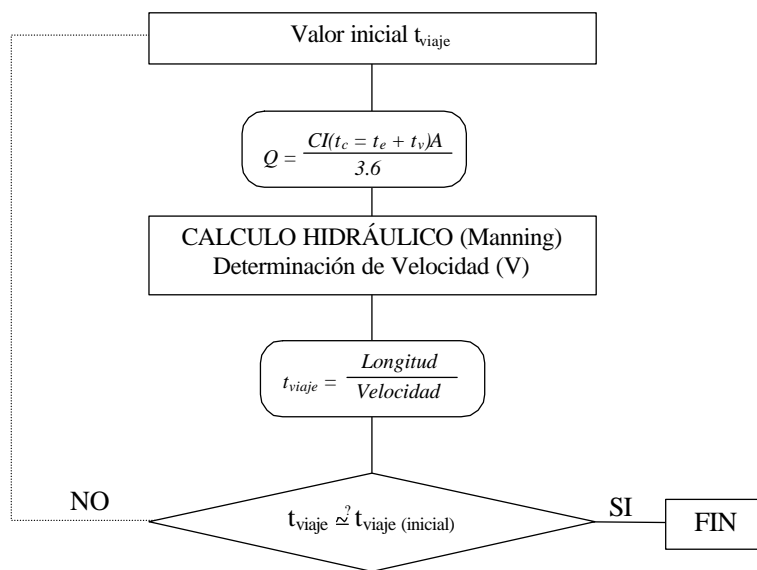


Figura 5: Diagrama de cálculo del tiempo de viaje en zona urbana

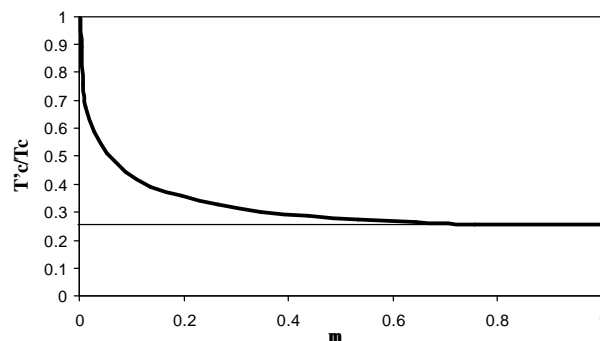


Figura 6: Variación de  $T'_c/T_c$  frente al grado de impermeabilidad  $\mu$

La expresión (10) pretende reproducir la disminución de  $T_c$  debida a la impermeabilización del terreno en base a la fórmula (5). Si  $\mu=0$  (superficie natural) se obtiene que  $T'_c=T_c$  y si  $\mu=1$  (superficie urbana impermeabilizada) se tiene que  $T'_c=T_c/4$ . Sin embargo, en la práctica para valores de  $\mu$  superiores a 0.30 se obtienen tiempos de concentración muy cercanos a  $T_c/4$  (ver figura 6), posiblemente infravalorados para rangos de impermeabilidad media. Su uso sería recomendable como orden de magnitud en prediseño o como valor inicial de cálculo iterativo del tiempo de concentración, así como también en caso de que se pretenda obtener un orden de magnitud del caudal de esorrentía y no se cuente con suficiente información acerca de la red de drenaje.

### 3.2.4. Intensidad media máxima

El valor de la intensidad media máxima  $I$  viene determinado por la duración de la lluvia, que equivale al tiempo de concentración, y por el periodo de retorno seleccionado. Para su determinación se puede contar con las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) desarrolladas para la región de estudio. Estas curvas se confeccionan a partir de los hietogramas registrados en diferentes estaciones pluviométricas y permiten el cálculo de la intensidad media máxima para una duración de lluvia y un periodo de retorno dados (ver figura 7). Es frecuente el ajuste a las curvas IDF de modelos de tipo hiperbólico como el de Talbot:

$$I = \frac{a}{b + t}$$

donde  $I$  es la intensidad de lluvia,  $t$  es la duración y  $a$  y  $b$  son constantes a determinar en función del periodo de retorno. A mayores duraciones de precipitación corresponden intensidades medias máximas menores, mientras que en lluvias de poca duración se registran altas intensidades medias máximas, lo que se refleja en el decrecimiento de la curva IDF con el tiempo.

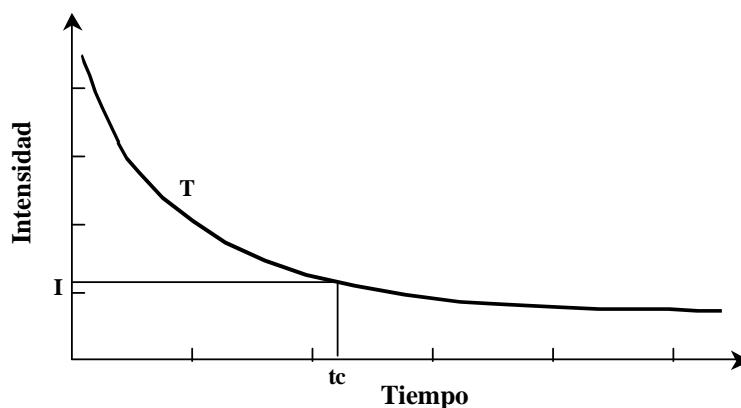


Figura 7: Determinación de la intensidad media a partir de la curva IDF

La Dirección General de Carreteras propone una familia de curvas IDF para su uso en España, estando caracterizadas por un factor regional. La expresión propuesta es la siguiente:

$$I_t = I_d \left( \frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0,1} - t^{0,1}}{28^{0,1} - 1}} \quad (11)$$

siendo:

$I_t$  Intensidad media máxima en  $mm/h$  asociada a una duración  $t$  y al periodo de retorno considerado.

$I_d$  Intensidad media diaria de precipitación, en  $mm/h$ , correspondiente al periodo de retorno. Es equivalente a  $P_d/24$ .

$P_d$  Precipitación diaria en  $mm$  correspondiente a dicho periodo de retorno. Puede obtenerse directamente de los registros de precipitación de las estaciones en cuestión, o bien a través de mapas de isolíneas.

$I_1$  Intensidad horaria de precipitación en  $mm/h$  correspondiente a dicho periodo de retorno.

$I_1/I_d$  Parámetro que representa la relación de la intensidad horaria con la diaria del mismo periodo de retorno, y que depende de la zona de estudio incluyendo un cierto efecto de regionalización de parámetros. Sus valores pueden obtenerse a través de un mapa de isolíneas.

$t$  Duración en horas del intervalo al que se refiere la intensidad y que en el caso del método racional equivale al tiempo de concentración.

### 3.3. Area de drenaje

La aplicación del método racional al diseño de una red de alcantarillado implica el conocimiento previo del área tributaria y del esquema drenante y, por lo tanto, es sencillo determinar el valor de la misma. Ahora bien, en el caso que se utilice la fórmula racional como método de análisis para obtener un orden de magnitud del caudal máximo de paso, la determinación del área tributaria al punto de cálculo requerirá, en general, mayor información que en el caso de una cuenca natural. Esto es debido a que a la hora de definir las divisorias, además de tener en cuenta la topografía superficial, será necesario disponer de suficiente definición de la red de alcantarillado. Por ejemplo, la disposición de las estructuras de captación de escorrentía superficial puede suponer que parte de la misma abandone la cuenca por superficie sin introducirse en la red o por el contrario que zonas que aparentemente en superficie drenan fuera de los límites de las divisorias estén conectadas a la red de drenaje que se pretenda analizar.

Como se ha visto anteriormente no existe un consenso general acerca del tamaño máximo de la cuenca para el que es aplicable el método racional. Sin embargo, dado que se cuenta con gran número de métodos alternativos aceptaremos que su uso es adecuado para cuencas menores de  $1 \text{ km}^2$ . En la versión de la DGC para cuencas naturales el límite máximo se acepta hasta los  $3000 \text{ km}^2$ , por lo que ha sido necesario introducir diversos coeficientes correctores. Por ejemplo, el coeficiente de uniformidad ( $K$ ) que intenta obviar la improbabilidad de que en tal extensión de cuenca se cumpla una distribución uniforme de la escorrentía durante un tiempo equivalente al tiempo de concentración. Dicho coeficiente se estima según la expresión:

$$K = 1 + \frac{T_c^{1,25}}{T_c^{1,25} + 14}$$

donde  $T_c$  es el tiempo de concentración en horas, comprobándose que para los tiempos de concentración habituales en cuencas urbanas el valor de  $K$  esta muy próximo a 1. Por el contrario, para tiempos de concentración correspondientes al límite de los  $3000 \text{ km}^2$ ,  $K$  toma valores tales que suponen un aumento en torno al 80 % del caudal máximo.

#### 4. Aplicación del Método Racional considerando subcuencas

Con frecuencia, ya sea en diseño como en análisis, es necesario aplicar el método racional considerando subcuencas. En caso de que se pretenda obtener un orden de magnitud del caudal de paso en una cuenca que presente importantes heterogeneidades en la pendiente media del terreno o en el tipo de superficie, conviene delimitar un determinado número de subcuencas que presenten características geomorfológicas comunes para obtener así un valor más preciso. Por otro lado, al diseñar un sistema de alcantarillado, aunque drene una cuenca homogénea, se debe conocer el caudal máximo no sólo para el punto de salida sino también en otros puntos intermedios a efectos de determinar la sección más adecuada.

La aplicación del método racional a subcuencas, aunque aparentemente es sencilla, a menudo se realiza incorrectamente. Una encuesta realizada a 23 municipios del estado de Wisconsin (EUA) durante 1967, en la que se requería aplicar el método, demostró que solamente seis de los encuestados lo hicieron correctamente (Ardis *et al.*, 1969).

Uno de los errores más destacables puestos de manifiesto por la citada encuesta consiste en la determinación del caudal en una sección mediante la suma de los caudales calculados individualmente para cada subcuenca que drene aguas arriba de dicha sección. Esto no es correcto, puesto que implica el uso de una tormenta de cálculo diferente para cada subcuenca, lo que significaría que los caudales punta de cada una ocurrirían en instantes diferentes. Consiguientemente, respecto al caudal máximo en el punto de concentración global se cumple que:

$$Q = I_{(T_{cg})} \sum_{i=1}^N C_i A_i \neq \sum_{i=1}^N I_{(T_i)} C_i A_i$$

Siendo  $I_{(T_{cg})}$  la intensidad para el tiempo de concentración global y correspondiendo el subíndice  $i$  a cada una de las subcuencas determinadas. Esta incorrecta aplicación puede suponer una sobrevaloración de los caudales máximos, ya que, generalmente, tiene mayor efecto el aumento de la intensidad, determinado por los reducidos tiempos de concentración de cada subcuenca, que la disminución del área drenante.

Otro error común que conviene señalar es la elección inadecuada del tiempo de concentración para cada punto de cálculo, ya que éste debe ser el valor máximo de entre los posibles caminos de la escorrentía. Este error necesariamente sobrevalora el caudal, pues se obtiene una intensidad media mayor debido a la naturaleza hiperbólica de las curvas IDF.

En ocasiones, a pesar de cumplir con las limitaciones que se han visto anteriormente, en la aplicación del método racional pueden obtenerse, para un mismo periodo de retorno, caudales mayores para una parte de la cuenca que para su totalidad. Efectivamente, dado que la intensidad de cálculo se encuentra asociada a un determinado tiempo de concentración, una intensidad de lluvia mayor afectando a una fracción de la cuenca puede producir mayor caudal que una intensidad menor sobre toda la cuenca. Generalmente lo anterior ocurre en cuencas que presentan una gran heterogeneidad de sus características físicas.

Esta deficiencia del método obliga a realizar dos comprobaciones para determinar el caudal máximo de salida de una cuenca. En la primera se verificaría si existe alguna sección del cauce

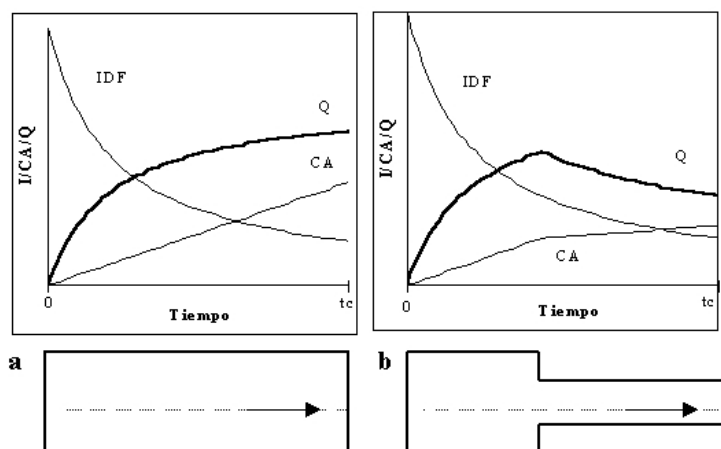


Figura 8: Variación del caudal del cálculo a lo largo del cauce principal

principal aguas arriba del punto de concentración para la que el caudal calculado sea mayor que para la cuenca global. La segunda tiene el propósito de detectar la existencia de alguna fracción de la cuenca que, compartiendo el mismo punto de concentración que la global, determine un caudal calculado mayor. A continuación se trata el procedimiento a seguir en ambas comprobaciones.

#### Caudal máximo en secciones aguas arriba del cauce principal

Con objeto de ilustrar este defecto del método utilizaremos la curva acumulada de área efectiva con respecto al tiempo de concentración. Sea una cuenca como la de la figura 8-a, en la que el coeficiente de escorrentía es uniforme en el espacio, y donde se conoce el eje drenante principal sobre el que se determina el tiempo de concentración. Si, tomando como origen el punto hidráulicamente más alejado, se calcula para cada sección del eje el producto que determina su área tributaria por el coeficiente de escorrentía medio de dicha área, obtendremos la curva acumulada  $CA$ . Por otra parte, para cada sección del cauce principal puede determinarse la curva que representa la variación de la intensidad de cálculo con su duración (siendo esta última equivalente al tiempo de concentración de la sección). Esta curva no es otra que la de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) de periodo de retorno deseado. Si multiplicamos ambas curvas,  $CA$  e IDF, obtendremos la curva  $Q$  de evolución del caudal máximo a lo largo del eje drenante principal (figura 8-a). Ahora bien, si la curva  $CA$  no tiene un incremento más o menos lineal, por ejemplo causado por un estrechamiento de la parte inferior de la cuenca, el caudal máximo calculado no necesariamente aumenta hacia aguas abajo del eje drenante, como se muestra en la figura 8-b. Por lo tanto, el caudal máximo de cálculo puede no venir determinado por el punto de concentración global de la cuenca.

Ejemplos de lo anterior pueden darse en cuencas con estrechamiento de la parte inferior o complejo uso del terreno-suelo-vegetación que diera lugar a coeficientes de escorrentía muy bajos también en la parte inferior de la cuenca respecto de la superior. Con fines prácticos en cuencas susceptibles de presentar estas anomalías del método se puede calcular el caudal para diferentes secciones del cauce principal convenientemente elegidas e interpolar la curva de evolución del caudal hacia aguas abajo. Es evidente que el caudal de diseño escogido para el punto de concentración de la cuenca global debe ser el máximo de la curva de caudales  $Q$ , independientemente de la sección que lo determine.

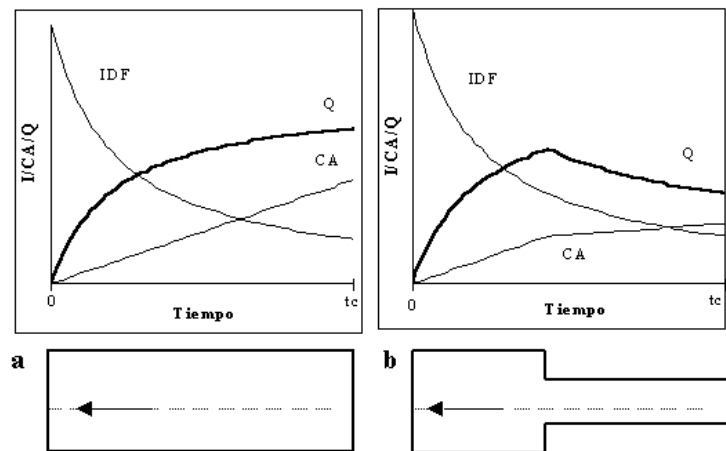


Figura 9: Variación del caudal con fracciones de cuenca que comparten punto de concentración

#### Caudal máximo para fracciones de la cuenca de igual punto de concentración

Este caso se analizará a partir de la curva que, siempre con origen en el punto de concentración de la cuenca, relaciona el tiempo de concentración de sucesivas fracciones hacia aguas arriba, con el área efectiva ( $CA$ ) de las mismas. Dicha función se multiplica por el valor correspondiente de intensidad de cálculo, la curva  $IDF$ , de modo que se obtiene la curva que representa la variación del caudal máximo en el punto de concentración a medida que se incrementa el área de cálculo hacia aguas arriba (figura 9-a). Al igual que en el caso anterior, si la curva  $CA$  así definida, no tiene un incremento más o menos lineal, el caudal máximo no necesariamente aumenta al incrementarse el área efectiva, consiguientemente, el caudal máximo puede no venir determinado por el área de toda la cuenca (figura 9-b).

Ejemplos de lo anterior se pueden dar en cuencas con estrechamiento de la parte superior o coeficientes de escorrentía muy bajos también en la parte alta de la cuenca respecto de la inferior. Es decir, se trata de cuencas con características opuestas a las que se han analizado en el caso anterior. El caudal de cálculo escogido será nuevamente el que resulte máximo en la curva de caudales  $Q$ , independientemente de la fracción de cuenca que lo genere.

En síntesis, y como regla general de ambos casos, para que el caudal punta calculado por el método racional considerando toda el área de la cuenca sea el máximo debe cumplirse que la tasa de crecimiento de la superficie drenante efectiva, ya sea hacia aguas abajo (variando la sección de cálculo) o hacia aguas arriba (manteniendo el punto de concentración), al menos iguale a la tasa de decremento de su correspondiente intensidad de lluvia.

En la figura 10 se muestra un posible procedimiento para dimensionar dos secciones de colector (1 y 2) conocidas las pendientes de los mismos y en un área dividida en 3 subcuencas. Las subcuencas A y C se consideran de carácter natural y de tiempos de concentración determinados previamente. La subcuenca B corresponde a una cuenca densamente urbanizada y que drena al colector B, de modo que la escorrentía se incorpora en diferentes puntos a lo largo del mismo. Supondremos que el colector B quedará determinado por las dimensiones de la sección 1 y que el colector D no recibe aportaciones de escorrentía en superficie aguas abajo de la sección 2.



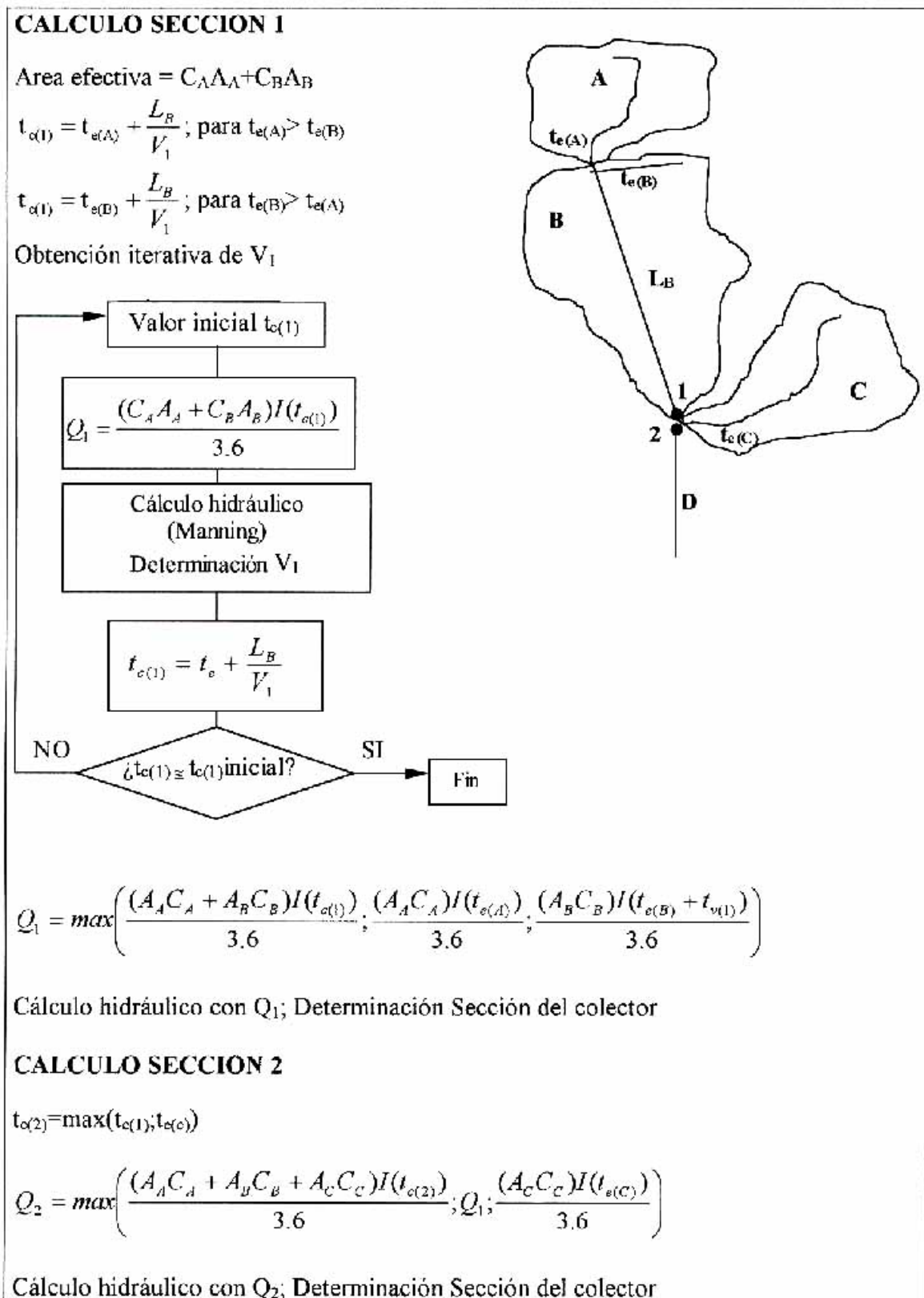


Figura 10: Diagrama para el cálculo de subcuencas

## 5. Ejemplos de aplicación del Método Racional. Casos especiales

### 5.1. Ejemplo 1

Sea la cuenca de la figura 11, que ha sido dividida en 4 subcuencas con las características que se muestran en el tabla 2. En dicho cuadro las columnas 2 y 3 corresponden a la cota superior e inferior del colector o curso principal, la columna 4 es la longitud del mismo y las columnas 5 y 6 son los valores del área y del coeficiente de escorrentía de cada subcuenca respectivamente.

Puesto que el eje en planta y las cotas de la solera de los colectores están ya predefinidos, se desea diseñar la sección de los mismos en los puntos 1, 2 y 3 tomando sección circular y de modo que la relación entre el calado máximo y el diámetro sea de 0.85.

A los colectores de las subcuencas B,C y D se incorporan otros ramales de orden menor y de los que no realizarán cálculos de diseño. Asimismo, se tomará la sección de cada colector constante en toda su longitud.

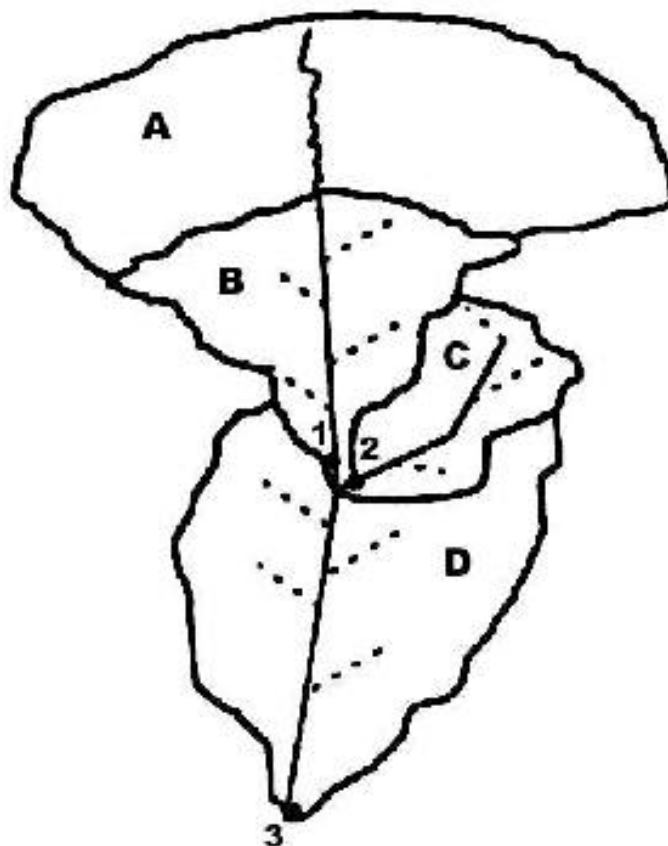


Figura 11: Cuenca del ejemplo 1

Tabla 2: Datos subcuencas del ejemplo 1

Subcuenca	Cota sup. (m)	Cota inf. (m)	Long. (km)	Area (km <sup>2</sup> )	C
<b>A</b>	141.0	130.5	0.35	0.29	0.40
<b>B</b>	130.5	126.0	0.55	0.25	0.80
<b>C</b>	131.0	126.0	0.45	0.14	0.80
<b>D</b>	126.0	122.0	0.70	0.32	0.80

### 5.1.1. Subcuenca de cabecera A

Puesto que se trata de una cuenca de cabecera natural podemos aplicar la fórmula de Témez para obtener el tiempo de concentración:

$$t_c = 3600 \times 0,3 \left( \frac{L}{J^{0,25}} \right)^{0,76} = 3600 \times 0,3 \left( \frac{0,35}{0,03^{0,25}} \right)^{0,76} = 947s$$

La intensidad correspondiente a 947 segundos de duración de lluvia:

$$I(mm/h) = \frac{4477,44}{19,031 + t} = \frac{4477,44}{19,031 + (947/60)} = 128,61mm/h$$

Aplicando la fórmula racional:

$$Q = \frac{CIA}{3,6} = \frac{0,4 \times 128,61 \times 0,29}{3,6} = 4,144m^3/s$$

### 5.1.2. Sección 1

Tomando como hipótesis que  $t_{v(inicial)} = 138 s$ , se tiene que el tiempo de concentración en la sección 1 será la suma del tiempo de concentración de la cuenca A y del tiempo de viaje en el tramo de colector de la cuenca B. Se asume que el tiempo de entrada de la cuenca B es menor que el tiempo de concentración de la cuenca de la cabecera A.

$$t_{c(inicial)} = t_e + t_{v(inicial)} = 947 + 138 = 1085s$$

La intensidad correspondiente a una duración de 1085 s:

$$I(mm/h) = \frac{4477,44}{19,031 + t} = \frac{4477,44}{19,031 + (1085/60)} = 120,64mm/h$$

El coeficiente de escorrentía medio para las cuencas A y B:

$$C_m = \frac{(C_A \times A_A) + (C_B \times A_B)}{A_A + A_B} = \frac{(0,4 \times 0,29) + (0,8 \times 0,25)}{0,29 + 0,25} = 0,59$$

Aplicando la fórmula racional:

$$Q = \frac{CIA}{3,6} = \frac{0,59 \times 120,64 \times (0,29 + 0,25)}{3,6} = 10,676 \text{ m}^3/\text{s}$$

A partir de la fórmula de Manning (ecuación 12) e imponiendo que el calado máximo es 0.85 veces el diámetro:

$$Q = n^{-1} S^{1/2} \frac{\left(0,25 D^2 \left(\arccos\left(1 - \frac{2y}{D}\right) - 2\left(1 - \frac{2y}{D}\right) \sqrt{\frac{y}{D} \left(1 - \frac{y}{D}\right)}\right)\right)^{5/3}}{\left(D \arccos\left(1 - \frac{2y}{D}\right)\right)^{2/3}} \quad (12)$$

$$D = \left(\frac{3,1136 Q n}{S_o^{1/2}}\right)^{3/8} = \left(\frac{3,1136 \times 10,676 \times 0,016}{(8,8182 \times 10^{-3})^{1/2}}\right)^{3/8} = 1,943 \text{ m}$$

$$V = \frac{0,4514}{n} S^{1/2} D^{2/3} = \frac{0,4514}{0,016} \times (8,182 \times 10^{-3})^{1/2} \times 1,943^{2/3} = 3,974 \text{ m/s}$$

El tiempo de viaje para una velocidad de 3.974 m/s:

$$t_v = \frac{L}{V} = \frac{550}{3,974} = 138 \text{ s}$$

Vemos que el tiempo de viaje calculado converge con el supuesto inicialmente, por lo tanto, el tiempo de concentración será 1085 s. Asimismo, el diámetro podrá tomarse del orden de 1.943 m (deberá elegirse un diámetro comercial) y el caudal de paso en la sección 1 es de 10.676 m<sup>3</sup>/s.

### 5.1.3. Sección 2

Para determinar el tiempo de entrada en la subcuenca C se sabe que la superficie de escurrimiento tiene una pendiente media del 1.5 % y una longitud de recorrido de 100 m. Aplicando la fórmula de la FAA:

$$t_e = 3600 \times \frac{0,0543(1,1 - C)L^{1/2}}{S^{1/3}} = 3600 \times \frac{0,0543 \times (1,1 - 0,80) \times 100^{1/2}}{1,5^{1/3}} = 512 \text{ s}$$

Si realizamos la hipótesis de que el  $t_{v(inicial)}=124$  s, el tiempo de concentración en la sección 2 será:

$$t_{c(inicial)} = t_e + t_{v(inicial)} = 512 + 124 = 636s$$

La intensidad correspondiente a una duración de 636 s:

$$I(mm/h) = \frac{4477,44}{19,031 + t} = \frac{4477,44}{19,031 + (636/60)} = 151,107mm/h$$

Aplicando la fórmula racional:

$$Q = \frac{CIA}{3,6} = \frac{0,8 \times 151,107 \times 0,14}{3,6} = 4,701m^3/s$$

A partir de la fórmula de Manning e imponiendo que el calado máximo es 0.85 veces el diámetro:

$$D = \left( \frac{3,1136Qn}{S_o^{1/2}} \right)^{3/8} = \left( \frac{3,1136 \times 4,701 \times 0,016}{(1,1111 \times 10^{-2})^{1/2}} \right)^{3/8} = 1,349m$$

$$V = \frac{0,4514}{n} S^{1/2} D^{2/3} = \frac{0,4514}{0,016} \times (1,1111 \times 10^{-2})^{1/2} \times 1,349^{2/3} = 3,631m/s$$

El tiempo de viaje para una velocidad de 3.631 m/s

$$t_v = \frac{L}{V} = \frac{450}{3,631} = 124s$$

Por lo tanto, el caudal en la sección 2 es de 4.701 m<sup>3</sup>/s con un diámetro de sección circular (no comercial) de 1.349 m.

#### 5.1.4. Sección 3

El tiempo de concentración en el punto 3 (cuena global) viene dado por la suma del tiempo de viaje en el colector de la subcuena D y el máximo de los tiempos de concentración de las secciones 1 y 2:

$$t_c = \max[t_{c(1)}, t_{c(2)}] + t_{v(3)}$$

Tomando que  $t_{v(inicial)}=170$  s se tiene que:

$$t_{c(inicial)} = t_c + t_{v(inicial)} = 1085 + 170 = 1255s$$

La intensidad para 1255 s:

$$I(mm/h) = \frac{4477,44}{19,031 + t} = \frac{4477,44}{19,031 + (1255/60)} = 112,08mm/h$$

El coeficiente de escorrentía medio de la cuenca global:

$$C_m = \frac{(C_A \times A_A) + (C_B \times A_B) + (C_C \times A_C) + (C_D \times A_D)}{A_A + A_B + A_C + A_D}$$

$$C_m = \frac{(0,4 \times 0,29) + (0,8 \times (0,25 + 0,14 + 0,32))}{0,29 + 0,25 + 0,14 + 0,32} = 0,68$$

Aplicando la fórmula racional:

$$Q = \frac{CIA}{3,6} = \frac{0,68 \times 112,08 \times (0,14 + 0,25 + 0,29 + 0,32)}{3,6} = 21,170m^3/s$$

Tabla 3: Resolución del ejemplo 1

Sección	Cota s. (m)	Cota i. (m)	Long. (km)	C	S (-)	Tc ini. (s)	Area (km <sup>2</sup> )	Intern. (mm/h)	Qmax (m <sup>3</sup> /s)	D (m)	V (m/s)	Tv (s)	Tc (s)
<b>Sub. A</b>	141.0	130.5	0.35	0.40	0.03000	947	0.29	128.62	4.144				
<b>1</b>	130.5	126.0	0.55	0.59	0.00818	1381	0.54	106.50	9.425	1.854	3.852	143	1090
<b>1</b>	130.5	126.0	0.55	0.59	0.00818	1090	0.54	120.38	10.654	1.942	3.972	138	1085
<b>1</b>	130.5	126.0	0.55	0.59	0.00818	1085	0.54	120.61	10.674	1.943	3.974	138	1085
<b>2</b>	131.0	126.0	0.45	0.80	0.01111	862	0.14	134.04	4.170	1.290	3.524	128	639
<b>2</b>	131.0	126.0	0.45	0.80	0.01111	639	0.14	150.85	4.693	1.348	3.629	124	635
<b>2</b>	131.0	126.0	0.45	0.80	0.01111	635	0.14	151.19	4.704	1.349	3.631	124	635
<b>3</b>	126.0	122.0	0.70	0.68	0.005714	1643	1.00	96.48	18.224	2.540	3.970	176	1261
<b>3</b>	126.0	122.0	0.70	0.68	0.005714	1261	1.00	111.79	21.116	2.684	4.119	170	1255
<b>3</b>	126.0	122.0	0.70	0.68	0.005714	1255	1.00	112.09	21.172	2.687	4.122	170	1255

A partir de la fórmula de Manning e imponiendo que el calado máximo es 0.85 veces el diámetro:

$$D = \left( \frac{3,1136Qn}{S_o^{1/2}} \right)^{3/8} = \left( \frac{3,1136 \times 21,70 \times 0,016}{(5,714 \times 10^{-3})^{1/2}} \right)^{3/8} = 2,687m$$

$$V = \frac{0,4514}{n} S^{1/2} D^{2/3} = \frac{0,4514}{0,016} \times (5,714 \times 10^{-3})^{1/2} \times 2,687^{2/3} = 4,122m/s$$

El tiempo de viaje será:

$$t_v = \frac{L}{V} = \frac{700}{4,122} = 170s$$

Por lo tanto, el caudal en la sección 3 es de 21.70 m<sup>3</sup>/s correspondiéndole un diámetro de sección circular (no comercial) de 2.687 m. Debido al gran tamaño de la sección en circunstancias reales lo más indicado sería utilizar secciones rectangulares de menor altura.

## 5.2. Ejemplo 2

Supóngase una cuenca como la de la figura 12 donde debido a la forma en planta pueden distinguirse dos subcuencas. La subcuenca tributaria al punto A tiene un área de 0.8 km<sup>2</sup> y una longitud de curso principal de 1.65 km. La cuenca global tributaria en el punto B tiene un área de 0.9 km<sup>2</sup> y el curso principal mide 2.38 km. La pendiente media del cauce principal es de 0.005 y el valor del coeficiente de escorrentía es 0.5. Calcúlese el caudal máximo en el punto A y en el punto B, para una lluvia definida por la IDF:  $I(mm/h) = 4610,1(20,1 + t(min))^{-1}$ .

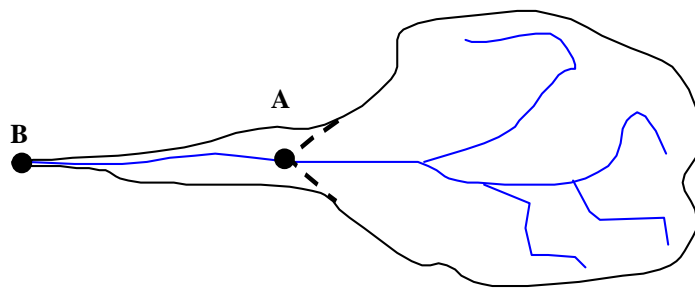


Figura 12: Cuenca del ejemplo 2

El tiempo de concentración del punto A puede obtenerse aplicando la fórmula de Témez:

$$t_c = 0,3 \left( \frac{L}{J^{0,25}} \right)^{0,76} = 0,3 \left( \frac{1,65}{0,005^{0,25}} \right)^{0,76} = 1,20h$$

La intensidad media corresponde para el tiempo de concentración de 72 minutos:

$$I_A(mm/h) = \frac{4610,1}{20,1 + t} = \frac{4610,1}{20,1 + 72} = 50,1mm/h$$

Por último, aplicando la fórmula racional:

$$Q = \frac{CIA}{3,6} = \frac{0,50 \times 50,1 \times 0,80}{3,6} = 5,57m^3/s$$

Si repetimos el mismo proceso de cálculo para la cuenca global, en el punto B se tiene:

$$t_c = 0,3 \left( \frac{L}{J^{0,25}} \right)^{0,76} = 0,3 \left( \frac{2,38}{0,005^{0,25}} \right)^{0,76} = 1,59h$$

$$I_B(mm/h) = \frac{4610,1}{20,1 + t} = \frac{4610,1}{20,1 + 95,4} = 39,9mm/h$$

$$Q = \frac{CIA}{3,6} = \frac{0,50 \times 39,9 \times 0,90}{3,6} = 4,99m^3/s$$

Si el coeficiente de escorrentía es uniforme, para que  $Q_B$  fuese mayor que  $Q_A$  se debe cumplir que  $A_B/A_A > I_A/I_B$ , es decir, que la tasa de crecimiento del área tributaria aguas abajo sea mayor que la tasa de decremento de la intensidad, producida por el aumento del tiempo de concentración.

### 5.3. Ejemplo 3

Sea una cuenca como la figura 13 compuesta por dos tipos de superficies claramente diferenciadas. Una subcuenca A de cabecera, de carácter forestal con un área de 32 ha y un coeficiente de escorrentía de 0.20. Aguas abajo existe una subcuenca urbana de 46 ha y un coeficiente de escorrentía de 0.60. El tiempo de concentración de toda la cuenca se ha calculado en 60 minutos mientras que para la subcuenca urbana resulta de 20 minutos. Calcúlese el caudal máximo en el punto de concentración de la cuenca global para una lluvia determinada por la IDF:  $I(mm/h) = 4610,1(20,1 + t(min))^{-1}$ .

Aplicando la IDF para el tiempo de concentración de 60 minutos se tiene:

$$I(mm/h) = \frac{4610,1}{20,1 + t} = \frac{4610,1}{20,1 + 60} = 57,55mm/h$$

Estimaremos un coeficiente de escorrentía medio ponderando el área correspondiente a cada uno:

$$C_m = \frac{(C_A A_A) + (C_B A_B)}{A_A + A_B} = \frac{(0,32 \times 0,20) + (0,46 \times 0,60)}{0,32 + 0,46} = 0,44$$



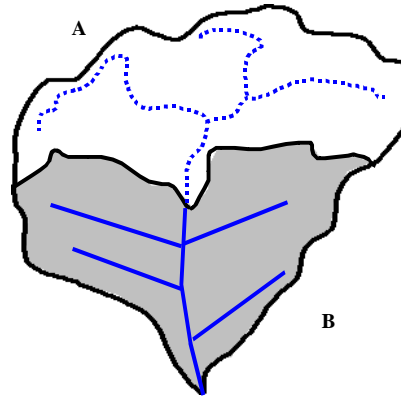


Figura 13: Cuenca del ejemplo 3

Finalmente el caudal máximo en la cuenca global, aplicando la fórmula racional:

$$Q = \frac{CIA}{3,6} = \frac{0,435 \times 57,55 \times 0,78}{3,6} = 5,49m^3/s$$

Ahora bien, dado que la subcuenca forestal de cabecera contribuye con un bajo producto de CA y presenta un alto tiempo de concentración es posible que el caudal máximo contemplando solamente la subcuenca urbana sea mayor que el obtenido globalmente. Repitiendo el proceso anterior para esta única cuenca se tiene:

$$I_B(mm/h) = \frac{4610,1}{20,1 + t} = \frac{4610,1}{20,1 + 20} = 114,97mm/h$$

$$Q_B = \frac{CIA}{3,6} = \frac{0,60 \times 114,97 \times 0,46}{3,6} = 8,81m^3/s$$

Por lo tanto, se comprueba que  $Q_B > Q$ .

#### 5.4. Ejemplo 4

Sea una cuenca con un área tributaria de  $1 km^2$  compuesta por dos subcuencas con características muy diferenciadas que drenan a un mismo punto de concentración, como se muestra en la figura 14. Una primera (A) con un área de  $0.4 km^2$ , un coeficiente de escorrentía de 0.6 y un tiempo de concentración de 20 minutos. Por otro lado, la subcuenca B tiene una superficie de  $0.6 km^2$ , un valor del coeficiente de escorrentía de 0.3 y un tiempo de concentración de 60 minutos.

La subcuenca B contribuye globalmente con un alto tiempo de concentración que no es compensado con un producto CA o área efectiva. Por lo tanto, el tiempo de concentración de

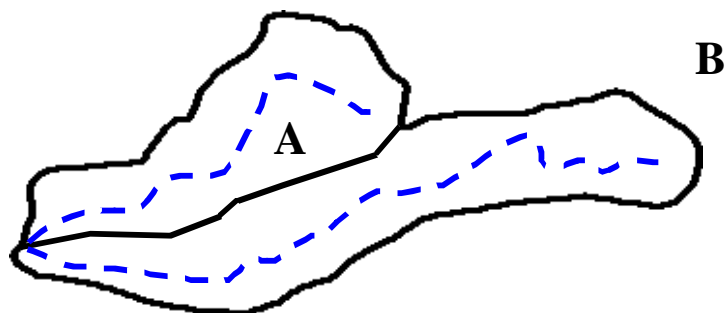


Figura 14: Cuenca del ejemplo 4

Tabla 4: Datos para ejemplo 4

Duración de lluvia (min)	Intensidad de lluvia (mm/h)	Area contribuyente de B (km <sup>2</sup> )
20	119.83	0.2
30	102.50	0.3
40	90.22	0.4
50	80.99	0.5
60	73.76	0.6

la cuenca aumenta considerablemente sin un aporte proporcional de escorrentía. Si tomamos la duración de la lluvia de cálculo equivalente al tiempo de concentración máximo, es decir, el de la subcuenca B se producirá una atenuación importante del caudal pico al disminuir el valor de la intensidad de lluvia. La duración de la lluvia adecuada está comprendida entre  $t_{ca}$  y  $t_{cb}$ , de forma que determine el caudal máximo. Calcularemos el caudal punta en el punto de concentración de la cuenca para valores de duración de lluvia entre 20 y 60 minutos, con intervalos de 10 minutos teniendo en cuenta una distribución lineal del área acumulada en la sección B, tal como se muestra en el tabla 4.

En primer lugar realizaremos los cálculos de forma global, tomando  $t_c=60$  minutos y  $A=1$  km<sup>2</sup>.

$$Q = \frac{ICA}{3,6} = \frac{73,76 \times ((0,6 \times 0,4) + (0,3 \times 0,6))}{3,6} = 8,61 m^3/s$$

Calculando el caudal con duración de lluvia de 20 minutos:

$$Q = \frac{ICA}{3,6} = \frac{119,83 \times ((0,6 \times 0,4) + (0,3 \times 0,2))}{3,6} = 10,0 m^3/s$$

Sucesivos cálculos para duraciones de 30, 40 y 50 minutos dan como resultado valores de caudal máximos inferiores, por lo tanto, la lluvia de cálculo debe tener una duración de 20 minutos.

## 6. Referencias

**Ardis, C. V., Deuker, K.J., Lenz, A.T. (1969).** Storm Drainage Practices of Thirty-Two Cities. *Journal of Hydraulic Engineering*. 95 (HY1), pp. 383-408.

**Chow, V.T. (1964).** Handbook of applied hydrology. McGraw-Hill.

**Chow, V.T., Maidment, D.R., Mays, L.W. (1994).** Hidrología Aplicada. McGraw-Hill Interamericana. Santafé de Bogotá. Colombia.

**Corporación Metropolitana de Barcelona. (1981).** Recomendaciones para la redacción de proyectos de saneamiento de la comarca. Barcelona.

**County of Kern, California. (1985).** Revision of Coefficient of Runoff Chart. Office Memo, fechado 18 de Enero, 1985. Tomado de Ponce (1989).

**County of Solano, California. (1977).** Hydrology and Drainage Design Procedure, preparado por Water Resources Engineers, Inc., Walnut Creek, California, October. Tomado de Ponce (1989).

**Gupta, R.S. (1989).** Hydrology and hydraulic systems. Prentice-Hall. New Jersey (USA).

**McCuen, R. H., Wong, S. L., Rawls, W.J. (1984).** Estimating urban time of concentration. *Journal of Hydraulic Engineering*. Vol. 110, pp. 887-904.

**Osman Akan, A. (1993).** Urban stormwater hydrology: A Guide to Engineering Calculations. Technomic publishing. Lancaster, Pennsylvania (USA)

**Ponce, V. M. (1989).** Engineering hydrology: Principles and practices. Prentice-Hall. New Jersey (USA).

**Singh, V. P. (1988).** Hydrologic systems. Rainfall-runoff modelling. Prentice-Hall. New Jersey (USA).

**Steel, E.W., Mc Ghee, T.J. (1981).** Abastecimiento de agua y alcantarillado. Ed. Gustavo Gili. Barcelona.

**Témez, J.R. (1991).** Generalización y mejora de método racional. Versión de la Dirección General de Carreteras de España. *Ingeniería Civil*. N° 82, pp. 51-56.

**Viessmann, W., Lewis, G. L., Knapp, J. W. (1989).** Introduction to Hydrology. Harper & Row. New York. USA.

**Walesh, S.G. (1989).** Urban surface water management. Wiley & Sons.

**Yevjevich, V. (1992).** Living with diversities and coping with complexities of hydrology. Catchment runoff and rational formula. Yen, B.Ch., editor. Water Resources publications. Littleton. pp. 1-15.

# HIDROGRAMA UNITARIO Y MODELOS DE DEPÓSITOS

*Manuel Gómez Valentín*

Grup de Recerca FLUMEN  
Dep. de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental. UPC.  
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos  
Jordi Girona 1-3. D-1. 08034 BARCELONA

## 1. Hidrograma unitario. Planteamiento inicial

El proceso de transformar la lluvia neta en caudal se abordó en los albores de la Hidrología Urbana mediante los mismos conceptos empleados en estudios hidrológicos de cuencas rurales. El método más universalmente utilizado en dichos estudios es el Hidrograma Unitario y ese es el primero de los métodos que se emplearon. El concepto existente propuesto por Sherman en los años treinta, es muy sencillo y fácil de comprender: entendemos por hidrograma unitario la respuesta en caudal de la cuenca, ante una lluvia neta de valor unidad (1 mm) uniformemente repartida por toda la cuenca. Más tarde Nash y Dooge (1959) reformularían el concepto, generalizando el concepto de hidrograma unitario como el hidrograma resultante de un impulso de lluvia efectiva unitaria distribuido uniformemente sobre la cuenca y constante durante una unidad de tiempo. El hidrograma unitario instantáneo así definido considera que la transformación lluvia - caudal es la de un sistema lineal e invariable en el tiempo. En general, se suele referir a una duración cualquiera  $D$ , por lo que tenemos un hidrograma como el indicado en la figura.

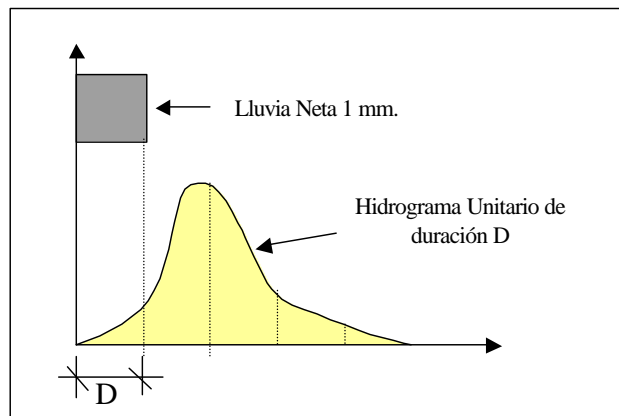


Figura 1: Hidrograma unitario

Las propiedades más importantes en la aplicación del hidrograma unitario serían:

- Linealidad en la respuesta. Si un hidrograma  $H$  es la respuesta en caudales a una lluvia  $I_1$ , para una lluvia doble, igual a  $2I_1$ , la respuesta en caudal de la cuenca es  $2H$
- Aditividad de la respuesta, donde se asume además la invariancia temporal de la respuesta en caudal, que quiere decir que la respuesta de un suceso de lluvia  $I_1$  más  $I_2$ , es igual a calcular primero la respuesta en caudal ante una lluvia  $I_1$ , después la respuesta en caudal ante una lluvia  $I_2$ , y sumar finalmente los dos hidrogramas de respuesta

La última de las propiedades presupone que la respuesta de la cuenca es igual al principio que al final de la lluvia. Si bien eso no es estrictamente cierto, se acepta como hipótesis que simplifica mucho su empleo. El hidrograma unitario es el procedimiento más universalmente empleado en el estudio hidrológico de cuencas naturales. La bondad del método radica en que el hidrograma unitario sea representativo de la realidad de la cuenca. Y para ello, debe obtenerse a partir de medidas de campo, de las que se pueda extraer el hidrograma unitario. No es sencilla su extracción, dado que asegurar que la lluvia sea uniforme no es fácil, o tampoco que se cometan mínimos errores de medida de caudal o precipitación. La alternativa es recurrir a hidrogramas unitarios sintéticos, es decir, aproximaciones al hidrograma unitario basadas en datos simplificados de la cuenca, como el tiempo de concentración, etc. Y estas aproximaciones cuando la cuenca es pequeña pueden suponer notables diferencias con la realidad.

La zona urbana es un espacio donde el concepto tiempo de concentración representativo de una cuenca es más difícil de aceptar como algo independiente del suceso de precipitación. Hemos visto al analizar el tiempo de entrada en la red, como la influencia de la intensidad de precipitación aparece de manera clara. Si bien se podría entrar en un proceso de solución aproximado, en general en el ámbito de la hidrología urbana se prefiere optar por metodologías que no incluyan la necesidad de determinar un  $T_c$  a priori, apareciendo dicho concepto con posterioridad como un valor medio de la cuenca.

Se sigue empleando en caso de análisis de cuencas urbanas para estudios de anteproyecto y para tener una idea aproximada del orden de magnitud de los caudales de estudio. En ese caso se suele trabajar con subcuencas de tamaños medio - grandes en términos de cuencas urbana (10 a 25 Hectáreas), y asumiendo estimaciones de tiempo de concentración de la subcuenca independiente del suceso de lluvia. El más empleado sigue siendo el hidrograma del SCS en su versión adimensional o triangular, o el de Clark. El primero de ellos depende tan sólo del valor del tiempo de concentración mientras que el segundo utiliza la curva área - tiempo, además de un coeficiente  $K$  que representa retardos del flujo de agua dentro de la cuenca, y que en el caso de cuencas urbanas sería un valor mucho más pequeño que los habitualmente empleados en cuencas rurales, por lo que en ocasiones se desprecia. La versión de la curva área/tiempo que en el fondo es el conocido método de las isocronas, está incluida en algunos modelos comerciales como MOUSE.

## 2. Modelo de depósito

Otra de las vías de aproximación al proceso de transformación lluvia escorrentía parte de un punto de vista distinto a todos los anteriores. Asume una esquematización general de los procesos que se desarrollan en la superficie de la ciudad y a priori, carente de una relación física con lo que se observa. No intenta aportar por ejemplo una formulación matemática de los procesos de escorrentía en superficie sino que propone la suposición de un comportamiento de la zona de estudio similar al de un depósito (figura 2), que estaría regido exclusivamente por una ecuación de equilibrio de masa, función de los caudales de entrada y salida y con su correspondiente variación de almacenamiento, tipo

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \tag{1}$$

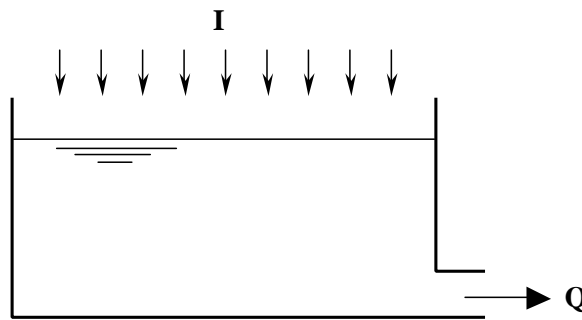


Figura 2: Esquema del modelo de depósito

donde los términos representados son: **I**, caudal de entrada correspondiente a la aportación de la precipitación caída sobre la cuenca de superficie  $A$  – igual al producto de dicha superficie por la intensidad de precipitación–, **Q**, el caudal de escorrentía generado y **S** el almacenamiento o retención dentro de la cuenca. Esta suposición, en principio alejada de nuestra intuición y de la percepción del fenómeno que tenemos, debería confirmarse con posterioridad mediante datos de campo, o al menos demostrar que presenta una respuesta hidrológica similar a la de una cuenca urbana ante un evento lluvioso.

A partir de la expresión anterior, el problema sigue sin resolverse pues desde un punto de vista matemático nos encontramos con una ecuación con tres términos, de los que solo conocemos uno de ellos, el caudal de entrada  $I$ . Para poder resolverla debemos recurrir a la propuesta de alguna relación entre las otras dos variables, caudal de escorrentía y almacenamiento. Se suele postular una relación general de tipo no lineal:

$$S = KQ^n \tag{2}$$

donde  $n$  es un exponente adimensional. Con ánimo de simplificar al máximo la relación, se puede trabajar con exponentes de valor unidad, lo que implica una relación lineal entre el almacenamiento en la cuenca y el caudal de escorrentía. En estas condiciones la constante de almacenamiento,  $K$ , tiene dimensiones de tiempo. Ese tiempo no es el tiempo de concentración

sino un tiempo característico de la cuenca, que explica en términos globales el viaje y la retención del agua en el medio urbano.

A partir de esta expresión podemos desarrollar la ecuación de continuidad como:

$$I - Q = K \frac{dQ}{dt} \qquad \frac{I}{K} = \frac{Q}{K} + \frac{dQ}{dt}$$

ecuación diferencial de primer orden que puede resolverse, reordenando términos y con ayuda de un factor de integración:

$$\begin{aligned} \frac{I}{K} e^{t/K} &= \frac{Q}{K} e^{t/K} + \frac{dQ}{dt} e^{t/K} \\ \frac{I}{K} e^{t/K} &= \frac{d}{dt} (Q e^{t/K}) \\ (Q e^{t/K}) &= \int_0^t \frac{I}{K} e^{\tau/K} d\tau \end{aligned}$$

Aceptando que el caudal inicial de escorrentía es nulo ( $Q=0$  para  $t=0$ ), razonable en nuestro caso, llegamos a una expresión final como la siguiente para el caudal:

$$Q(t) = \int_0^t \frac{I(\tau)}{K} e^{\frac{\tau-t}{K}} d\tau \quad (3)$$

Podríamos resolverla asumiendo que para  $t = 0$  el caudal circulante sea el caudal de agua residual circulante por la red. Si analizamos esta expresión vemos que nos proporciona el caudal de escorrentía producido hasta un instante cualquiera  $t$ . Recordemos que el valor del caudal de entrada  $I$ , es una función variable en el tiempo también, y conocida.

Hasta aquí este razonamiento matemático es muy completo pero no sabemos si tiene visos de realidad, y ni siquiera podemos conocer si esta función puede ser capaz de representar la escorrentía en zona urbana. Para entender mejor el proceso, estimemos la respuesta que se produce en caudal mediante esta aproximación para un impulso de lluvia unidad. Esta es la definición de hidrograma unitario, si recordamos. Por ello, si esta metodología es válida, el resultado debería tener un cierto parecido con un hidrograma unitario obtenido por otros procesos.

Si durante un cierto tiempo total  $t_0$ , tenemos una lluvia de intensidad constante  $I$ , la ecuación 3 se reescribe sacando fuera de la integral términos constantes en el tiempo (aceptamos que  $K$  no varía durante el proceso de transformación lluvia/escorrentía) como:

$$Q = \frac{I}{K} \int_0^t e^{\frac{\tau-t}{K}} d\tau \quad (4)$$

que integrada entre 0 y  $t$  resulta:

$$Q = I e^{\frac{\tau-t}{K}} \Big|_0^t \qquad Q = I(1 - e^{-t/K})$$

Por otro lado, como la lluvia tiene una duración limitada hasta un valor  $t_o$ , tenemos que a partir de ese momento  $I = 0$  y la ecuación de continuidad que gobierna el proceso de generación de escorrentía en la cuenca es:

$$-Q = K \frac{dQ}{dt} \tag{5}$$

ecuación de primer orden cuya solución directa es  $Q = Q_o e^{-(t-t_o)/K}$ , una exponencial decreciente desde un valor inicial  $Q_o$  en un instante  $t_o$ . Representando los dos resultados de caudal para los dos tramos de tiempo, desde 0 a  $t_o$  y desde  $t_o$  en adelante se obtiene la figura 3, mostrando una fase de subida del hidrograma hasta un cierto máximo, para a continuación presentar una fase de caída mediante una exponencial decreciente, propia de la fase de agotamiento de un hidrograma.

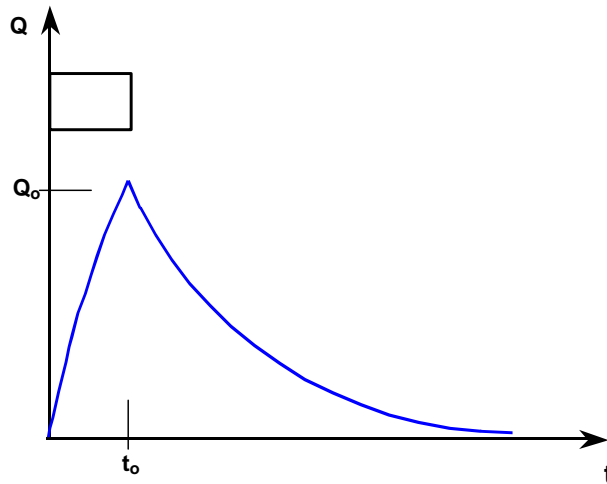


Figura 3: Respuesta en caudal. Lluvia unitaria

Adicionalmente, si comparamos la expresión 3 con la definición del hidrograma unitario instantáneo,  $h$ , veremos que esta es:

$$Q(t) = \int_0^t I(\tau)h(t - \tau)d\tau$$

por lo que identificando componentes en ambas ecuaciones, tenemos que se puede obtener un hidrograma unitario a partir del modelo de depósitos, y que en el caso de un solo depósito el hidrograma unitario vale:

$$h(t) = \frac{1}{K} e^{-t/K} \tag{6}$$

Vemos como a través de una aproximación que en principio parecía muy alejada de la realidad, llegamos a plantear un modelo de respuesta hidrológica que presenta una concordancia con la aproximación del hidrograma unitario.



Desde una visión de aplicación práctica, el modelo de depósitos se resuelve por medio de procesos numéricos. Para el caso de un solo depósito, discreticemos la expresión de conservación de la masa entre dos instantes,  $t_1$  y  $t_2$ . Los caudales de escorrentía correspondientes serán  $Q_1$  y  $Q_2$ . Durante todo este periodo de tiempo, igual al intervalo de definición del hietograma  $\Delta t$ , el caudal generado por la precipitación caída ha sido  $I_1$ . En estas condiciones podemos plantear:

$$I_1 - \frac{Q_1 + Q_2}{2} = K \frac{Q_2 - Q_1}{\Delta t} \quad (7)$$

En el instante inicial conocemos el valor de  $Q_1$ , escorrentía inicial, que será nula. Podemos despejar el valor de  $Q_2$  reagrupando términos:

$$Q_2 = \frac{2\Delta t}{2K + \Delta t} \left[ I_1 - \frac{Q_1}{2} + K \frac{Q_1}{\Delta t} \right] \quad (8)$$

Hay que tener la precaución de elegir un valor del  $\Delta t$  adecuado. Algunos valores del intervalo de tiempo pueden provocar una amplificación del hidrograma de salida, lo que no es admisible físicamente, con respecto al de entrada por efectos puramente numéricos. Debe verificarse la siguiente condición:

$$\Delta t < 2K \quad (9)$$

Como ejemplo de aplicación, calculemos el caudal de escorrentía de una cuenca urbana cuya área es de 18 Ha, coeficiente  $K = 12$  minutos, debido a un hietograma como el indicado en la tabla 1. Los valores de precipitación se dan en lluvia total (mm) para cada intervalo de tiempo de estudio, que es de 2 minutos.

Lo apuntado hasta ahora para un depósito único se puede generalizar a más de un depósito en serie, o combinaciones de depósitos en serie y paralelo, como los de la figura 5. En el caso de depósitos en serie, el caudal de salida del último depósito se puede expresar como:

$$Q(t) = \frac{1}{K_n \Gamma(n)} e^{-t/K_n} \left( \frac{t}{K_n} \right)^{n-1} \quad (10)$$

donde  $\Gamma(n)$  representa el valor de la función gamma, para el valor  $n$ , generalización del valor de  $n!$  (factorial de  $n$ ) a números no enteros. Se asume que todos los depósitos tendrán la misma constante de tiempo  $K$ . Como confirmación de la bondad de esta metodología y su relación con las técnicas más habituales de hidrograma unitario, se puede demostrar que el hidrograma unitario adimensional que propone el SCS se obtiene a partir de un número de depósitos igual a 4.55 (recordemos que la definición del hidrograma unitario del SCS es una función gamma, la misma que se obtiene en el modelo de depósitos). Por todo esto, la aproximación de un modelo de depósitos se puede relacionar con las metodologías tipo Hidrograma Unitario, englobándose en ellas como Hidrograma unitario de Nash, de acuerdo con el estudio realizado por Nash (1957). Se representaría como un modelo de dos parámetros en general: número de depósitos y coeficiente  $K$ .

Tabla 1: Aplicación del modelo de depósitos.  $\Delta t=2$  minutos. Coeficiente de almacenamiento 12 minutos

Instante (min)	Precipitación (mm)	Caudal (m <sup>3</sup> /s)
2.	0.50	0.00
4.	0.50	0.12
6.	0.50	0.21
8.	0.50	0.30
10.	0.50	0.37
12.	0.68	0.43
14.	0.68	0.52
16.	0.68	0.60
18.	0.68	0.66
20.	0.68	0.72
22.	1.17	0.77
24.	1.17	0.92
26.	1.17	1.05
28.	1.17	1.15
30.	1.17	1.25
32.	2.74	1.32
34.	2.74	1.75
36.	2.74	2.11
38.	2.74	2.42
40.	2.74	2.68
42.	0.85	2.90
44.	0.85	2.65
46.	0.85	2.44
48.	0.85	2.26
50.	0.85	2.11
52.	0.58	1.98
54.	0.58	1.81
56.	0.58	1.66
58.	0.58	1.54
60.	0.58	1.43
62.	0.00	1.35
64.	0.00	1.14
66.	0.00	0.96
68.	0.00	0.82
70.	0.00	0.69
72.	0.00	0.58
74.	0.00	0.49
76.	0.00	0.42
78.	0.00	0.35
80.	0.00	0.30
82.	0.00	0.25
84.	0.00	0.21
86.	0.00	0.18
88.	0.00	0.15
90.	0.00	0.13
92.	0.00	0.11
94.	0.00	0.09
96.	0.00	0.08
98.	0.00	0.07
100.	0.00	0.06

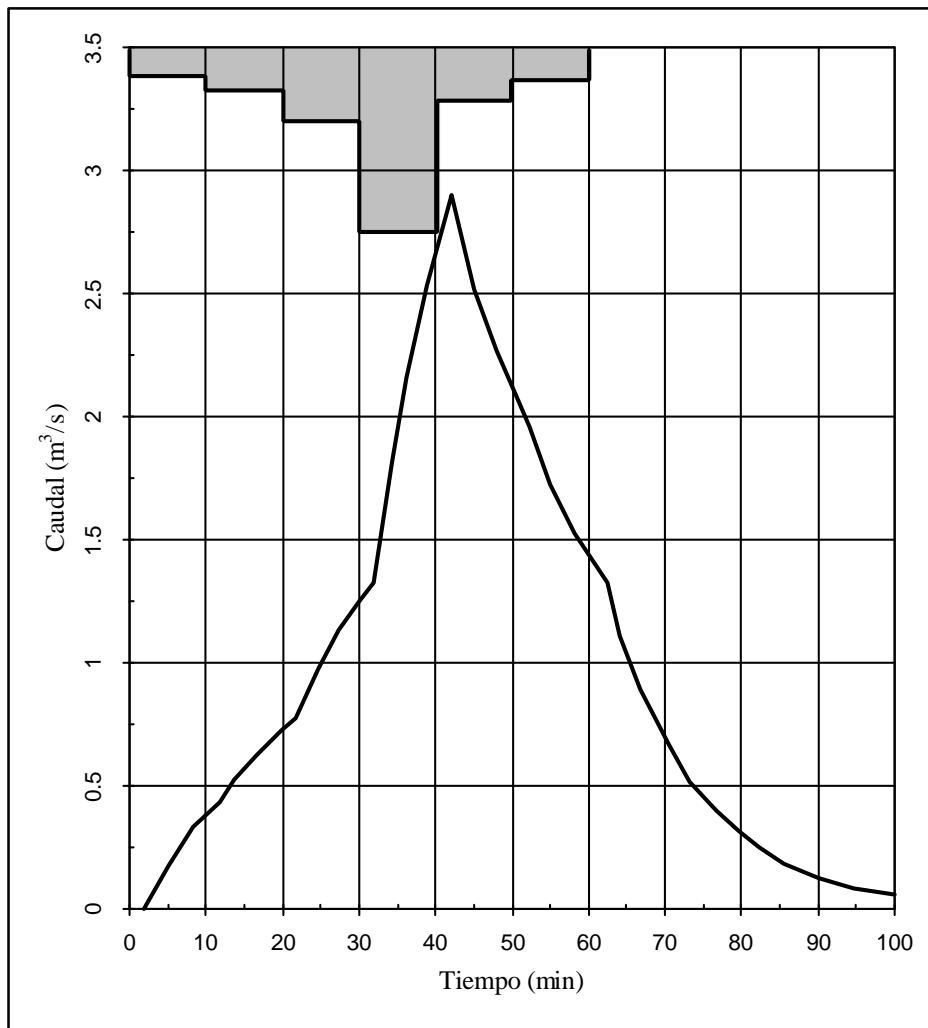


Figura 4: Hidrograma de caudal para el hietograma de la tabla 1

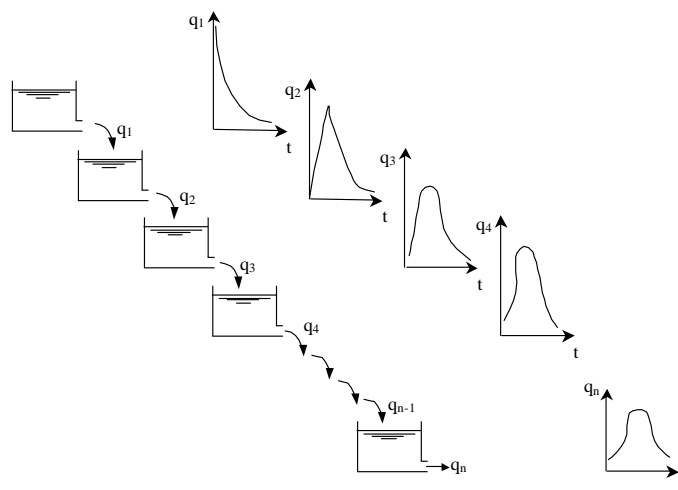


Figura 5: Cascada de depósitos lineales

También es factible una combinación de depósitos en paralelo, por ejemplo representando en uno de ellos la escorrentía de la zona impermeable y en otro la de la zona permeable. El número de depósitos en cada una de las dos cadenas puede ser diferente, así como el valor de los coeficientes  $K$  para los depósitos representando la parte permeable e impermeable de la cuenca.

La precisión de este proceso descansa fundamentalmente en la estimación correcta del parámetro  $K$ , representativo de la cuenca. Todas las situaciones que condicionan la respuesta en caudal de una cuenca urbana se recogen en el valor de este parámetro. Como hemos dicho anteriormente, este  $K$  con dimensiones de tiempo no representa directamente los tiempos más tradicionales que se manejan en hidrología urbana como el tiempo de concentración, etc. Se puede demostrar que **representa la diferencia de tiempos entre el centroide de lluvia y el centroide del hidrograma de caudal asociado**. Es característico de la cuenca y recoge todos los fenómenos propios del proceso lluvia-escorrentía, de acuerdo con la conceptualización realizada. A continuación vamos a presentar los procesos de determinación de este parámetro, a partir o bien de medidas de campo (hietogramas e hidrogramas de caudal asociados), o bien mediante correlaciones con otros parámetros morfológicos de las cuencas urbanas.

### 3. Determinación de $K$ a partir de medidas de campo

Partimos del conocimiento de un hietograma de lluvia neta caída sobre la cuenca objeto de estudio, y del hidrograma de caudal de escorrentía asociado. Se puede demostrar (Chow, 1988 pp. 261 y 262) que la diferencia entre el momento de primer orden del hietograma con respecto al origen de tiempo, partido por la lluvia neta total, y el momento de primer orden del hidrograma de caudal, dividido entre el volumen total de escorrentía es igual al producto del número de depósitos por el coeficiente temporal  $K$ :

$$\frac{M_{Q1}}{V_{total}} - \frac{M_{I1}}{P_{neta}} = n K \quad (11)$$

Por otro lado es posible derivar una expresión similar para los momentos de segundo orden (Ayuso, 1990)

$$\frac{M_{Q2}}{V_{total}} - \frac{M_{I2}}{P_{neta}} = n(n+1) K^2 + 2nk \frac{M_{I1}}{P_{neta}} \quad (12)$$

Este proceso es aplicable siempre y cuando se disponga de información de campo en la cuenca objeto de estudio. Si no disponemos de esa información, o bien corresponde a otra cuenca cercana, no será aplicable este proceso de identificación de parámetros pues ni siquiera en el caso de cuencas cercanas pueden trasponerse este tipo de resultados entre cuencas. Por otro lado, se ha comprobado que en cuencas urbanas, de tamaño reducido y fuertemente urbanizadas, el número de depósitos es siempre cercano a 1. Por ello, en ocasiones se propone imponer el número de depósitos (valor unidad) y estimar directamente el valor del coeficiente  $K$  en base a información general de la cuenca.

#### 4. Determinación de $K$ a partir de correlaciones con otros parámetros de la cuenca

Una segunda vía de actuación para aquellas cuencas de las que no se dispone de información de lluvia y caudales de escorrentía asociados es estimar a partir de los valores obtenidos de  $K$  en cuencas con datos de lluvia y caudal, unas funciones de correlación con otros parámetros morfológicos más universales y a la vez más fácilmente obtenibles. El objetivo es extender la aplicación del método a todo tipo de cuencas en especial aquellas de las que no se dispone de datos de comportamiento hidrológico. A partir de multitud de cuencas instrumentadas diversos autores han propuesto relaciones con el área, pendiente media, etc. En particular, Desbordes (1974) propone la relación siguiente obtenida a partir de cuencas experimentales en la zona francesa, e incorporada en el modelo de simulación HydroWorks (1994):

$$K = 50A^{0,18} \left(1 + \frac{IMP}{100}\right)^{-1,9} P^{-0,36} TE^{0,21} L^{0,15} HP^{-0,07} \quad (13)$$

donde cada término representa:

$K$  Valor del parámetro temporal (segundos)

$A$  Area de la cuenca, en Hectáreas

$IMP$  Valor del % de impermeabilización del suelo

$P$  pendiente media en %

$TE$  Duración de la lluvia neta, en minutos

$L$  Longitud del colector principal, en metros

$HP$  Precipitación neta caída, en metros

Otros autores proponen diferentes tipos de correlaciones adaptadas a las características de las cuencas que han sido estudiadas. De acuerdo con los estudios comparativos realizados vemos que la presentada es la que tiene unas condiciones de aplicación mejores a nuestras cuencas. El valor de  $K$  es muy sensible sobre todo al porcentaje de área impermeable y al área de la cuenca.

A partir de esta función de regresión es posible obtener un valor de  $K$ . Recuperemos la definición dada del valor temporal  $K$ , como el intervalo entre el centroide del hietograma de lluvia neta y el centroide del hidrograma de caudal asociado. Si por algún procedimiento pudiéramos estimar el valor de ese  $t_{lag}$ , definición de la diferencia entre centroides podríamos entonces aproximar por otro lado el valor de  $K$  y comparar los valores obtenidos así. Si empleamos en el estudio del proceso de transformación lluvia escorrentía un hidrograma unitario triangular como el propuesto por el S.C.S. podemos estimar cuanto vale el  $t_{lag}$ , considerado como diferencia entre los centros geométricos del hietograma, en este caso lluvia unidad, y del hidrograma unitario.

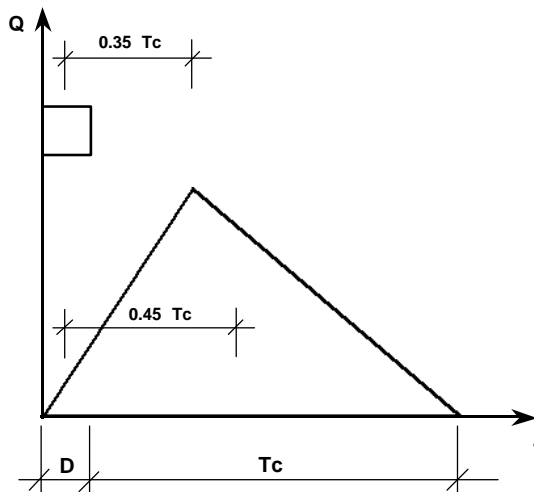


Figura 6: Hidrograma unitario triangular

De acuerdo con Témez, debemos recordar que en la definición del mismo hemos de utilizar el concepto de tiempo de concentración como el tiempo en que toda la cuenca colabora en la escorrentía, no como lo presenta el S.C.S. como tiempo de inflexión. En estas condiciones, con un hidrograma unitario con un tiempo base igual a la duración de lluvia más el tiempo de concentración de la cuenca, se puede aproximar el  $t_{lag}$  como:

$$t_{lag} = 0,45T_c \tag{14}$$

donde  $T_c$  es el tiempo de concentración de la cuenca, según la definición al uso entre nosotros. Podemos comparar los resultados para una serie de cuencas reales de la ciudad de Pamplona obtenidos a través del ajuste de correlación de Desbordes, y los resultantes a partir del tiempo de concentración.

Tabla 2: Comparación de constantes calculadas por la expresión de Desbordes y a partir del Tiempo de concentración

Cuencas de estudio	Valor $T_{lag} = 0.45 T_c$	Valor según Desbordes
Berriozar	19 minutos	17 minutos
Centro	11.4 minutos	10.4 minutos
Artica 3	12 minutos	10.6 minutos
Barañáin	26.4 minutos	25.2 minutos
Alemanes	10.8 minutos	10.2 minutos

Con estos datos estamos obteniendo resultados muy similares por la vía de estimar la constante del depósito a través de la expresión (13) o bien a través de emplear una metodología tradicional de estimar el tiempo de concentración y emplear un hidrograma unitario triangular, proceso habitual en muchos programas de cálculo. Las mejores aproximaciones se obtienen para cuencas de tamaño medio-pequeño (30 a 40 Ha) como las presentadas, con grados de impermeabilidad elevados (más del 70 %)

## 5. Resumen

En este capítulo se ha introducido la metodología del uso de depósitos lineales para representar la creación de escorrentía en la superficie de la ciudad. Si bien el procedimiento ha sido inicialmente derivado para cuencas de las que se dispone de información de lluvia y caudal (obtención de  $K$  a partir de datos de campo), la utilización de correlaciones como la presentada permite su aplicación a cuencas de las que no se dispone de datos de lluvia y caudal. Su uso no ha sido aún muy difundido en aplicaciones a casos de ciudades españolas por lo que se ha utilizado escasamente y sin calibración en general de los coeficientes utilizados.

## 6. Referencias

- Ayuso, J.L. (1990).** Circulación de flujos. Monografía 179. Servicio de Publicaciones. Universidad de Córdoba.
- Chow, V.T., Maidment, D., Mays, L. (1988).** Applied Hydrology. McGraw-Hill. New York.
- Debo, T.N., Reese, A. (2003).** Municipal Stormwater Management, CRC Press. Boca Raton.
- Dooge, J.C.I. (1959).** A general theory of the unit hydrograph. J. of Geophysical Research. Vol. 64. pp. 242-256. Hydrology. McGraw-Hill. New York.
- Info-Works (2005).** Manual de Usuario. Hydraulic Research Ltd. Wallingford.
- Mays, L. (2004).** Urban Stormwater Management Tools. McGraw-Hill.
- Shaw, E. (1991).** Hydrology in Practice. Chapman and Hall. Londres.

# TRANSFORMACIÓN LLUVIA - CAUDAL MEDIANTE USO DE LA ONDA CINEMÁTICA

*Manuel Gómez Valentín*

Grup de Recerca FLUMEN  
Dep. de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental. UPC.  
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos  
Jordi Girona 1-3. D-1. 08034 BARCELONA

## 1. Introducción

El estudio del proceso de transformación lluvia - escorrentía se puede realizar mediante diferentes metodologías. Algunas como la formulación en base a un modelo de depósitos asumen la incapacidad de describir el fenómeno físico y proponen un modelo simple que luego será comprobado si describe suficientemente bien la realidad. En el otro extremo de este planteamiento se encuentra la aproximación por onda cinemática. Este caso se basa en la utilización conjunta de una información topográfica de buena calidad y de suficiente detalle espacial (se alcanzan ya resoluciones de 50 a 100 metros, y a veces menos) y de una descripción matemática lo más precisa posible del movimiento del agua en la superficie de la cuenca.

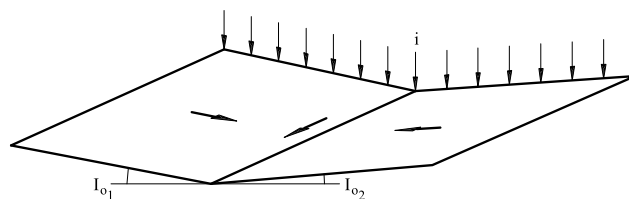


Figura 1: Esquema de planos de escorrentía

El concepto de superficie de la cuenca también sufre una ligera modificación: la superficie real con todo su conjunto de imperfecciones y obstáculos que presenta (irregularidades de las aceras, buzones, cabinas de teléfonos, árboles, bancos, parterres, etc) es reducida a porciones de plano inclinado, definidos por una longitud de escorrentía superficial, un ancho del mismo, una inclinación y un coeficiente de rugosidad. Analizaremos en un ejemplo sencillo estos conceptos presentados.

Consideremos la porción de zona urbana de la figura 2. La vista aérea de esta zona nos muestra un conjunto de áreas cuya escorrentía acabará en la red de drenaje. Estas zonas están





Figura 2: Foto aérea de zona urbana

compuestas por tejados, patios interiores, tramos de acera o de calzada, zonas de aparcamiento, etc. Dichas zonas comparten una característica común: son todas superficies aproximadamente planas, compuestas por diferentes sustratos (pavimentos, losetas, tejas, etc.) y con diferentes pendientes.

Podemos realizar un proceso de simplificación desde esta realidad a otra más manejable desde un punto de vista matemático. Pasaremos desde la realidad de la zona urbana a la abstracción de un esquema de funcionamiento compuesto por dos planos inclinados, cada uno de ellos correspondientes a la porción de cuenca que aporta caudal de escorrentía por cada lado del colector de estudio. La pendiente de cada plano será un valor medio ponderado en función de las pendientes de cada zona y su longitud de escorrentía. La rugosidad del plano correspondiente será también un valor medio ponderado de las rugosidades de las superficies contempladas.

Hemos incorporado en un solo plano diferentes superficies pero la formulación que se presentará podría extenderse incluso a nivel de cada uno de los tejados individualizados de cada casa, siempre y cuando dispusiéramos de suficiente nivel de información topográfica y de caracterización del tipo de suelo (pavimento bituminoso, loseta cerámica, acera de hormigón, teja árabe, etc). En este punto, en los últimos años se han incorporado de manera conjunta la aproximación de tipo onda cinemática con el uso de sistemas de información geográfica (SIG). Especialmente, en la medida que la escala de aproximación al problema se haga cada vez más grande, y se disponga de información suficiente para su inclusión, veremos un incremento de uso de esta metodología.

Pero no es obligatorio recurrir al empleo de un SIG, sino que ciertos programas comerciales de tipo hidrológico disponibles en el mercado permiten una aproximación a esta metodología de cálculo por onda cinemática, a un coste reducido. Tras presentar primero los fundamentos del método de la onda cinemática, repasaremos la aproximación que realizan dos modelos comerciales de acceso directo (sin coste) como SWMM (Bloque RUNOFF) o HEC-HMS.

## 2. Conceptos básicos de onda cinemática

La escorrentía del agua de lluvia sobre un plano, que aparece referenciada en ocasiones con el término de *overland flow*, puede describirse con ayuda de las ecuaciones del flujo no permanente (Saint Venant) pero su empleo en un caso como el que nos ocupa supondría un exceso de cálculo. La aproximación basada en la denominada onda cinemática (considera como las fuerzas más importantes del movimiento del agua la gravedad y la fricción), asume que si analizamos el flujo en el plano inclinado, en un ancho unidad, el caudal unitario es proporcional al calado, en la forma:

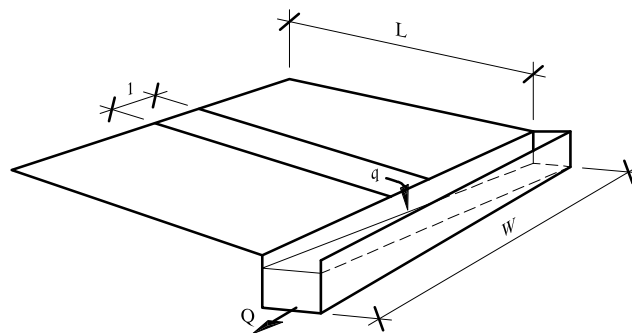


Figura 3: Perfil longitudinal del plano inclinado

$$q = \alpha y^n \tag{1}$$

donde  $q$ , caudal unitario,  $y$ , calado, y  $\alpha$  coeficiente que depende de la pendiente del plano y de la rugosidad del mismo. Expresemos con ayuda de una relación como la anterior (p.e. Manning) las ecuaciones de continuidad y de equilibrio de fuerzas:

$$\frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial y}{\partial t} = i \tag{2}$$

$$q = \frac{y^{5/3} I_o^{1/2}}{n} \tag{3}$$

donde  $q$  representa el caudal de escorrentía por unidad de anchura,  $y$  es la altura de lámina de agua de escorrentía,  $i$  la intensidad de precipitación,  $I_o$  la pendiente media del plano, y  $n$  el coeficiente de rugosidad de Manning del sustrato del plano. Para una lluvia de intensidad constante se puede plantear una solución analítica de estas ecuaciones. Sea:

$$\frac{\partial q}{\partial y} = \frac{5 y^{2/3} I_o^{1/2}}{3 n} \tag{4}$$

multiplicando numerador y denominador por el calado  $y$  se puede obtener:

$$\frac{\partial q}{\partial y} = \frac{5 y^{5/3} I_o^{1/2}}{3 y n} = \frac{5 q}{3 y} = \frac{5}{3} v = c \tag{5}$$

donde  $c$  es la celeridad con que se propaga una onda de caudal por acciones de tipo cinemático (gravedad y fricción). Combinando esta última expresión con la ecuación de conservación de la masa, podemos escribir utilizando la regla de la cadena una ecuación diferencial de primer orden, sólo en términos de caudal  $q$ :

$$\frac{\partial q}{\partial t} + c \frac{\partial q}{\partial x} = c i \quad (6)$$

Para facilitar la solución, podemos interpretar el valor de  $c = dx/dt$ , como la pendiente de unas ciertas líneas dentro del plano de solución, dominio  $x/t$ , que llamaremos líneas características. En ese caso, la expresión anterior se puede escribir en derivadas totales, válidas a lo largo de las mencionadas líneas características, como:

$$\frac{dq}{dt} = i \quad (7)$$

Si nos fijamos por ejemplo en la evolución del perfil de lámina de agua que escurre por un plano inclinado, podemos integrar la ecuación anterior a lo largo de la línea característica como:

$$q = \int (i) dt \quad (8)$$

En general no podemos recurrir a integraciones analíticas, dado que ni la intensidad de precipitación ni la celeridad de onda es constante. Se suele recurrir a esquemas numéricos en diferencias finitas, lineales o no lineales (Chow et al, 1994). Para una malla como la indicada en la figura 4, podemos plantear:

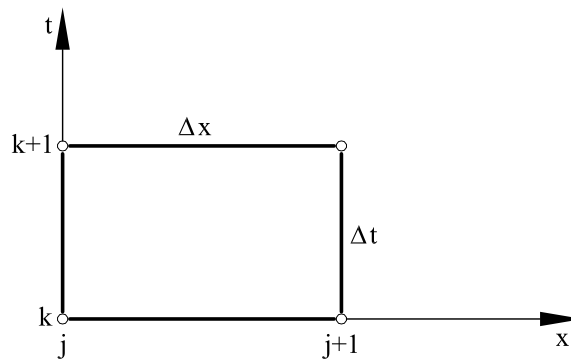


Figura 4: Esquema de solución para la onda cinemática

$$\frac{\partial q}{\partial t} = \frac{q_{j+1}^{k+1} - q_{j+1}^k}{\Delta t}$$

$$\frac{\partial q}{\partial x} = \frac{q_{j+1}^{k+1} - q_j^{k+1}}{\Delta x}$$

El valor de la celeridad se puede expresar, para un esquema totalmente implícito, a partir de la ecuación 3, como:

$$c = \frac{5}{3} \frac{q_{j+1}^{k+1}}{y_{j+1}^{k+1}} = \frac{5}{3} (q_{j+1}^{k+1})^{2/5} \left( \frac{\sqrt{I_o}}{n} \right)^{3/5} \quad (9)$$

Como ecuación diferencial de primer orden, precisa tan solo de una condición de contorno. Se toma valor de caudal nulo en el extremo aguas arriba del plano.

La onda cinemática presenta además algunas características derivadas de su formulación. No es capaz de reproducir la influencia de las posibles condiciones de contorno existentes en el extremo aguas abajo. Esto no es un gran problema en el estudio del proceso de transformación lluvia-caudal ya que difícilmente nos encontraremos niveles de agua tan altos que influyan en dicho proceso. Las láminas de agua suelen ser del orden de los milímetros o como mucho de pocos centímetros.

La segunda particularidad de la onda cinemática es la incapacidad de atenuar el caudal máximo. Si revisamos la ecuación 7, y para un caso de propagación de un hidrograma de caudal sin contribución de precipitación ( $i=0$ ), la ecuación diferencial que se observa sería:

$$\frac{dq}{dt} = 0 \quad (10)$$

Integrando a lo largo de la línea característica, obtenemos la relación  $q=cte$ . Particularizando para la línea característica que parte del extremo aguas arriba y en el momento en que se da el caudal máximo, y nos movemos a lo largo de esa línea, hasta el extremo aguas abajo, en todos los puntos de dicha línea el caudal observado será el mismo.

En resumen obtenemos como resultado un caudal unitario que suponemos que entra repartido por unidad de longitud en el colector existente (red secundaria o primaria). Si bien esa no es exactamente la realidad, podemos entender que en una manzana de casas de 100 metros, en la que hay de 5 a 6 portales de vivienda, más 3 ó 4 entradas puntuales de sumideros de pluviales, tenemos fácilmente 9 a 10 entradas. Considerar 10 entradas puntuales o considerar que el caudal de esas 10 entradas entra repartido por unidad de longitud, no supone un error considerable. Ese caudal es el que incorporaremos al cálculo hidráulico de la red.

### 3. SWMM-RUNOFF. Modelo de depósito con salida tipo onda cinemática

SWMM es un paquete de cálculo hidrológico e hidráulico desarrollado entre 1969 y 1971, y apoyado por la Agencia de Protección del Medio Ambiente norteamericana (EPA), de acceso libre a través de internet (<http://www.epa.gov>) lo que ha hecho que se haya convertido en un referente de cálculo en el ámbito del drenaje urbano. La versión 2 apareció en 1975, la 3 en 1981, la versión 4 en 1988, y la versión 5.0 es la última versión disponible. Desde sus inicios hasta antes de

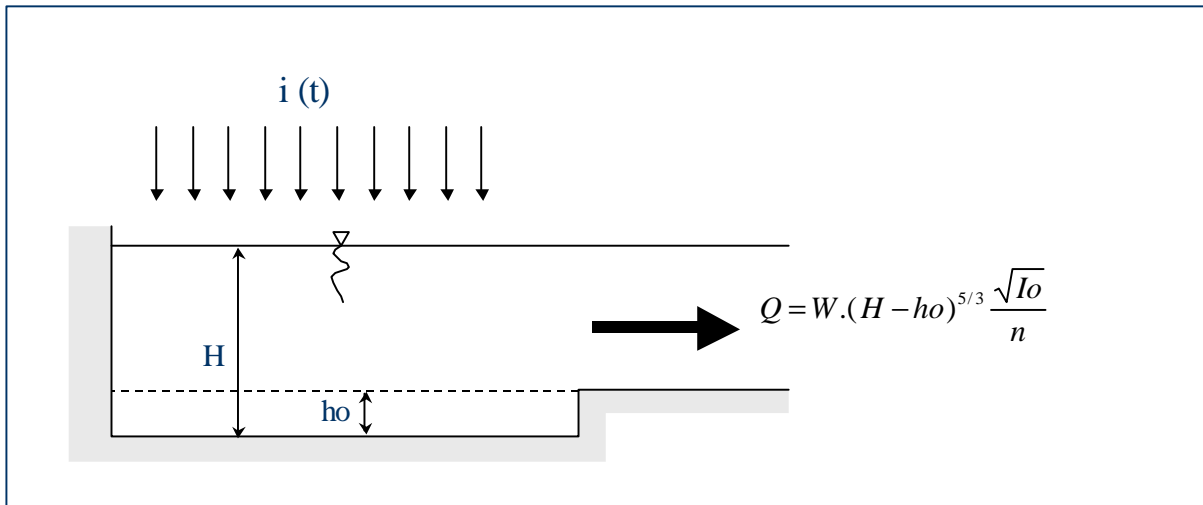


Figura 5: Esquema de depósito usado en SWMM

la actual versión 5.0, SWMM estuvo estructurado en bloques de cálculo (rutinas), donde cada bloque simulaba numéricamente algún proceso hidrológico o hidráulico en particular. Ahora, esta división en bloques de cálculo ha desaparecido de la nueva versión de SWMM.

En las versiones anteriores a la actual 5.0, el cálculo hidrológico de caudales se realiza en el bloque RUNOFF, donde se propone una metodología que se denomina a veces de tipo onda cinemática, aunque en realidad podemos definirla como una formulación mixta entre modelo de depósito y de onda cinemática. La nueva versión de SWMM sigue manteniendo esta metodología de cálculo de caudales de escorrentía superficial. Esta formulación mixta supone que la subcuenca objeto de estudio, definida a partir de su área, pendiente transversal, rugosidad superficial, etc. tiene un comportamiento de tipo depósito lineal. Asume una cierta abstracción inicial, de manera que hasta que no se ha producido una cierta precipitación umbral, no se genera escorrentía. A partir de ese momento, el depósito, representado en la figura 5, viene gobernado por una ecuación de conservación de la masa del tipo:

$$I - Q = \frac{dS}{dt} \quad (11)$$

donde el término de caudal de salida del depósito se expresa asumiendo que el nivel de agua disponible para generar caudal de escorrentía ( $H-ho$ ) coincide con el calado normal correspondiente al caudal de salida o caudal de escorrentía. Así tendremos:

$$A * i(t) - 0,5(W * (H_{i+1} - ho)^{5/3} * \frac{\sqrt{I_o}}{n} + W * (H_i - ho)^{5/3} * \frac{\sqrt{I_o}}{n}) = A \frac{H_{i+1} - H_i}{\Delta t} \quad (12)$$

donde cada uno de los términos indicados en la ecuación representa:

$A$  Superficie en planta de la subcuenca

- $i(t)$  Intensidad de precipitación caída en la subcuenca
- $W$  Ancho de la subcuenca
- $H$  Altura de agua en la subcuenca
- $h_o$  Abstracción inicial o umbral de escorrentía de la subcuenca
- $I_o$  Pendiente media de la subcuenca
- $n$  Coeficiente de rugosidad superficial

La formulación propuesta combina una estructura tipo depósito ( $H$ , valor de la altura de agua en el mismo) con un caudal de salida del mismo aproximado por una expresión de calado normal, igual al que utiliza la onda cinemática. No describe el comportamiento del agua en la cuenca sino tan solo el caudal a la salida de la misma. El modelo recomienda como parámetros de ajuste el ancho de cuenca  $W$  y el coeficiente de rugosidad  $n$ , de la superficie de la cuenca. La sugerencia de considerar  $W$  como parámetro de ajuste debería sustituirse por la preferencia de empleo de  $n$  (coef. de rugosidad). En la tabla 1 se indican los valores recomendados en el manual de usuario de SWMM.

Tabla 1: Factores de rugosidad considerados en SWMM

Tipo de superficie	Coef. de rugosidad $n$	Rango habitual
Pavimento hormigón/betún	0.011	0.01 - 0.013
Arena fina	0.01	0.01 - 0.16
Terreno de grava	0.02	0.012 - 0.030
Praderas de hierba corta	0.10 - 0.20	
Arcilla - limo	0.02	0.012 - 0.033
Terreno irregular (natural)	0.13	0.01 - 0.32
Hierba	0.45	0.39 - 0.63

La ecuación 12 se resuelve por métodos numéricos, actualizando el valor del nivel de agua y del caudal de aportación correspondiente. En caso de trabajar con cuencas más grandes, el bloque RUNOFF permite la inclusión de una serie de canales de aportación (para reproducir el efecto del flujo en cunetas o en calzada junto a bordillo) que conforman un mini-esquema de recogida de escorrentía superficial dentro de la cuenca.

#### 4. Modelo HEC-HMS

HEC-1 era un modelo hidrológico que se convirtió en el estándar de cálculo hidrológico más universal hasta fechas recientes. Desarrollado por el Hydrologic Engineering Center, del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, (<http://www.hec.usace.army.mil>) fue inicialmente concebido para estudios hidrológicos de cuencas naturales de gran tamaño, pero posteriormente fue adaptado para realizar estudios hidrológicos a pequeña escala, adecuados al

ámbito urbano. Era un programa que funciona sobre sistema operativo MS-DOS, y cuando se ejecuta desde Windows se abre la ventana de MS-DOS para su operación. Estaba permanentemente mantenido y actualizado, habiendo sido su código base adaptado por algunas empresas que han presentado módulos de pre y postproceso del programa de cálculo (ej. VisualHec1, de Haestad Methods, etc). Pero desde hace unos años, ha aparecido una nueva versión adaptada al entorno Windows, HEC-HMS, también de dominio público, que permite un uso mucho más agradable del antiguo HEC-1 frente al espartano concepto de archivo de entrada de datos realizado mediante editor ASCII. Ahora se puede elaborar el archivo de entrada de datos de manera interactiva en pantalla, mediante el sencillo sistema de arrastrar y ubicar en un panel gráfico y rellenar una serie de menús.

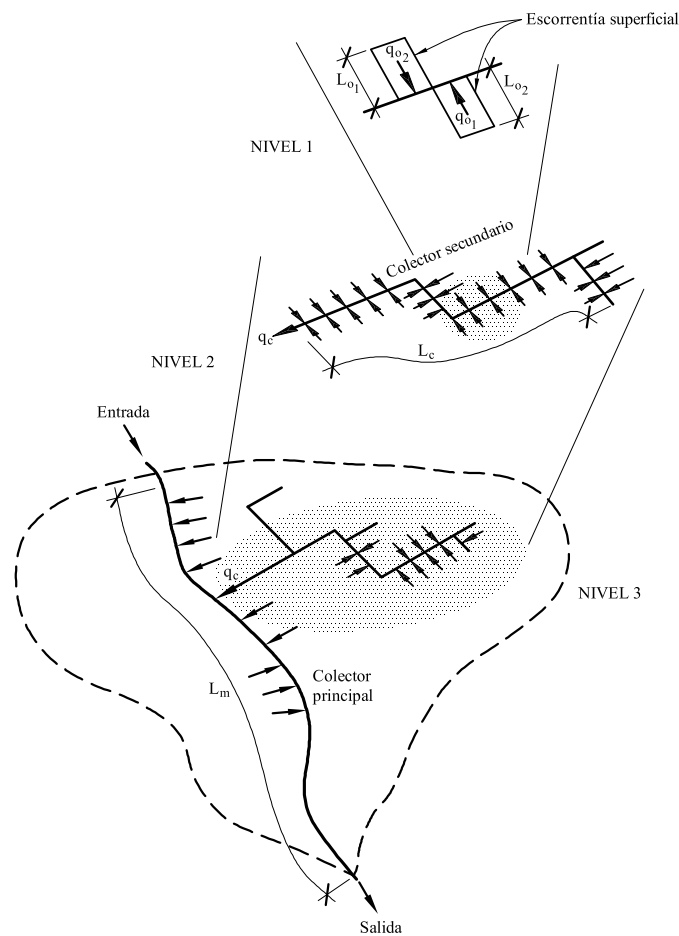


Figura 6: Esquemas de flujo dentro de HEC-HMS. Aproximación tipo Onda cinemática

Si bien inicialmente el antiguo HEC-1 era conocido por estudios hidrológicos de grandes cuencas, donde se suelen utilizar técnicas de hidrograma unitario fundamentalmente, se le añadió hace algunos años un módulo de cálculo que permite utilizar como proceso de transformación lluvia-caudal la metodología de onda cinemática y que también está incluido en HMS. Por ello HEC-HMS sí se puede considerar como un programa que resuelve una onda cinemática para toda la longitud del plano de escorrentía. Define en su formulación tres niveles de flujo:

- Flujo superficial: escorrentía sobre un plano inclinado que permite reproducir el flujo en tejados, terrazas, aceras, etc.
- Colectores secundarios: encargados de recoger la escorrentía superficial. Asume que cada uno de estos colectores drenan igual superficie
- Colector principal: Al que vierten los caudales recogidos por los colectores secundarios

Esta estructura puede parecer un poco rígida aunque no es necesario emplear los tres niveles. Los dos últimos son tan solo elementos de transporte, siendo el primero el único que reproduce el proceso de transformación lluvia-caudal. En medio urbano una opción habitual puede ser utilizar la opción de flujo superficial y colector principal exclusivamente.

Los elementos de transporte de HEC-HMS son algo limitados, pues tan solo acepta secciones triangulares/trapeziales simétricas, cuadradas o circulares. Esto hace que desde el punto de vista hidráulico sea limitado pero existen versiones donde se han incorporado nuevas tipologías como por ejemplo un triángulo rectángulo, que refleje el bordillo/calzada.

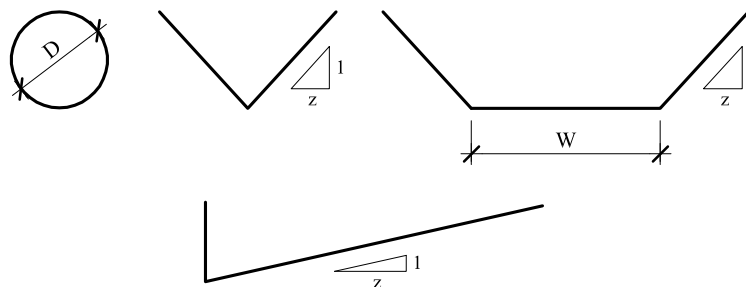


Figura 7: Secciones transversales consideradas por HEC-HMS en la propagación del flujo

HEC-HMS considera un análisis hidráulico simplificado de la red, basado en una formulación de onda cinemática, pero que no permite reflejar procesos como la entrada en carga, o la influencia sobre un colector de los niveles aguas abajo. Con relación al proceso numérico de solución de la onda cinemática, HEC-HMS utiliza un esquema propuesto por Leclerc y Schaake (1973), de tipo explícito, y en las versiones posteriores a 1988, los intervalos de espacio y de tiempo de cálculo para la resolución los escoge directamente el programa. Si bien cuando utilizamos HEC-HMS el mínimo intervalo de tiempo de estudio hidrológico se fija en 1 minuto, internamente el módulo de solución de onda cinemática utiliza intervalos de tiempo inferiores, si bien luego da los datos interpolados cada minuto.

## 5. Parámetros de ajuste: ancho de cuenca vs. rugosidad

Para validar cualquier modelo realizado, la comparación entre medidas de campo y los resultados de cálculo debe hacerse a través del ajuste de los parámetros del modelo. La selección de estos parámetros ofrece dos opciones. Por ejemplo, cuando se utiliza SWMM y se recurre al manual de usuario del mismo, Huber et al. (1992) recomiendan seleccionar un coeficiente de



Tabla 2: Factores de rugosidad considerados en HEC-HMS

Tipo de superficie	Coef. de rugosidad N
Plantación densa	0.50 - 0.50
Praderas	0.30 - 0.40
Césped	0.20 - 0.30
Praderas de hierba corta	0.10 - 0.20
Vegetación dispersa	0.05 - 0.13
Arcilla suelta - tierra	0.01 - 0.03
Hormigón / pav. bituminoso	
(calados menores de 6 mm )	0.10 - 0.15
Hormigón / pav. bituminoso	
(calados superiores de 6 mm )	0.05 - 0.10

rugosidad de la tabla que se incluye en el manual y luego variar la anchura de la cuenca, tomando ésta como elemento de calibración, hasta ajustar los resultados con el cálculo. Este enfoque es algo atípico, dado que se toma como cierto un coeficiente de una tabla, y se trata de ajustar un parámetro geométrico, que parece que se podría medir. Además hay que indicar que los valores de rugosidad indicados son siempre orientativos, y no tienen en cuenta un problema como es el de la escala areal para la que se han determinado.

Una cuenca de pequeñas dimensiones sobre la que se realiza un estudio hidrológico, presenta un coeficiente de rugosidad que, si fuéramos analizando al detalle, sería el de la superficie por la que escurre el agua. Cuando aumentamos la escala de trabajo y el tamaño de la cuenca, la escorrentía superficial es una mezcla de flujo sobre planos inclinados y flujo en pequeños cauces (cunetas, flujo junto al bordillo de la calle, etc.). Los coeficientes de rugosidad efectivos que retrasan el flujo de agua en una cuenca de tamaño grande, son una mezcla de rugosidad sobre plano y sobre cauce. En general, dado que la primera (sobre plano) es mayor que la segunda (cauce), al aumentar el tamaño de la cuenca de estudio, el coeficiente de rugosidad se reduce.

Este efecto de la escala espacial de la rugosidad, hace que tenga mucho más sentido físico definir en base a la topografía el ancho de cuenca, y considerar como parámetro de ajuste el coeficiente de rugosidad. Esto supondrá que según sea el tamaño de subcuencas consideradas, el coeficiente de rugosidad será uno u otro, decreciente al aumentar el tamaño de cuenca.

## 6. Efectos de la escala espacial del problema

La escala espacial se refiere a las dimensiones que se adoptan para la discretización de la cuenca en subcuencas. Podemos considerar según sea la escala de detalle del trabajo, subcuencas de 10 a 20 Hectáreas (tamaño máximo) hasta cuencas de 0.1 a 0.2 Hectáreas e incluso menores. A mayor tamaño de subcuenca, menos trabajo ya que tendremos un menor número de subcuencas, pero ello nos obligará a trabajar con parámetros más agregados, es decir, parámetros “medios” de la subcuenca considerada.

Consideremos una cuenca de 8 ó 10 Hectáreas. Ello sería como considerar 8 ó 10 manzanas del ensanche de la ciudad de Barcelona. Analizar ese espacio urbano como una única entidad, transformando esa realidad en solo dos planos inclinados presupone incorporar en esos dos planos los tejados, viales e incluso la red secundaria de recogida de pluviales. La longitud de escorrentía no es la misma y el valor de la rugosidad de ese plano ya no representa una textura real, identificable con un único sustrato, sino una textura agregada o equivalente, tal que produzca los mismos resultados de caudal de escorrentía que un estudio de detalle que individualizara las 8 ó 10 manzanas del ensanche barcelonés. Se entiende que los coeficientes de rugosidad no serán los mismos en un caso (cuenca global de 10 manzanas de casas) que en otro (análisis individual a nivel de cada manzana de casas). Los datos de los coeficientes de rugosidad que se encuentran en tablas y documentaciones existentes sobre el tema no siempre refieren la escala de subcuenca para la que han sido deducidos. Por ejemplo, los datos de referencia de coeficientes de rugosidad en el manual de SWMM se han extraído para un análisis de detalle, y si los usáramos para un estudio con menos subcuencas, los resultados serían erróneos. Lo que sí es claro es que los coeficientes se reducen a medida que el tamaño de la cuenca aumenta. Estudios de Pedraza (1999) donde se comparan medidas experimentales de una cuenca con simulaciones a diferentes escalas, muestran este efecto.

## 7. Aplicabilidad de esta aproximación

Se ha simplificado la ecuación de equilibrio de fuerzas hasta el punto de considerar tan sólo las fuerzas de fricción y de gravedad. Por tanto, en principio debemos aplicar este modelo cuando las fuerzas predominantes sean precisamente éstas. Cuando las lluvias son muy ligeras, el tipo de flujo que se desarrolla en el plano suele ser laminar. Al aumentar las precipitaciones podemos pasar a flujo turbulento. Sería interesante encontrar un cierto parámetro de referencia que permitiera decidir si esta aproximación de cálculo es correcta o no. Woolhiser y Ligget (1967) indicaron que la aproximación de onda cinemática es correcta para el *overland flow*, el flujo de escorrentía superficial, cuando un parámetro definido por ellos como número cinemático  $k$ :

$$k = \frac{I_o L}{y_o Fr_o^2} \quad (13)$$

con  $I_o$  la pendiente media de la cuenca/plano,  $L$ , la longitud de escorrentía,  $y_o$ , el calado, y  $Fr_o$ , el número de Froude en el extremo aguas abajo del plano, es mayor que 20. Morris y Woolhiser profundizan en este criterio, y para números de Froude mayores de 0.5 proponen una relación más sencilla del tipo:

$$k Fr_o^2 > 5 \quad (14)$$

En general, para las pendientes habituales de tejados y calles, salvo tramos casi horizontales, se verifican estas condiciones sin problema.

## 8. Referencias

**Chow, V.T., Maidment, D., Mays, L. (1994).** Hidrología General y Aplicada. McGraw-Hill.

**Debo, T.N., Reese, A. (2003).** Municipal Stormwater Management, CRC Press. Boca Raton.

**Engman, E.T. (1986).** Roughness coefficients for Routing Surface Runoff. ASCE. J. of Irrigation and Drainage Eng. Vol. 112. Feb. n° 2. pp. 39 - 53.

**Leclerc, G., Schaake, J. (1973).** Methodology for assessing the potential impact of urban development on urban runoff. Report 167. MIT. Cambridge. en HEC-1, Flood Hydrograph package user's manual.

**Mays, L. (2004).** Urban Stormwater Management Tools. McGraw-Hill.

**Pedraza, R.A. (1999).** Efecto de la discretización areal de las cuencas urbanas sobre la respuesta del modelo de onda cinemática. Informe de avance 1. Univ. Nacional de Córdoba.

# ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DE REJAS Y SUMIDEROS

*Manuel Gómez Valentín*

Grup de Recerca FLUMEN  
Dep. de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental. UPC.  
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos  
Jordi Girona 1-3. D-1. 08034 BARCELONA

## 1. Introducción

Diferentes autores suelen distinguir 4 subproblemas dentro del problema general del Drenaje Urbano. Podemos enumerarlos como:

- Determinar la cantidad de agua con la que debemos tratar
- Introducir el agua en la red
- Diseñar una red de conductos suficiente para transportar los caudales de cálculo
- Verter dichos caudales a un medio receptor

De los cuatro subproblemas del drenaje urbano, el primero de ellos es el problema hidrológico, mientras que el tercero es el problema hidráulico y el cuarto afecta a los problemas de vertido al exterior. Entre estos pasos, existe uno que con frecuencia solemos olvidar: los caudales de escorrentía deben introducirse en la red de drenaje y en los puntos previstos, para que el agua no circule descontrolada por la superficie de la ciudad.

En numerosas ciudades, algunas superficies, por ejemplo los tejados, suelen estar directamente conectados a la red de drenaje, asegurando así la captación de la escorrentía. Para la lluvia sobre aceras, viales, plazas y espacios abiertos contamos en superficie con rejillas de captación, también denominadas sumideros o imbornales, que tiene la responsabilidad de recoger el caudal, fruto del proceso de transformación lluvia en escorrentía, que circula por la calle y aceras, e introducirlo en la red de drenaje.

En el proceso de diseño de una red de drenaje, estamos haciendo siempre la hipótesis implícita de que la lluvia caída que se transforma en escorrentía superficial, entra en la red de drenaje en la misma zona en que cae. Definimos en base a esa hipótesis una serie de subcuencas hidrológicas cuyos límites están fijados en el supuesto que el agua superficial no los supera. Cuando esto no

se cumple, el esquema hidrológico e hidráulico que hemos supuesto en la ciudad puede saltar en pedazos.

Consideremos el caso de la figura 1, donde unas estructuras de captación insuficientes, modifican el esquema hidrológico de respuesta (de hecho cambia los límites de cuenca hidrológica) y el esquema hidráulico de cálculo de dos colectores. Parte de la escorrentía de la cuenca 1 pasa a la cuenca 2, y caudales que estaban previstos desaguar por el colector AB, acaban entrando en el CD. Dos colectores como los AB y CD, calculados con una metodología hidrológica e hidráulica correcta, funcionan de manera diferente a lo previsto, uno por debajo de sus caudales de diseño y otro sobrecargado.

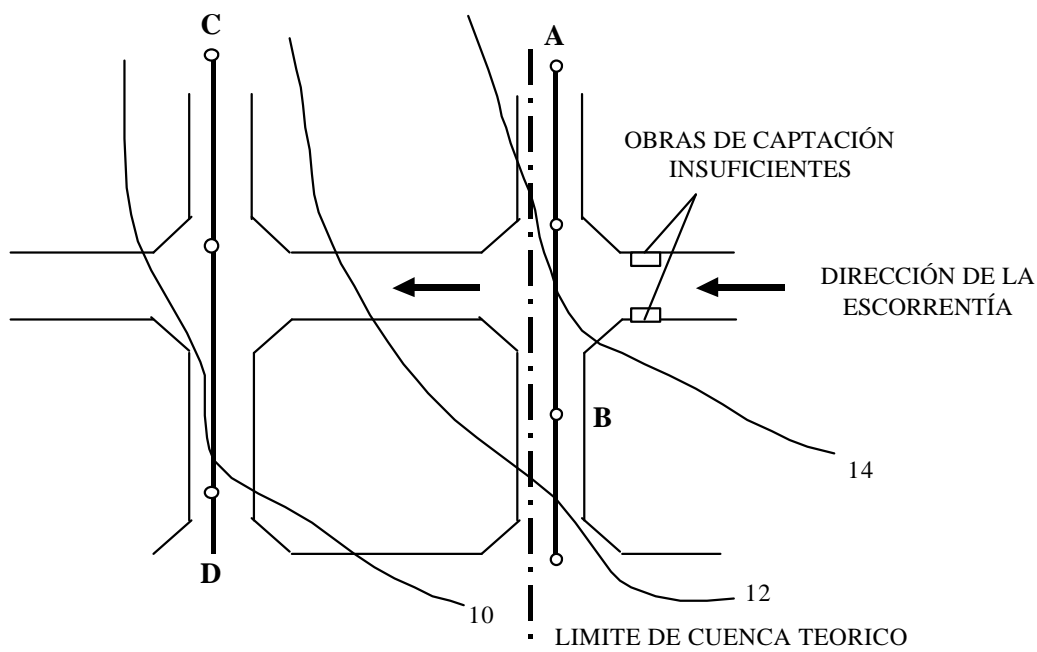


Figura 1: Cuencas hidrológicas alteradas por la falta de captación superficial

Existen muchos tipos diferentes de rejillas donde podemos encontrar cómo algunas captan más caudal que otras, o tienen mayor área de huecos, las hay que tienen las barras diagonales, otras transversales, etc. pero el motivo a tanta diversidad no lo debemos buscar necesariamente en su funcionalidad, sino en la estética. Se deciden diseños nuevos atendiendo a sus dimensiones, formas, integración en el mobiliario urbano, etc. Los suministradores y fabricantes proporcionan numerosos datos sobre su comportamiento estructural pero raramente lo hacen sobre su capacidad de captar caudales.

Hace pocos años, a raíz de un encargo de la empresa de gestión del alcantarillado de Barcelona, CLABSA (Clavegueram de Barcelona S.A.) se realizaron una serie de ensayos en el Laboratorio de Hidráulica de la E.T.S. de Ing. de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, del comportamiento de un conjunto de rejillas (las más comunes en Barcelona). Ello dio motivo al inicio de una línea de trabajo, parte de cuyos resultados se presentan a continuación.

## 2. Características de los ensayos de laboratorio

La plataforma construida en el Laboratorio de Hidráulica de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Barcelona presenta unas dimensiones de 5.5 m de largo por 4 m de anchura, permitiendo una zona de ensayo útil de 5.5 x 3 m, reproduciendo el ancho de un vial urbano. Está apoyada en tres puntos, lo que variando estos apoyos le permite modificar las pendientes, alcanzándose un máximo del 10 % longitudinal y un 4 % transversal. Un depósito de alimentación en la cabecera de la plataforma consigue que la entrada del agua en la misma sea suave, proporcionando una condición de contorno que permite al agua alcanzar de forma rápida un movimiento unidimensional. Los ensayos realizados en régimen permanente se hicieron con caudales de paso de 20 a 200 l/s. El caudal de entrada se mide con ayuda de un medidor de caudal electromagnético mientras que el caudal captado se mide con ayuda de un vertedero triangular. Las características de la plataforma permite realizar ensayos a escala real (1:1).



Figura 2: Plataforma de ensayo para rejas e imbornales

En los ensayos lo que se reproduce es el flujo en una calle que presenta una pendiente longitudinal  $I_y$ , con una sección transversal mojada triangular de pendiente transversal  $I_x$ . Si denominamos  $Q$  al caudal de paso por la calle (en este caso nuestra plataforma), en los ensayos se mide el calado de aproximación  $y$  (calado que se alcanza junto al borde de la plataforma, justo aguas arriba del imbornal) y el caudal captado  $Q_x$  para una serie de valores de pendientes y caudales. Denominaremos eficiencia de captación de la reja,  $E$ , el cociente entre el caudal interceptado y el caudal de paso por la calle. El dato de caudal captado no refleja demasiado bien el comportamiento hidráulico de la reja pues un caudal recogido de 10 l/s es mucho si el que baja por la calle es de 20 l/s, y es poco frente a 150 l/s. Este factor explica mejor el rendimiento de una reja como estructura de captación frente al caudal circulante por la calle. Las comparaciones entre rejas las estableceremos en términos de eficiencia de captación.

## 2.1. Imbornales ensayados

En una primera fase, los imbornales que se ensayaron se exhiben en la figura 3. Se trata de los más habituales en la ciudad de Barcelona. Cuatro de ellos tienen unas dimensiones similares (80 x 30 cm) otro más presenta dimensiones del orden de 100 x 50 cm, y además se han ensayado combinaciones en serie o en paralelo de esta reja más grande. También se ha estudiado el imbornal de buzón o de ventana lateral, sólo y combinado con otra reja. Las dimensiones exactas se indican en la tabla 1.

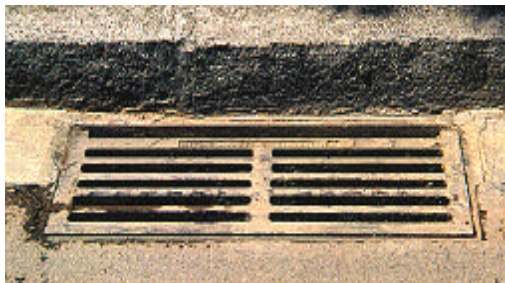
Tabla 1: Características geométricas de los imbornales ensayados

	Longitud (cm)	Anchura (cm)	Area total (cm <sup>2</sup> )	Area de huecos (cm <sup>2</sup> )
Reja 1	78	36.4	2839	1214
Reja 2	78	34.1	2659	873
Reja 3	64	30	1920	693
Reja 4	77.6	34.5	2677	1050
Reja 7	97.5	47.5	4825	1400
Reja 8	97.5	95	9650	2800
Reja 9	195	47.5	9650	2800

Para todos ellos se obtuvo la capacidad de captación para cada caudal y combinación de pendientes ensayadas. Se ensayaron ocho pendientes longitudinales 0, 0.5, 1, 2, 4, 6, 8 y 10 %, cinco pendientes transversales 0, 1, 2, 3 y 4 %, y todas las correspondientes combinaciones de las mismas (en total 40 combinaciones) para cada uno de los caudales de estudio. Para cada reja ensayada se obtiene una serie de ábacos de diseño que permiten para cada caudal ensayado, determinar la eficiencia de captación en función de las pendientes longitudinales y transversales de la calle en cuestión. Un ejemplo de los datos obtenidos se indica en la figura 4. Al término de los ensayos se llegó a una serie de conclusiones:

- Para comparar el comportamiento hidráulico entre diferentes situaciones es conveniente introducir una nueva variable, la eficiencia de captación  $E$ , cociente entre el caudal interceptado por el imbornal y el caudal de paso por la calle o plataforma.
- La eficiencia de captación de una reja depende claramente del caudal de paso y del valor de las pendientes transversal y longitudinal. La variación de pendiente transversal puede aumentar/reducir hasta en un 50 % la eficiencia de captación. Para caudales bajos (20 a 50 l/s) el rango de valores de eficiencia alcanza valores máximos del 60 al 80 %. Para caudales superiores a estos, nos movemos en rangos menores, como máximo del 40 % y en cuanto aumentamos las pendientes longitudinales se cae a valores del 10 al 20 %.
- La pendiente longitudinal tiene gran influencia sobre la eficiencia de captación hasta valores del 2 al 4 %. Para pendientes mayores la influencia es mucho menor hasta el punto que podemos considerar que el imbornal mantiene una eficiencia residual casi constante a partir de esas pendientes límite indicadas.





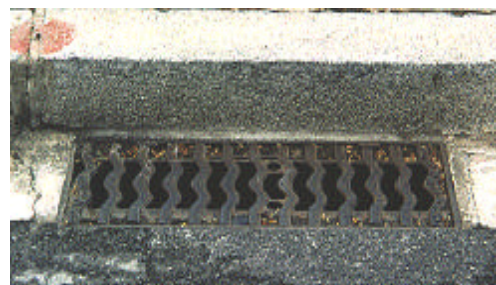
**Reja 1: modelo R-121**



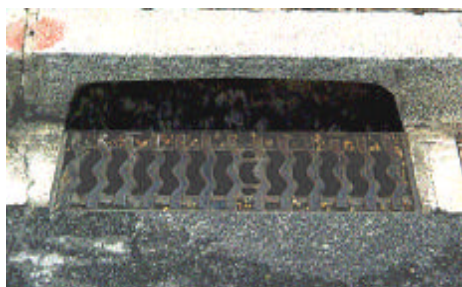
**Reja 2: modelo IMPU**



**Reja 3: modelo E-25**



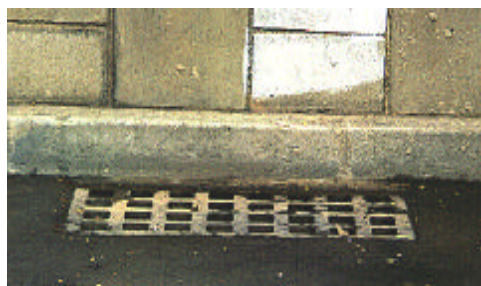
**Reja 4: modelo Ebro**



**Reja 5: modelo Ebro con ventana lateral**



**Reja 6: imbornal de ventana lateral**



**Reja 7: reja interceptora**



**Reja 8: dos interceptoras en paralelo**

Figura 3: Imbornales ensayados



- El comportamiento de todas las rejjas es más parecido para los caudales bajos (20 ó 50 l/s), presentándose mayores diferencias en las eficiencias de captación para caudales más altos (mayores de 50 l/s).
- Las menores pendientes longitudinales (menores al 1%) producen un patrón de flujo de tipo bidimensional, mientras que para pendientes superiores el patrón de flujo es más unidimensional.
- Si bien las condiciones de ensayo no son exactamente las mismas que se presentan en una calle, el hecho de que todas las rejjas se ensayen en iguales circunstancias hace que se pongan claramente de manifiesto las diferencias relativas de una rejja frente a otra.

### 3. Ajuste de datos experimentales.

#### Ajuste potencial del comportamiento de las rejjas

El estudio realizado sometía a ensayo cada rejja en una plataforma de ancho 3 metros, donde se variaban las pendientes longitudinales y transversales, y el caudal circulante. Se intentaron diferentes ajustes que permitieran una aplicación sencilla de los resultados experimentales. Inicialmente se proponían relaciones lineales entre la eficiencia de captación y el calado del flujo en la plataforma. Esto permitía definir una recta para cada caudal circulante por la calle. El ajuste es más claro para caudales altos y menos evidente para caudales bajos.

Siguiendo experiencias realizadas en otros países, se tanteó un ajuste entre la eficiencia de captación  $E'$  y el cociente  $Q/y$ . Estudios previos de otros autores (3) sugerían relaciones lineales  $E'$  vs.  $Q/y$ . A la vista de los datos de nuestros ensayos, se propone una relación de ajuste potencial del tipo:

$$E' = A \left( \frac{Q}{y} \right)^{-B} \quad (1)$$

donde:

$E'$  eficiencia de captación de la rejja ensayada

$Q$  caudal circulante por los 3 metros de ancho de la plataforma (l/s)

$y$  calado del flujo inmediatamente agua arriba de la rejja (mm)

$A, B$  coeficientes característicos de las rejjas

Como se puede ver en la figura 4, la ecuación de ajuste propuesta describe bastante bien el comportamiento hidráulico de las rejjas. Otras experiencias de laboratorio no llegan a valores de  $Q/y$  como los que aquí nos ocupan, hasta 8, quedándose en valores cercanos a 1. Para las rejjas ensayadas se pueden indicar los valores de los coeficientes  $A$  y  $B$  que caracterizan totalmente la rejja, frente al uso de ábacos para cada caudal. En la tabla siguiente se resumen los valores de los parámetros  $A$  y  $B$  hallados mediante esta ecuación de ajuste propuesta:

Tabla 2: Valores de coeficientes A y B

	REJA 1	REJA 2	REJA 3	REJA 4	REJA 7	REJA 8	REJA 9
A	0.47	0.4	0.39	0.44	0.52	0.73	0.67
B	0.77	0.82	0.77	0.81	0.74	0.49	0.74

Gráfica E-Q/y de la REJA 4

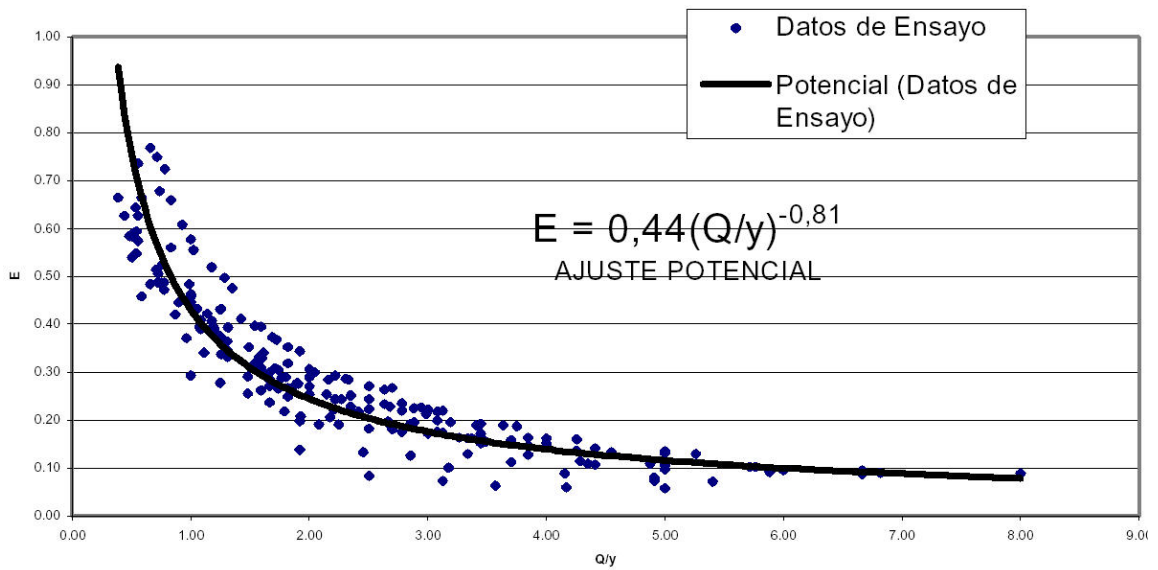


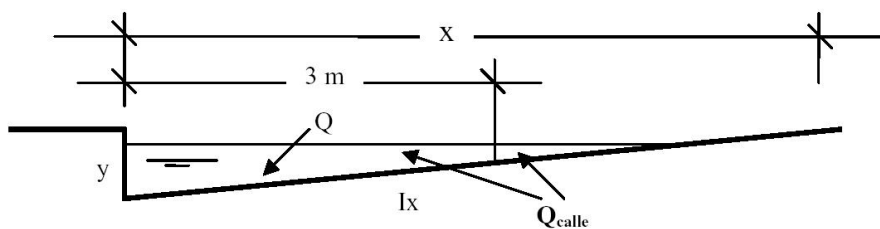
Figura 4: Ajuste potencial a partir de los datos experimentales

De todos modos, recordemos que esta función de ajuste considera tan sólo el caudal que circula por un ancho de 3 metros junto al bordillo. En caso de que el ancho de la mitad de la calzada sea distinto a 3 metros, la ecuación 1 puede generalizarse para cualquier ancho de calzada haciendo que aparezca el caudal real de paso por la mitad de la calle ( $Q_{calle}$ ), considerando una distribución uniforme de velocidad (Gómez M. y Russo B, 2005), de acuerdo con:

$$E' = A \cdot \left( k \cdot \frac{Q_{calle}}{y} \right)^{-B} \tag{2}$$

donde  $k$  es un coeficiente que depende de la configuración geométrica de la calle, y el producto  $k \cdot Q_{calle}$  es igual al caudal  $Q$  correspondiente a un ancho de calle de 3 m.

La siguiente tabla 3 muestra en resumen todas las fórmulas para determinar el coeficiente  $k$  para cualquier tipo de calzada.



Condición:  $x > 3 \text{ m}$      $3I_x \text{ m} \leq y \leq xI_x \text{ m}$

Figura 5: Sección de una media calzada en la condición  $x > 3 \text{ m}$ ,  $y \geq x \cdot I_x$

Tabla 3: Valores del coeficiente  $k$  de acuerdo al ancho de media calzada

<b>Ancho de la mitad de la calzada <math>x = 3 \text{ m}</math></b>	
Para cada $y$	$k = 1$
<b>Ancho de la mitad de la calzada <math>x &lt; 3 \text{ m}</math></b>	
$y \leq x \cdot I_x$	$k = 1$
$x \cdot I_x \leq y \leq 3 \cdot I_x$	$k = \frac{1}{1 - \left(1 - \frac{x \cdot I_x}{y}\right)^2}$
$y \geq 3 \cdot I_x$	$k = \frac{1 - \left(1 - \frac{3 \cdot I_x}{y}\right)^2}{1 - \left(1 - \frac{x \cdot I_x}{y}\right)^2}$
<b>Ancho de la mitad de la calzada <math>x &gt; 3 \text{ m}</math></b>	
$y \leq 3 \cdot I_x$	$k = 1$
$3 \cdot I_x \leq y \leq x \cdot I_x$	$k = 1 - \left(1 - \frac{3 \cdot I_x}{y}\right)^2$
$y \geq x \cdot I_x$	$k = \frac{1 - \left(1 - \frac{3 \cdot I_x}{y}\right)^2}{1 - \left(1 - \frac{x \cdot I_x}{y}\right)^2}$
<p>donde:  <math>I_x</math> es la pendiente transversal de la calle (m/m)  A partir de estas ecuaciones el caudal captado (<math>Q_{capt}</math>) será:</p> $Q_{capt} = Q \cdot E' = k \cdot Q_{calle} \cdot E' = k \cdot Q_{calle} \cdot A \cdot \left[ k \cdot \frac{Q_{calle}}{y} \right]^{-B}$ <p>mientras que la eficiencia de la rejilla <math>E</math> relativa al caudal total (<math>Q_{calle}</math>) será:</p> $E = \frac{Q_{capt}}{Q_{calle}} = k \cdot A \cdot \left[ k \cdot \frac{Q_{calle}}{y} \right]^{-B}$	

#### 4. Ajuste potencial función de la geometría de la reja

Si bien esta aproximación es cómoda y fácil de utilizar, sería deseable poder extender este análisis a rejas que no han podido ensayarse. Los mejores resultados se obtendrán a partir de los ensayos de la reja, pero no siempre dispondremos de datos experimentales. Se busca una correlación entre los parámetros  $A$  y  $B$ , base del ajuste potencial, con algunas características geométricas importantes de las rejas. Después de varios intentos, se proponen unas ecuaciones funcional del tipo:

$$A = \frac{0,39}{A_g^{-0,35} p^{-0,13}} (n_t + 1)^{0,01} (n_l + 1)^{0,11} (n_d + 1)^{0,03} \quad B = 0,36 \cdot \frac{long}{anch}$$

(la segunda expresión se está modificando a partir de ulteriores experiencias de laboratorio para aumentar los rangos de aplicación de ella.)

donde:

- $long$  es la longitud de la reja (cm)
- $anch$  es el ancho de la reja (cm)
- $A_g$  es el área mínima que engloba a todos los huecos de la reja
- $p$  es el cociente en tanto por ciento entre el área de huecos totales de la reja,  $A_{Huecos}$ , y el valor  $A_g$ , definido como  $p = (A_{Huecos}/A_g) \cdot 100$
- $n_l$  es el número de barras longitudinales de la reja
- $n_t$  es el número de barras transversales
- $n_d$  es el número de barras diagonales

Este ajuste reproduce el comportamiento de todo tipo de rejas con un rango de valores, en sus características geométricas, similares a las ensayadas. Podemos aproximar la ecuación de ajuste de la eficiencia de una reja sin tener que realizar ningún ensayo previo. Como ejemplo, presentamos las ecuaciones de ajuste para las rejas B-50 y Meridiana, comparándolas con las obtenidas a partir de los datos de ensayo.

Como se aprecia en las figuras 6 y 7, la ecuación hallada a partir de la función de ajuste propuesta, cuyos parámetros dependen de las características geométricas, es muy similar a la obtenida mediante el ajuste de los datos experimentales. En ambos casos, describen el comportamiento de forma suficientemente adecuada.

Los estudios que se realizaron hasta el año pasado se basaban en imbornales cuyas dimensiones estaban en el entorno de los 35 - 50 cm de ancho por longitudes de 60 cm a 1 m. Para verificar los resultados obtenidos y para observar la evolución de la capacidad de captación en función del largo y ancho de la reja, se ha ampliado el rango de las dimensiones de las rejas de estudio. El rango de dimensiones de las rejas estudiadas ha sido, en cuanto al ancho, desde 17 cm hasta 150 cm, y las longitudes han variado desde los 18 cm hasta casi los 2 m.

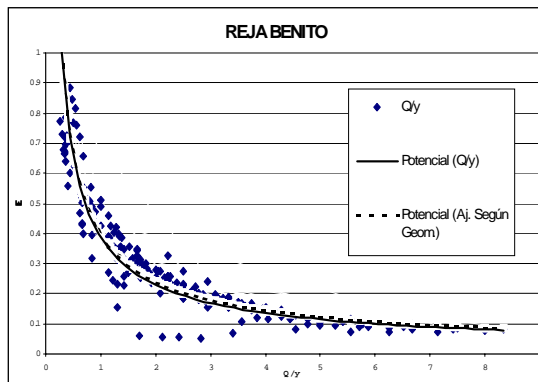


Figura 6: Ajuste teórico y comparación con ensayos de la Reja Benito Delta 50

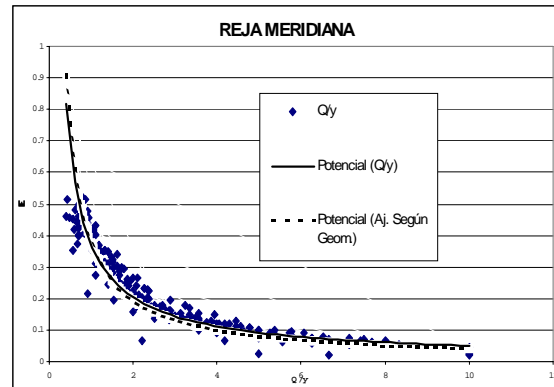


Figura 7: Ajuste teórico y comparación con ensayos de la Reja tipo Meridiana

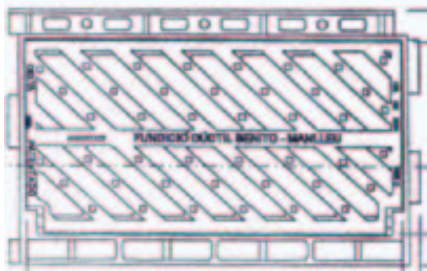


Figura 8: Reja Benito Delta 50

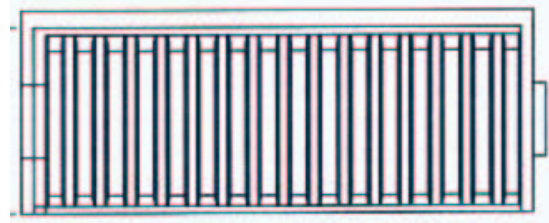


Figura 9: Reja tipo Meridiana

Al aumentar el ancho de la reja se observa siempre un aumento de la eficiencia de la misma. Este incremento es cada vez menor a partir de un ancho de 1 metro, aunque el incremento no se puede considerar como despreciable. De todos modos, en calles muy anchas, colocar toda la fila de rejillas en sentido transversal puede no ser funcional ya que, las de la zona central, apenas ayudarán a aumentar la eficiencia de captación o sólo actuarán en caso de que el caudal de circulación sea muy grande, con un ancho superficial que abarque toda la calle.

Al aumentar la longitud de la reja se observa en cambio un aumento de la eficiencia de captación hasta que la longitud es, aproximadamente, de 1 metro. A partir de ahí, seguir aumentando la longitud no ayuda a aumentar de manera apreciable la eficiencia por lo que no se recomiendan situaciones como, por ejemplo, la colocación de dos rejillas en serie, prefiriéndose la colocación de dos rejillas en paralelo.

## 5. Cálculo del coeficiente de desagüe de la reja. Ordenación de rejillas atendiendo a su capacidad de captación

Los datos obtenidos ponen de manifiesto las ventajas de una reja frente a otra, pero debe entenderse que lo son en términos absolutos. Se comprueba que p.e. la reja 7 capta mayor caudal que la reja 1 ó 2, pero ello puede ser debido a que es más grande y no a un diseño hidráulico

mejor. De acuerdo con estudios previos de Moskow expuestos en Subramanya (1982), podemos aproximar el flujo encima de la reja como un flujo de tipo espacialmente variado (caudal variable con la posición) y donde el caudal captado por la reja se puede aproximar por una ecuación 1D de tipo orificio:

$$Q = C_d \epsilon A_T \sqrt{2 g E}$$

Si todas las rejas ensayadas tuvieran igual área de huecos  $\epsilon A_T$ , a igualdad de condiciones de flujo de aproximación  $E$ , el mayor o menor caudal captado sería función del coeficiente de desagüe de cada reja. A partir de los ensayos, se dispone para cada reja de los valores de  $Q$ , caudal captado,  $\epsilon$  fracción de huecos,  $A_T$  área total de la reja y  $E$ , energía del flujo circulante, luego podemos calcular el  $C_d$ , coeficiente de desagüe, para cada reja y para cada combinación geométrica de pendientes en la calle, asumiendo un flujo 1D espacialmente variado sobre la reja. Se considera un valor del coeficiente de desagüe global de cada reja.

Para cualquier reja se observa que, para caudales medio/altos ( $\geq 50$  l/seg.), el coeficiente de desagüe  $C_d$  depende poco de la pendiente longitudinal, y en cambio depende bastante de la pendiente transversal. Para pendientes transversales bajas ( $\leq 1\%$ ) los resultados no son tan claros dado que en ese caso la realidad del flujo no es unidimensional. De nuevo notamos una influencia muy significativa de la pendiente transversal de la calle. En la tabla siguiente se indican los valores obtenidos de  $C_d$  para todas las rejas ensayadas, considerando un caudal de circulación de 100 l/seg., y una pendiente longitudinal del 2%.

Tabla 4: Valores de coeficiente de desagüe  $C_d$

	REJA 1	REJA 2	REJA 3	REJA 4	REJA 7	REJA 8	REJA 9
$C_d$	0.2	0.245	0.33	0.27	0.24	0.22	0.16

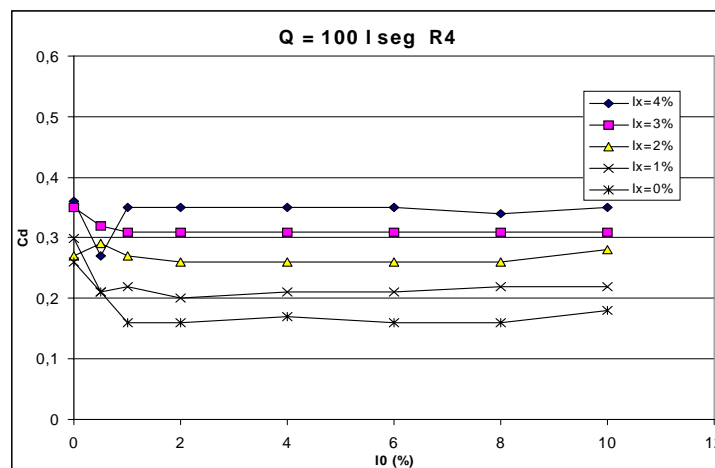


Figura 10: Relación  $C_d$  - Pendiente para la Reja 4

A partir de estos valores podemos realizar un ranking de las rejas, de mayor a peor capacidad de captación, a igualdad de área de huecos, según sea el coeficiente de desagüe. Esta ordenación

pone de manifiesto cuál es la mejor de las formas hidráulicas para una reja de captación. Se observa por ejemplo que las rejillas que captan más, las interceptoras sola o en grupo, son precisamente las que presentan un peor diseño hidráulico y que captan más agua porque presentan una mayor área de huecos. Rejillas más pequeñas presentan coeficientes de desagüe incluso el doble. Este hecho debería ser tenido en cuenta a la hora de proponer nuevos diseños de rejillas de captación.

## 6. Referencias

**ASCE (1992)**. Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems. Manual and Report of Engineering Practice n. 77. New York.

**Cabot, J., (1998)**. Síntesis de los ensayos realizados con una instalación experimental a escala real de análisis de capacidad de imbornales. Jornadas de la AEAS.

**Gómez, M., González, J., Guerra, W. (1998)**. Informe de los resultados obtenidos en los ensayos de caracterización de las 9 rejillas ensayadas (Estudio realizado a petición de CLABSA) Departamento de Hidráulica de la E.T.S. de Ing. de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona.

**Gómez, M., González, J., Guerra, W., Malgrat, P. (1998)**. Una metodología de ensayo de sumideros y de cálculo del Caudal captado en viales urbanos. XVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Oaxaca. México.

**Gómez, M., Martínez, P., González, J. (1998)**. Experimental analysis of gutter inlets in high discharge conditions. Proceedings of the Novatech 98 conference, Lyon. Mayo 1998.

**Gómez, M., Russo, B. (2005)**. Comparative study of methodologies to determine inlet efficiency from test data. HEC-12 methodology vs UPC method. Water Resources Management 2005, Algarve, Portugal.

**Martínez P. (2000)**. Estudio de eficiencia de captación de rejillas y criterios de ubicación en viales urbanos. Tesina de especialidad. ETSECCPB. Barcelona.

**Mur, M.J. (2002)**. Estudio de la influencia de la geometría sobre la capacidad de captación de una reja / imbornal. Tesina de especialidad. ETSECCPB. Barcelona.

**Spaliviero, F., May, R.W.P., Escarameia, M. (1999)**. Spacing of Road Gullies. Hydraulic performance of BS EN 124 gully gratings. HR Wallingford Report SR533.

**Subramanya, K. (1982)**. Flow in open channels. Ed. Mc. Graw-Hill. New York.

**Wen-Hsiung, Li (1954)**. Hydraulic theory for design of stormwater inlets. Proc. 33 Annual meeting. Highway Research Board. January 1954.

# MODELOS DE FLUJO EN CALLES Y CRITERIOS DE RIESGO ASOCIADOS

*Leonardo S. Nanía Escobar*

Depto. de Mecánica de Estructuras e Ingeniería Hidráulica  
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos  
Universidad de Granada

## 1. Introducción

¿Por qué y en qué casos es importante estudiar la escorrentía sobre las calles de una ciudad? Hay que tener en cuenta que normalmente las calles no se diseñan para conducir el agua de lluvia en grandes cantidades sino que se diseñan para facilitar la circulación de automóviles y vehículos en general. Sin embargo, suelen estar preparadas para conducir una pequeña cantidad de agua, principalmente la que se genera en la misma calle a causa de la lluvia y con el propósito de que sea interceptada en el transcurso de un corto trayecto por alguna boca de tormenta o imbornal.

En ciudades en crecimiento, es común que el sistema de drenaje quede infradimensionado para tormentas medianas, entre otras razones, debido al aumento del área impermeable aguas arriba del sistema de drenaje en cuestión. En estas situaciones, el sistema alcanza rápidamente su máxima capacidad, pudiendo incluso funcionar a presión, en el caso de que sea subterráneo, y su línea piezométrica llegar a alcanzar la cota del terreno.

A partir de ese momento el agua que escurre por las calles ya no puede ser captada y si esta situación se agrava aún más, los imbornales no sólo son inútiles para captar el agua sino que se convierten en una fuente de salida de agua. En este caso el sistema sólo serviría para trasladar una cantidad determinada de agua de un lugar (el de mayor cota piezométrica) a otro (el de menor cota piezométrica). Si esto sucede sólo en un imbornal, puede que el exceso de escorrentía sea captado a una corta distancia aguas abajo.

Si la situación se generaliza, puede que la escorrentía se transforme en una gran corriente de agua que se mueva por las calles, cuyos calados y, si la pendiente de las calles es importante, velocidades, sean peligrosos para la seguridad de peatones y la circulación de vehículos. Por esta razón es importante conocer no sólo los caudales, sino también los calados y velocidades máximas que pueden alcanzarse en las calles en relación con una tormenta de un determinado período de retorno. Además, esta información puede ayudar en gran medida a localizar las zonas donde podría ser necesario un redimensionamiento del sistema de drenaje y dónde sería más urgente o prioritario.



Otro motivo por el cual puede ser interesante modelar el flujo en redes de calles es para complementar la modelación del flujo en un sistema de drenaje pluvial. De esta manera, surge el concepto de drenaje dual, que considera al agua generada por la lluvia moviéndose en dos planos paralelos, uno subterráneo formado por el sistema de alcantarillado y uno superficial formado por la red de calles, ambos interconectados por medio de las bocas de tormenta o imbornales y donde se permite el libre intercambio de flujo entre ambos planos y en todo momento. Esto es lo que sucede realmente, por lo tanto, una modelación de este tipo permitiría un análisis más riguroso del drenaje urbano.

Utilizando este concepto, si un sistema de drenaje es insuficiente para conducir toda la escorrentía que se genera en superficie, pero se demuestra a través de la modelación del flujo en las calles que el agua que no entra en el sistema produce calados y/o velocidades que no superan ciertos límites impuestos como criterios de diseño, o que la duración de la situación no es importante, sería posible contar con una capacidad adicional del sistema que brindaría esa conducción controlada del agua por las calles, pudiéndose evitar quizá una costosa obra de rehabilitación.

También puede usarse este método de análisis para determinar las distancias máximas a las que pueden estar colocados los imbornales sin ocasionar un flujo desmesurado en las calles.

Es necesario, por lo tanto, contar con criterios que acoten el caudal que puedan transportar las calles en función de la restricción de los calados por un lado, de las velocidades por otro y de combinaciones de calados y velocidades, para que este flujo no se convierta en un peligro para las personas que las utilizan en situaciones especiales.

## 2. Características de las redes de calles

Se define como red de calles a un grupo de calles de longitud variable, que por tener distintas direcciones se intersectan dando lugar a los cruces de calles. Desde un punto de vista hidráulico, en una red de calles se distinguen dos tipos de elementos, las calles por un lado, y los cruces por el otro. El flujo en las calles puede considerarse unidimensional, mientras que en los cruces el flujo puede tener una estructura en general bi- o tridimensional.

### 2.1. Características de las calles

Al objeto de estudiar su comportamiento hidráulico, en principio las calles pueden considerarse conductos unidimensionales en lámina libre, cuyas longitudes son frecuentemente de un orden de magnitud superior a su ancho. Por ser elementos unidimensionales, las calles pueden representarse por un eje y pueden definirse por la posición de ese eje en el espacio y una determinada sección transversal característica de toda la calle o de un tramo de la misma. Las calles a las que nos referimos son las que pertenecen a un área urbanizada, es decir, con aceras y calzadas convenientemente revestidas con materiales de distintos tipos según el lugar geográfico de que se trate, pero en general impermeables.

### Sección transversal

Las secciones de las calles, generalmente están compuestas por los siguientes elementos: la línea de edificación, la acera o vereda, el bordillo o cordón y la calzada, con una disposición de estos elementos, con frecuencia, simétrica con respecto al eje de la calzada (ver figura 1), aunque las dimensiones de los mismos puedan variar o incluso alguno de ellos faltar.

La línea de edificación es el límite entre la propiedad pública y la privada, materializado generalmente por la fachada de los edificios o por algún otro elemento de división física, verja, puerta, portón, seto, etc. La acera o vereda es el espacio destinado a la circulación de los peatones y consiste en un solado construido generalmente de baldosas o losas que pueden ser de diferentes tamaños y materiales. La acera suele estar elevada con respecto a la calzada una altura variable, que suele ser normalmente de 10 a 20 cm, pero que puede llegar excepcionalmente a los 50 cm. El límite entre la acera y la calzada es un escalón llamado bordillo o cordón que se suele construir de piedra labrada u hormigón prefabricado o in situ.

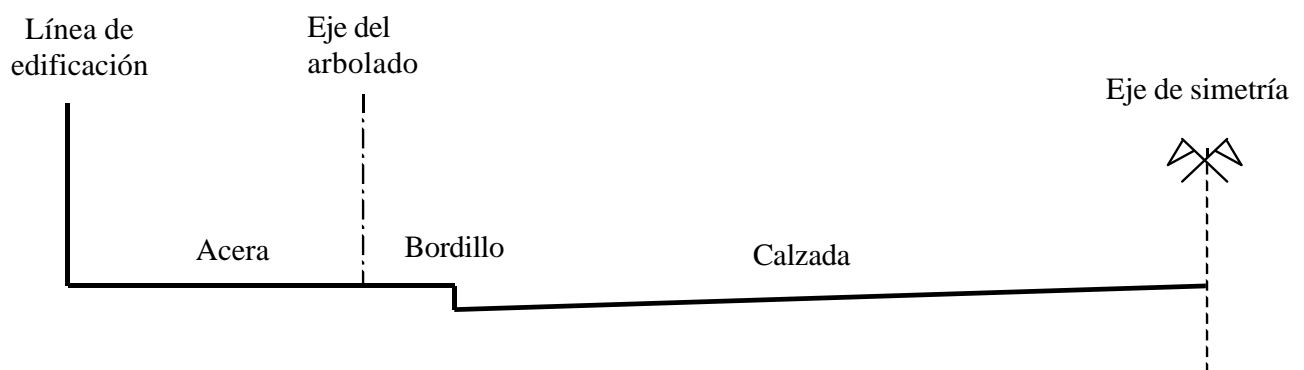


Figura 1: Sección transversal típica de una calle en una ciudad

En nuestro caso, llamaremos calle al espacio comprendido entre líneas de edificación y se entenderá como ancho de calle, a la distancia entre líneas de edificación. Sin embargo, si la forma de la sección así lo exigiera, podrá definirse un ancho de calle activo que será el ancho que se considera que contribuirá activamente a la conducción del agua. Esto sucederá, por ejemplo, cuando las aceras se encuentren muy elevadas con respecto a la calle o se considere que el calado en ellas será muy pequeño comparado con el que se produzca sobre la calzada. En esta circunstancia, el ancho de calle será la distancia entre bordillos.

### Relación de aspecto

Se define como relación de aspecto la relación existente entre el ancho de la calle y el calado de la escorrentía que por ella circula,  $b/y$ . Considerando de la manera indicada el ancho de la calle, será frecuente encontrar anchos de calles de 10 a 20 metros y aún mayores. Teniendo en cuenta que la escorrentía en la misma puede llegar a ser del orden de varias decenas de centímetros, quizás 1 metro, vemos que las relaciones de aspecto que normalmente nos encontraremos serán sin lugar a dudas mayores a 10 para los calados mayores, pudiendo llegar fácilmente a 100 en el caso de que los calados sean del orden de la decena de centímetros.

## Pendientes

*Longitudinal:* la pendiente longitudinal es la que se refiere al eje longitudinal de la calle. Normalmente, la pendiente suele ser constante o varía muy poco en el tramo de calles delimitado por dos cruces adyacentes, por lo que puede definirse en función de las cotas de los cruces que delimitan el tramo y la longitud del mismo. La magnitud de las pendientes depende fundamentalmente de la situación topográfica de la ciudad y puede llegar a variar drásticamente de un punto a otro de la misma.

*Transversal:* La calzada, por su parte, puede tener una elevación en la parte central formando una pendiente en el sentido transversal al de circulación de los vehículos y que no suele superar el 2 %, que sirve para permitir el escurrimiento del agua de lluvia hacia los bordillos y mantener seca la zona de circulación de los automotores. Para una calzada de 10 metros de ancho, estaríamos hablando de una elevación de 10 cm, aproximadamente igual a la altura del bordillo. Con el mismo fin, la acera también suele tener una pendiente transversal hacia el bordillo, que suele ser del 1 al 2.

## 2.2. Características de los cruces de calles

El cruce de calles es el lugar físico que es común a dos o más calles. En una primera aproximación consideraremos sólo los cruces de dos calles, de modo que el cruce de calles puede delimitarse en planta por la intersección de ambas calles. En este caso el cruce será una superficie de forma cuadrangular cuyas aristas tienen la longitud del ancho de las calles que lo forman, las que en general, tendrán el mismo orden de magnitud. Con el objeto de estudiar su comportamiento hidráulico, el cruce es un elemento bidimensional, ya que permitirá la circulación del agua sobre toda su superficie en cualquier dirección. Si bien los cruces de calles están formados, en la generalidad de los casos, por dos calles en ángulo recto, existe un número ilimitado de tipos de cruces, ya que el ángulo entre ellas podría ser cualquiera e incluso las calles podrían cambiar su alineación de un lado a otro del cruce.

### Clasificación de los cruces de dos calles

Según la dirección que tenga el flujo en cada uno de los tramos de calles que están conectados al cruce y haciendo una analogía con la clasificación de Yen (1986) para uniones de conductos de alcantarillado, podemos clasificar los cruces en:

- Convergentes: el flujo entra por tres calles y sale por una (figura 2(a))
- Divergentes: el flujo entra por una calle y sale por tres (figura 2(b))
- Convergente y divergente: el flujo entra por dos calles adyacentes y sale por las otras dos (figura 2(c))

El cruce convergente no plantearía problemas en cuanto a la obtención del caudal en la única calles con flujo saliente. El cruce divergente presenta un alto grado de dificultad de resolución, puesto que tendríamos que resolver 3 caudales conociendo sólo uno y la geometría de las calles adyacentes. Este tipo de cruce, aunque es posible que se presente, no será frecuente encontrarlo.

El tercer tipo de cruce, con flujo entrante por dos calles adyacentes y saliente por las restantes, ha sido estudiado experimentalmente en el caso de flujos supercríticos, con ángulo recto y calles de igual ancho (Nanía, 1999) y se cuenta con relaciones que ligan las potencias de los flujos entrantes con los caudales de salida, para ese caso.

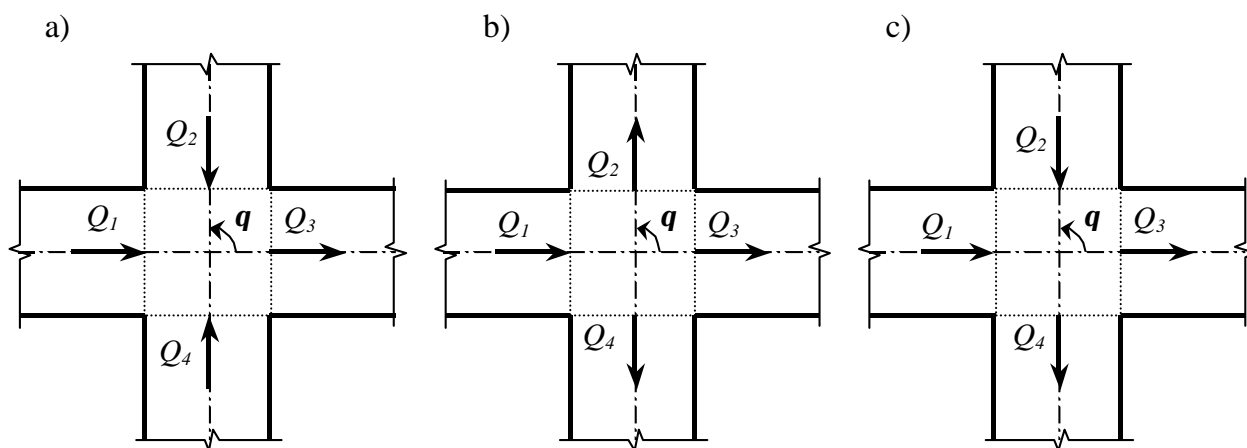


Figura 2: Clasificación de cruces de dos calles atendiendo a la dirección del flujo en las calles. (a) convergentes, (b) divergentes y (c) convergentes y divergentes

### Bifurcaciones o uniones en "T"

Las bifurcaciones y uniones pueden ser consideradas como casos especiales de cruces de dos calles, definidos como cruces de dos calles en los cuales una de las calles comienza o termina en el mismo cruce. Las bifurcaciones se dan cuando el flujo entra al cruce por una calle y sale por dos y las uniones cuando el flujo entra por dos calles y sale por una.

### Sección transversal

Si es relativamente fácil determinar en planta la superficie del cruce, no lo es tanto averiguar la sección transversal del cruce, aunque posee los mismos elementos que las secciones de las calles. No estaría muy alejado de la realidad suponer que la sección transversal del cruce sea igual a la de las calles, excepto por el hecho de que generalmente existe un ensanchamiento por el redondeo de la esquina de la calzada. Conociendo entonces la sección transversal de las calles que conforman el cruce, es posible tener una idea bastante aproximada de la sección en el cruce, que es suficiente considerando la simplificación que se tendrá en cuenta para la aplicación de un modelo numérico.

### Pendientes

La superficie del cruce puede tener una topografía compleja, formada por la combinación de las pendientes transversales y longitudinales de las calles, ya que es un elemento de transición entre dos calles que en general tendrán pendientes longitudinales diferentes. Cuando las calles del cruce tienen importancias diferentes, la sección del cruce, efectuando un corte por el eje de la calle de menor importancia, tendrá la configuración de la figura 3. En cambio, si el corte lo hiciéramos por el eje de la calle de mayor importancia, probablemente no se distinguiría cambio alguno de pendiente dentro del cruce.

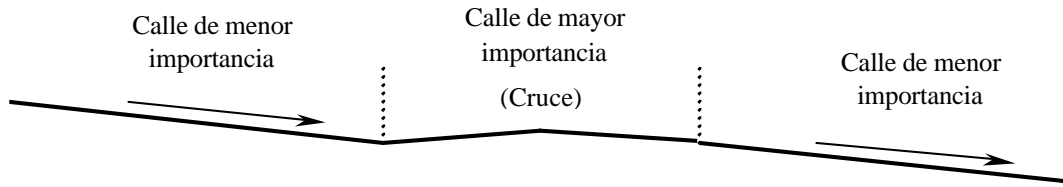


Figura 3: Sección transversal de un cruce de calles de distinta importancia

Cuando las importancias de las calles son aproximadamente de la misma magnitud, el cruce puede tener una topografía más compleja. En virtud de las simplificaciones a adoptar para la aplicación del modelo numérico esta cuestión tendrá una importancia secundaria.

### 3. Modelos para el estudio del flujo en calles

Suponiendo resuelto el problema de transformación lluvia-escorrentía y que se aplicarán métodos para su resolución con los que sea posible la obtención de hidrogramas caudal/tiempo, el siguiente problema a abordar es el del estudio del flujo en las calles.

Para el estudio del movimiento del flujo no permanente en lámina libre, pueden usarse las llamadas ecuaciones de Saint-Venant, desarrolladas por primera vez por A.J.C. Barré de Saint-Venant (1871):

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \frac{Q^2}{A} + g A \frac{\partial y}{\partial x} - gA(I_o - I_f) = 0 \quad (2)$$

donde:  $Q$  es el caudal,  $A$  el área del flujo,  $q$  un caudal lateral de entrada uniformemente distribuido,  $y$  es el calado,  $I_o$  la pendiente de la solera,  $I_f$  la pendiente de fricción o motriz,  $g$  la aceleración de la gravedad,  $x$ ,  $t$  el espacio y el tiempo, respectivamente.

Debido a las dificultades de resolución numérica de estas ecuaciones, se han venido usando expresiones simplificadas de dichas ecuaciones. Los métodos aproximados más habituales, en función de los términos de la ecuación de equilibrio dinámico que se consideran, se detallan en siguiente párrafo.

El modelo de la onda dinámica incluye todos los términos de la ecuación dinámica. En la aproximación de la onda dinámica cuasi-permanente se desprecia el término de variación local de la velocidad ( $\partial V/\partial t$ ) y en la aproximación de la onda difusiva se desprecian los términos inerciales ( $\partial V/\partial t$  y  $\partial V/\partial x$ ). Estas aproximaciones son poco utilizadas por suponer un escaso ahorro de tiempo de cálculo en ordenador frente a las ecuaciones completas (Gómez, 1988, 1992). Finalmente tenemos la aproximación de la onda cinemática, en la que se desprecian los términos inerciales y de presión ( $g\partial y/\partial x$ ).

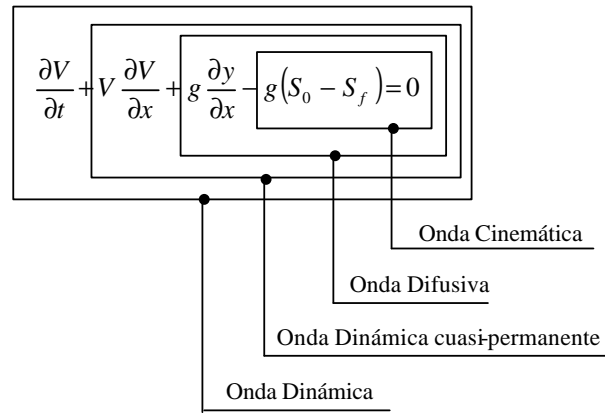


Figura 4: Aproximaciones del flujo

### 3.1. Modelos de onda cinemática

Debido a su formulación matemática, el modelo basado en la aproximación de la onda cinemática necesita una sola condición de contorno aguas arriba para su resolución. Si las calles a analizar forman una red, el proceso de cálculo puede realizarse tramo a tramo, desde aguas arriba hacia aguas abajo. Debido a las limitaciones propias de su formulación (imposibilidad de tener en cuenta las condiciones de contorno de aguas abajo) su empleo queda restringido a calles de elevada pendiente longitudinal, digamos mayores a 0,01 y que presentarán, casi con toda probabilidad, flujos supercríticos.

Según Stephenson y Meadows (1986), en una calle (o plano o conducto) con una pendiente de fondo de 0,01, los primeros tres términos de la ecuación dinámica (2) serían dos órdenes de magnitud inferiores a la pendiente de fondo si los calados son menores a 0,1 metro. La inexactitud de las soluciones omitiendo estos términos fue evaluada por varios investigadores, entre ellos Woolhiser y Liggett (1967) (según Stephenson y Meadows, 1986) que investigaron la exactitud de la aproximación cinemática y encontraron que es muy buena si el número cinemático definido como:

$$k = \frac{S_0 L}{y_l Fr_l^2}$$

es mayor que 20 y razonable si es mayor a 10, siendo  $y_l$  el calado en el extremo aguas abajo de un plano de longitud  $L$  y pendiente  $S_0$  y  $Fr_l$  el número de Froude en el mismo lugar. Morris y Woolhiser (1980) y Woolhiser (1981) (según Stephenson y Meadows, 1986) encontraron más tarde que se requiere también el siguiente criterio adicional:

$$k = \frac{S_0 L}{y_l Fr^2}$$

### 3.2. Modelos de flujo no permanente

Los modelos que utilizan la ecuación dinámica completa, permiten tener en cuenta todos los factores que influyen en el movimiento del fluido, por lo cual se trata de la mejor aproximación

posible. Como contrapartida, es necesario suministrarles la información más detallada posible sobre la geometría de la red (pendientes, secciones transversales, etc.). Si esa información no está disponible, tendrá que encargarse una topografía de la red de drenaje superficial. En este caso, se está ante una ventaja con respecto al estudio de una red de drenaje subterráneo, en la cual será más difícil disponer de esta información.

## 4. Descripción del modelo numérico MENRED

Se trata de un modelo no comercial, desarrollado en la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona por Nanía (1999), con el fin de evaluar el comportamiento hidráulico del flujo en una red de calles. A continuación se describe brevemente el modelo, que consta de un módulo de transformación lluvia-escorrentía y otro que resuelve el flujo en la red de calles propiamente dicha.

### 4.1. Módulo de transformación lluvia-escorrentía

Simplificando la superficie de escurrimiento de las manzanas, reemplazándolas por planos inclinados de superficie equivalente y caracterizados por sus dimensiones, sus pendientes, y sus coeficientes de rugosidad de Manning, es posible transformar la precipitación que cae en estos planos inclinados en escorrentía mediante la utilización de la teoría de la onda cinemática, suponiendo que el flujo que se desarrolla en ellos es el denominado *overland flow*. Mediante esta teoría se simula el tránsito del agua desde el momento en que cae hasta que alcanza el conducto principal de desagüe.

El cálculo del caudal a la salida de cada plano se realiza con un esquema en diferencias finitas, con un intervalo de tiempo que cumple la condición de Courant-Friedrichs.

### 4.2. Resolución del flujo en las calles

Para el cálculo del flujo en las calles se utilizan las ecuaciones completas de Saint-Venant. Dada la naturaleza de estas ecuaciones, es necesario recurrir a métodos numéricos para su resolución. Mediante estos métodos numéricos se obtiene la solución del flujo en puntos seleccionados de una malla en el dominio espacio-tiempo, proceso conocido como discretización. De esta manera, cada calle se divide en  $N$  número de tramos iguales de una longitud igual a  $Dx$ , quedando discretizada en  $N-1$  puntos interiores y dos puntos extremos, en los cuales se obtienen las características del flujo en términos de calado y velocidad.

El esquema numérico empleado para resolver el flujo en los puntos interiores de la calle es el esquema de MacCormack (Chaudhry, 1993). La principal ventaja de este esquema sobre el de las características, por ejemplo, es que tiene la capacidad de modelar flujos subcríticos y supercríticos en una misma calle sin necesidad de aislarlos ni de localizar los resaltos. El principal inconveniente es que, debido a la forma de plantear las diferencias finitas, no es posible resolver los puntos extremos, debiéndose usar para ello otro método, si fuera necesario.

El flujo en los puntos extremos se resuelve por el esquema de intervalos específicos del método de las características. En las calles de entrada a la red, el flujo en el punto inicial se resuelve junto con la condición de contorno de aguas arriba, que es conocida, y el del punto final se resuelve simultáneamente con el cruce. En las calles de salida de la red, el flujo en el punto inicial se resuelve simultáneamente con el cruce y el del punto final se resuelve con la condición de contorno de aguas abajo, si el flujo es subcrítico y con las características del flujo en el penúltimo punto si es supercrítico. El flujo en los puntos finales de las calles intermedias que tienen flujo supercrítico también se resuelve conociendo las características del flujo en el penúltimo punto de la calle. Para un tratamiento detallado de las condiciones iniciales y de contorno consideradas en el modelo numérico, puede consultarse Nanía (1999).

#### 4.3. Cálculo del caudal extraído por los imbornales y rejillas de captación

Para incluir la influencia de los imbornales o rejillas de captación, se utilizan las curvas de eficiencia de captación obtenidas experimentalmente por Gómez et al. (2000), que responden a la función siguiente:

$$E' = A \left( \frac{Q}{y} \right)^{-B}$$

donde  $E'$  es la eficiencia de captación, definida como  $Q_i/Q$ , siendo  $Q_i$  el caudal interceptado,  $Q$  el caudal circulante por los 3 m de ancho de calle junto al bordillo [l/s],  $y$  el calado del flujo inmediatamente aguas arriba de la rejilla en [mm], siendo  $A$  y  $B$ , parámetros característicos de las rejillas que se determinan a partir de ensayos de laboratorio, o que se pueden aproximar en función de las características geométricas de las rejillas como sigue:

$$A = \frac{0,39}{A_g^{-0,35} p^{-0,13}} (n_t + 1)^{0,01} (n_l + 1)^{0,11} (n_d + 1)^{0,03}$$

$$B = 0,36 \frac{long}{anch}$$

donde  $A_g$  es el área que engloba todos los huecos de la rejilla,  $p$  el porcentaje de área de huecos ( $A_h$ ) respecto al área que los engloba a todos,  $p = (A_h/A_g) \times 100$ ,  $n_t$  es el número de barras transversales al flujo,  $n_l$  el número de barras longitudinales,  $n_d$  el número de barras diagonales,  $long$  la longitud de la rejilla en la dirección del flujo y  $anch$  el ancho de la rejilla.

Con estas relaciones se puede calcular el caudal que extrae cada una de las rejillas de captación de la calle en función del calado inmediatamente aguas arriba de la rejilla y de las características geométricas de la misma.

#### 4.4. Resolución del flujo en los cruces de calles

Para la resolución del flujo en los cruces se usa el enfoque experimental en un caso o un balance de energía entre los flujos convergentes al cruce en otro, según sea el tipo de cruce de que se trate, clasificados según el tipo de flujo en las calles de entrada y en las calles de salida.



El enfoque experimental se basa en los resultados experimentales obtenidos en un cruce de calles ortogonales con flujo supercrítico tanto en las calles de aproximación como en las de salida del cruce. Estas experiencias se recogen en Nanía (1999), en donde se obtiene una relación entre la potencia de los flujos de entrada y los caudales de salida (figura 5) y una relación entre los números de Froude y las potencias de los flujos de entrada (figura 6). En la figura 5,  $W_x$  y  $W_T$  se refieren a la potencia del flujo de entrada en la dirección “x” y a la suma de potencias de ambos flujos de entrada, respectivamente y  $Q_{sx}$  y  $Q_T$  se refieren al caudal de salida por la calle de la dirección “x” y la suma de caudales de salida, respectivamente. En la figura 6,  $F_{ex}$  y  $F_{ey}$  se refieren a los números de Froude de los flujos de entrada al cruce por las direcciones “x” e “y”, respectivamente.

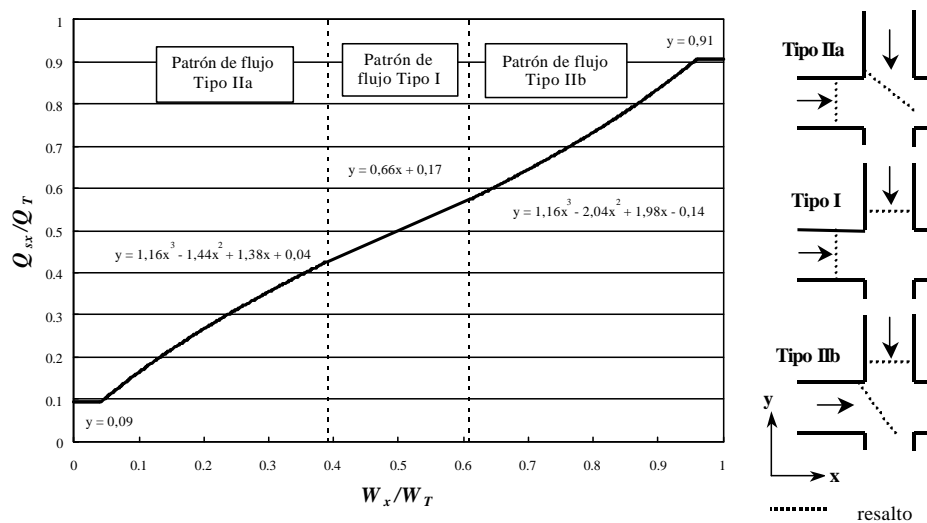


Figura 5: Ley de variación que fija la proporción entre caudales de salida en la dirección “x” en función de la proporción de potencia del flujo de entrada en la misma dirección

Para el caso de cruces de calles de anchos desiguales (relaciones de anchos 1/2 y 2/3), los resultados experimentales se recogen en Gonzalo (2002), en donde también se obtiene una relación entre la potencia de los flujos de entrada y los caudales de salida (figura 7). En este caso, es necesario conocer adicionalmente la relación entre los caudales de entrada para determinar el tipo de flujo, lo que no era necesario en el caso anterior. Las funciones de ajuste a los datos experimentales son:

$$\text{Para } \frac{\text{ancho}_x}{\text{ancho}_y} = 1,5 \quad \frac{Q_{sx}}{Q_T} = 1,2 \frac{W_x^3}{W_T} - 1,8 \frac{W_x^2}{W_T} + 1,3 \frac{W_x}{W_T} + 0,23$$

$$\text{Para } \frac{\text{ancho}_x}{\text{ancho}_y} = 2 \quad \frac{Q_{sx}}{Q_T} = 1,2 \frac{W_x^3}{W_T} - 2 \frac{W_x^2}{W_T} + 1,4 \frac{W_x}{W_T} + 0,29$$

Los cruces que no reúnen las condiciones necesarias para que pueda aplicarse la metodología experimental, así como todas las bifurcaciones y uniones, se resuelven con un enfoque unidimensional, que es el que se acostumbra aplicar para resolver el flujo en las uniones de dos ó más canales. Se trata básicamente de que entre ellos se cumplan los principios de conservación de la masa y de la energía.

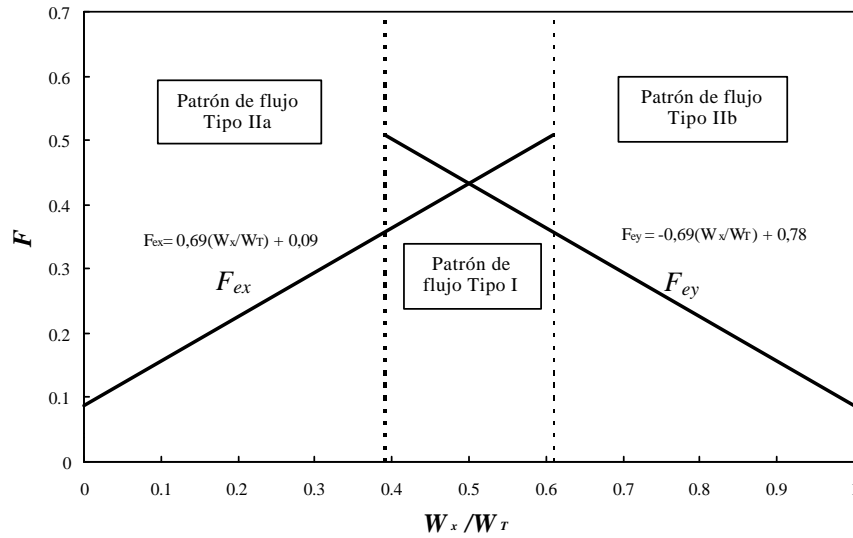


Figura 6: Ley de variación del número de Froude en la entrada del cruce en ambas direcciones en función de la proporción de potencia de flujos de entrada en la dirección “x”

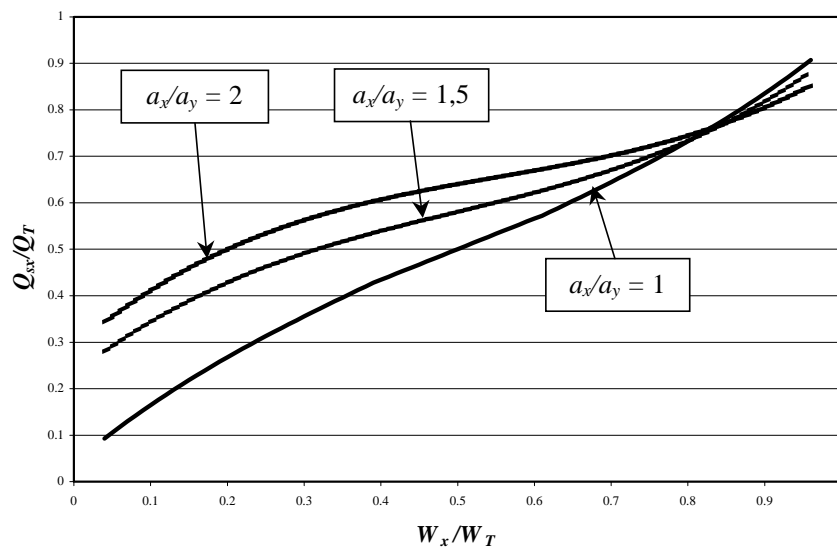


Figura 7: Ley de variación que fija la proporción entre caudales de salida en la dirección “x” en función de la proporción de potencia del flujo de entrada en la misma dirección, para calles de ancho desigual

## 5. Criterios para la evaluación de la peligrosidad del flujo en las calles

La seguridad de las actividades ciudadanas durante el suceso de lluvia, como el tráfico peatonal y vehicular o la no inundabilidad de viviendas, es el objetivo principal que guía el funcionamiento del sistema de drenaje. No puede negarse la importante función que cumplen las calles en este sentido, debido a la gran capacidad de transporte del flujo que muchas de ellas pueden tener, pero su función principal sigue siendo, una parte, la acera, para la circulación de personas y otra, la calzada, para el transporte de vehículos.

El flujo circulante por calles y aceras debería ser tal que los parámetros hidráulicos de la misma, calados, velocidades o combinaciones de los mismos, se mantuvieran por debajo de ciertos valores límite aconsejables. No hay muchos trabajos referentes a criterios de seguridad del flujo en zona urbana. Entre los encontrados en la bibliografía, podemos citar los siguientes:

### 5.1. Criterios basados en un calado máximo admisible del flujo

En lo que concierne a daños materiales y a minimización de los mismos, podemos convenir que un calado máximo admisible en una calle es aquel que no permita el ingreso del agua pluvial en los comercios o viviendas particulares. En muchas ciudades de los Estados Unidos de América este es precisamente el criterio adoptado, entre otros. En este sentido, se conocen dos criterios basados en este concepto, el del Urban Drainage and Flood Control District de Denver, Colorado (UDFCD) y el del Regional Flood Control District del Condado de Clark, Nevada (CCRFCD).

#### Criterio de Denver

El Manual de Criterios de Drenaje de Denver, Colorado, EE.UU. (Wright-McLaughlin, 1969), establece que en las calles definidas como locales, categoría en la que entrarían las calles sujetas a este tipo de estudio, se permite un calado tal que la cota de la lámina de agua no produzca la inundación de la planta baja de edificios residenciales, públicos, comerciales e industriales y como máximo se aceptan 45 cm sobre el nivel mínimo de la calle. Los edificios con cota de piso terminado inferior a este valor, deberán protegerse contra inundaciones. En calles de mayor importancia los criterios van siendo cada vez más restrictivos.

#### Criterio de Mendoza

En la ciudad de Mendoza (Rep. Argentina), dadas las características de la urbanización y siguiendo el criterio de Denver, el calado máximo admisible en la calle que no produciría el ingreso del agua en edificios públicos o privados se ha considerado de 30 cm. Este criterio ha sido utilizado como parámetro para analizar la peligrosidad del flujo en las calles de esa ciudad (Nanía, 1999).

#### Criterio del Condado de Clark

El Manual de Criterios Hidrológicos y de Diseño del Drenaje del Condado de Clark, Nevada, EE.UU. (CCRFCD, 1999) establece que para las calles locales con anchos menores a 24 m, se permite considerar un calado máximo sobre la parte más baja de la calle, normalmente junto

al bordillo, de 30 cm, para evaluar la capacidad de transporte de la misma. Por otro lado, en zonas con riesgo de inundación, se establece que el nivel de piso terminado en las viviendas deber ser como mínimo de 45 cm sobre el nivel de la parte alta del bordillo, o bien, deberían estar protegidas contra inundaciones, lo que estaría aceptando en esas zonas, la ocurrencia de calados de ese calibre.

En otras ciudades, como en Austin, Texas, se utiliza el criterio de dejar reservada una zona de la calzada, la más alta, junto a la coronación, para la circulación de vehículos de emergencia. De este modo no se define un calado máximo en forma explícita, sino que se hace implícitamente definiéndolo como aquél que no supere la cota de la coronación de la calle, valor que puede variar ampliamente en función del ancho de la calle y de las pendientes transversales que posea (Departamento de Obras Públicas de la Ciudad de Austin, 1977).

## 5.2. Criterios basados en la consideración conjunta de los calados y velocidades del flujo

### Criterio de Témez

Este criterio, propuesto por Témez (1992), se utiliza en la definición de una zona de inundación peligrosa. Témez define la zona de inundación peligrosa, como aquella en donde existe serio riesgo de pérdida de vidas humanas o graves daños personales. Para que una zona merezca tal calificativo, deben darse las condiciones desfavorables de calado y velocidad del flujo que se definen en la figura 8.

Este criterio es una variante de otros propuestos por Bewick (1988) para Nueva Zelanda y por Jaeggi y Zarn (1990) para Suiza (ambos según Témez, 1992) y además tiene en cuenta los resultados de ensayos de laboratorio de situaciones límite de estabilidad de personas realizadas por Abt et al. (1989) en la Universidad de Colorado, especialmente en lo que atañe al producto de la velocidad por el calado, aplicando un coeficiente de seguridad variable.

El límite de calados propuesto por Témez, de 1 m, podría resultar adecuado en su caso para el análisis de vías de intenso desagüe y para evaluar el riesgo de pérdida de vidas, pero este calado límite parece ser excesivo en zonas densamente pobladas, en las que un calado de esa magnitud, sin tener en cuenta la velocidad, ocasionaría posiblemente no pérdida de vidas pero sí cuantiosos daños materiales.

En cuanto a la velocidad límite de 1 m/s, cabe acotar que es el único criterio que se ha encontrado que limita en algún momento la velocidad con independencia del calado.

### Criterio de Abt

El criterio de peligrosidad utilizado por Témez para velocidades entre 0,5 y 1 m/s, evaluado como un producto límite de velocidad por calado de  $0,5 \text{ m}^2/\text{s}$  es un criterio tomado aparentemente de las experiencias de Abt et al. (1989), en donde se tuvieron en cuenta velocidades del flujo de 0,36 a 3,05 m/s y calados de 0,49 a 1,2 m. Por este motivo, estimamos que ese valor límite del producto de la velocidad por el calado puede tomarse como criterio, por lo menos hasta velocidades de unos 3 m/s. Para estas condiciones del flujo, Abt et al. encontraron que las personas perdían la estabilidad para valores del producto velocidad por calado de 0,70 a 2,12

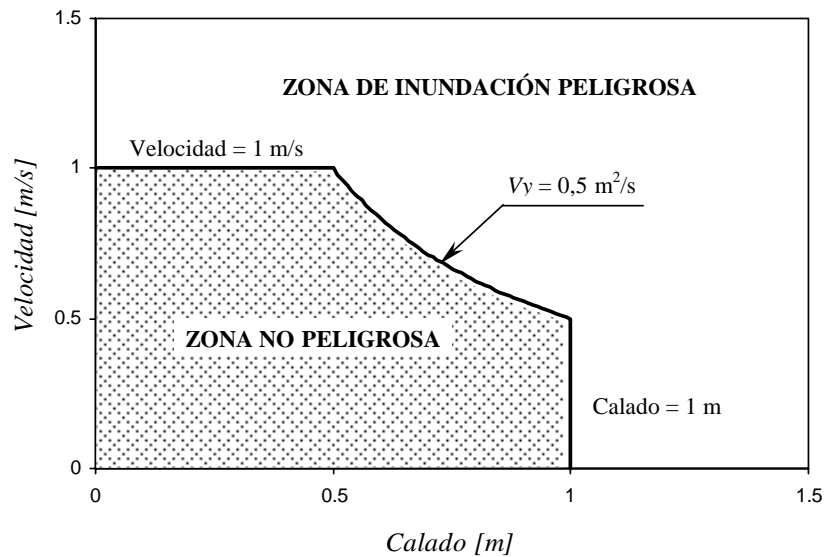


Figura 8: Criterio para la delimitación de la zona de inundación peligrosa, según Témez (1992)

$\text{m}^2/\text{s}$ , dependiendo de la altura y peso de las personas (a mayor producto peso por altura, mayor estabilidad). Teniendo en cuenta estos valores, imponiendo un límite de  $0,5 \text{ m}^2/\text{s}$ , independientemente del peso y altura de las personas, estaríamos considerando coeficientes de seguridad de 1,4 a 4,2.

### Criterio del Condado de Clark

En el Manual de Criterios Hidrológicos y de Diseño del Drenaje del Condado de Clark, Nevada, EE.UU. (CCRFGD, 1999) se exige que en las calles con anchos menores a 24 m, el producto del calado en la parte más baja de la calle, junto al bordillo, por la velocidad no supere el valor de  $0,55 \text{ m}^2/\text{s}$ . Este valor es algo superior al del criterio anterior, por lo que se tomará como referencia el de Abt.

### Criterio de la Estabilidad al Deslizamiento

Este criterio fue propuesto en Nanía (1999), ante la ausencia de otros criterios en los cuales se tuviera en cuenta la velocidad y calado del flujo, en conjunto. Para elaborar este criterio, se consideró la estabilidad al deslizamiento de una persona ante la fuerza de arrastre que ejerce el flujo sobre ella. Cuando es necesario cruzar una calle en la cual el flujo posee una velocidad y un calado determinados, uno tiene la incertidumbre de que si el agua podrá ser capaz de arrastrarnos o no. Para establecer dicho criterio, se planteó que la fuerza que ejerce el agua sobre una persona sea tal que no provoque su deslizamiento y/o caída (Figura 9). La fuerza de arrastre del agua puede evaluarse como:

$$F_1 = \frac{1}{2} C_d \rho A v^2$$

donde  $C_d$  es el coeficiente de arrastre, que depende básicamente de la forma de la superficie contra la cual choca el fluido,  $\rho$  la densidad del fluido,  $A$  la proyección frontal del área en donde actúa la fuerza del agua que es igual a  $y \times b$ , el calado por el ancho de la persona, en este caso de

las piernas,  $v$  la velocidad del fluido. Por otro lado, suponiendo que la persona en cuestión pueda ser capaz de mantenerse en pie, la fuerza que debe equilibrarla es la de fricción del calzado sobre el suelo y que sería igual a:

$$F = \mu P$$

Siendo  $\mu$  el coeficiente de fricción, que depende de los materiales del calzado y del suelo y del estado de ambos, y  $P$  el peso de la persona. No se tiene en cuenta aquí el empuje vertical hacia arriba generado por el volumen líquido desalojado por la parte sumergida del cuerpo.

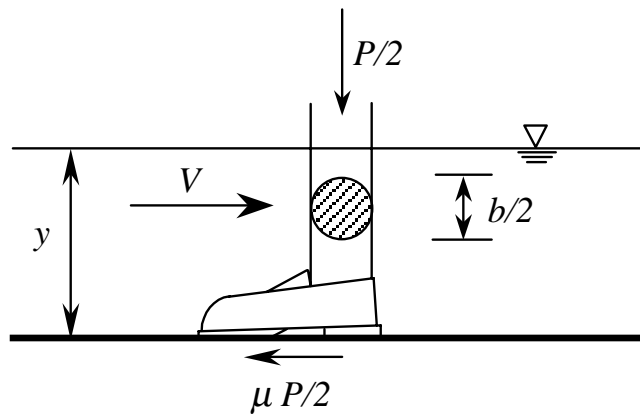


Figura 9: Esquema de las fuerzas actuantes sobre las piernas de una persona, en el caso de estar sometida a la acción de la escorrentía

Considerando que el coeficiente de arrastre para un cilindro de altura infinita es igual a 1,2 (Streeter y Wylie, 1979), la densidad del agua es de 1000 kg/m<sup>3</sup>, el ancho de las piernas  $b = 0,1 \text{ m} \times 2 = 0,2 \text{ m}$ , el peso de la persona de 60 kgf y el coeficiente de fricción entre caucho y hormigón húmedos igual a 0,50 (Gieck, 1981), con un coeficiente de seguridad de 2, para incluir el efecto del empuje y la posible variación de los parámetros considerados, la condición de estabilidad vendría dada por la siguiente desigualdad:

$$v^2 y \leq \frac{2\mu P}{C_d \rho B 2} = \frac{2 \cdot 0,5 \cdot 60 \cdot 9,81 \cdot \text{m}^3}{1,2 \cdot 2 \cdot 1000 \cdot 0,2 \text{ s}^2} = 1,23 \frac{\text{m}^3}{\text{s}^2}$$

El coeficiente de seguridad puede interpretarse aplicado al coeficiente de fricción, dada su incertidumbre por los distintos materiales y estados en los que pueden estar tanto el suelo como el calzado, o también al peso o ancho del peatón, ya que puede darse el caso de que el peso sea menor o el ancho de sus piernas mayor o que exista una combinación desfavorable de los tres factores.

Si bien a este criterio se le ponen cifras en función de una cierta tipología de peatón, debe remarcarse la versatilidad del mismo, dado que puede adaptarse al peso, tamaño y forma de peatón que se crea conveniente para cada caso, así como a los diferentes tipos de pavimento y de calzado que se quieran analizar.

El criterio de peligrosidad elaborado quedaría definido, teniendo en cuenta también los criterios de calados máximos, como se muestra en la figura 10.

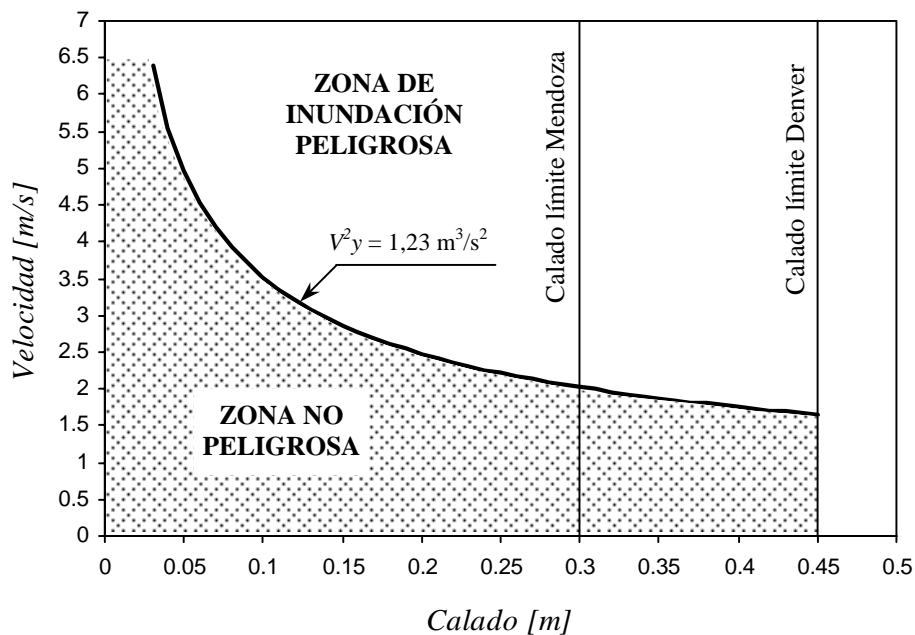


Figura 10: Criterio propuesto para la delimitación de la zona de inundación peligrosa

### Criterio de Estabilidad al Vuelco

En el estudio realizado por la Sección de Ingeniería Hidráulica e Hidrológica de la UPC (2001) para analizar el espaciamiento entre imbornales de la ciudad de Barcelona, se ha considerado la estabilidad al vuelco de un peatón para obtener un criterio de seguridad. Considerando al peatón como un sólido rígido, hipótesis que se cumple sólo en forma aproximada, el momento volcador será el provocado por la fuerza dinámica del flujo sobre el peatón, definida anteriormente como  $F_1$ , aplicada a una altura de la mitad del calado.

$$M_v = F_1 \cdot \frac{y}{2} = \frac{1}{2} C_d \rho A v^2 \frac{y}{2}$$

Por otra parte, el momento estabilizador está constituido por el peso de la persona, aplicado en su centro de gravedad, por lo que tendrá un brazo de palanca igual a la mitad del diámetro de las piernas, es decir,  $b/4$  (Figura 11).

$$M_e = P \cdot \frac{b}{4}$$

Efectuando el análisis de estabilidad de un peatón tal como el considerado en la sección anterior y aplicando aquí también un coeficiente de seguridad de 2 para considerar el efecto del empuje y una posible variación de los parámetros aplicados, podemos llegar a la siguiente desigualdad:

$$v^2 y^2 \geq \frac{P \cdot b/4}{C_d \rho b^2} = \frac{60 \cdot 0,05}{1,2 \cdot 1000/9,81 \cdot 0,2 \cdot 2} \frac{\text{m}^4}{\text{s}^2} = 0,25 \frac{\text{m}^4}{\text{s}^2}$$

que arrojaría un valor de  $Vy > 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$ , que coincide finalmente con el criterio de Abt, aplicando los coeficientes de seguridad apuntados.

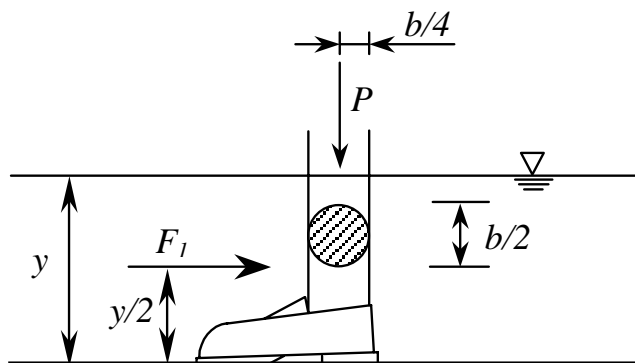


Figura 11: Esquema de las fuerzas actuantes sobre las piernas de una persona, para evaluar su estabilidad al vuelco producido por la acción de la escorrentía

En la tabla 1, se presenta un resumen de los criterios disponibles para evaluar la peligrosidad del flujo en calles. En primer lugar, tenemos como referencia el criterio de calado máximo que se establece en el Manual de Criterios de Drenaje de Denver (calado  $< 0,45 \text{ m}$ ). La aplicación del espíritu de este criterio a la ciudad de Mendoza, nos brinda un criterio de calado máximo de  $0,30 \text{ m}$ , que es el que se utilizó para evaluar el riesgo de la escorrentía en esa ciudad. Este último criterio coincide con el calado límite aceptado en el Condado de Clark para evaluar la capacidad de transporte de escorrentía de las calles locales.

Tabla 1: Criterios de evaluación de la peligrosidad del flujo en calles

Criterio	$y$ (m)	$v$ (m/s)	$vy$ ( $\text{m}^2/\text{s}$ )	$v^2y$ ( $\text{m}^3/\text{s}^2$ )
Denver (Wright-Mc Laughlin, 1969)	0.45			
Mendoza (Nanía, 1999)	0.30			
Condado de Clark (CCRFCD, 1999)	0.30		0.55	
Austin (City of Austin Dep. Public Works, 1977)	Según ancho de flujo			
Témez (Témez, 1992)	1	1	0.5	
Abt (Abt et al., 1989)			0.50	
Estabilidad al deslizamiento (Nanía, 1999)				1.23
Estabilidad al vuelco (SIHH, UPC, 2001)			0.5	

Con respecto a los criterios que tienen en cuenta la velocidad, tenemos el de Témez, que considera una velocidad máxima de  $1 \text{ m/s}$  y el de Abt definido por un producto  $Vy$  máximo de  $0,5 \text{ m}^2/\text{s}$ , en función de experiencias de laboratorio e incluyendo un coeficiente de seguridad, criterio que coincide con el adoptado para evaluar el riesgo del flujo en calles de Barcelona basado en la valoración de la estabilidad al vuelco y aproximadamente con el del Condado de Clark. Finalmente, se tiene un criterio donde se fija un producto  $V^2y$  máximo de  $1,23 \text{ m}^3/\text{s}^2$ , que se basa en la valoración de la estabilidad al deslizamiento y que se ha utilizado para evaluar el riesgo del flujo en las calles de Mendoza.



## 6. Caso de estudio: Aplicación del modelo MENRED a un sector de la ciudad de Mendoza

El terreno donde se asienta la ciudad de Mendoza posee una pendiente dominante importante (1 al 4%) que va disminuyendo progresivamente hacia aguas abajo conforme se avanza hacia el este. Además, su red de calles es aproximadamente ortogonal, teniendo las calles de la misma dirección la misma pendiente y quedando los cruces formados con la misma fisonomía que los estudiados experimentalmente en Nanía (1999).

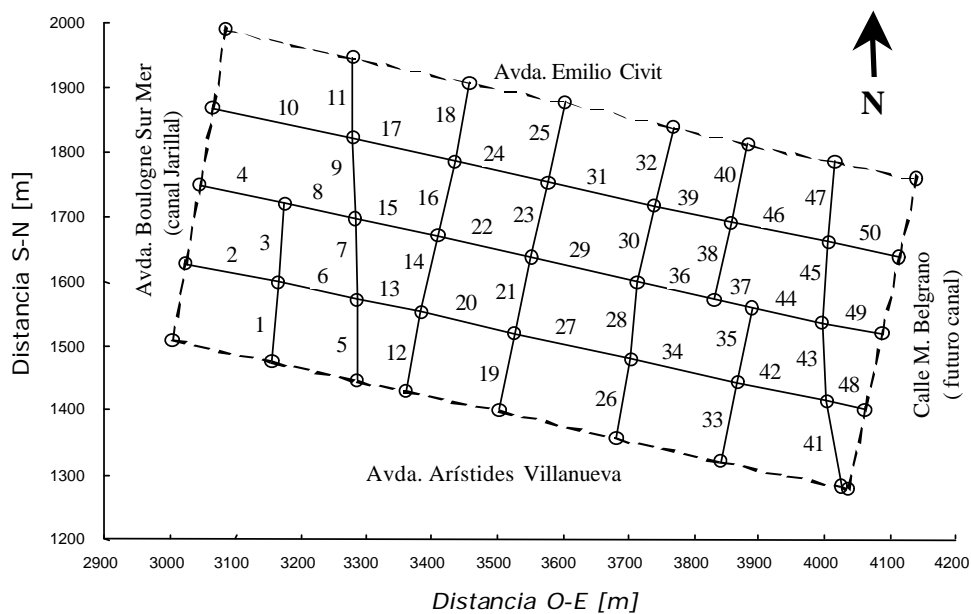


Figura 12: Red de calles perteneciente a una subcuenca de la ciudad de Mendoza elegida para la aplicación del modelo numérico

La subcuenca de estudio se encuadra dentro de una zona de aproximadamente 1 km de ancho, limitada al este por un futuro canal de drenaje (calle Belgrano) y al oeste por un canal de riego (canal Jarillal) situado en el costado este de la calle Boulogne Sur Mer, que ante una tormenta actúa de canal de drenaje, recogiendo el desagüe que proviene del parque Gral. San Martín, situado al oeste de esta zona (figura 12). La subcuenca elegida es la delimitada por las calles Emilio Civit al norte y Arístides Villanueva al sur. El área de esta subcuenca es de unas 52 Ha.

En la subcuenca elegida las calles poseen pendientes tales que se prevé encontrar flujos supercríticos a la salida de casi todos los cruces, por lo que será posible aplicar los resultados experimentales para resolver la distribución de los caudales aguas abajo de los mismos.

### 6.1. Características de la red de calles

La subcuenca de estudio abarca 30 manzanas, quedando la red formada por 50 tramos de calles y 21 cruces, existiendo entre ellos dos uniones y una bifurcación en "T". Las calles en la cuenca elegida son más o menos paralelas entre sí y poseen dos direcciones principales, una en sentido sur-norte y la otra en sentido oeste-este, formando una red aproximadamente ortogonal (figura 12). El rango de pendientes de las calles se extiende del 0,4 al 2,5 %. La pendiente media de las calles de la dirección oeste-este es de 1,8 % y la de la otra dirección es de 1,1 %. En cuanto al ángulo entre las calles, podemos decir que la mitad de los cruces son de ángulo recto.

La sección transversal de las calles de la subcuenca en estudio sigue un patrón como el ilustrado en la figura 13, con una distancia entre líneas de edificación de aproximadamente 20 m y un ancho de calzada de 10 m. Aunque a veces suele ser menor, la pendiente transversal tanto de la calle como de la acera es del 2 %, para facilitar el drenaje de las superficies hacia las acequias, que normalmente se encuentran situadas entre el bordillo o cordón de la calle y la acera o vereda. Teniendo en cuenta estas dimensiones y ubicando el 0 relativo en el punto más bajo de la calle, las cotas significativas en el análisis de la escorrentía en las calles serían las indicadas en la figura.

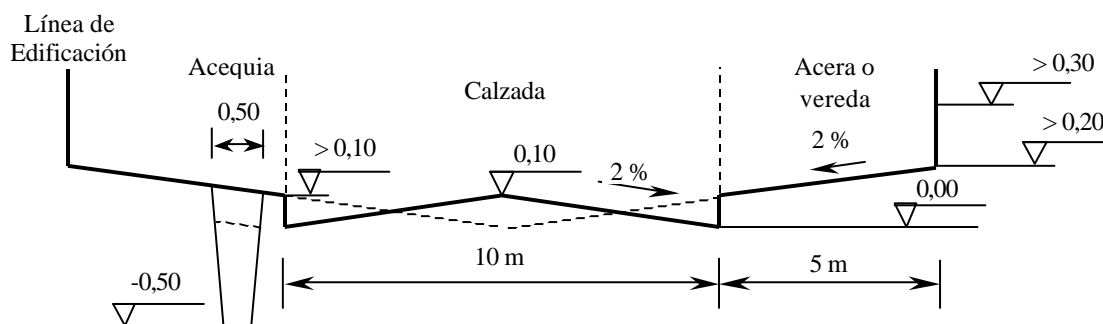


Figura 13: Sección transversal de las calles. (Línea de trazos: sección simulada numéricamente)

Las calzadas se encuentran revestidas con pavimento bituminoso o de hormigón, mayoritariamente de este último, en muy buen estado de conservación, por lo que se estimó adecuado un coeficiente medio de rugosidad de Manning de 0,015. Las superficies de los cruces de calles poseen una notable falta de uniformidad en cuanto a pendientes transversales y longitudinales. Para la modelación numérica se consideró el área de cruce horizontal e igual al producto de los anchos de las calles que concurren a él,  $100 \text{ m}^2$ .

### 6.2. Geometría de la red de calles

Teniendo la información referente a las coordenadas de los cruces de las calles, puede definirse la totalidad de la red: longitud y pendiente de las calles, ángulo entre calles y superficie de las manzanas.

**Áreas de drenaje conectadas a cada calle:** la información necesaria para determinar la porción de superficie de cada manzana que desagua a cada calle, consiste normalmente en un plano catastral en donde están detallados los límites de las propiedades e información sobre la calle sobre la cual desagua cada propiedad. Como no fue posible contar con esa información, se supuso que la porción de desagüe a cada calle es igual al cociente entre la longitud de la calle y el perímetro de la manzana.

**Tormenta de proyecto:** se utilizaron las tormentas de proyecto de la ciudad de Mendoza correspondientes a periodos de retorno de 5, 10 y 25 años de una hora de duración. Dichas tormentas fueron facilitadas por el Centro Regional Andino del Instituto Nacional del Agua (ex-INCyTH). En cuanto a la evaluación de las pérdidas de la precipitación (evaporación, interceptación e infiltración), para este caso, se consideró que son iguales a 0, basándose en la hipótesis pesimista de que haya habido una lluvia precedente al momento de caer la tormenta de proyecto, de intensidad y duración suficiente como para que el suelo estuviera saturado y las depresiones llenas de agua.

**Hidrogramas de entrada:** En las calles de entrada a la red por el límite oeste, calles 2, 4 y 10, se consideró un hidrograma de entrada mínimo, puesto que se supondrá que la mayoría del caudal que proviene del oeste de la subcuenca es interceptado por el canal Jarillal. Este caudal se consideró constante e igual a  $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$  mientras dura la tormenta, lo que equivale a calados aproximados de 6 a 7 cm en esas calles.

En las calles de entrada a la red por el límite sur, calles 1, 5, 12, 19, 26, 33 y 41, se deberían incluir como hidrogramas de entrada, los hidrogramas de salida obtenidos en la modelación de la subcuenca situada aguas arriba. Por simplicidad, se supuso un caudal de entrada equivalente al aporte de media manzana aguas arriba de cada calle considerada.

### 6.3. Criterios de aplicación

Para evaluar la peligrosidad del flujo en las calles de la ciudad de Mendoza se utilizaron 4 criterios a saber:

- Criterio de calado máximo admisible,  $y = 0,30 \text{ m}$ , llamado criterio de Mendoza
- Criterio de velocidad máxima admisible,  $V = 1 \text{ m/s}$ , llamado criterio de Témez
- Criterio del producto máximo de la velocidad por el calado,  $Vy = 0,5 \text{ m}^2/\text{s}$ , llamado criterio de Abt o de estabilidad al vuelco
- Criterio del producto máximo de la velocidad al cuadrado por el calado,  $V^2y = 1,23 \text{ m}^3/\text{s}^2$ , llamado criterio de estabilidad al deslizamiento

## 7. Resultados de la simulación

### 7.1. Hidrogramas de salida

La primera información importante que puede obtenerse es la de los hidrogramas de salida de la red tanto por el límite norte como por el este. Se tendrán de esta manera 6 hidrogramas de salida correspondientes a otras tantas calles cuyo flujo abandona la cuenca por el límite norte, calles 11, 18, 25, 32, 40 y 47 y podrán servir como hidrogramas de entrada en el caso que se desee analizar el flujo en las calles de la subcuenca situada al norte de la considerada.

También se tendrán los hidrogramas de salida correspondientes a las calles cuyo flujo abandona la cuenca por el límite este, calles 48, 49 y 50 y podrían ser útiles para estudiar el flujo de las calles de la cuenca situada al este de la considerada, o bien, para el diseño y dimensionamiento del canal de drenaje de calle Belgrano.

### 7.2. Calados y velocidades

Una importante ventaja de la metodología adoptada es que se pueden conocer en cada instante de tiempo analizado, los calados y velocidades en cada punto de la malla de cálculo, en este caso, cada 6 a 7 m de longitud y cada 1 segundo. En consecuencia, pueden conocerse los calados y velocidades máximos que se han producido en cada tramo de calles a través del tiempo. Esta información será útil a la hora de comparar los calados y velocidades obtenidos con los criterios de valoración de la peligrosidad del flujo adoptados y establecer la duración de esta situación.

Como ejemplo, se presentan en las figuras 14 y 15, la evolución en el tiempo de estos parámetros correspondientes a las calles 28 y 49, asociados a un periodo de retorno de 25 años. Cabe aclarar que los calados y velocidades máximos se producen, en general, para diferentes instantes en diferentes secciones. También se presenta en las mismas figuras el valor máximo del producto del calado por el cuadrado de la velocidad que servirá para aplicar criterio de peligrosidad correspondiente. Una explicación detallada de estos hidrogramas, así como una evaluación del error cometido en la modelación numérica puede consultarse en Nanía (1999).

### 7.3. Influencia del número de rejillas en el caudal de escorrentía

Una característica importante del modelo es que permite evaluar la influencia de la colocación de rejillas de captación en el comportamiento del flujo en toda la red. De esta manera, es posible realizar una planificación del tipo de rejillas a utilizar y la distribución de las mismas en toda la red de calles de una manera óptima, colocándolas sólo en aquellas calles en que sean necesarias y en la cantidad óptima para evitar problemas derivados de una escorrentía peligrosa.

En la figura 16, podemos observar como ejemplo la influencia de las rejillas de captación en el caudal de las calles de salida de la cuenca por el límite Este (calles 48 + 49 + 50), para un periodo de retorno de 25 años. En estas simulaciones, se han colocado 1, 2, 3 y 4 rejillas a cada lado de las calles en todas y cada una de las calles de la red, excepto en la calle 37, que se ha fijado la cantidad de rejillas en 1 en todas las simulaciones debido a su corta longitud.

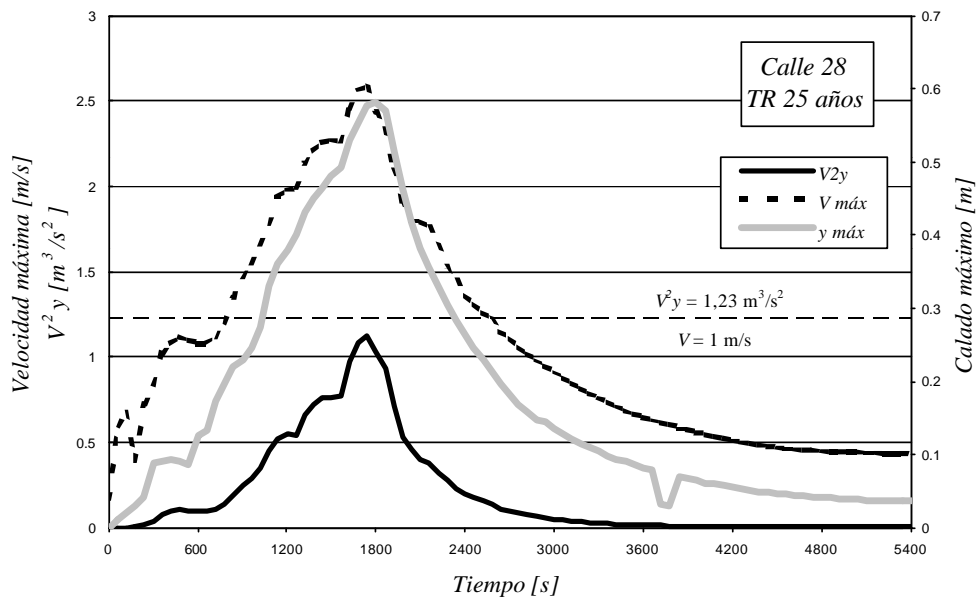


Figura 14: Evolución de los calados máximos, velocidades máximas y del valor máximo del producto  $V^2 y$  a través del tiempo en la calle 28

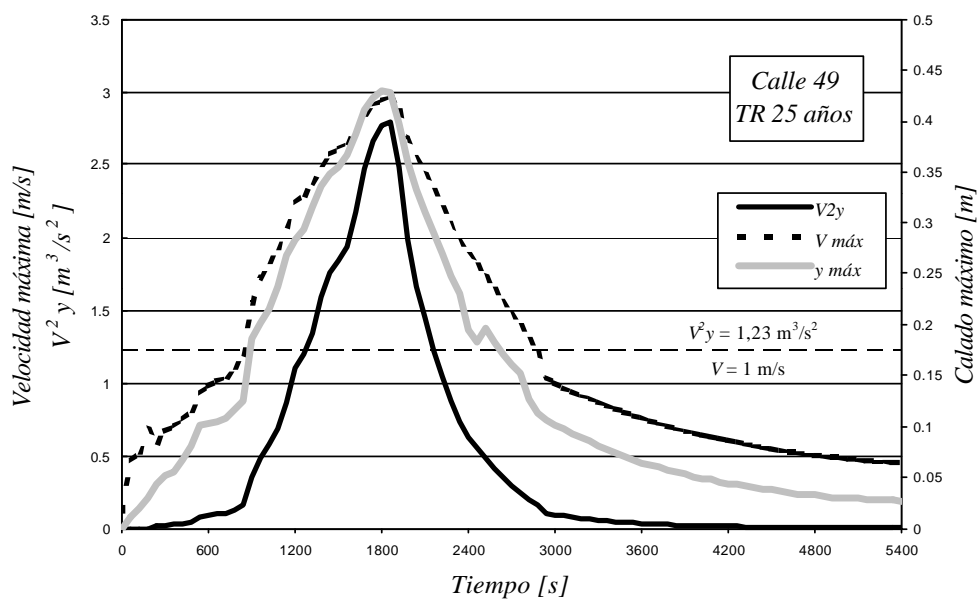


Figura 15: Evolución de los calados máximos, velocidades máximas y del valor máximo del producto  $V^2 y$  a través del tiempo en la calle 49

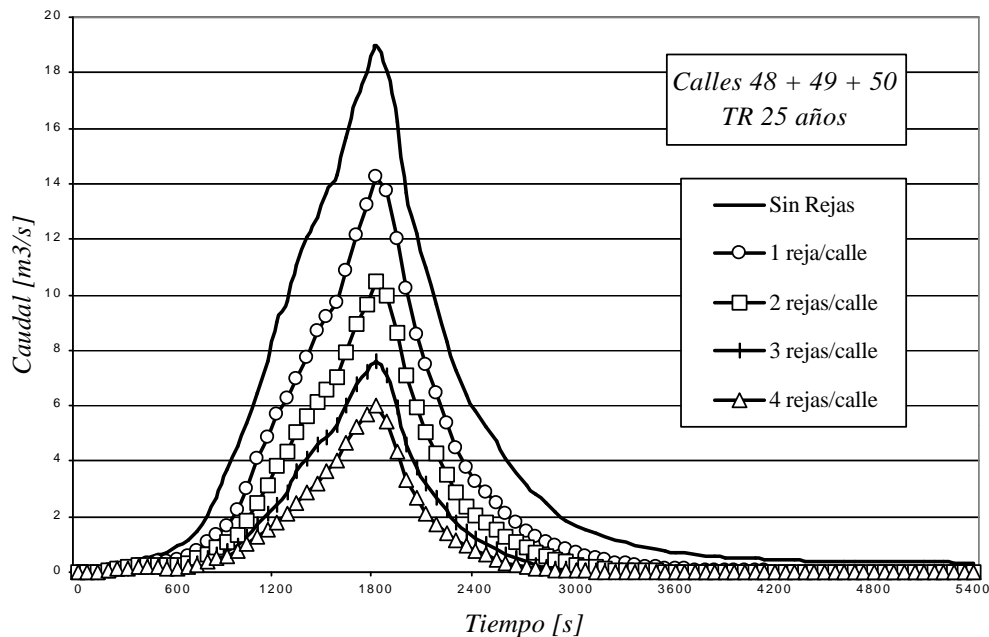


Figura 16: Influencia de las rejillas de captación en el hidrograma de caudal de las calles

## 8. Análisis de resultados

En las figuras 17 a 21 se presenta la duración de la peligrosidad del flujo en cada calle para cada periodo de retorno, tomando como base los cuatro criterios comentados anteriormente.

En general, se encontró una situación de flujos muy rápidos en las calles para los tres periodos de retorno estudiados. Para un periodo de retorno de 25 años, se encontraron velocidades del flujo que en ocasiones superaron, aunque por poco, los 3 m/s durante un lapso de tiempo de 9 minutos.

Casi la mitad de las calles superaron la velocidad de 2 m/s durante más de 10 minutos. Las altas velocidades encontradas están relacionadas con las fuertes pendientes de las calles, en las que se comprueba que el flujo alcanza régimen supercrítico en todas, excepto en la 41. Los números de Froude máximos del flujo varían entre 1,1 y 2,2 según la calle. Por este motivo, el criterio de Témez se cumplió sólo en la calle 41. En las demás, esa situación llegó a durar más de 45 minutos en 12 calles, más de 30 minutos en 34 calles y más de 20 minutos en todas ellas. Las calles más desfavorecidas son las que tienen dirección oeste-este.

En lo que respecta al criterio de calados máximos adaptado a Mendoza, para un periodo de retorno de 25 años, 43 calles superan en algún momento los 30 cm de calado, 9 de las cuales lo hacen durante más de 20 minutos y 25 más de 10 minutos. Las calles que poseen dirección sur-norte tienden a ser las que alcanzan mayores calados.

El criterio de Abt no se cumple en 23 calles para un periodo de retorno de 25 años y en 6 de ellas la situación dura más de 10 minutos y en 17, más de 5 minutos.

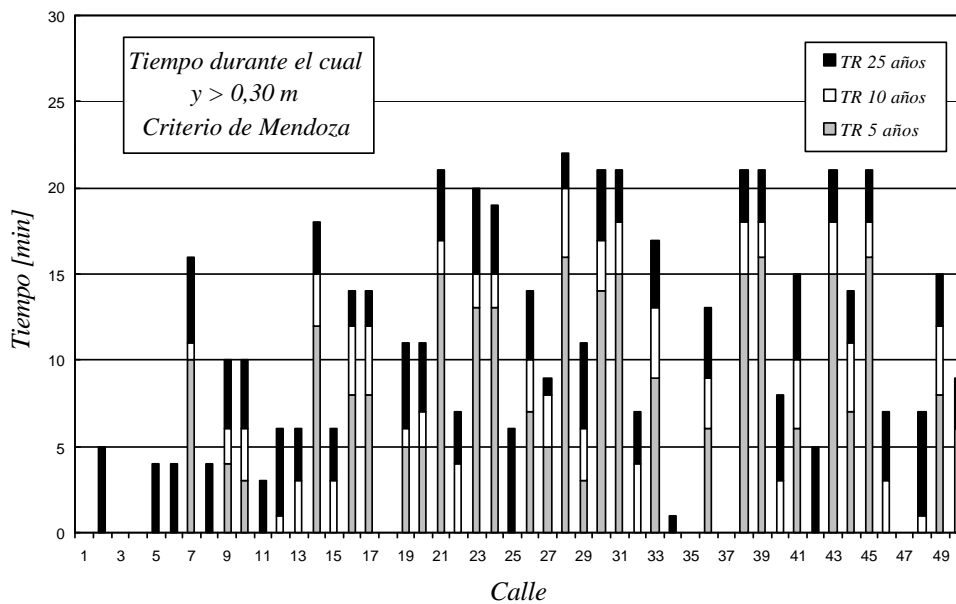


Figura 17: Duración de la peligrosidad por calle, en minutos, según el criterio de calado máximo aplicado en la ciudad de Mendoza

Por último, el criterio de peligrosidad que tiene en cuenta la estabilidad al deslizamiento no se cumple en 20 de las calles para un periodo de retorno de 25 años, de las cuales en 6 la situación dura entre 11 y 15 minutos, en tanto que en 9 calles esta duración es de 6 a 10 minutos.

En la figura 20 podemos ver la influencia de la densidad de rejillas de captación en la duración de la peligrosidad de la escorrentía evaluada con el criterio de la velocidad al cuadrado por el calado para un periodo de retorno de 25 años. Podemos ver cómo, para densidades de 3 y 4 rejillas por calle, no existe ninguna calle en la red en la que se observe escorrentía peligrosa según este criterio. Estas simulaciones fueron realizadas con una densidad fija de rejillas en todas las calles de la red, pero también sería completamente factible con este mismo modelo realizar simulaciones con densidades de rejillas variables calle a calle, buscando el número de rejillas mínimo necesario y sus ubicaciones óptimas, compatibles con los criterios de seguridad que se adopten. Este tipo de análisis hace suponer además que la red de alcantarillado diseñada con los caudales captados por dichas rejillas, sería la red más económica posible y compatible con los criterios de seguridad adoptados. Obsérvese, que incluso podría existir un cierto número de calles que no necesiten poseer una red de alcantarillado con capacidad para captar escorrentía pluvial, por lo que sería suficiente diseñarlas sólo para conducir las aguas residuales.

En la figura 21 podemos ver una comparación de la aplicación de los dos criterios que evalúan la velocidad y el calado en conjunto, en donde podemos apreciar que ambos criterios son, en este caso, complementarios. En general, se aprecia que en calles de menor pendiente (11, 18, 25, 32, 40, 47) prima el criterio de la velocidad por el calado, mientras que en algunas calles de mayor pendiente (44, 48, 49), tiene mayor influencia el criterio de la velocidad al cuadrado por el calado, lo que es lógico, por las mayores velocidades. Esto obliga a no decantarse por ningún criterio en particular, sino a considerar siempre el más restrictivo de todos para las características de la red de calles y las condiciones del flujo que estemos analizando.

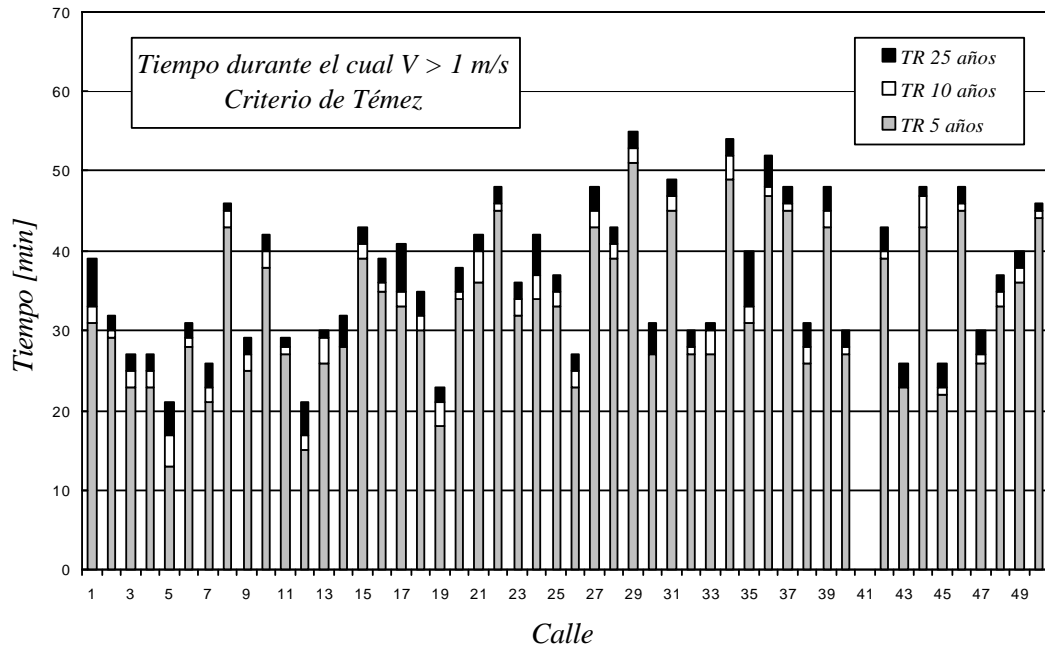


Figura 18: Duración de la peligrosidad por calle, en minutos, según el criterio de velocidad máxima de Témez (1992)

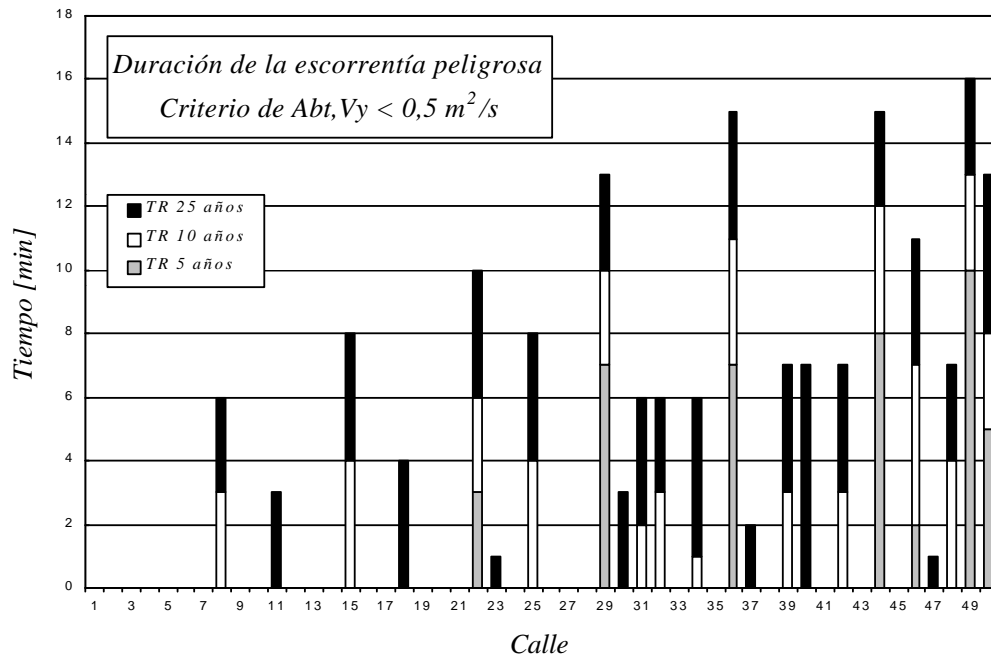


Figura 19: Duración de la peligrosidad por calle, en minutos, según el criterio del producto de la velocidad por el calado



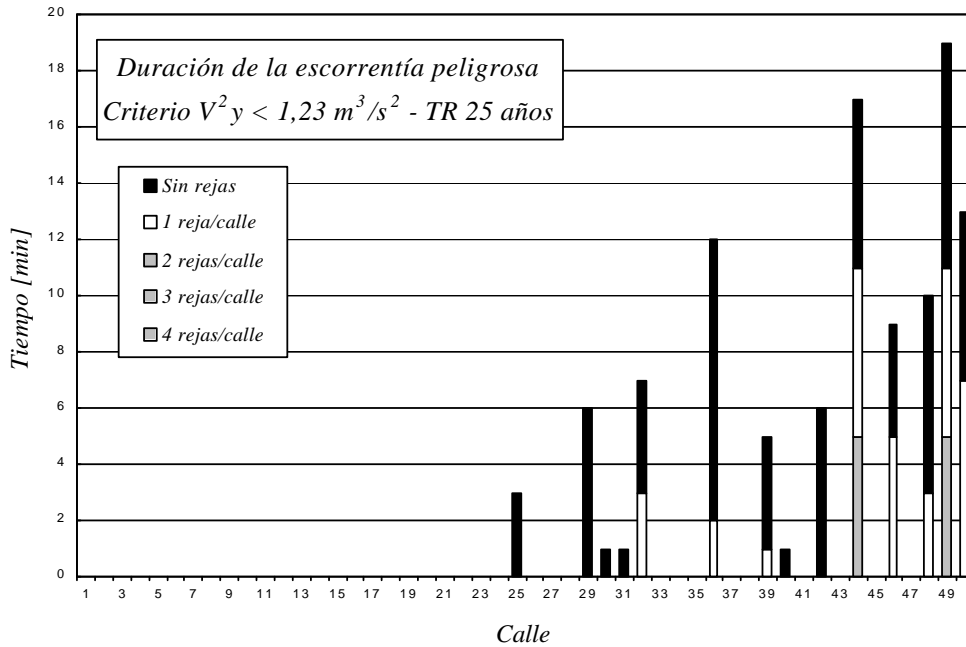


Figura 20: Duración de la peligrosidad por calle, en minutos, según el criterio del producto de la velocidad al cuadrado por el calado, para un periodo de retorno de 25 años

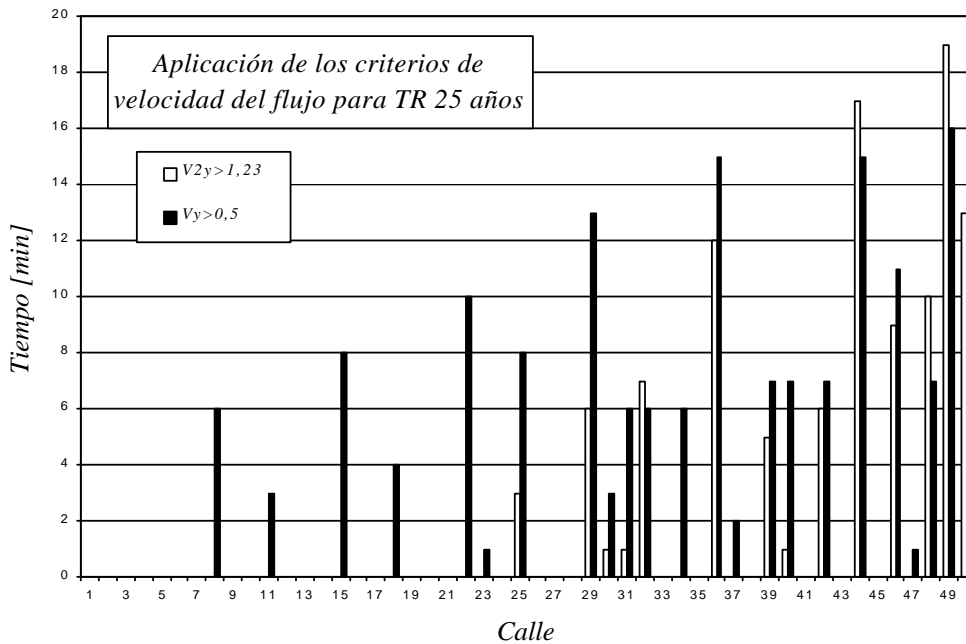


Figura 21: Comparación de la aplicación de los criterios que tienen en cuenta la velocidad y el calado en forma conjunta, para un periodo de retorno de 25 años

## 9. Referencias

**Abt, S.R., Wittler, R.J., Taylor, A. (1989)**. Predicting Human Instability in Flood Flows. Proceedings of the 1989 National Conference on Hydraulic Engineering, ASCE, New York, pp. 70-76.

**Chaudhry, M.H. (2007)**. Open-channel Flow. Springer. New York.

**City of Austin Dept. of Public Works (1977)**. Drainage Criteria Manual, First Edition, Austin, Texas.

**Clark County Regional Flood Control District (1999)**. Hydrologic Criteria and Drainage Design Manual. Disponible en web en [www.co.clark.nv.us](http://www.co.clark.nv.us), Clark City.

**Gieck, K. (1981)**. Manual de Fórmulas Técnicas. Rep. y Servicios de Ingeniería S.A., México D.F.

**Gómez V., M. (1988)**. Contribución al estudio del movimiento variable en lámina libre en las redes de alcantarillado. Aplicaciones. Tesis Doctoral, ETSECCPB, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

**Gómez V., M. (1992)**. Análisis hidráulico de las redes de drenaje urbano. En: Inundaciones y redes de drenaje urbano, J.Dolz, M.Gómez, J.P.Martín (editores), Monografías del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos No. 10, Madrid, pp. 59-78.

**Gonzalo, R. (2002)**. Estudio de la distribución de caudales en cruces de calles con anchos diferentes. Tesina de Especialidad. ETSECCPB. UPC. Barcelona.

**Guirado, V. (2003)**. Estudio de la influencia de las rejillas de captación sobre el comportamiento de la escorrentía superficial en medio urbano. Tesina de Especialidad. ETSECCPB. UPC. Barcelona.

**Nanía E., L.S. (1999)**. Metodología numérico-experimental para el análisis del riesgo asociado a la escorrentía pluvial en una red de calles. Tesis Doctoral. Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.

**Saint-Venant, A.J.C. B. de (1871)**. Théorie du mouvement non-permanent des eaux, avec application aux crues des rivières et à l'introduction des marées dans leur lit, Resúmenes de la Academia de Ciencias, Vol. 73, París, pp.147-154 y 237-240.

**Sección de Ingeniería Hidráulica e Hidrológica, UPC (2001)**. Definición de Criterios de Riesgo para el Flujo en Calles. Análisis del espaciamiento para rejillas e imbornales utilizados en la Ciudad de Barcelona. E.T.S.E.C.C.P., Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona.

**Streeter, V.L. , Wylie, E.B. (1979)**. Mecánica de los fluidos. McGraw-Hill, México, D.F.

**Témez P., J.R. (1992)**. Control del desarrollo urbano en las zonas inundables. En: Inundaciones y redes de drenaje urbano, J.Dolz, M.Gómez, J.P.Martín (editores), Monografías del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos No. 10, Madrid, pp.105-115.

**Wright-McLaughlin (1969).** Urban Storm Drainage Criteria Manual. Urban Drainage and Flood Control District, Denver.

**Yen, B.C. (1986).** Hydraulics of sewers. In: Advances in Hydroscience, B.C.Yen (ed.), Vol. 14, Academic Press, London, pp. 1-122.

# BMP. TÉCNICAS ALTERNATIVAS DE DRENAJE. DEPÓSITOS DE RETENCIÓN

*Manuel Gómez Valentín*

Grup de Recerca FLUMEN  
Dep. de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental. UPC.  
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos  
Jordi Girona 1-3. D-1. 08034 BARCELONA

## 1. Introducción

Podemos distinguir cuatro estadios en el proceso de resolución de los problemas de drenaje:

- A Determinación del grado de protección proporcionado por las obras**, es decir, la frecuencia “tolerable” de mal funcionamiento o inundación que podemos admitir. Desde un punto de vista de economía no parece lógico proporcionar el mismo grado de seguridad ante un fallo para todas las obras, lo que puede en ocasiones suponer elevadas inversiones, sin tener en cuenta las pérdidas económicas que ese fallo supondría en cada caso.
- B Seleccionar la lluvia de diseño**, lo cual debe realizarse a partir del estudio de la información existente. Una lluvia de diseño puede ser todo lo complicada que se quiera, pero el nivel de sofisticación empleado en su obtención deberá ser acorde con el empleado en otros pasos del diseño del sistema de drenaje.
- C Elección del proceso de transformación lluvia–escorrentía**, en función del resultado que queramos obtener.
- D Determinación del tamaño adecuado del colector o canal** para evacuar los caudales evaluados en el apartado anterior. Este es ya un problema más hidráulico, relacionado con la capacidad de desagüe de las secciones propuestas en el diseño.

Ante los problemas planteados, el último paso es la decisión sobre un tamaño de colector a construir. Aunque las soluciones ingenieriles por excelencia son las que podemos calificar de “duras”, (nuevas obras, rehabilitación de colectores existentes, etc), soluciones todas ellas englobadas bajo el apelativo de **estructurales**, existen toda una serie de medidas no estructurales que los poderes públicos de muchos países han puesto en práctica, tales como el control de los usos del terreno no permitiendo determinadas actividades en las cercanías de cauces, o la obligación a los usuarios que están dispuestos a aceptar dichos riesgos a acogerse a un sistema

de seguros que les cubran en caso de desgracia, liberando así a los organismos públicos de la necesidad de atender económicamente a dichos particulares que ya están cubiertos por seguros propios.

## 2. Medidas no estructurales

Estas actuaciones son más conocidas dentro de los programas de protección ante inundaciones de ríos y cauces naturales. La idea básica es promover actuaciones de tipo legal que eviten a priori situaciones de asentamientos en zonas de peligro que puedan sufrir daños. Bajo estas medidas podemos incluir:

- Definición de mapas de riesgo a partir de un estudio o Plan General de drenaje que obtenga, incluyendo las zonas con falta de capacidad de desagüe con la red existente
- Ordenación de las actuaciones en suelo urbano y urbanizable programado para considerar en su desarrollo el aumento de escorrentía producido
- Ordenación del subsuelo urbano incorporando las reservas de espacio para trazado de futuros ejes drenantes, elementos de almacenamiento, etc.

En relación al primer apartado, la realización del estudio de drenaje y la definición de zonas de riesgo para diferentes periodos de retorno tiene como objetivo conocer en detalle la situación actual para a la vista de la misma decidir sobre la ubicación de por ejemplo nuevos equipamientos urbanos. Zonas con gran falta de capacidad de desagüe presentarán problemas de drenaje para infraestructuras subterráneas (aparcamientos, pasos inferiores, etc.). No quiere decir que debamos prohibir su construcción sino que desde la administración, en este caso municipal, se deben exigir las garantías suficientes para asegurar el buen funcionamiento de la obra incluyendo los elementos de seguridad pertinentes.

El planeamiento urbano deberá considerarse y utilizarse como una herramienta de solución de problemas de falta de capacidad de la red. El proceso de urbanización de un terreno de cabecera de cuenca existente supone un hecho ya conocido: aumento de impermeabilidad y por tanto incremento de caudales de escorrentía en relación con los que se producían sobre la cubierta natural inicial. Mediante ordenanzas legales se podría llegar a exigir que la urbanización del suelo natural no suponga un incremento de caudales punta de escorrentía, o en general que no ponga en dificultades la capacidad de desagüe de la red existente aguas abajo de la actuación. Dicha exigencia se traduciría en la selección de técnicas de reducción o de retención de caudales de escorrentía que podrían suponer incluso tener que asignar algunos espacios a elementos de almacenamiento de aguas pluviales, limitando la superficie a edificar.

Pero estas decisiones a nivel de ordenación urbana, tradicionalmente se han aplicado, cuando lo han sido, tan solo a la superficie urbana. La existencia cada vez mayor de servicios e infraestructuras que ocupan el subsuelo obligan a tener en consideración el planeamiento del mismo (Arandes, 1992). El trazado de un colector de drenaje tiene una rigidez mucho mayor al funcionar el flujo del agua por gravedad, que la que presenta por ejemplo una tubería de abastecimiento,

línea eléctrica e incluso un paso inferior de una vía urbana. Con frecuencia, trazados de vías férreas, etc. interfieren con la traza de los colectores siendo estos últimos los que en general acaban “cediendo” protagonismo, modificando su trazado muchas veces sin las suficientes garantías de funcionamiento para las obras de paso. Mucho peor, en ocasiones por falta de previsión no se dejan pasos previstos para las aguas pluviales debiendo solucionarse a posteriori mediante obras tales como sifones invertidos, de funcionamiento siempre problemático.

La utilización de estos recursos puede, vía actuaciones no ligadas a nuevas obras, mejorar el comportamiento de la ciudad. En ocasiones estas decisiones van a ir unidas al empleo de técnicas distintas a la construcción de nuevos ejes de drenaje, que actúan en la línea de reducir caudales de circulación y mejorar la calidad de los efluentes urbanos, algunas de las cuales vamos a describir a continuación.

### 3. BMP (Best Management Practices). Concepto y aplicaciones

Estas ideas anteriores circulaban por las cabezas de numerosas personas en los años 80 y 90 del siglo pasado. Se utilizaban conceptos como los de *source control* (control en el origen), refiriéndose a técnicas de reducción de escorrentía. Pero esto es sólo una parte de las posibilidades ligadas con estos conceptos nuevos. A mediados de los años 90 empezó a utilizarse el acrónimo de **BMP**, referido a **Best Management Practices**, entendiendo por tales todas aquellas técnicas que tuvieran una acción sobre la reducción de caudales de escorrentía y de mejora de la calidad de los efluentes urbanos, y que por ende redundaran en unas menores dimensiones de red de drenaje y en una mejora de la calidad de los medios receptores a los que se vierte la escorrentía urbana. Este concepto fue desarrollado rápidamente en el seno de la Asociación Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) que creó un comité de trabajo para una revisión de las BMP's existentes dentro de un ambicioso programa de estudio denominado NPDES National Pollution Discharge Elimination System, y los subprogramas Stormwater Permit (Permiso de vertido a cauce natural de aguas de escorrentía urbana) y TDML (Total daily maximum load, evaluación de cargas contaminantes diarias máximas). La idea de las BMP's es más amplia y engloba tanto aspectos de reducción de escorrentía (aspectos cuantitativos) como de reducción de carga contaminante (aspectos cualitativos).

Las técnicas utilizadas para eliminar carga contaminante de la escorrentía urbana son las denominadas BMP's. Pero en general a la vez que mejoran la calidad del efluente vertido, reducen los caudales punta o los volúmenes vertidos. No hay una BMP única a utilizar en cada caso. Cada proyecto de actuación debe valorar qué alternativas puede utilizar y qué BMP o BMP's pueden ser las adecuadas al caso concreto. Hay varios factores a considerar en la elección de una BMP. El apoyo de la opinión pública a través de campañas de información es uno de ellos. El apoyo político desde los poderes municipales o supramunicipales es otro de ellos. Hasta hace poco nuestro país no estaba suficientemente maduro para asumir estos nuevos conceptos. En este momento se empiezan a ver actuaciones que demuestran una mayor sensibilidad de nuestras autoridades. La prioridad medioambiental que empezamos a dar a nuestras actuaciones es un camino a seguir para difundir el uso de estas técnicas.

Factores técnicos a considerar en cada evaluación de posibles aplicaciones de BMP's deben ser:

- Disponibilidad de terreno
- Tipos de contaminantes a eliminar y eficiencia de eliminación de los mismos
- Niveles de aguas subterráneas
- Tipos de suelo
- Costes de aplicación de la BMP
- Costes de mantenimiento

Algunas de las técnicas aplicables se revisan a continuación. En algunos casos serán aplicables y en otros no tanto. En general se tratará de actuaciones distribuidas, repartidas a lo largo de toda la cuenca pero cuya efectividad merece ser evaluada.

#### **4. Reducción de la escorrentía superficial. Acondicionamiento de la ciudad**

Hemos comentado anteriormente que dos de las consecuencias más importantes del fenómeno de la urbanización sobre el comportamiento hidrológico de la ciudad son la impermeabilización del suelo, con el aumento de volumen de escorrentía consiguiente, y la reducción del tiempo de concentración en una cuenca urbana, dado que la menor rugosidad de la superficie hace que las aguas de escorrentía lleguen antes a las zonas bajas de las cuencas urbanas provocando la aparición de caudales punta mayores que antes. Si esto son algunas de las consecuencias de un proceso de urbanización que no ha tenido en cuenta en su desarrollo el problema del drenaje de la ciudad, podemos a partir de ahora tratar de corregir algunos de esos aspectos, actuando precisamente a nivel de planeamiento urbanístico, intentando conseguir una ciudad más “permeable”, en definitiva incorporando los aspectos del drenaje al desarrollo urbano de la ciudad.

##### **4.1. Técnicas de infiltración en el terreno**

En algunos casos, el sustrato natural de las ciudades presenta unas características de permeabilidad elevadas, al estar formado por materiales tipo gravas o arenas. La ubicación de ciudades y pueblos cerca de cauces naturales, por facilidad de aprovisionamiento de agua, supone que en muchos casos el asentamiento urbano se halla ubicado sobre materiales sedimentarios muchas veces bastante permeables. La construcción de aceras, viales, etc. ha impermeabilizado la superficie urbana, eliminando la capacidad de infiltración de ese terreno. Podemos tratar de aprovecharlo de diversas maneras como por ejemplo:

- Favorecer la escorrentía sobre suelo natural
- Uso de cunetas o calzadas filtrantes

- Depósitos de infiltración
- Zanjas de infiltración

## 4.2. Escorrentía sobre suelo natural

La forma más sencilla de reducir la escorrentía superficial es dejar escurrir el agua sobre un terreno natural, cubierto de vegetación. De ese modo permitimos la infiltración natural sobre el terreno, la cual dependerá del tipo de suelo y de la posición del nivel freático.

Para valorar su importancia es necesario conocer en detalle la permeabilidad del terreno, la composición del mismo y la posibilidad de contaminar el acuífero por arrastres de materias nocivas incorporadas a través de la escorrentía superficial proveniente del lavado de la ciudad. Si esto es así puede ser necesario instalar drenes subterráneos conectados a la red de drenaje en algún punto aguas abajo. Esto quiere decir que el agua de escorrentía volverá a la red pero se habrá aumentado el tiempo de concentración y reducido significativamente el caudal punta a la vez que numerosas impurezas habrán quedado retenidas en el terreno que actuará a manera de filtro.



Figura 1: Escorrentía sobre terreno natural

## 4.3. Cunetas filtrantes

Se pueden disponer junto a los viales de circulación, cunetas filtrantes para retener el flujo y facilitar la infiltración en el terreno. Es importante la existencia de una buena vegetación, ya que el crecimiento de las raíces puede abrir y regenerar suelos que se encontraran parcialmente colmatados. Cuando el arrastre de sedimentos es muy elevado, hay que regenerar el terreno eliminando los arrastres acumulados.





Figura 2: Cuneta filtrante (Phoenix AZ)

#### 4.4. Depósitos y zanjas de infiltración

Se trata de reservar espacios suficientes para concentrar aguas de escorrentía en superficie, proveniente de tejados u otras superficies impermeables, y aprovechar la capacidad de infiltración del terreno. Con respecto a las dos opciones anteriores, requieren menos espacio pero necesitan a su vez de un mantenimiento más cuidado. La pérdida de capacidad de infiltración por colmatación los puede convertir en un estanque de aguas turbias, con sedimentos que impiden el crecimiento de vegetación. Dado que el mantenimiento es más complejo, se utilizan menos que los anteriores sistemas pero pueden ser perfectamente aplicables. Ejemplos de aplicación pueden ser:

- Zanjas longitudinales, paralelas a viales, que permiten un volumen notable según la longitud de la misma
- Volúmenes disponibles en espacios urbanos no utilizados como la zona central de las rotondas, o ramales de incorporación a vías rápidas. Su proliferación en zona urbana supone la posibilidad de empleo de un espacio infrautilizado. Supondría cambiar los diseños actuales de pequeñas lomas, por los de zona excavada con posibilidad de incluir vegetación.
- Zonas de parterre junto a edificios. Se puede aprovechar ese volumen para gestionar la escorrentía de los tejados de las edificaciones que disponen de estos parterres cercanos.

Algunas de estas actuaciones se pueden implementar de manera inmediata, con pequeñas modificaciones. Pero supone sobre todo incorporar dentro del diseño urbano, la presencia del agua en la superficie de la ciudad y el acondicionamiento de esta superficie para el manejo y gestión de esa escorrentía.



Figura 3: Cuneta filtrante. Sant Boi de Llobregat



Figura 4: Vertido de pluviales de tejados



Figura 5: Depósitos de infiltración

#### 4.5. Técnicas de aumento del tiempo de escorrentía

Si mediante actuaciones en superficie logramos reducir el tiempo de entrada del agua en la red de drenaje, con el mismo volumen de escorrentía podemos disminuir los caudales pico de los hidrogramas de entrada y consecuentemente lograr diseños más económicos en la red de drenaje, en caso de tratarse de una red de nueva construcción, o mejorar el comportamiento hidráulico de una red existente.

#### 4.6. Retención de la escorrentía en el origen (source control)

Se trata de retener el agua en la zona donde se produce la escorrentía un tiempo suficiente para que llegue a la red de drenaje más tarde de lo que lo hacía hasta entonces. Muchas de estas técnicas fueron implementadas a finales de los años 60 y principios de los 70 en ciudades de Estados Unidos, y desde entonces se han extendido a otras partes del mundo. Estas actuaciones suelen englobarse en lo que se denomina “source control”, o control/retención de la escorrentía en el origen, y en caso de llevarse a cabo de forma eficiente y con un mantenimiento preventivo constituyen unas técnicas excelentes. Sin embargo, en muchos casos es difícil realizar ese mantenimiento por lo que su efectividad queda entonces disminuida.

Podemos controlar el agua de escorrentía que se produce en los tejados y terrazas de las casas. Un diseño posible se indica en la figura 6. Mediante un sencillo aliviadero perimetral, se almacena una cierta cantidad de agua (10 a 20 cm) que es drenada a través de pequeños



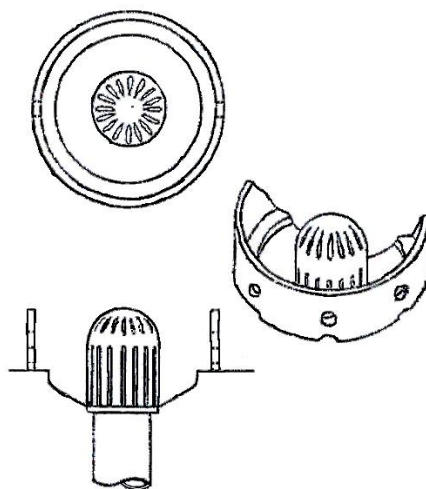


Figura 6: Retención del agua en terrazas de edificios

agujeros mientras no se supera la altura de retención, y a través de todo el perímetro circular una vez se alcanza el límite de almacenamiento. Con esto se consigue retener en cada edificio el agua de escorrentía correspondiente a su superficie. Si esta técnica se implementara en todas las nuevas construcciones, la suma de contribuciones de retención en todas las edificaciones de un área podría llegar a ser algo muy importante dentro del drenaje ciudadano, especialmente en zonas de gran densidad de edificación. Este concepto de retención choca frontalmente con la mentalidad actual de los propietarios que pretenden drenar lo más rápidamente posible las aguas de lluvia de sus tejados, para evitar problemas de humedades y filtraciones en caso de construcciones en mal estado.

Otro punto de actuación puede ser la utilización de grandes áreas en zona urbana como depósitos de acumulación temporal de agua de escorrentía. En muchas ciudades se dedican miles de metros cuadrados a zonas de aparcamiento que pueden rendir otra utilidad en tiempo de lluvia. Podemos situar unos limitadores de entrada del agua de escorrentía, de manera que el resto se vaya acumulando en la zona de aparcamiento. En su diseño debe tenerse en cuenta que la primera actividad de la zona es la de aparcamiento y que por tanto la inundación controlada debe producirse pocas veces y sin daños para los vehículos estacionados. Como reglas generales de utilización podemos indicar (Stahre y Urbonas, 1990):

- Mantener la frecuencia de inundación en niveles bajos. La máxima inundación permitida debería producirse como mucho una vez cada 5 ó 10 años.
- La altura de inundación máxima permitida debería estar alrededor de los 20 cm para una tormenta de periodo de retorno elevado (100 años o así).
- Situar las partes bajas de la zona de aparcamiento, por tanto las de máxima inundación, en las zonas menos usadas por los vehículos. Cuando se planifique la superficie de aparcamiento, tener en cuenta este detalle y decidir las pendientes del terreno.
- Prever salidas de agua para drenar el parking una vez pasada la tormenta en un tiempo no superior a media hora.

- Disponer los limitadores de entrada de agua, similares a los indicados en la figura 7, en puntos no accesibles fácilmente para evitar la acción vandálica de personas.

Estas recomendaciones hechas para zonas de aparcamiento pueden extenderse a otros usos como por ejemplo parques públicos, zonas de ocio, etc.

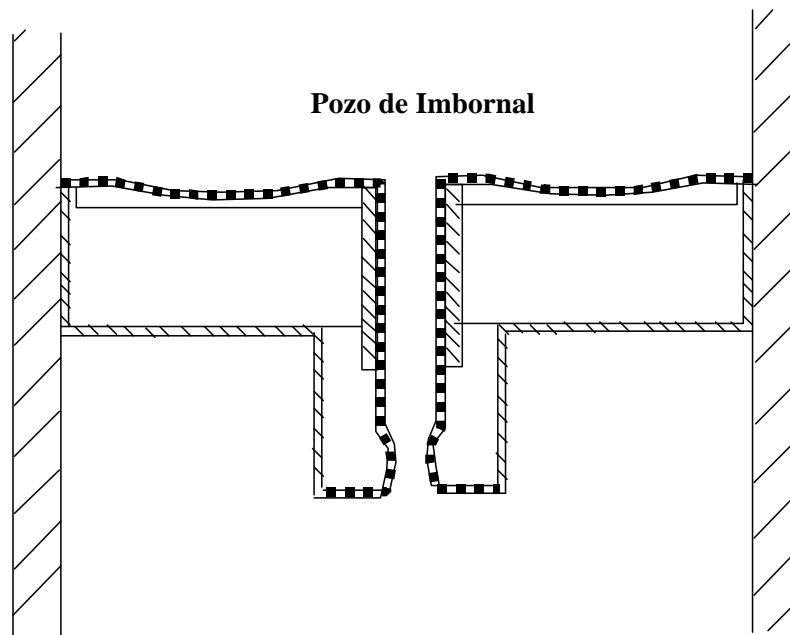


Figura 7: Retención de entrada de flujo usada en zonas de parking

#### 4.7. Pavimentos porosos

Si hasta ahora estamos hablando de actuar sobre las edificaciones, un área importante de todas las ciudades viene ocupada por los viales de circulación, calles, avenidas, etc. Tradicionalmente se han empleado mezclas bituminosas o de hormigón cuyo grado de impermeabilidad era elevado, escurriendo el agua de lluvia encima de la calle y dirigiéndose a la red de drenaje.

El objetivo era por un lado evitar la degradación del material de rodadura por la posible puesta en carga del agua retenida en poros o fisuras, y por otro limitar la posible pérdida de capacidad portante del material de explanada por el aumento de contenido en agua. Si el sustrato lo permite, se pueden emplear calzadas porosas, formadas por mezclas abiertas que permiten un cierto grado de infiltración en el terreno. Hormigones porosos con un 25 % de huecos presentan resistencias del orden de los 100 Kg/cm<sup>2</sup> y permeabilidades del orden de 0.1 a 1 cm/s. Se han experimentado hasta ahora sobre todo a nivel de superficies de parking, con pavimentos hechos con hormigón poroso o mediante placas alveoladas (con agujeros), y en algún caso en zonas de peajes de autopista (cerca de Nancy, Francia) donde se ha utilizado como ligante una resina de poliéster.



Figura 8: Pavimentos porosos

Su uso es aún incipiente y no está suficientemente aclarado el tema de la durabilidad del material, el efecto de los ciclos de hielo/deshielo en el agua retenida en los poros, etc. Otro de los problemas que plantean las calzadas porosas son la infiltración y arrastre de sustancias contaminantes (aceites minerales, metales pesados, etc.) que introducidos en el terreno pueden alcanzar los acuíferos de la zona, provocando una polución y deterioro de la calidad del agua subterránea. De todos modos datos aportados en una zona experimental francesa (Valiron y Tabuchi, 1992) indican que el terreno actúa a manera de filtro, reteniendo en un espesor de entre 50 cm a 1 metro el mayor porcentaje de carga contaminante. Por debajo de estas profundidades las concentraciones de sustancias como metales pesados, etc. son muy inferiores. A pesar de esta indicación no perdamos de vista que la carga contaminante retenida constituye un depósito que puede movilizarse con cualquier otra tormenta importante lo que supone un almacenamiento latente que hay que controlar y seguir. Para evitar estos riesgos es preferible la recogida inferior con ayuda de drenes que dirigen el caudal infiltrado hacia la red de drenaje, evitando la contaminación de las aguas subterráneas.

Si definimos el coeficiente **C1** como la relación entre la altura máxima de agua alcanzada en la estructura porosa teniendo en cuenta que es drenada por el tubo inferior, frente al espesor de calzada necesario para almacenar toda la cantidad de agua caída (si no existe drenaje inferior)

vemos como en la figura 9 se muestra la variación de C1 con la porosidad para diferentes valores de la permeabilidad del material de calzada para el caso de un espaciamiento de drenes de unos 20 metros. Disponer drenes inferiores para un material con porosidad del 20 % y con una per-

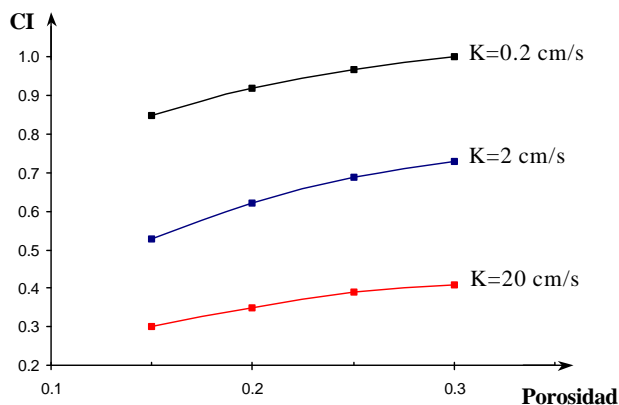


Figura 9: Variación de C1 frente a porosidad

meabilidad de unos 2 cm/s (cota normal en hormigones porosos) supone un ahorro de espesor del orden de un 40 %. Los materiales de empleo pueden ser hormigones porosos de cemento, o mezclas bituminosas porosas. Se consiguen en el primer caso con granulometrías discontinuas (falta de algunos tamaños intermedios de grano) y relaciones agua/cemento bajas. A pesar de su aparente falta de compacidad alcanzan resistencias de 150 Kg/cm<sup>2</sup> sin demasiados problemas, con permeabilidades de 1 a 2 cm/s. Tengamos en cuenta que una arena gruesa presenta permeabilidades del orden de 0.1 cm/s. La estructura ideal, desde varios puntos de vista estaría compuesta por una capa de rodadura abierta, y una capa de base de mayor porosidad, para dificultar la colmatación en profundidad, aislada del medio a través de una capa impermeable cerca de la zona de los drenes profundos. La gradación de porosidades tiene por objeto facilitar la regeneración del pavimento si se colmata en superficie. Un lavado a presión arrastra al fondo los materiales retenidos que pueden ser recogidos por los drenes de fondo. Incluso si es posible acceder a través de estos drenes profundos se puede intentar una regeneración mediante lavado a contracorriente.

#### 4.8. Depósitos de retención

Constituyen una de las técnicas más habituales para reducir la magnitud de los caudales pico de escorrentía. Consiste en dedicar un espacio con cierta capacidad de almacenamiento para retener parte del volumen del hidrograma de caudal de escorrentía, reduciendo además por laminación el caudal pico que debe transportar la red de drenaje aguas abajo. Los volúmenes de agua almacenados pueden liberarse poco a poco una vez haya pasado la tormenta. Dada su especial relevancia, será objeto de atención especial en el tema siguiente.



Figura 10: Balsa de laminación



Figura 11: Aliviadero de la balsa tipo morning glory



#### 4.9. Estimaciones económicas de estos elementos

A la hora de decidir el empleo de alguna de estas técnicas alternativas debe valorarse el coste asociado a cada una de ellas. Es difícil su valoración, en especial porque son técnicas nuevas con pocos referentes y además no se dispone de estimaciones contrastadas en el caso de realizaciones en nuestro país, por lo que debemos recurrir a valoraciones en países próximos. Los datos de la tabla siguiente han sido extraídos de información sobre realizaciones en Francia (Valiron y Tabuchi, 1992). Los costes de los pavimentos porosos varían en función de si se disponen drenes subterráneos y su espaciado.

Una comparación completa de la valoración de estas opciones debería hacerse incluyendo los resultados de una solución convencional, confiando exclusivamente en la red de drenaje, frente al empleo de otras técnicas no convencionales como éstas comentadas. Resultados obtenidos en algunas poblaciones francesas indican que los costes son muy similares, o tan solo ligeramente superiores por el lado de las técnicas alternativas.

Tabla 1: Costes de construcción y mantenimiento de algunas soluciones alternativas de drenaje

Tipo de solución	Coste de construcción	Coste de mantenimiento anual
Zanjas drenantes	45 €/m <sup>3</sup> + 2.25 €/m <sup>2</sup> césped	0.75 €/m <sup>2</sup>
Pozos de infiltración	3.75 €/m <sup>2</sup> sup. drenada	225 €/pozo cada 2 años
Pavimentos alveolares	15 €/m <sup>2</sup>	
Pavimentos porosos	33 a 66 €/m <sup>2</sup>	0.75 a 2.1 €/m <sup>2</sup>
Depósitos al aire libre	12 a 60 €/m <sup>3</sup>	0.75 €/m <sup>3</sup>
Depósitos enterrados	150 a 525 €/m <sup>3</sup>	0.75 €/m <sup>3</sup>

Los costes de construcción en el caso de depósitos de hormigón se estiman en un 60-70 % de obra civil y un 30 a 40 % en equipos. En estos casos se ha incluido el coste del terreno. La valoración debe tomarse con reservas en términos absolutos pero puede ser más realista a nivel de costes relativos.

## 5. Explotación de una red de drenaje. Esquemas de control en tiempo real

Hemos comentado algunas actuaciones relacionadas con el medio físico superficial urbano, como la posibilidad de aprovechar la capacidad filtrante del terreno o el almacenamiento del agua de lluvia en depósitos de retención. Además de las mencionadas, tenemos una última alternativa de trabajo como sería una explotación de la red de drenaje existente aprovechando su capacidad de almacenamiento.

En cierta medida, la presencia de depósitos de retención ya supone un aprovechamiento del almacenamiento de la red; sin embargo podemos ir más allá, dotando al depósito o a otras zonas de la red de elementos de regulación y control, compuertas, azudes de altura variable, estaciones de bombeo, etc. De esta manera podemos incorporar a la gestión de la red elementos activos, como los mismos depósitos, que podemos utilizar a la manera de embalses de regulación, llenándolos o vaciándolos en el momento que consideremos oportunos. De ese modo podemos reducir el impacto de los caudales que entran en la red, limitando los caudales punta de circulación, los vertidos al medio por ejemplo incluyendo entre los objetivos penalizar de forma distinta los vertidos al medio receptor en las diferentes salidas, intentando que en una zona de playa se vierta menos que en una zona donde no hay ninguna actividad humana (Gómez et al, 1988), (Rodellar y Gómez, 1991). La implementación de un esquema de control de este tipo precisa tres elementos:

- 1.- Sistema de monitorización y seguimiento de variables meteorológicas (lluvia) e hidráulicas (niveles y caudales) en diferentes puntos de la red.
- 2.- Centro de proceso, donde se recibe la información del estado de la red, se realizan las predicciones de comportamiento, las acciones de control a adoptar (subir o bajar compuertas) y se analizan mediante modelos numéricos de simulación las repercusiones sobre el estado de la red de dichos movimientos.
- 3.- Elementos de actuación en la red, compuertas, válvulas, etc.

Este sería un último estadio en el proceso de gestión de una red de drenaje, que requiere un conocimiento muy profundo del modo de funcionamiento hidrológico e hidráulico tanto de nuestra ciudad como de la red de drenaje asociada. La toma de decisiones sobre movimientos de actuadores dentro de la red y sus consecuencias sobre el flujo sólo pueden hacerse desde la seguridad de conocer cómo reacciona nuestra red, conocimiento que se adquiere tan solo al cabo de un seguimiento de varios años de la misma con ayuda tanto de medidas reales de funcionamiento de la red como de modelaciones matemáticas de la misma que permiten predecir comportamientos para diferentes escenarios.

## 6. Resumen y conclusiones

En estas páginas se ha descrito una visión de la ciudad como el medio propio de actuación para estudiar o resolver problemas asociados al drenaje urbano. La opción de recurrir a obras de ingeniería, grandes colectores, etc. soluciones que podríamos denominar “duras” desde un punto de vista ambiental, no debe hacernos olvidar que son posibles otro tipo de actuaciones más “blandas”. En ocasiones estas no resuelven el problema y por tanto debemos seguir considerando la construcción de infraestructuras de drenaje tradicionales, pero en cualquier caso debemos afrontar la solución de los problemas de drenaje urbano desde un punto de vista amplio, considerando el problema global y valorando las opciones de reducción de escorrentía, permeabilización del tejido urbano, etc. frente a la tradicional construcción de colectores. Además, incorporan una ventaja adicional: suponen un primer nivel de tratamiento de las aguas de escorrentía y pueden reducir de manera significativa las cargas contaminantes vertidas a los medios receptores.

## 7. Referencias

**Arandes, R. (1992).** Planeamiento urbanístico y Drenaje Urbano. Inundaciones y redes de drenaje urbano. Dolz, J., Gómez, M., Martín, J.P. Editores. Colegio de Ing. de Caminos. Madrid.

**ASCE (2001).** Guide for Best Management Practice (BMP) selection in urban developed areas. American Society of Civil Engineers. New York.

**ASCE (1986).** Design and Construction of Sanitary Storm Sewer. Manual of Engineering Practice 37. American Society of Civil Engineers. New York.

**Bolinaga, J.J. (1979).** Drenaje Urbano. INOS. Caracas.

**Chow, V.T., Maidment, D.R., Mays, L.W. (1988).** Applied Hydrology. McGraw-Hill. New York.

**Dolz, J., Gómez, M., Martín, J.P. Ed. (1992).** Inundaciones y redes de drenaje urbano. Colegio de Ing. de Caminos. Madrid.

**Field, R., Heaney, J.P., Pitt, R. (2000).** Innovative Urban Wet-Weather Flow Management Systems. CRC Press. Boca Raton.

**Gómez, M. Martín, J.P., Rodellar, J. Quer, J.L. (1988).** Algoritmos de control del flujo en canales. Cap. 7 de 'Sistemas en Ingeniería Civil'. Ed. J. Rodellar. CIMNE. Barcelona.

**Hall, M.J. (1986).** Urban Hydrology. Elsevier Applied Sc. Londres.

**Rodellar, J, Gómez, M. (1991).** Automatic control of a sewage interceptor. ASCE National Conf. on Water Resources, Planning & management. New Orleans.

**Seybert, T. (2006).** Stormwater Management for Land Development: Methods and Calculations for Quantity Control. J. Wiley. New-York.

**Stahre, P., Urbonas, B., (1990).** Storm Water detention. Prentice Hall. New York.

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

# PREDIMENSIONAMIENTO DE DEPÓSITOS DE RETENCIÓN EN REDES DE ALCANTARILLADO

*Hans Paul Sánchez Tueros*

Grup de Recerca FLUMEN  
Dep. de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental. UPC  
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos  
Jordi Girona 1-3. D-1. 08034 BARCELONA

## 1. Planteamiento del problema

Uno de los principales problemas que sufren las ciudades ubicadas en zonas de fuertes precipitaciones, es el asociado a la evacuación de sus aguas pluviales. El mal funcionamiento de la red de alcantarillado origina grandes pérdidas económicas y sociales, por lo que la preocupación de los ingenieros ha sido siempre buscar los métodos más idóneos para drenar las ciudades sin que se produzcan daños y que a la vez estén al alcance presupuestario de los ayuntamientos. Esta tarea es necesaria en muchas ciudades, ya sea porque los diseños de los colectores se hicieron sin datos fiables de lluvia o porque se emplearon cálculos y verificaciones que no representan el comportamiento real del flujo, o simplemente por el aumento de las zonas urbanas que origina la ampliación de la red de drenaje y la impermeabilización del suelo, elevando los caudales de escorrentía más de lo que puede evacuar el colector.

Para hacer frente a este problema se puede recurrir a adecuar las dimensiones del colector para que pueda drenar los caudales requeridos, es decir, construir o reconstruir el colector con las nuevas dimensiones. Esta medida puede ser difícil desde el punto de vista económico por lo que implica la ejecución de nuevas obras, la rehabilitación de colectores existentes y no sólo en puntos localizados sino a lo largo de toda la red, lo que origina la sobreelevación de los costes por causas indirectas como: la obstrucción del tránsito de vehículos, la reposición y cuidado de las líneas de otros servicios (luz, gas, agua, teléfono, etc.). Incluso muchas veces por falta de espacios disponibles es imposible ampliar la red, por lo que se requiere utilizar otras medidas.

Los depósitos de retención, en sus diferentes variantes, hoy en día se han convertido en uno de los métodos propuestos con mayor frecuencia para solucionar los problemas de falta de capacidad de las redes, pero hay que indicar que muchas veces se sugiere su empleo sin tener un conocimiento cuantitativo de la magnitud del depósito que se requiere.

En este capítulo se pretende dar a conocer los conceptos generales sobre depósitos de retención, así como el funcionamiento y su predimensionamiento.

## 2. Concepto de depósito de retención

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 pico que se presenten, hasta un caudal máximo que se desee hacer circular por la red, cuya magnitud está en función de la capacidad de desagüe de la red existente aguas abajo. La salida de los depósitos puede estar condicionada por válvulas de restricción.

Dentro de los depósitos de retención podemos distinguir dos tipos: los depósitos de retención sin derivación y los depósitos de retención con derivación.

### 2.1. Depósitos de retención sin derivación

También llamados depósitos en serie o en línea (on line storage basin), son depósitos que están ubicados en la traza del colector, de manera que todo el flujo circulante atraviesa el depósito de retención, y cuya función consiste principalmente en atenuar los caudales punta aprovechando la capacidad de almacenamiento y laminación que tenga el depósito. Al depósito se le puede adicionar un elemento regulador que limite el caudal de salida a un valor máximo deseado, acorde con las condiciones del conducto de desagüe. En este tipo de depósitos, el parámetro hidráulico más importante es el área en planta que controla los niveles de agua en el depósito.

Su principal desventaja radica en que no siempre es posible disponer de un área lo suficientemente grande como para laminar adecuadamente los caudales de entrada y que además esté en la traza de la red, pero tiene la ventaja de un diseño y explotación sencillo y el que en la mayoría de los casos el vaciado se hace por gravedad (véase figura 1 y figura 2)

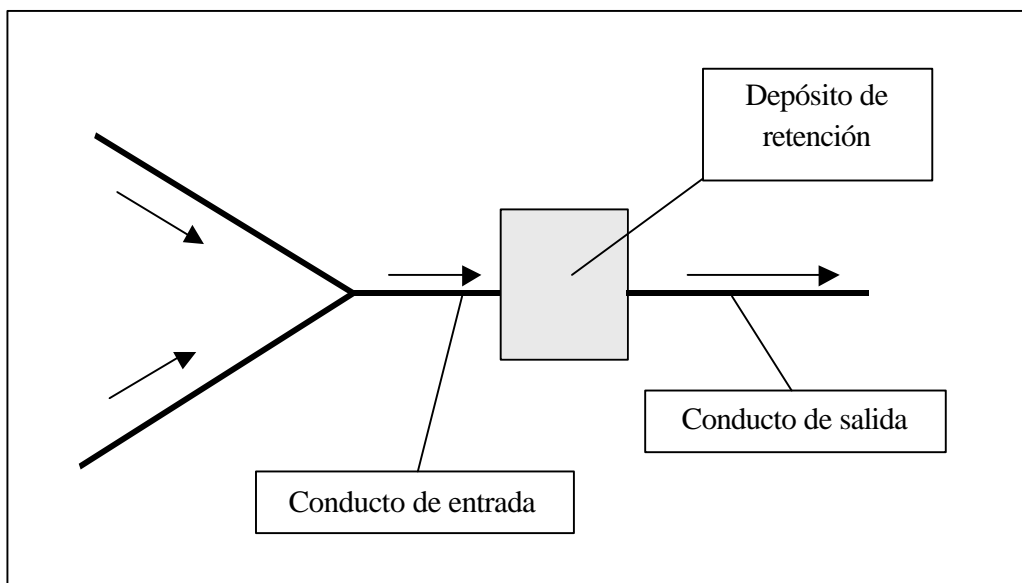


Figura 1: Esquema de una red con depósito sin derivación

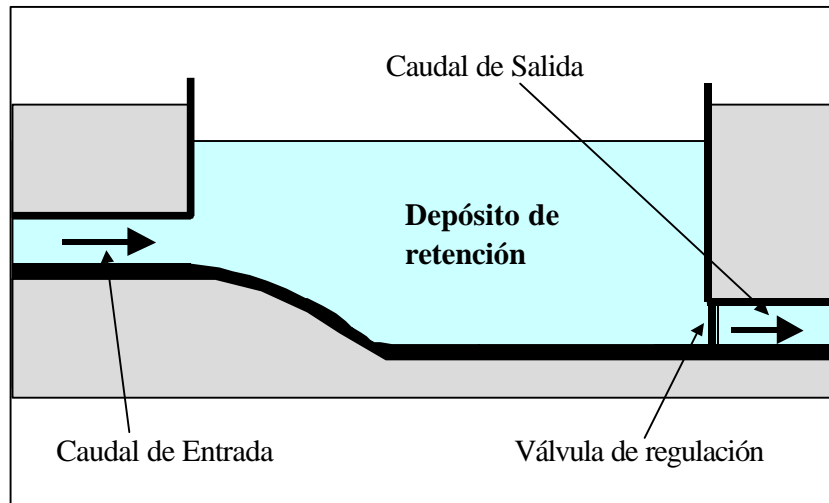


Figura 2: Depósito sin derivación con válvula u orificio de regulación

El funcionamiento de estos depósitos dentro de la red es muy similar a la gestión de cuencas hidrográficas, donde las soluciones a la mejora del comportamiento de la red fluvial pasan por una adecuación de los cauces y por la ejecución de obras como los embalses de laminación, cuyo objetivo es proteger el tramo de cauce y las poblaciones existentes aguas abajo del embalse. El funcionamiento de un embalse de laminación es un problema clásico de atenuación de un hidrograma de caudal que entra en el embalse, fruto de una crecida aguas arriba, y su salida controlada por los órganos de desagüe (aliviadero, desagües de fondo y medio fondo) de manera que el caudal punta de salida del embalse sea inferior al de entrada y de magnitud tal que no produzca daños aguas abajo del embalse. Aprovechando esta idea clásica y aplicándola a un problema como el del drenaje urbano, tenemos que a pequeña escala en la red de drenaje, los mismos elementos que en una cuenca hidrográfica; los colectores de la red son similares a los cauces naturales y la necesidad de que no se desborden es la misma en ambos casos. Para proteger una zona de la red del desbordamiento podemos reducir los caudales circulantes poniendo un embalse de laminación que en el caso de drenaje urbano recibe el nombre de depósito de retención (detention basin).

## 2.2. Depósitos de retención con derivación

Estos depósitos también reciben el nombre de depósitos en paralelo, y se caracterizan porque parte de las aguas circulantes por la red son derivadas mediante una estructura de alivio y una conducción a un depósito ubicado fuera de la red, (por lo que se les denomina *off-line storage basin*) reteniéndose allí para luego ser evacuadas.

Su principal desventaja es que no siempre es posible vaciarlo por gravedad, lo cual supone un coste adicional, además de que en el coste se debe incluir la construcción del elemento de conducción y el de vaciado, que debería ser lo más corto posible por cuestiones económicas. Como ventaja, el depósito puede estar ubicado en cualquier lugar dándole una cierta flexibilidad para elegir la ubicación adecuada.

Lo más significativo de este tipo de depósitos es su volumen de almacenamiento, siendo necesario que se cuente con una capacidad suficiente para almacenar los volúmenes requeridos, no siendo tan crucial el valor de la superficie del depósito a diferencia del depósito en línea, (véase figura 3).

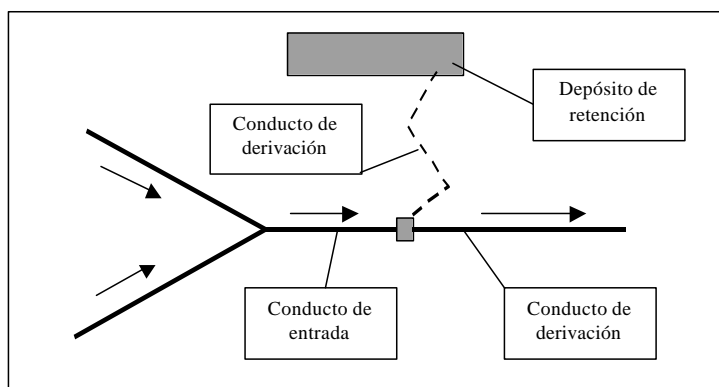


Figura 3: Esquema de una red con depósito de retención con derivación

El funcionamiento de este tipo de depósitos es muy simple, ya que consiste en guardar o almacenar en un depósito el agua que no cabe en la red, para luego ser evacuada progresivamente una vez haya pasado la tormenta. Lo que importa de este depósito es el volumen que almacene, que debe ser igual o mayor a la precipitación de diseño menos lo que soporta la red.

En tiempo seco algunos depósitos son utilizados para diferentes fines (estacionamientos, parques, campos deportivos, etc.), porque no circulan por él caudales residuales y sólo cumple su función real cuando los caudales generados por la lluvia sobrepasan el caudal admitido por la red. Un clásico ejemplo se muestra en la figura 4, donde la superficie del depósito está siendo usada como un campo deportivo. Se trata de un depósito de retención con derivación, que controla los flujos de escorrentía para caudales mayores a los 10 años de periodo de retorno.



Figura 4: Depósito de retención con derivación, en Denver. Está siendo usado como campo deportivo en épocas de tiempo seco

### 2.3. Depósitos de retención mixtos (serie/paralelo)

También es posible hacer una combinación de los depósitos en serie y paralelo, disponiendo de dos depósitos que funcionen conjuntamente, uno en serie y otro en paralelo.

La idea de esta combinación es que el depósito en serie lamine el caudal de la red, y si la capacidad de éste es sobrepasada, mediante un vertedero lateral el exceso de caudal será derivado a un depósito en paralelo el cual retendrá las aguas hasta que pase la tormenta para luego desagüarla poco a poco.

También algunas veces se utiliza la combinación de depósitos con la finalidad de controlar la contaminación ambiental, utilizando el depósito en paralelo para almacenar la primera aguas de lavado (first flush) y que éstas no se viertan directamente en el lecho de los ríos o en el mar, y el depósito en serie cumple únicamente la función de laminación del caudal. En ocasiones podemos dimensionar un mismo depósito donde un cierto volumen se dedica a retener primeras escorrentías, y el resto a laminar caudales punta.

## 3. Dimensionamiento de depósitos de retención

El correcto dimensionamiento hidráulico de los depósitos de retención se realiza mediante un modelo matemático, que resuelva el flujo no permanente de la red, para la lluvia de diseño, tomando en cuenta las características hidráulicas, hidrológicas y topográficas del proyecto de estudio. Esta es la única manera de diseñar finalmente un depósito de retención.

Pero a nivel de predimensionamiento se han realizado algunos estudios con la finalidad de facilitar y brindar en forma gráfica la posibilidad de obtener las dimensiones aproximadas del depósito y tener una idea rápida de la magnitud de depósito que se requiere para laminar un cierto caudal de entrada. Pero este procedimiento de ninguna manera puede sustituir a los estudios detallados que se deben hacer cuando se llegue a la etapa de diseño.

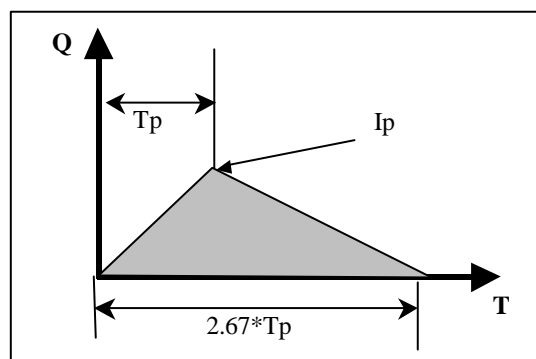


Figura 5: Hidrograma Unitario del Soil Conservation Service

Estas herramientas de prediseño en forma de ábacos fueron elaboradas a través de simulaciones hidráulicas para diferentes tipo de depósitos, y en los que se ensayaron varias combinaciones



de superficies de depósitos, anchos de conducto de salida, tipos de vertedero y diferentes hidrogramas de entrada, teniendo en cuenta que todos los hidrogramas de entrada son de forma triangular con dimensiones proporcionales al hidrograma unitario triangular del Soil Conservation Service, tal y como se muestra en la figura 5.

En total se han llegado a simular casi unas 10 mil combinaciones para cada tipo de depósito. El intervalo de variación de parámetros ensayado fue: en caudal punta del hidrograma de entrada desde los 5 hasta los 50 m<sup>3</sup>/s, en ancho de conducto de salida desde los 2 hasta los 8 metros, en longitud de vertedero desde los 2 hasta los 8 metros, en superficies de depósito desde los 5 mil hasta los 50 mil metros cuadrados.

Con los resultados obtenidos se propusieron una serie de ábacos para su empleo a la hora de predimensionar los depósito de retención.

Los tipos de depósitos que se han analizado son los siguientes:

- Depósitos de retención sin derivación.
  - Con salida libre o anegada, sin considerar la influencia del conducto de salida.
  - Con salida libre y considerando la influencia del conducto de salida.
  - Con salida anegada y considerando la influencia del conducto de salida.
- Depósitos de retención con derivación.
  - Vertido lateral sin considerar la interacción depósito-red.
  - Vertido lateral considerando la interacción depósito-red.

A continuación explicaremos cada uno de estos casos.

### 3.1. Predimensionamiento de depósitos de retención sin derivación

Los ábacos a los que se hace referencia a lo largo del texto, se pueden encontrar en la siguiente página web: <http://www.flumen.upc.es/descarregues.asp>

#### 3.1.1. Con salida libre y anegada, sin considerar la influencia del conducto de salida

Akan (Akan, 2003) realiza unos estudios de tipo numérico, para depósitos de retención sin derivación, con estructura de salida en forma de orificio o vertedero.

La geometría de los depósitos puede ser cualquiera, y se considera tanto depósitos naturales o artificiales. La relación de la altura de agua (h) con el volumen de almacenamiento (s) de los depósitos debe estar expresada como:

$$s = bh^c \quad (1)$$

donde la constante  $c$  es adimensional, y la constante  $b$  tiene dimensiones de  $(\text{longitud})^{3-c}$ . Estas constantes dependen de la geometría y el tamaño del depósito. Para depósitos de paredes verticales la constante  $c = 1$  y  $b$  equivale a la superficie en planta del depósito. Si la relación altura-volumen está dada en forma tabular, las constantes  $b$  y  $c$  pueden ser encontradas a través del análisis de mínimos cuadrados.

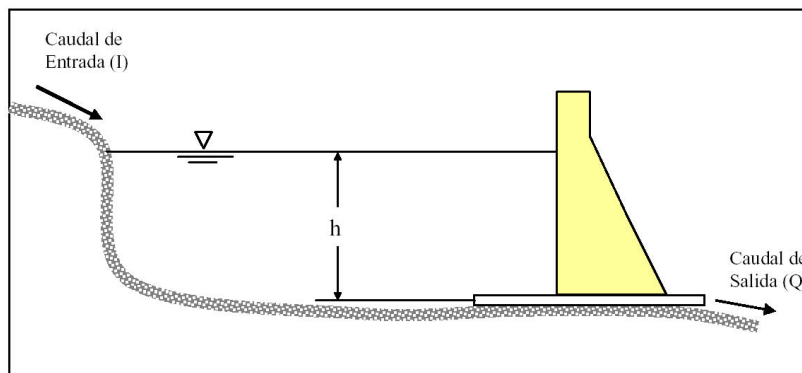


Figura 6: Esquema de depósito de retención analizado por Akan

El método de estudio se basa en depósitos con salida libre, sin estar afectado por las condiciones del conducto de salida. Para ello, se calcula con la combinación de la ecuación de la conservación de la masa (ec. 2), la ecuación que relaciona la altura de descarga del depósito con el volumen almacenado (ec. 1) y una expresión que describe el paso del flujo a través de la estructura de salida, ya sea para orificios (ec. 3) o vertederos (ec. 4). El resultado lo expresa en ecuaciones diferenciales, los cuales los resuelve por diferencias finitas y finalmente los generaliza en parámetros adimensionales que son presentados en diversas gráficas. Las ecuaciones de este método son:

$$I - Q = \frac{ds}{dt} \tag{2}$$

$$Q = k_o \cdot a_o \cdot \sqrt{2gh} \tag{3}$$

$$Q = k_w \cdot L \cdot h^{3/2} \tag{4}$$

donde,  $I$  es el caudal de entrada,  $Q$  es el caudal de salida,  $ds$  es el incremento del volumen de almacenamiento en un tiempo  $dt$ , siendo éste el diferencial de tiempo,  $a_o$  es el área del orificio,  $k_o$  coeficiente de descarga del orificio,  $k_w$  es el coeficiente de descarga del vertedero y  $L$  es la longitud del vertedero,  $g$  es la aceleración de la gravedad, y  $h$  es la altura de carga.

La representación gráfica de los resultados para depósitos con salida tipo orificio (ver Ábaco 1) se realiza utilizando parámetros adimensionales como  $Q^*$ ,  $P$  y  $F$  los cuales están definidos como:

$$Q^* = \frac{Q_p}{I_p} \quad (5)$$

$$P = \frac{t_p \cdot k_o \cdot a_o \cdot \sqrt{2g}}{b^x \cdot S_R^{1-x}} \quad (6)$$

$$F = \frac{I_p t_p}{S_R} \quad (7)$$

donde  $Q_p$  es el caudal punta del hidrograma de salida del depósito en  $\text{m}^3/\text{s}$ ,  $I_p$  es el caudal punta del hidrograma de entrada en  $\text{m}^3/\text{s}$ ,  $t_p$  es el tiempo de ocurrencia del caudal pico de entrada en segundos,  $S_R$  es el volumen total de escorrentía del hidrograma de entrada en  $\text{m}^3$ ,  $b$  y  $c$  son los coeficientes que relacionan el volumen de almacenamiento del depósito con la altura de descarga (ec. 1),  $x$  es un coeficiente que es igual a  $0,5/c$  para salida tipo orificio (en depósitos rectangulares  $c = 1$  entonces  $x = 0,5$ ), y para salidas tipo vertedero  $x = 1,5/c$ .

Para depósitos de retención con salidas tipo vertedero, Akan presenta otros ábacos de predimensionamiento (véase Ábaco 2). Estos gráficos fueron realizados siguiendo la misma metodología que los de orificio, variando sólo el parámetro  $P$  que está definido por los valores de la geometría del vertedero (ec. 8):

$$P = \frac{t_p \cdot k_w \cdot L \cdot \sqrt{2g}}{b^x} \cdot S_R^{x-1} \quad (8)$$

Los resultados de los ábacos de predimensionamiento están realizados para cualquier hidrograma de entrada de forma triangular.

### Ejemplo de Aplicación 1:

Una red ha sido diseñada para evacuar un caudal máximo de  $13.5 \text{ m}^3/\text{s}$ . Debido a la expansión de la ciudad, el hidrograma de escorrentía de diseño se ha incrementado a  $20 \text{ m}^3/\text{s}$  con un tiempo pico de 1 hora. Se necesita conocer aproximadamente las dimensiones de un depósito de retención que pueda laminar el caudal del nuevo hidrograma, para solucionar el problema, sabiendo que el depósito evacuará sus aguas por un orificio de diámetro  $1.7 \text{ m}$  y coeficiente de descarga  $K_o=0.75$ . El depósito será de paredes verticales.

Como datos tenemos:  $Q_p=13.5 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $I_p=20 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $t_p=3600 \text{ seg}$ ,  $D=1.7 \text{ m}$ ,  $c=1$ , por ser el depósito de paredes verticales, necesitamos conocer  $b$ , que es igual al área en planta del depósito.

Calculamos  $Q^*$  (ec. 5) que es igual a  $0.675$ , y  $F$  (ec.7) es  $0.75$ , ingresamos al Ábaco 1, hallamos el valor de  $P=0.90$ . Reemplazamos el valor de  $P$  en la ecuación 6, despejamos el valor de  $b$ , ya que conocemos las otras variables ( $b=10628 \text{ m}^2$ ).

Para evaluar la altura del depósito despejamos  $h$  de la ecuación 3, resultando  $h=2.85 \text{ m}$ . A este valor se le añadirá el resguardo correspondiente.

Por lo tanto para solucionar el problema necesitamos un depósito de paredes verticales de 10.628 m<sup>2</sup> de superficie en planta y una altura efectiva de 2.85 m., aproximadamente. Que hacen un volumen de almacenamiento de 30337 m<sup>3</sup>.

**3.1.2. Con salida libre y considerando la influencia del conducto de salida**

Se realizó un análisis de depósitos de retención sin derivación, con salida libre, pero considerando la influencia del conducto de salida (H. Sánchez - 1988), para lo cual, se desarrolló un modelo matemático para simular numéricamente el comportamiento hidráulico de un esquema de drenaje, en flujo no permanente, formado por un depósito de retención al que entra un hidrograma triangular con dimensiones proporcionales al hidrograma unitario triangular del Soil Conservation Service. El caudal desagüado sale por un conducto que puede ser de sección rectangular o circular, de longitud suficientemente larga, como para que las condiciones de contorno del conducto aguas abajo no influyan en el desagüe del depósito.

El análisis hidráulico de este esquema se basa en resolver las variables de transición entre el depósito y el conducto de salida (calado  $y_k$ , velocidad  $v_k$  y altura  $h$  del depósito) como se puede ver en la figura 7. Para ello se resuelve conjuntamente la ecuación de la conservación de la masa del depósito (ec. 9), la ecuación de la conservación de la energía entre el depósito y el conducto de salida (ec. 10) y la ecuación asociada a la característica negativa del flujo no permanente en la salida de depósito (ec. 11), que precisamente es la influencia del conducto de salida.

$$I - Q = \frac{dh}{dt} \cdot Sup \tag{9}$$

$$\left(\frac{1}{2g}\right) \cdot v_k^2 + y_k = h \tag{10}$$

$$v_k - v_s - \frac{g}{c_s} \cdot (y_k - y_s) + g \cdot \Delta t \cdot (I_{fs} - I_o) = 0 \tag{11}$$

Con los resultados de las simulaciones se realizaron ábacos, que relacionan el porcentaje de laminación del depósito con parámetros adimensionales que están en función de las características del hidrograma de entrada, las dimensiones del depósito y las dimensiones del conducto de salida.

Para conductos de salida tipo rectangular, se propone la gráfica que se muestra en el Ábaco 3 donde se relaciona el porcentaje de laminación (%Lam) (ec. 12) y un parámetro L (ec. 13), definidos como:

$$\%Lam = \frac{I_p - Q_p}{I_p} \times 100 \tag{12}$$

$$L = Q_b^{-3/4} \cdot \frac{Sup}{t_p} \cdot \sqrt{\frac{I_p}{B}} \tag{13}$$

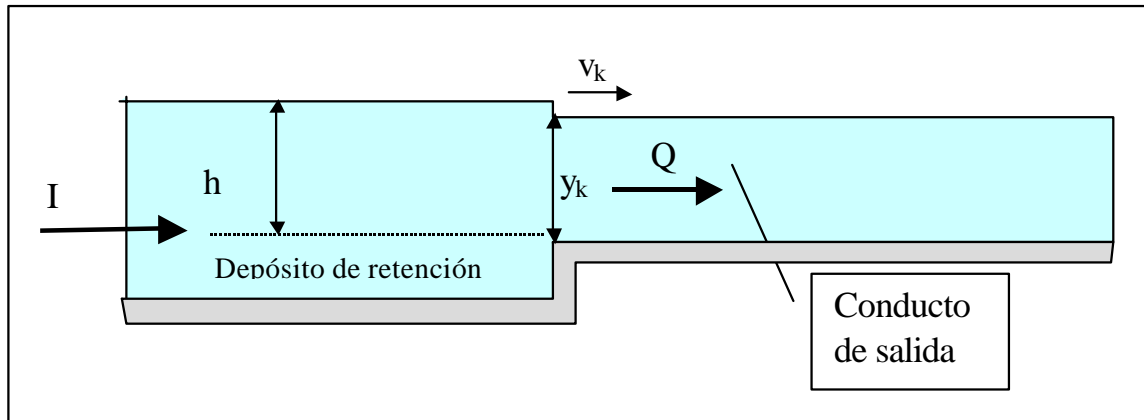


Figura 7: Interacción entre el depósito y el conducto de salida

donde  $I_p$  es el caudal punta del hidrograma de entrada en  $\text{m}^3/\text{s}$ ,  $Q_p$  es el caudal punta del hidrograma de salida del depósito en  $\text{m}^3/\text{s}$ ,  $Q_b$  es el caudal base del hidrograma de entrada en  $\text{m}^3/\text{s}$ ,  $t_p$  es el tiempo de ocurrencia del caudal punta del hidrograma de entrada al depósito, en segundos,  $Sup$  es el valor de la superficie del depósito, en  $\text{m}^2$  y  $B$  es el ancho del conducto de salida del depósito, expresado en metros.

Para calcular la altura máxima del nivel del agua en el depósito ( $H_{\text{max}}$ ) se propone el Ábaco 4 que relaciona este parámetro, en metros, con un parámetro  $G$  (ec. 14), que está en función de las características del hidrograma de entrada, de las dimensiones de depósito y del conducto de salida.

$$G = \frac{I_p^{3,5} \times t_p}{Sup \times B^{2,5}} \quad (14)$$

Utilizando el mismo procedimiento descrito para realizar los ábacos de depósitos con conducto de salida rectangular, se proponen ábacos para conductos de salida circular, con la diferencia de que en lugar de utilizar como variable el ancho del conducto de salida ( $B$ ) se utilizó el diámetro del conducto ( $D$ ), además de que se agregó otro parámetro que es el número de conductos ( $N$ ), con lo cual se da la posibilidad de utilizar una batería de conductos iguales como salida. Los ábacos propuestos consisten en un gráfico que relaciona el porcentaje de laminación ( $\%Lam$ ) (ec. 12) con un parámetro  $X$  (ec. 15, véase Ábaco 5) y la altura máxima del depósito ( $H_{\text{max}}$ ) con el parámetro  $Y$  (ec. 16, véase Ábaco 6).

$$X = \frac{Sup}{N \times D \times t_p^{0,7}} \times \sqrt{\frac{I_p}{Q_b}} \quad (15)$$

$$Y = \frac{I_p}{N \times D} \times \sqrt{\frac{t_p}{Sup}} \quad (16)$$

### Ejemplo de Aplicación 2

En una ciudad se desea proyectar un depósito de retención para poder laminar el caudal punta del hidrograma de escorrentía de entrada que tiene las siguientes características:  $I_p = 20 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $t_p = 1 \text{ hora}$ ; a un hidrograma que tenga como caudal punta  $12 \text{ m}^3/\text{s}$ . El colector está formado por un conducto rectangular de  $2 \text{ m.}$ , de ancho. Por el colector normalmente circula un caudal base de  $2 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Como dato tenemos,  $I_p=20 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $t_p =3600 \text{ seg.}$ ,  $Q_b=2 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $Q_p=12 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $B=2 \text{ m}$ . Se calcula el porcentaje de laminación que vamos a aplicar, para lo cual utilizamos la ecuación 12, de donde  $\%Lam=40\%$ . Con este valor ingresamos en el Ábaco 3 para interpolar en la curva respectiva de  $Q_b/I_p=0.1$ , y hallamos el valor del parámetro  $L=7.6$ . Con este valor vamos a la ecuación 13 y despejamos el valor de la superficie del depósito, siendo  $Sup = 14550 \text{ m}^2 \approx 15000 \text{ m}^2$ .

Finalmente para calcular la altura del depósito calculamos con la ecuación 14 el parámetro  $G = 1517 = 1.52E+03$ , con este valor ingresamos en el Ábaco 4 de donde tenemos que  $H_{max}=3.8 \text{ m}$ .

Por lo tanto necesitaremos un depósito de 15 mil metros cuadrados de superficie en planta y 3.8 metros de altura útil.

#### 3.1.3. Con salida sumergida y considerando la influencia del conducto de salida

Como una manera de complementar los estudios de predimensionamiento de depósitos de retención antes realizados, en la ETSECCPB se realizó un análisis de depósitos de retención sin derivación, con salida sumergida y considerando la influencia aguas abajo del conducto de salida (S. Vázquez, 2000), para lo cual, se desarrolló un modelo matemático que simula numéricamente el comportamiento hidráulico en flujo no permanente de un esquema de drenaje como se muestra en la figura 8, el cual está formado por un depósito de retención al que entra un hidrograma triangular e igual que en los anteriores casos, con dimensiones proporcionales al hidrograma unitario triangular del Soil Conservation Service.

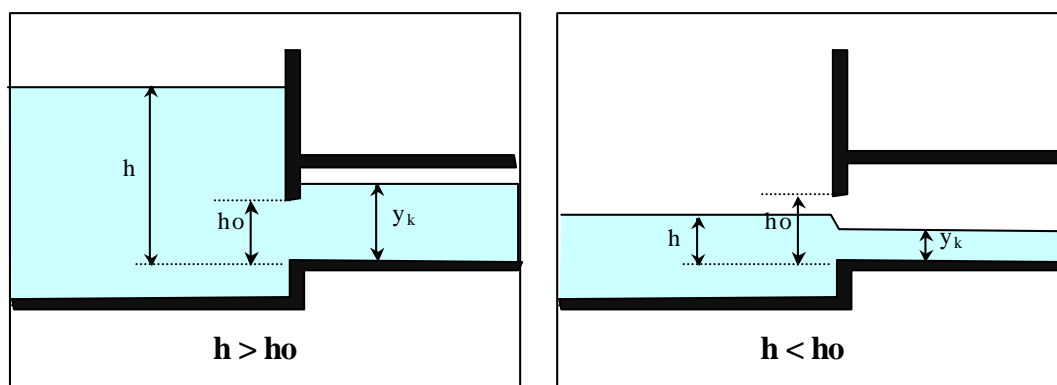


Figura 8: Corte longitudinal de esquema de desagüe de depósito por orificio

Este hidrograma sale por un conducto de sección rectangular, de longitud suficientemente larga, como para que las condiciones de contorno del conducto aguas abajo no influyan en el desagüe del depósito. La salida del depósito se realiza por un orificio también de sección rectangular del mismo ancho que el conducto de salida y una altura igual a  $h_0$ .

El análisis hidráulico del depósito se realiza basándose en tres ecuaciones: la ecuación de la conservación de la masa (ec. 9), la ecuación de la conservación de la energía (ec. 10), si el nivel de agua en el depósito no cubre totalmente el orificio, de lo contrario, si cubre totalmente el orificio, utilizará la ecuación de desagüe de orificio (ec. 17), y la tercera ecuación es la que considera la influencia del conducto de salida: la ecuación de flujo asociada a la característica negativa del conducto de salida en el punto de intersección con el depósito (ec. 11).

$$Q = C_d A_o \sqrt{2g(h - y_k)} = y_k v_k B \quad (17)$$

donde  $C_d$  es el coeficiente de descarga de orificios,  $A_o$  es el área abierta del orificio, que en caso de ser rectangular como fue desarrollado en este ensayo será igual a  $(h_0 \cdot B)$ ,  $B$  es el ancho del conducto de salida,  $v_k$  y  $y_k$  es la velocidad y el calado en el punto inicial del conducto de salida, y  $h$  es el nivel de agua en el depósito con respecto al fondo del conducto de salida.

Los resultados de los ensayos numéricos se presentan gráficamente, donde se establecen curvas en función de dos parámetros  $Q^*$  (ec. 18), y  $S'$  (ec. 19). Cada curva representa los resultados para un determinado caudal punta del hidrograma de entrada ( $I_p$ ). El conjunto de estas curvas permite proponer un ábaco, y cada ábaco representa los resultados para cada altura de orificio, es decir para cada valor de  $h_0$ , (véase Ábaco 7, Ábaco 8, Ábaco 9, Ábaco 10, y Ábaco 11). las ecuaciones para calcular  $Q^*$  y  $S'$  son:

$$Q^* = \frac{Q_p}{I_p} \quad (18)$$

$$S' = \frac{Sup}{t_b \cdot B^2} \quad (19)$$

donde  $Q_p$  es el caudal punta del hidrograma de salida  $m^3/s$ ,  $I_p$  es el caudal punta del hidrograma de entrada  $m^3/s$ ,  $Sup$  es la superficie en planta del depósito en  $m^2$ ,  $t_b$  es el tiempo base del hidrograma de entrada en segundos y  $B$  es el ancho del conducto de salida en metros.

Para calcular la altura máxima del nivel del agua en el depósito, se trazaron curvas donde se grafica el caudal punta del hidrograma de entrada ( $I_p$ ) dividido entre el nivel máximo de la altura del agua en el depósito ( $H_{max}$ ), relacionando con el parámetro  $S'$  (ec. 19). Cada curva representa los valores para una determinada altura de orificio ( $h_0$ ), y un conjunto de estas curvas forman un ábaco con los resultados de un mismo ancho de conducto de salida ( $B$ ). (Véase Ábaco 12, Ábaco 13, Ábaco 14 y Ábaco 15).

### Ejemplo de Aplicación 3

Se necesita construir un depósito de retención con salida por orificio, para laminar el caudal punta de un hidrograma de entrada de  $25 m^3/s$  a  $7 m^3/s$  y se sabe que el hidrograma de entrada

tiene un tiempo base de 1 hora. El conducto de salida es rectangular con una anchura de 2 m. ¿Qué dimensiones aproximadamente debería tener el depósito, si el orificio es rectangular de la misma anchura del conducto de salida y tiene una abertura de 0.6 m.?

En este caso conocemos los siguiente datos:  $I_p=25 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $Q_p=5 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $h_0=0.6 \text{ m}$ .,  $t_b=3600 \text{ seg.}$ ,  $B=2 \text{ m}$ . Con la ecuación (ec. 18) calculamos el valor de  $Q^*=0.28$ , para ingresar al Ábaco 9, en el cual interceptamos en la curva que corresponde al  $I_p = 25 \text{ m}^3/\text{s}$ , y obtener el parámetro  $S'=0.28$ .

En la ecuación 19, reemplazamos el valor de  $S'$  y calculamos el área de la superficie del depósito,  $Sup = 4032 \text{ m}^2$ . Para calcular la altura del nivel del agua en el depósito recurrimos al Ábaco 12 que es él que corresponde a un colector de anchura  $B = 2 \text{ m}$ ., en donde con el valor de  $S'$  que hemos hallado, interceptamos a la curva que corresponde a  $h_0 = 0.6 \text{ m}$  y obtenemos el valor de  $I_p/H_{max}$ , de lo cual deducimos que  $H_{max} = 7.35 \text{ m}$ .

Por lo tanto para laminar el caudal fijado, es necesario un depósito de aproximadamente  $4032 \text{ m}^2$  de superficie y  $7.358 \text{ m}$  de altura útil, haciendo un volumen de almacenamiento de aproximadamente  $30000 \text{ m}^3$

### 3.2. Predimensionamiento de depósitos de retención con derivación

#### 3.2.1. Vertido sin considerar la interacción depósito-red

Se ha realizado un estudio numérico del comportamiento hidráulico de depósitos de retención con derivación, con salida libre y sin considerar la interacción depósito-red (H. Sánchez – 1998), para lo cual se han creado modelos matemáticos que resuelvan hidráulicamente un esquema de drenaje formado por una red, que tiene una cámara de captación o derivación que se encarga de derivar el exceso de esorrentía a un depósito ubicado fuera de la red, mediante un conducto de derivación, donde se almacena los excedentes de caudal y posteriormente son evacuados, (véase figura 9).

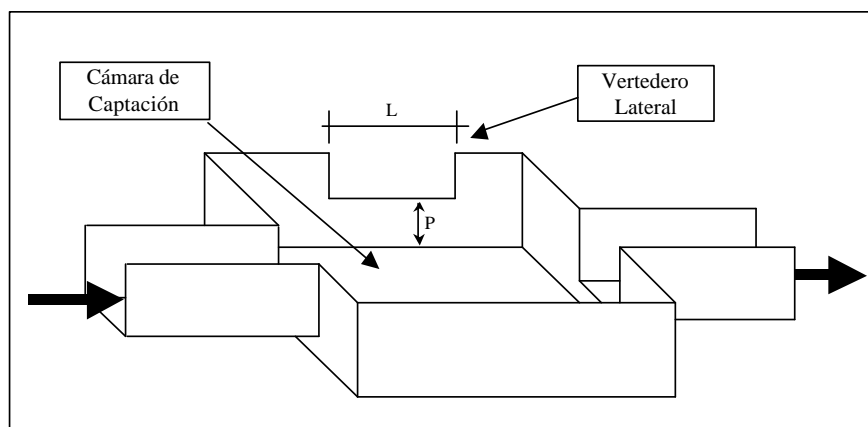


Figura 9: Vista en perspectiva del esquema de depósito con derivación libre



Los cálculos hidráulicos de sistema de drenaje se desarrollaron resolviendo en régimen no permanente todo el esquema de drenaje, al que ingresa un hidrograma triangular con dimensiones proporcionales al hidrograma unitario triangular del Soil Conservation Service. La cámara de captación se considera como un depósito sin derivación con dimensión de superficie muy reducida, para que no afecte en la laminación. Para ello se utilizó un sistema de ecuaciones formado por la ecuación de la conservación de la masa (ec. 20), la ecuación de la conservación de la energía (ec. 10), y la ecuación de las características negativas del conducto de salida (ec. 11), donde la primera de estas corresponde a:

$$I - Q - Q_v = \frac{dh}{dt} \cdot Sup \quad (20)$$

donde  $I$  es el caudal de entrada a la cámara de captación,  $Q$  es el caudal que sale de la cámara de captación por el conducto de salida,  $Q_v$  es el caudal que sale de la cámara de captación por el vertedero lateral (ec. 4), el cual a su vez está en función de la geometría del vertedero y el nivel del agua  $h$  en la cámara de captación, y  $Sup$  es la superficie de la cámara de captación.

Con los resultados de estos ensayos se propone el Ábaco 16, donde se relaciona el porcentaje de laminación (ec. 12) con el parámetro  $R$  (ec. 21), que está en función del volumen del depósito de retención ( $V_d$ ) en metros cúbicos y el tiempo de ocurrencia del caudal pico del hidrograma de entrada ( $t_p$ ) en segundos.

$$R = \frac{V_d}{t_p} \quad (21)$$

En el Ábaco 16 se puede ver que el porcentaje de laminación está directamente relacionado con el volumen del depósito de retención, es decir a mayor porcentaje de laminación necesitaremos mayor volumen del depósito, sin influir directamente las dimensiones geométricas del vertedero ni del conducto de salida, puesto que estos valores indirectamente influyen en la laminación, ya que si bajamos la altura del vertedero ( $P$ ), haremos que mayor cantidad de agua se derive por el vertedero por lo cual mayor será el volumen del depósito y también será mayor la laminación, al igual ocurre con los parámetros de longitud del vertedero ( $L$ ) y ancho del conducto de salida ( $B$ ). Existen muchas combinaciones de estos tres parámetros con el que se puede obtener la misma laminación y por ende aproximadamente el mismo volumen de almacenamiento.

#### Ejemplo de Aplicación 4

Existe una red de alcantarillado que está diseñada para evacuar como máximo un caudal de  $20 \text{ m}^3/\text{s}$ . Se sabe que en los últimos tiempos, por el incremento de las zonas urbanas y la impermeabilización de los suelos, la escorrentía superficial se ha incrementado calculándose en un caudal pico de  $35 \text{ m}^3/\text{s}$  el cual tiene ocurrencia a la hora de iniciarse la escorrentía. Para solucionar este problema se pretende construir un depósito de retención que esté ubicado fuera de la red, por razones de espacio y se desea saber aproximadamente cuánto volumen debe tener este depósito.

Los datos que conocemos son los siguientes:  $I_p=35 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $Q_p= 20 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $t_p=3600 \text{ seg}$ . De la ecuación 12, calculamos el porcentaje de laminación  $\%Lam=43 \%$ , y con este valor ingresamos al Ábaco 16, y en la curva que corresponde a un  $I_p$  de  $35 \text{ m}^3/\text{s}$  interpolamos y obtenemos el valor del parámetro  $R=15.5$ , del cual despejamos el valor del volumen del depósito según la ecuación 21. Por lo tanto necesitamos un volumen útil de depósito de  $55.800 \text{ m}^3$ .

### 3.2.2. Vertido lateral considerando la interacción depósito-red

Se ha realizado estudios de depósitos de retención con salida libre y considerando la interacción depósito-red (S. Vázquez, 2000), lo que significa que el depósito de retención está muy cerca de la cámara de derivación (véase Figura 10) de tal manera que las aguas ingresen al depósito a través del vertedero lateral y también estas puedan retornar a la red según las circunstancias hidráulicas que se presenten.

La solución hidráulica del esquema de drenaje pasa por resolver en régimen no permanente la cámara de derivación, como si se tratara de un depósito en línea, pero cuya superficie será muy pequeña.

Las ecuaciones a utilizar son: la ecuación de la conservación de la masa en la cámara de derivación, la ecuación de la conservación de la energía entre la cámara y el conducto de salida y la ecuación de las características negativas en el punto de unión del conducto de salida y la cámara de derivación.

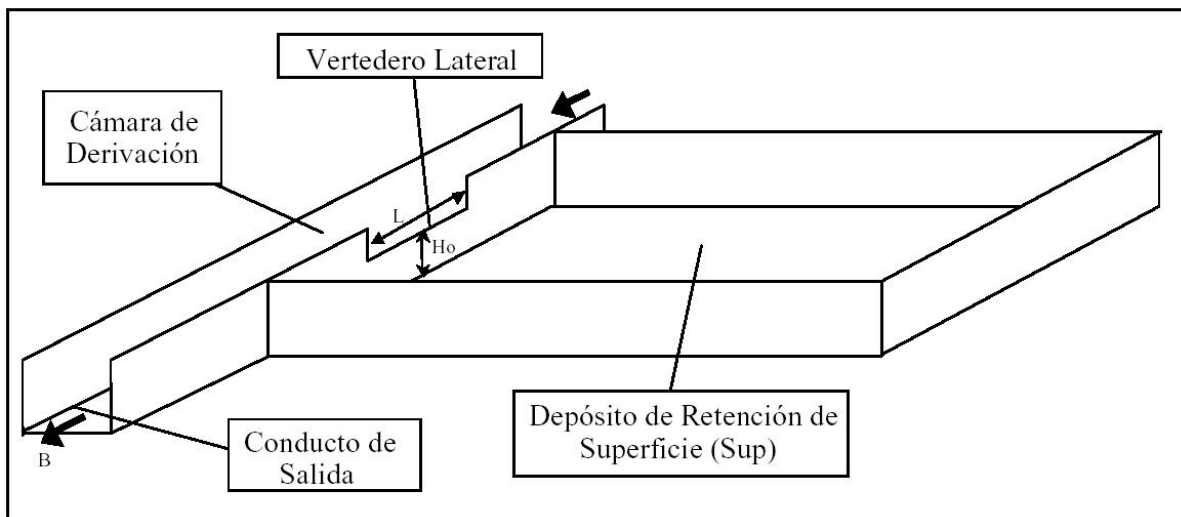


Figura 10: Perspectiva del esquema de depósito con derivación influenciada

Para la simulación hidráulica de este esquema se tuvo en cuenta las distintas fases que presenta el comportamiento de este tipo de depósitos, como se muestra en la figura 11.

Los resultados de todos los ensayos que se hicieron fueron graficados relacionando la laminación  $Q^*$  (ec. 5) con un parámetro  $P$  (ec. 22), que está en función de la superficie del depósito ( $Sup$ ) en metros cuadrados, el tiempo base del hidrograma de entrada ( $t_b$ ) en segundos, la longitud del vertedero ( $L$ ) en metros y la altura del vertedero ( $Ho$ ) también en metros.

$$P = \frac{Sup}{t_b} \cdot \left( \frac{L}{Ho} \right)^{0,3} \quad (22)$$


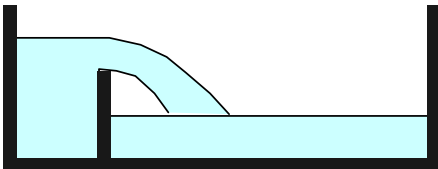
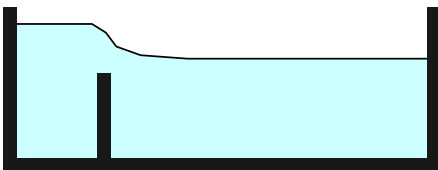
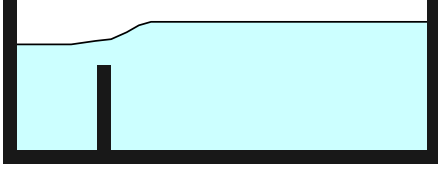
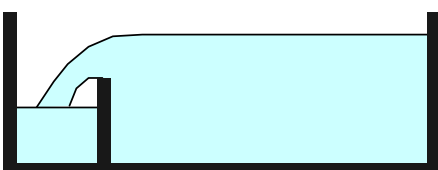
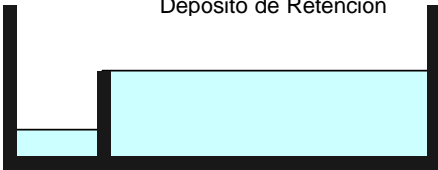
<p>Depósito de Retención</p> 	<p><b>FASE 1:</b> Comienza el ascenso del agua en la cámara de derivación. La altura del agua no ha alcanzado la altura del vertedero, no entra agua al depósito por lo tanto no hay laminación.</p>
<p>Depósito de Retención</p> 	<p><b>FASE 2:</b> Al superar el agua la cota del vertedero, se inicia el vertido al depósito de retención, ascendiendo el nivel del agua en el depósito hasta alcanzar la cota del vertedero</p>
<p>Depósito de Retención</p> 	<p><b>FASE 3:</b> En este instante el flujo a través del vertedero ya no es libre sino sumergido.</p>
<p>Depósito de Retención</p> 	<p><b>FASE 4:</b> En esta parte el caudal de entrada a la cámara ha descendido, el nivel del agua en el depósito es mayor que en la cámara, por lo cual el flujo se invierte produciéndose un retorno de agua a la red.</p>
<p>Depósito de Retención</p> 	<p><b>FASE 5:</b> Aquí el agua en la cámara desciende por debajo de la cota del vertedero y el retorno de agua del depósito a la cámara se realiza como un vertido libre.</p>
<p>Depósito de Retención</p> 	<p><b>FASE 6:</b> Aquí el nivel del agua en el colector retorna al del caudal base, quedando solo almacenado la parte que no puede salir por el vertedero, para que luego sea desaguado por otros medios.</p>

Figura 11: Fases de comportamiento de depósitos con vertido lateral considerando la interacción depósito-red

Se obtuvieron curvas que representan los resultados para un determinado ancho de conducto de salida ( $B$ ) y el conjunto de curvas forman un ábaco para cada caudal punta del hidrograma de entrada (véase Ábaco 17, Ábaco 18 y Ábaco 19).

De igual manera para calcular la altura máxima del nivel del agua en el depósito los resultados se expresaron en gráficas que relacionan un parámetro  $F$  (ec. 23), con otro parámetro  $N$  (ec. 24); (véase Ábaco 20). Estos parámetros están en función de la superficie del depósito ( $Sup$ ) en  $m^2$ , la altura máxima del nivel del agua ( $H_{max}$ ) en metros, el tiempo base del hidrograma de entrada ( $t_b$ ) en segundos y el ancho del conducto de salida ( $B$ ) en metros.

$$F = \frac{Sup \cdot H_{max}}{t_b} \quad (23)$$

$$N = \frac{Sup}{t_b \cdot B} \quad (24)$$

### Ejemplo de Aplicación 5

Se tiene un colector de alcantarillado de 2 metros de ancho, al que se le pretende construir un depósito de retención para laminar el hidrograma de entrada, que tiene un caudal punta de  $35 \text{ m}^3/\text{s}$  y un tiempo base de una hora y media, a un hidrograma con caudal punta de  $21 \text{ m}^3/\text{s}$ . Para ello se pretende construir un depósito de retención con derivación. Se ha planteado poner un vertedero de una altura de 2 metros y una longitud de 6 metros..

Como datos del problema tenemos:  $I_p=35 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $Q_p=21 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $t_b=5400 \text{ seg.}$ ,  $B=2 \text{ m.}$ ,  $H_o=2 \text{ m.}$ ,  $L=6 \text{ m.}$

- De la ecuación 5, calculamos  $Q^*=0.6$
- Del Ábaco 18 obtenemos  $P = 3.8$
- Reemplazando la ecuación 22; tenemos  $Sup = 14,758 = 15,000 \text{ m}^2$
- Con la ecuación 24, calculamos,  $N = 1.40$
- Del Ábaco 20 obtenemos  $F = 11.2$
- Y de la ecuación 23; despejamos  $H_{max} = 4.0 \text{ metros.}$

Por lo tanto necesitaríamos un depósito de 15 mil metros cuadrados de superficie con una altura útil de 4 metros.

## 4. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

### 4.1. Situación en vertical

Se recomienda, de acuerdo con Koral y Saatci (1976), que las dimensiones en altura del depósito deben estar entre 2.5 y los 4.0 metros. Algunos estudios económicos indican que a profundidades pequeñas se precisan depósitos de excesiva superficie, siendo más caros de construir y sobretodo difíciles de hallar. De todos modos debe tomarse este dato como orientativo pues también existen otros parámetros que influyen en el diseño de los colectores como la cota de la solera de la red y la cota del fondo del depósito, para que sea posible vaciarlo por gravedad.

### 4.2. Situación en planta

Una forma rectangular tiene ventajas de minimización de costos de construcción, recomendándose diseñar con anchos de la mitad a las dos terceras partes de la longitud del depósito. De todos modos, la disponibilidad del terreno es uno de los factores más importantes, sobre todo en grandes urbes, que determina la geometría en planta del depósito pudiendo dictar formar más caprichosas.

Los depósitos circulares u octogonales serán más caros de construcción pero tienen mayores facilidades de auto-limpieza, ya que en el centro del depósito se le pondría una válvula de desagüe para las aguas de limpieza.

### 4.3. Entrada en el depósito

La entrada en los depósitos depende del tipo de depósito. En los depósitos en serie no se necesitan elementos especiales de entrada en el depósito. Tan solo tener en cuenta el hecho de que las aguas residuales circulan continuamente. En cambio en depósitos en paralelo la entrada en el depósito se realiza a través de alguna estructura, habitualmente un aliviadero lateral.

Considerando la autolimpieza del depósito, si tan solo se pretende utilizar el mismo como almacenamiento temporal, cuando haya más de una entrada hay que tener en cuenta que no se creen zonas muertas o patrones de flujo que perturben la entrada y salida, y que faciliten la acumulación de sedimentos en ciertas partes del depósito. Si pretendemos en cambio que el depósito sirva para realizar una primer decantación de las aguas entrantes, dispondremos elementos de disipación de energía para dificultar que el agua entrante ponga en resuspensión sedimentos del depósito.

### 4.4. Consideraciones sobre el fondo del depósito

Para facilitar la limpieza del depósito y la eliminación de sedimentos, es necesario disponer fondos con pendientes laterales y canaletas de recogida de fondo. Muchas veces se puede realizar con una tubería cortada por la mitad. Algunos depósitos están equipados con salidas de agua a

presión para facilitar la limpieza de fondo. Disposiciones habituales pueden ser observadas en la figura 12

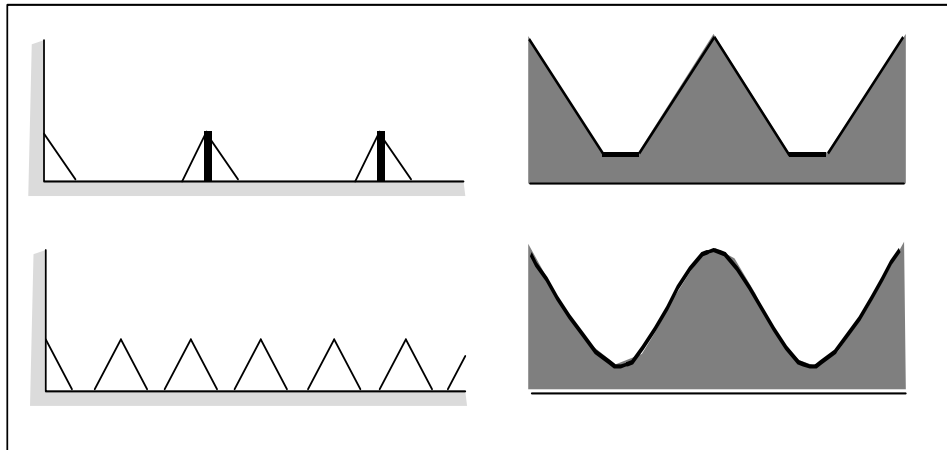


Figura 12: Disposición de fondos de depósitos habituales

#### 4.5. Vertedero de seguridad

El depósito de retención una vez lleno eliminará los excesos de caudal a través de un elemento de vertido. Este descargará normalmente aguas abajo al propio colector. Como criterios de diseño, dimensionar el vertedero con un nivel de seguridad elevado, como mínimo para poder desaguar todo el caudal de entrada en el depósito, previendo la posibilidad de que la salida se cegue o quede inutilizada. Ubicarlo en el extremo opuesto del elemento de salida pues los flotantes suelen concentrarse cerca de dicho punto. Incluir algún tipo de deflector para evitar el vertido de elementos flotantes (véase tipos de deflector en la figura 13).

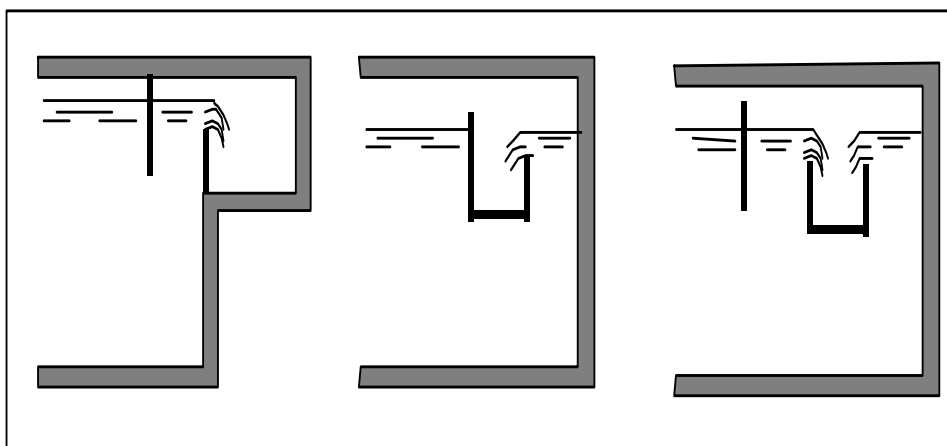


Figura 13: Vertederos de seguridad con deflectores

#### 4.6. Elementos auxiliares

Se consideran elementos auxiliares al suministro eléctrico para la iluminación, a las labores de bombeo, a los accesos de operación e inspección, así como a la ventilación para los depósitos enterrados. Una buena ventilación se consigue cuando se puede renovar el volumen de aire de 4 a 6 veces por hora. No se suele considerar la aireación a través de los conductos de entrada y salida del depósito. Como orden de magnitud considerar una velocidad de renovación del aire de 0.25 m/s en los casos más desfavorables.

#### 4.7. Accesorios de limpieza

Debido a que existen sedimentos que se acumulan en el fondo de los depósitos, es necesario limpiarlas ocasionalmente, para lo cual se diseñan accesorios de limpieza manuales o automáticos según la magnitud del depósito y la necesidad. Existen un gran variedad de accesorios que facilitan este trabajo, entre ellos se puede mencionar a los depósitos móviles de agua de limpieza (movable flushing water container).

#### 4.8. Elementos de regulación del caudal de salida

Uno de los elementos más importantes de un depósito de retención, sobre todo si se diseña con una limitación en el caudal de salida, es el elemento regulador de caudal. Un regulador puede ser desde un simple orificio, hasta cualquier mecanismo, válvula o compuerta manejado de forma mecánica. Entre los elementos de regulación podemos considerar los diferentes tipos de orificios, los vertederos con su amplia gama de variedades y los reguladores especiales.

##### 4.8.1. Orificios

Los orificios están considerados dentro de los denominados mecanismos fijos, si es que no se les agrega una compuerta que regule el paso del caudal. El flujo de salida viene gobernado por la siguiente ecuación:

$$Q = C_d A \sqrt{2g(h - a)} \quad (25)$$

donde  $Q$  es el caudal de salida a través del orificio,  $C_d$  es el coeficiente de desagüe;  $A$  es el área del orificio;  $g$  es la aceleración de la gravedad;  $h$  el nivel del agua en el depósito y  $a$  es la altura del centro geométrico del orificio.

Como regla de buena práctica, se dispondrán rejillas de protección que dejen una superficie de abertura mínima de 20 veces la superficie del orificio de salida.

### 4.8.2. Vertederos

El empleo de vertederos es muy habitual en el caso de depósitos de retención, sobre todo a cielo abierto, bien como elementos del sistema de vaciado o bien como elemento de seguridad del depósito. Las forma habitual suele ser rectangular, de los que existen extensos ensayos de laboratorio y documentación sobre sus coeficientes de desagüe.

### 4.8.3. Reguladores especiales

Los reguladores especiales son aquellos que permiten controlar la salida del agua de acuerdo a ciertas necesidades. Un ejemplo de un regulador especial es ubicar una bomba que regule el caudal de salida del depósito. Pero en lo posible es preferible pensar en un elemento regulador sin consumo de energía, para que en caso de fallo del suministro eléctrico no bloquee el funcionamiento del depósito, además de que no se incrementen los costos de utilización.

En los últimos años se han desarrollado algunos elementos para limitar el caudal de salida del depósito, los cuales a grandes rasgos consisten en piezas que mecánicamente y gracias a su geometría desvían la salida del caudal guiando el recorrido por un camino espiral o en forma de torbellino, lo que origina una pérdida de energía debido a que la presión (energía potencial) es transformada en energía cinética (velocidad) pero solo parte de ella es usada en dirección del movimiento de salida, la otra parte se pierde al chocar con las paredes de la válvula y al girar la masa de agua. Esto hace que el caudal de salida sea menor que el caudal a través de un vaciado por orificio simple de igual sección.

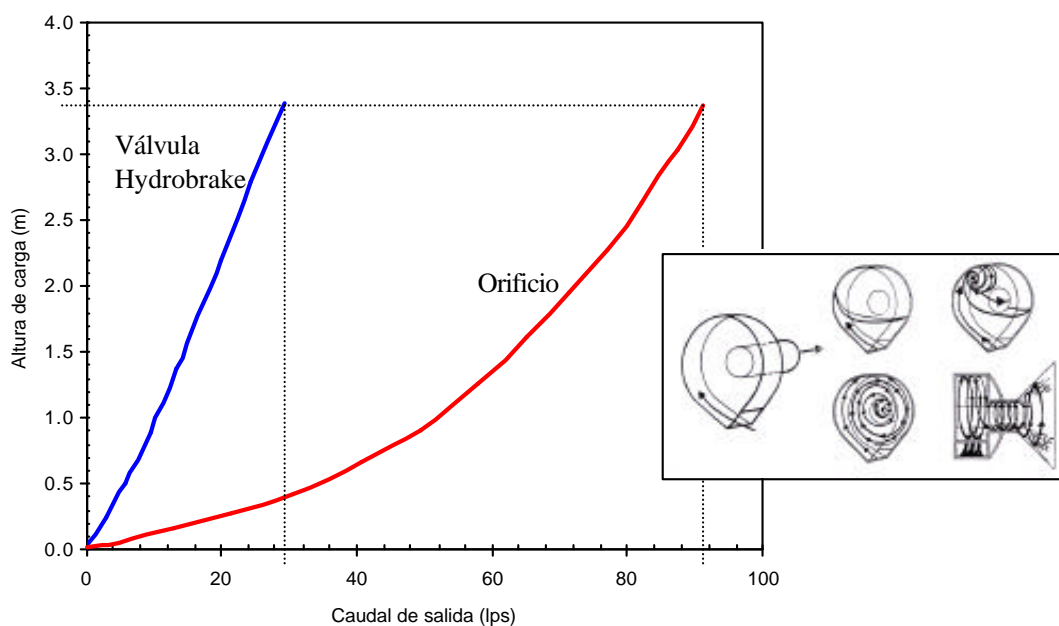


Figura 14: Comparación del caudal de salida por un orificio y una válvula Hydrobrake



Los problemas de mantenimiento detectados son los mismos que en otro tipo de orificios. De estos tipos de reguladores podemos mencionar el *Steinscrew* (válvula espiral), *Hydrobrake* (válvula de vórtice o torbellino), *Wirbeldrossel* (válvula de turbulencia). La idea principal de estas válvulas es mantener casi constante la salida del flujo reduciendo en lo mínimo la influencia de la altura de carga del depósito. En la figura 14, se muestra una gráfica que compara la salida del caudal por un orificio y una válvula Hydrobrake en función de la altura de carga, teniendo ambas la misma área de abertura. En este gráfico se observa que para una misma variabilidad de alturas de carga que va de 0 a 3.4 metros, en la válvula Hydrobrake existe una variabilidad de caudal de 0 a 30 litros por segundo (lps), en cambio para una salida con orificio se tiene una variabilidad de caudal de 0 a 92 lps, siendo 3 veces mayor que las válvulas especiales.

## 5. Referencias

**Abacos (2000)**. <http://www.flumen.upc.es/descarregues.asp>

**Akan, A.O. (1990)**. Single Outlet Pond Analysis and Design. Journal of irrigation and Drainage Engineering, 116(4), with permission ASCE.

**Akan, A. O (1993)**. Urban Stormwater Hidrology. Technomic Publishing Company, U.S.A.

**Akan, A. O (2003)**. Urban Hidrology Hydraulics, And Stormwater Quality. John Wiley & Sons, INC, U.S.A.

**ASCE (1985)**. Stormwater Detention Outlet Control Structures. Task Committee on the Design of Outlet Control Structures. New York.

**ASCE (1992)**. Design and Construction of Urban Stormwater Management Systems. ASCE Manual of Engineering Practice n. 77. New York.

**Gómez, M. (1988)**. Contribución al Estudio del Movimiento Variable en Lámina Libre en las Redes de Alcantarillado. Aplicaciones. Tesis Doctoral. ETSECCPB - UPC.

**Koral, J., Saatci, A. (1976)**. Dimensions of Storm Water Basins. Gas-Wasser-Abwasser.

**Munz, W. (1975)**. Dimensions of Storm Water Basins. Gas-Wasser-Abwasser n. 3

**Sánchez H., (1998)**. Análisis del Pre-dimensionamiento de Depósitos de Retención en Redes de Alcantarillado. Tesina. ETSECCPB - UPC. Barcelona.

**Stahre, P., Urbonas, B. (1990)**. Stormwater Detention. Prentice Hall. Englewood Cliffs.

**Vázquez S. (2000)**. Predimensionamiento de Depósitos de Retención. Tesina. ETSECCPB-UPC. Barcelona.

# DEPÓSITOS DE RETENCIÓN ANTICONTAMINACIÓN. CRITERIOS DE DISEÑO Y OPERACIÓN

*Pere Malgrat Bregolat*<sup>1</sup>, *Beniamino Russo*<sup>1,2</sup>, *David Suñer Roqueta*<sup>1</sup>

<sup>1</sup>CLABSA Clavegueram de Barcelona S. A.

<sup>2</sup>Grupo de Ingeniería Hidráulica y Ambiental  
Escuela Universitaria Politécnica de La Almunia (EUPLA)

## 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 Unitario” (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 las 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 aproximadamente 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 pueden producir una alteración inaceptable en especies animales y vegetales que viven en los medios hídricos receptores. Las concentraciones de estos contaminantes en el medio pueden considerarse como índices de calidad del mismo.

Las sustancias contaminantes más habituales pueden clasificarse en:

1. Sedimento: Los efectos del sedimento 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. La presencia de sedimento en un medio receptor tiene una gran importancia porque las sustancias químicas están muchas veces adheridas a partículas muy finas de tamaños inferiores a 100  $\mu\text{m}$ .

Este tipo de contaminante se clasifica 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 (las bacterias requieren oxígeno para descomponer desechos orgánicos y, por lo tanto, despojan el agua de oxígeno). 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. La DBO (demanda biológica de oxígeno) es la cantidad de oxígeno requerida por los organismos descomponedores aeróbicos para descomponer la materia orgánica disuelta o en suspensión.

La concentración de materia orgánica se mide con los análisis  $DBO_5$  y DQO. La  $DBO_5$  es la cantidad de oxígeno empleado por los microorganismos a lo largo de un periodo de cinco días para descomponer la materia orgánica de las aguas residuales a una temperatura de 20 °C. De modo similar, la DQO es la cantidad de oxígeno necesario para oxidar la materia orgánica por medio de dicromato en una solución ácida y convertirla en dióxido de carbono y agua. El valor de la DQO es siempre superior al de la  $DBO_5$  porque muchas sustancias orgánicas pueden oxidarse químicamente, pero no biológicamente. La  $DBO_5$  suele emplearse para comprobar la carga orgánica de las aguas residuales municipales e industriales biodegradables, sin tratar y tratadas. La DQO se usa para comprobar la carga orgánica de aguas residuales que, o no son biodegradables o contienen compuestos que inhiben la actividad de los microorganismos. Finalmente se puede medir el contenido de materia orgánica a través de los análisis de TOC (carbono orgánico total).

<u>Nivel de DO</u> in partes por millón (ppm)	<u>Calidad del Agua</u>
<b>0,0 - 4,0</b>	<b>Mala</b> Algunas poblaciones de peces y macro-invertebrados empezarán a bajar
<b>4,1 - 7,9</b>	<b>Aceptable</b>
<b>8,0 - 12,0</b>	<b>Buena</b>

Cuadro 1: Niveles de DO para clasificar la calidad del agua

- Indicadores biológicos u organismos patógenos: El agua de escorrentía puede contener cantidades importantes de bacterias y virus patógenos. Normalmente se utilizan los siguientes indicadores de presencia: CF (Coliformes Fecales), CT (Coliformes Totales), EC (Escherichia Coli), EI (Enterococos Intestinales), etc.
- 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.
- 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.
- 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

Cuadro 2: 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 alcantarillado 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.)

- b) *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 estación depuradora de aguas residuales (EDAR).

Generalmente las medidas no estructurales coinciden con el control en origen, mientras que 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 estas medidas 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. 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, particular atención se debe dedicar al diseño de los aliviaderos. También son medidas estructurales aquellas que normalmente se aplican a la EDAR.

## 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 residuales y de lluvia. El volumen de aguas de lluvia, en general, es muy superior al de aguas residuales. 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 *aliviaderos laterales* permiten el vertido de las aguas perpendicularmente a la dirección del flujo principal, mientras que los *frontales* permiten el vertido en la misma dirección que el flujo principal.

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 verterse 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:

- a) *Depósitos en línea (o en serie)*. Son aquellos por los que siempre pasa el agua procedente de aguas arriba del sistema. En general son más económicos y el flujo sigue la dirección lógica del colector.
- b) *Depósitos fuera de línea (en paralelo)*. Entran en funcionamiento cuando en un punto prefijado de la red se supere un cierto umbral de caudal. En ese instante parte del agua es conducida al depósito fuera de línea. Después de almacenarse, esta cantidad de agua se dirige, de nuevo, a la red de saneamiento situada aguas abajo según modalidades determinadas por las exigencias del caso.

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. De hecho, no obstante, los depósitos representen la solución más eficaz en términos de reducción de contaminantes, la capacidad de las EDAR en una ciudad puede no estar dimensionada para un vaciado de todos los depósitos de primer lavado en un tiempo adecuado para garantizar su nuevo uso durante eventuales sucesivos episodios de lluvia.

## 4.2. Criterios clásicos de diseño de los aliviaderos en 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:

- a) 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
- b) ¿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 utiliza el valor 9 para los aliviaderos de reciente construcción.

## 4.3. 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 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  $m^3/s$  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  $500m^3/s$ . 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 (*depósito de primer lavado* o de *primera escorrentía*). 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. Problemáticas asociadas a la determinación del fenómeno del first-flush

Se ha visto que para el dimensionamiento de tanques de primer lavado es necesario estudiar 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 a veces el contaminante puede verterse de forma uniformemente distribuida a lo largo del evento de lluvia, mientras en otras puede 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.

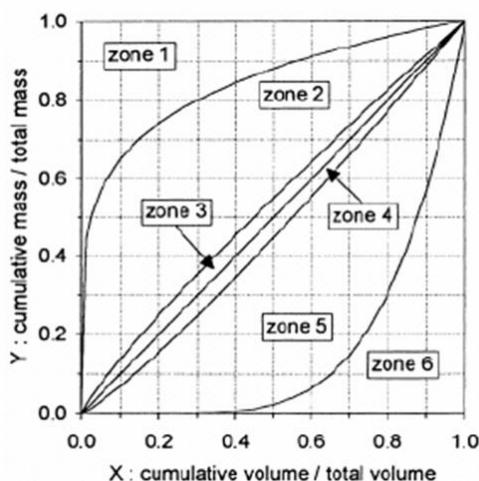


Figura 1: Curva M(V) ( Bertrand-Krajewski et al., 1998)

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 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) y caracterizadas con los valores del exponente  $b$  (Tabla 4).

En determinadas condiciones el fenómeno del *first-flush* puede ser alterado, presentarse en maneras muy atenuadas e incluso no llegar a ocurrir. Posibles causas de alteración del fenómeno convencional del *first-flush* son las siguientes:

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

Cuadro 3: Valores del parámetro b para las 6 zonas (Bertrand-Krajewski et al.,1998)

1. En cuencas muy alargadas, donde la escorrentía producida en las zonas más lejanas tarda mucho en llegar al desagüe.
2. En cuencas donde los contaminantes en superficie son poco móviles (es el caso en que lluvia con pocas intensidades no consigue remover rápidamente sustancias como aceites, grasas, etc.). En estos casos la carga contaminante relativa a estas sustancias no se mezcla con el primer lavado de la cuenca.
3. En cuencas donde la fuente de contaminante es ilimitada (un ejemplo podría ser el caso de cuencas con terrenos erosionables). En estos casos la aportación de contaminantes de la cuenca a la red es constante en el tiempo.

## 6. Diseño de depósitos de retención de primer lavado

Los parámetros más importantes que regulan el diseño de un tanque de retención de primera escorrentía son su volumen y el área en planta que ocupa.

El 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.

### 6.1. 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<sup>3</sup> 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 un caudal punta del orden de 2 a 2.5 veces el caudal medio en tiempo seco.

## 6.2. Método Alemán (Norma ATV-128)

Según la normativa alemana ATV-128 (Standards for the dimensioning and design of storm-water 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:

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

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:

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

siendo:

$l_c$  = lluvia crítica en l/s y ha impermeable

$t_c$  = tiempo de concentración, en minutos

Para  $t_c > 120$  minutos se utiliza una lluvia crítica igual a 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.

El volumen de un tanque de tormenta calculado a través de esta normativa debe oscilar entre un mínimo del orden de  $5 \text{ m}^3/\text{ha}$  impermeable hasta un máximo de  $40 \text{ m}^3/\text{ha}$  impermeable. Un valor normal oscila entre 15 y  $20 \text{ m}^3$  por hectárea impermeable.

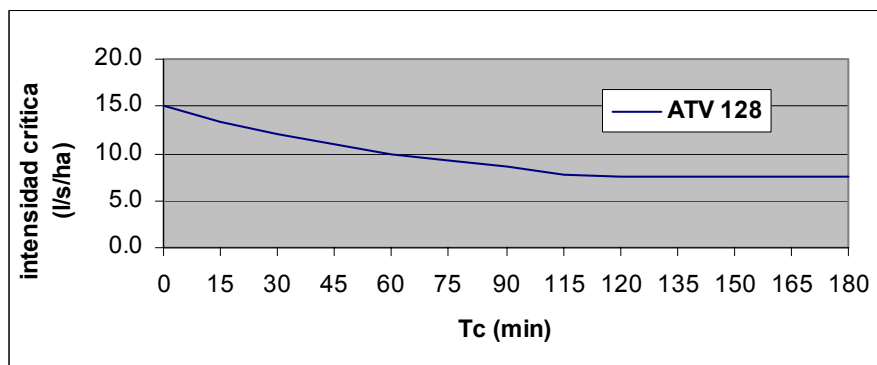


Figura 2: Criterio para calcular el volumen de un tanque de primer lavado (ATV-128)

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.

### 6.3. Método Austriaco (Norma ÖWWV Regelbatt 19 del 1987)

La norma ÖWWV Regelbatt 19 (1987) (la equivalente austriaca de la ATV-A128) fija el valor mínimo de 15 l/s/ha impermeable para el diseño de 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)

En particular, para el diseño de depósitos, se especifica un volumen mínimo de 15 m<sup>3</sup>/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 m<sup>3</sup>/ha impermeables para depósitos no en línea y 45 m<sup>3</sup>/ha impermeable para depósito en línea. La norma no permite depósitos con volúmenes totales menores de 50-100 m<sup>3</sup>.

## 6.4. 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  $m^3$  por hectárea impermeable si nos referimos a sedimentación o a resuspensión de sólidos (Bachoc et al., 1993), de un intervalo entre 200 y 300  $m^3$  por hectárea impermeable si nos referimos a descargas de nutrientes (Hvitved-Jacobsen et al., 1987), entre 31 y 68  $m^3$  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  $m^3$  por hectárea impermeable para garantizar la presencia de salmónidos, y entre 0 y 6  $m^3$  por hectárea impermeable para garantizar la presencia de cipriánidos.

Volumen Almacenado in $m^3$ /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
5200	88-100	60-100

Cuadro 4: Comparación de las eficiencias obtenidas para la interceptación de sólidos en suspensión

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  $BOD_5$  se definen los procedimientos para dimensionar los depósitos según el porcentaje de las cargas contaminantes que se pueden admitir.

## 6.5. 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. El ratio de de 300  $m^3$ /ha resultó como un parámetro capaz de 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  $m^3$ /ha daban reducciones sensibles en términos de frecuencia de eventos de vertidos, de volúmenes de vertidos y de masas de contaminantes.

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

- Retención de 50  $m^3$  por hectárea impermeable  $\rightarrow$  37 % de reducción de los volúmenes vertidos.
- Retención de 250  $m^3$  por hectárea impermeable  $\rightarrow$  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.

## 6.6. Criterios de diseño de la EPA para estructuras de retención

La Agencia de Protección del Medio Ambiente norteamericana (EPA) es una entidad con larga experiencia en el campo de la Hidrología Urbana.

Contaminante	Superficie de la cuenca	Ejemplos de uso del suelo	Lluvia a retener
Sustancias sencillamente transportables por los caudales de lluvia (ej. material soluble)	Impermeable	Fabricas de hormigón, plantas de inertes, etc.	10 mm
Sustancias difícilmente transportables por los caudales de lluvia (ej. Aceites, grasas, etc.)	Impermeable	Industrias petroquímicas, carreteras, aparcamientos, etc.	15 mm
Todos tipos de contaminantes	Permeable	Suelos vegetales o con altas macro-rugosidades	20 mm

Cuadro 5: Criterios de diseño utilizados por la EPA

Los criterios de diseño de la EPA asociados a estructuras de retención están asociados al tipo de superficie de la cuenca, al uso del suelo y al tipo de contaminante. En la tabla siguiente se resumen las informaciones más importantes:

## 6.7. 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  $m^3/ha$  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.

## 6.8. 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 de 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 impermeable hasta 30 l/s/ha 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.

## 6.9. Objetivos de calidad. Estándares de emisión y estándares de calidad en el medio receptor. Últimas experiencias en España

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 con 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.

Existen dos formas de enfocar el problema del impacto ambiental que provocan los vertidos desde las redes de alcantarillado unitarias sobre los medios receptores:

1. Análisis de los estándares 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. Determinación de los estándares intermitentes de calidad ambiental (EICA, 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 en términos de frecuencia y cantidad

a) Ecosystem suitable for sustainable salmonid fishery			
Return period	Dissolved Oxygen concentrations (mg/l)		
	1 hour	6 hours	24 hours
1 month	5.0	5.5	6.0
3 months	4.5	5.0	5.5
1 year	4.0	4.5	5.0

b) Ecosystem suitable for sustainable cyprinid fishery			
Return period	Dissolved Oxygen concentrations (mg/l)		
	1 hour	6 hours	24 hours
1 month	4.0	5.0	5.5
3 months	3.5	4.5	5.0
1 year	3.0	4.0	4.5

c) Marginal cyprinid fishery ecosystem			
Return period	Dissolved Oxygen concentrations (mg/l)		
	1 hour	6 hours	24 hours
1 month	3.0	3.5	4.0
3 months	2.5	3.0	3.5
1 year	2.0	2.5	3.0

Cuadro 6: Estándares de calidad de la UPM para el oxígeno disuelto

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 UPM de la Urban Pollution Management para ríos, los requisitos de la directiva de Aguas de Baño, etc.)

Actualmente CLABSA, empresa que gestiona el sistema de alcantarillado de la ciudad de Barcelona, utiliza los estándares de calidad ambientales para conseguir un adecuado diseño de todas las estructuras anti-DSU y en particular para el diseño de depósito de retención anticontaminación. Es evidente que para un planteamiento de este tipo se necesita una modelización integrada de la red de drenaje urbano y del medio hídrico receptor.

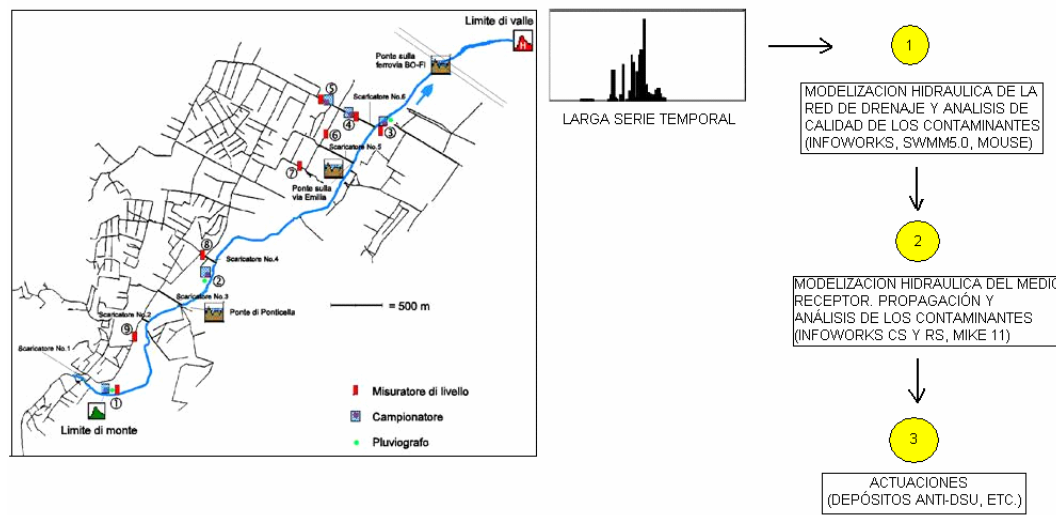


Figura 3: Modelización integrada para el análisis del impacto ambiental de DSUs sobre un medio receptor

En el PICBA'07 (Plan Integral del Alcantarillado de Barcelona) las estructuras anti-DSU (entre ellos 15 depósitos puramente anti-DSU) se han dimensionado a partir de las condiciones del medio receptor según lo siguiente:

- Estructuras anti-DSU con vertidos a ríos o aguas portuarias: estándares de emisión
- Estructuras anti-DSU asociadas a playas y aguas de baño: estándares intermitentes de calidad ambiental

En particular para definir los estándares de emisión se han elaborado unas curvas (número de episodios de DSU anuales - volumen de depósitos anti-DSU) y (volumen de DSU anual - volumen de depósitos anti-DSU) determinando un volumen de diseño óptimo asociado al estándar de emisión elegido. Estas gráficas se han construido mediante simulaciones de largas series temporales con distintas hipótesis de volúmenes de retención anti-DSU.

Los estándares de emisión utilizados en el PICBA'07 son:

1. Reducción de dos tercios del número de DSU al año para las cuencas vertientes al río Besòs
2. Reducción de la mitad del número de DSU al año para las cuencas vertientes a las aguas portuarias

Para las estructuras anti-DSU con vertidos hacia aguas de baño existe la Directiva Europea 2006/7/CEE que se incorporó al derecho interno español mediante el Real Decreto 1341/2007, de 11 de octubre. Estas normativas sobre la gestión de la de las aguas de baño, establecen que la calidad de estas aguas debe relacionarse a determinadas concentraciones bacteriológicas: Enterococos intestinales y Escherichiacoli.

### Agua costera y de transición

		Calidad			Unidad
		Suficiente **	Buena *	Excelente *	
01	Enterococos intestinales.	185	200	100	UFC o NMP/ 100 ml.
02	Escherichia coli.	500	500	250	UFC o NMP/ 100 ml.

\* Con arreglo a la evaluación del percentil 95. Véase el anexo II.

\*\* Con arreglo a la evaluación del percentil 90. Véase el anexo II.

Cuadro 7: Indicadores bacteriológicos para aguas de baño costeras

Sobre la base de este marco normativo, CLABSA aplicó en el PICBA'07 los estándares intermitentes de calidad ambiental sobre la temporada de baño que en el caso de Barcelona va desde el 15 de mayo al 15 de setiembre. En este caso el estándar de calidad fue el porcentaje medio de tiempo en el cual se sobrepasan las concentraciones máximas indicadas por la Directiva. Este porcentaje en Barcelona se fijó al 1.5% de la temporada de baño. Se ha comprobado que este estándar equivale a admitir aproximadamente 3 vertidos de DSU durante la temporada de baño.

Una metodología similar ha sido propuesta en el Reino Unido con el Urban Pollution Manual donde para aguas de baño se indica un estándar de emisión según el cual los vertidos de DSU no tienen que exceder el límite de 3 durante la entera temporada de baño y que los requisitos de la Directiva Europea tengan un porcentaje máximo de incumplimiento de 1.8% durante la entera temporada de baños.

Sobre la base de estos estudios y a la vista de los resultados obtenidos, se ha comprobado que en Barcelona, para cumplir los requisitos establecidos por la Directiva sobre la gestión de la calidad de las aguas de baño y los estándares de frecuencia utilizados en el PICBA'07, hay que dimensionar los tanques de tormenta y los relativos aliviaderos aproximadamente en función del ratio de 70m<sup>3</sup> de volumen de retención por cada hectárea impermeable de la ciudad.

En el Marco del Plan Nacional de Calidad de las Aguas: Saneamiento y Depuración, la Agencia Catalana del Agua ha pedido a CLABSA su colaboración para la elaboración de una metodología de diseño de estructuras anti-DSU (tanques de primera escorrentía, aliviaderos, etc.) para toda la Comunidad. A partir de los datos proporcionados por el ACA (Poblaciones, superficies, usos del suelo, etc.) y la experiencia de CLABSA en este campo, han sido propuestas las siguientes líneas guías para el diseño de estructuras anti-DSU: Aplicación de un ratio variable (volumen a retener/área impermeable) entre 10 y 70 m<sup>3</sup>/ha imp. según los siguientes criterios:

- a) Municipalidades cuya red de saneamiento presenta vertido a aguas costeras: 70 m<sup>3</sup>/ha imp.
- b) Municipalidades cuya red de saneamiento no presenta vertido a aguas costeras pero con puntos de DSU detectados por la ACA:  
40 m<sup>3</sup>/ha imp. si la frecuencia de vertido es baja o intermedia  
70 m<sup>3</sup>/ha imp. si la frecuencia de vertido es alta
- c) Municipalidades cuya red de saneamiento no presenta vertido a aguas costeras y tampoco puntos de DSU detectados por la ACA:  
10 m<sup>3</sup>/ha imp. para poblaciones con número de habitantes inferior a 2000  
40 m<sup>3</sup>/ha imp. para poblaciones con número de habitantes superior a 2000

En la cuenca del Besós se usó una metodología similar a la usada para el PICBA'07 pero incorporando la función de costes de construcción/m<sup>3</sup> de depósitos anti-DSU. Así para disminuir la contaminación del río debido 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/m<sup>3</sup> 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 m<sup>3</sup> de retención necesarios.

## 7. Ejemplos de actuaciones anti-DSU 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.

### 7.1. Situación en España

Actualmente la ciudad de *Barcelona* dispone de 10 depósitos de retención con un volumen total de 522.400 m<sup>3</sup>. 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 Fontestá*, *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  $1.200.000 \text{ m}^3$ . 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  $11.605 \text{ m}^3$ .

## 7.2. Situación en el mundo y ejemplos a destacar

En Alemania actualmente existen 31.000 depósitos o estructuras de retención anti-DSU que representan un volumen total de retención de 33 millones de  $\text{m}^3$ .

En Australia existe uno de los ejemplos de túneles más destacables en el mundo: 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 Scott 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  $500.000 \text{ m}^3$ .



Figura 4: Recorrido del Northside Storage Túnel en la ciudad de Sydney

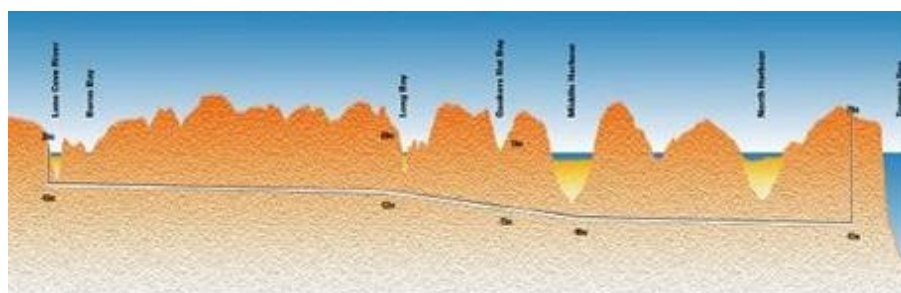


Figura 5: Perfil del Northside Storage Túnel en la ciudad de Sydney

En *Milwaukee* (Estados Unidos) 43.5 Km 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  $m^3$ .

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  $Km^2$ , tuvo un coste de 975 millones de dólares. El túnel principal es de 50 Km y tiene una capacidad de 3.790.000  $m^3$  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 media de 0.004 con 35.000  $m^3$  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.

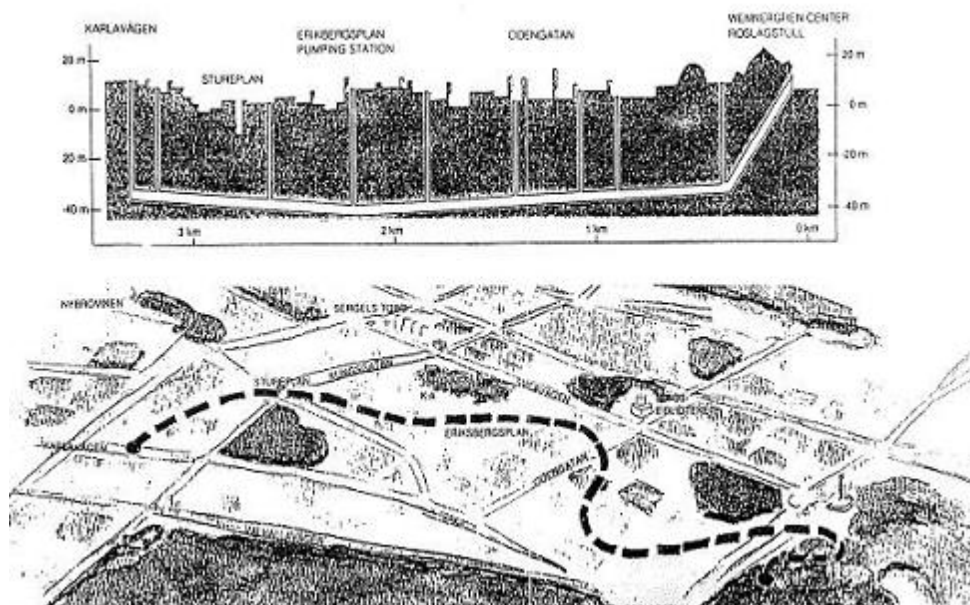


Figura 6: The SNAKE. Planta y perfil

En la siguiente tabla, se presentan, en síntesis, las referencias de algunos de los depósitos más interesantes realizados a nivel mundial con las respectivas características (volumen, dimensiones, función, etc.).

País	Ciudad o Región	Tipo de depósito			Volumen m <sup>3</sup>	Dimensiones	Función
		Enterrado		Al aire libre			
		Prismático	Túnel				
Australia	Sydney		x		500 000	19.8 km $\Phi = (3.1-6.6)$ m	Anti-DSU
Estados Unidos	Chicago		x		3 790 000	50 km $\Phi$ hasta 10 m	Mixta
	Milwaukee		x		1 500 000	43.5 km $\Phi = (5 - 32)$ m	Mixta
España	Barcelona (Zona Universitaria)	x			145 000		Mixta
	Barcelona (Bori i Fontestà)	x			93 000		Mixta
	Barcelona (Taulat)	x			80 000		Anti-DSU
	Barcelona (Parc Joan Miró)	x			70 000		Mixta
	Barcelona (Doctor Dolsa)	x			61 500		Mixta
	Madrid (Arroyofresno)	x			400 000		Anti -DSU
	Madrid (Butarque)	x			400 000		Anti -DSU
	Madrid (Abroñigales)	x			200 000		Anti -DSU
	Madrid (La China)	x			120 000		Anti -DSU
Francia	Burdeos (Beuigneaux)			x	100 000		Anti-inundación
	Burdeos (La Grenouillère)	x			65 000		Mixta
	Yvelines (Maurepas)			x	393 000		Anti-inundación
	Seine et Marne (Zac du Mandinet)			x	67 000		Anti-inundación
	Seine et Marne (Marne la Vallée N°18)			x	56 000		Anti-inundación
	Seine-Saint Denis (La Plaine)	x			165 000		Mixta
	Seine-Saint Denis (Centre Urbain Regional)			x	70 000		Anti-inundación
Gran Bretaña	Blackpool	x			50 000		Anti -DSU
Japón	Osaka		x		404 628	12.2 km $\Phi = 6.5$ m	Mixta
	Osaka		x		149 150	1.9 km $\Phi = 10$ m	Anti-inundación
	Osaka (Nagai Koen Road y Suminoe Road)		x		263 073	8.5 km $\Phi = 6.5$ m	Anti-inundación
Suecia	Estocolmo (The Snake)		x		35 000	3.5 km $\Phi = 3.5$ m	Anti -DSU
	Alvsjo-Malarem		x		44 000	7 km	Anti -DSU

Cuadro 8: Principales depósitos en el mundo

## 8. Conclusiones

El problema de la carga contaminante asociada al primer lavado de una cuenca es actualmente una de las cuestiones más debatidas en el ámbito de la hidrología urbana. En esta memoria han sido tratados varios temas que se sintetizan en las siguientes conclusiones:

- En los últimos años el problema de la calidad de las aguas de los medios receptores se ha convertido en un problema de gran 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 toda una serie de sustancias transportando la carga contaminante asociada 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.
- A pesar de que el rango de los parámetros que indican el volumen a retener en las distintas metodologías es muy variable, parece que los expertos coinciden 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 depósito de retención debe considerarse como un medio para alcanzar un estándar de calidad asociado al medio hídrico receptor. El estándar de calidad del medio constituye el objetivo a conseguir, 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.



- Si se utilizan los estándares de calidad ambiental para conseguir un adecuado diseño de un depósito de retención anticontaminación, es necesaria una modelización integrada de la red de drenaje y del medio hídrico receptor.

## 9. 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 28° 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 Standards Institution** (1987). British Standard Sewerage 8005. Inglaterra.

**British Standard Sewerage** (1987). Guide to new sewerage construction. Part I. BS\_8005. 57 págs.. Reino Unido.

**Camp T. R.** (1959). Overflows of sanitary sewage from combined sewerage and industrial wastes. Vol 31, págs. 381-387

**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. Techniques et Documentations, Paris, Francia.

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

**Directiva 2006/7/CE del Parlamento Europeo y del Consejo** (2006). Gestión de la calidad de las aguas de baño y por la que se deroga la Directiva 76/160/CEE, 15 de Febrero de 2006.

**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, pp. 47-57. 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, pp. 47-57. 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.

**Mignosa P., Paoletti S., Passoni G.** (1991). Carichi effluenti dagli scaricatori di piena di fognature. unitarie. Idrotecnica, n. 3, pp. 231-246.

**Milano V., Pagliara S., Dellacasa F.** (2004). Runoff pollution removal by storage basins. Proc. 5th Novatech International Conference on Sustainable techniques and strategies in urban water management, Lyon, Francia.

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

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

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

**Real Decreto 1341/2007** (2007).Gestión de la calidad de las aguas de baño, 11 de octubre de 2007.

**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.

**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 to be treated? Water Science Technology, Volumen 32, n. 1, pp. 225-232.

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

**Saul A. J., Blanksby J. R., Shepherd W. J., Barker C., Tillotson M.** (2005). Performan-

ce 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 VI Edición (2006). España.

**Temprano J., Suárez-López J. y Tejero I.** (1998). Dimensioning criteria for storm water tanks for Santander. The case of ocean combined sewer overflow discharge. *European Water Management*. Vol. 1, No 4, pp. 55-60

**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.

# CRITERIO DE DISEÑO DE COLECTORES DE GRAN DIÁMETRO

*José Dolz Ripollés, Manuel Gómez Valentín*

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Catedrático de Ingeniería Hidráulica de la Universitat Politècnica de Catalunya  
ETS Ing. de Caminos de Barcelona - Grupo FLUMEN de investigación

## 1. Introducción

En los últimos años se ha generalizado el uso de herramientas de cálculo para el análisis hidrológico e hidráulico de cuencas urbanas y sus correspondientes redes de alcantarillado. La necesidad de rehabilitar unas redes que han quedado obsoletas por el crecimiento urbano, o de desarrollar nuevas zonas de ocupación en la ciudad, ha obligado a volver la vista hacia todo lo relativo al drenaje urbano. La herramienta de cálculo, programas de uso tipo SWMM5, InfoWorks, MOUSE, etc. se ha vuelto un arma más para el ingeniero proyectista pero su uso muestra a veces también sus limitaciones. El programa de cálculo se limita a decirnos cómo funciona el diseño que hemos hecho, si las pendientes o los tipos de sección con sus correspondientes diámetros son los adecuados, informándonos de si el flujo es en lámina libre en toda o en parte de la red, confirmando que no hay salida del agua al exterior. Pero lo que en ocasiones se olvida es que el programa de cálculo no proporciona de partida cuáles son los valores de pendiente que vamos a darle al colector, las tipologías o dimensiones de las secciones, es decir, es una herramienta de cálculo pero que se debe utilizar complementada con unos ciertos criterios de diseño y cálculo. Más aún, es útil a la hora de hacer un diagnóstico a nivel global del funcionamiento de la red pero hay que ser consciente que en ocasiones algunos de los puntos singulares que existen en la misma y que pueden condicionar el funcionamiento en toda o en una parte importante de la red, no están suficientemente bien representados.

Como decíamos antes el programa de cálculo comprueba la bondad o no del diseño realizado por el ingeniero, no realiza el diseño por él. Existen numerosas situaciones (obras de paso bajo infraestructuras, incorporaciones de colectores, decisión sobre las pendientes de colector, etc) que debemos decidir cómo hacer y qué formas, opciones de conexión entre colectores, etc. debemos decidir. Vamos a seguir algunas circunstancias habituales en la red y ver cómo y de qué manera podemos sugerir unos criterios de diseño que desde el punto de vista hidráulico mejoren el comportamiento de nuestra red de alcantarillado.

Los procesos de urbanización intensiva, tan frecuentes actualmente, exigen unas elevadas inversiones en obras de infraestructura para el drenaje de las aguas pluviales, evitando de esta

forma los elevados costes económicos y sociales que comportan las inundaciones urbanas. Seguidamente se presenta una revisión y análisis de los criterios y valores normalmente utilizados para fijar los principales parámetros hidráulicos a tener en cuenta en el proyecto de colectores de aguas pluviales. Así, son analizados: las velocidades límite (máxima y mínima) recomendables en un colector, las pérdidas de carga, los resguardos, la entrada en carga, la incorporación de caudales en colectores profundos, las uniones de colectores, la intercepción de residuales, la retención de sólidos, etc.

## 2. Velocidades límite

En el diseño hidráulico de colectores es conveniente limitar la velocidad del agua al objeto de:

- Asegurar la autolimpieza del colector. La velocidad del agua debe de ser suficientemente elevada a fin de evitar la sedimentación de las partículas sólidas que transporta, lo que podría incidir en su correcto funcionamiento.
- Evitar daños en las paredes del colector debido a la acción mecánica del agua, lo que requiere limitar superiormente su velocidad.

Para un caudal y condiciones de contorno dadas, la velocidad en una sección depende de la pendiente del colector y de las características geométricas de dicha sección (forma y rugosidad). Normalmente, y siempre que la topografía lo permita, es la pendiente el parámetro que admite una mayor variabilidad y por tanto se fija de manera que se verifiquen las velocidades límite recomendadas. No obstante, al objeto de que para caudales bajos la velocidad sea superior a la mínima recomendada, suelen utilizarse secciones que presentan una canaleta en su solera. Ello también favorece las labores de mantenimiento e inspección, ya que para caudales bajos puede disponerse de una zona seca en la solera.

No siempre es posible conseguir simultáneamente que un colector presente una velocidad que asegure la autolimpieza cuando transporta caudales bajos (por ejemplo, caudal de residuales en un colector unitario) y que para caudales elevados (drenaje de pluviales) dicha velocidad sea inferior a un valor recomendado. En determinados casos puede asumirse que para caudales bajos exista una cierta sedimentación siempre que se presenten caudales suficientemente elevados y frecuentes que aseguren la limpieza del colector.

Cuando, dadas las características topográficas, no es posible limitar la pendiente del colector por debajo de un valor que asegure velocidades inferiores a la recomendada, deberán introducirse estructuras de disipación de energía en el colector.

### 2.1. Velocidad mínima

Existen diferentes aspectos a tener en cuenta al fijar la velocidad mínima admisible en un colector: naturaleza del agua transportada (residual o pluvial), características del material arras-

trado por el agua, caudal transportado (en porcentaje del caudal de proyecto), posible formación de  $\text{SH}_2$ , etc. Cabe señalar que:

- Las aguas pluviales suelen arrastrar partículas sólidas de mayor tamaño y más fácilmente sedimentables que las residuales.
- Cabe esperar que a menor caudal transportado por un colector, menor sea la velocidad.
- Si el colector transporta aguas residuales, puede ocurrir que la naturaleza de estas propicie la formación de  $\text{SH}_2$ , no deseable dado que puede dar lugar a problemas de conservación en el colector y en las instalaciones de tratamiento, así como malos olores y una atmósfera peligrosa para las personas responsables de la inspección y mantenimiento. La formación de  $\text{SH}_2$  es favorecida, entre otros factores, por elevadas temperaturas y bajas velocidades. Según el ASCE y WPCF, para aguas residuales con elevada DBO y a temperatura próxima a los  $30^\circ\text{C}$  es aconsejable una velocidad superior a 1 m/s.
- Para una misma velocidad, el grado de turbulencia (y por tanto la capacidad de transporte de material sólido) disminuye con el área de la sección recta.

Aunque no existe un criterio unánime para fijar el valor de la velocidad mínima admisible, en colectores diseñados para el transporte de elevados caudales de aguas pluviales se establecen los siguientes valores que pueden servir de referencia:

- La velocidad mínima para el caudal de proyecto será de 1 m/s.
- En colectores que también transporten aguas residuales, la velocidad de éstas deberá ser superior a 0.6 m/s según las indicaciones de diferentes manuales de procedimiento (ASCE)

Estos valores se están revisando al alza, pues el criterio de velocidad mínima para aguas residuales (2 pies por segundo) se ha verificado como insuficiente para asegurar una buena conservación. Se sugiere mantener el 1 m/s como valor de referencia de velocidad mínima.

## 2.2. Velocidad máxima

La velocidad máxima admisible en un colector de hormigón es fijada para evitar, en la medida de lo posible, el deterioro de las juntas y de las paredes del colector (fundamentalmente la solera) debido a la acción erosiva del agua. Esta acción erosiva puede ser motivada por el propio poder abrasivo del agua o como consecuencia de fenómenos de cavitación. Para evitar estos fenómenos de cavitación es importante cuidar la ejecución de la solera, de manera que la superficie de hormigón en contacto con el agua a elevada velocidad presente las menores irregularidades posibles.

El poder abrasivo del agua sobre el hormigón depende de la velocidad y calidad del agua, de la resistencia superficial del hormigón y de las características del material arrastrado por el agua (tamaño, forma, cantidad y dureza). La existencia de partículas sólidas arrastradas por el

agua incrementa de forma muy importante su poder abrasivo. En este sentido, según Davis y Sorensen, se han observado velocidades superiores a 12 m/s en agua limpia sin que produzcan daños en el hormigón. Asimismo señalan que son admisibles velocidades del orden de 3 m/s en aguas que arrastren sedimentos.

La bibliografía presenta una enorme disparidad de criterios en cuanto a la máxima velocidad admisible en un colector de aguas pluviales.

A nuestro entender, para un colector de hormigón que presente una correcta ejecución (principalmente en juntas y solera) la velocidad máxima deberá ser fijada teniendo en cuenta los siguientes factores que son favorables a permitir velocidades elevadas:

- Baja cantidad y pequeño tamaño del material sólido transportado.
- Existencia de un “espesor de hormigón de sacrificio” en la solera.
- Carácter esporádico en el funcionamiento del colector.
- Existencia de una labor de inspección y mantenimiento, favorecida por el mencionado carácter esporádico en el funcionamiento del colector.

Aunque, como hemos dicho, no es posible extraer una conclusión clara de la información bibliográfica disponible, en el caso de un colector de pluviales que no presente unas características marcadamente contrarias a lo expresado en los cuatro puntos anteriores, creemos que para el caudal de proyecto no es recomendable sobrepasar la velocidad de 6 m/s. No obstante, entendemos que esta velocidad puede ser superada en tramos concretos del colector si se prevé una rigurosa labor de mantenimiento.

El valor de 6 m/s coincide con el propuesto por la Comisión de Urbanismo y Servicios Comunes de Barcelona y otros Municipios. Asimismo cabe indicar que dicho valor es superior a los 3 m/s, recomendados por el Instituto Eduardo Torroja, o a los 4.5 m/s recomendados por la Dirección General de Carreteras y por Gómez Navarro y Aracil. A nuestro entender el habitual marcado carácter esporádico del funcionamiento de un colector de aguas pluviales, justifica el poder admitir velocidades máximas elevadas, siempre y cuando exista una correcta labor de inspección y mantenimiento. En este sentido, Vallarino indica que no es recomendable sobrepasar los 4 m/s en obras de funcionamiento continuo, pero en el caso de funcionamiento esporádico (como en los aliviaderos de presas) pueden admitirse velocidades superiores a los 20 m/s, debido a que la brevedad de su uso limita el deterioro del hormigón y facilita la inspección y mantenimiento.

En colectores que también transporten aguas residuales de forma continua, la velocidad de estas no deberá ser superior a los 3 m/s al objeto de evitar el deterioro de la solera del colector, ASCE y WPCF. Cabe señalar también el interés de limitar esta velocidad al objeto de evitar unas condiciones de trabajo peligrosas para el personal encargado de la inspección y mantenimiento.

### 3. Pérdidas de energía

El cálculo hidráulico de un colector requiere evaluar las pérdidas de energía que sufre el agua en su circulación. Estas pérdidas pueden ser de dos tipos: las debidas a la resistencia al flujo que presentan las paredes del colector y las debidas a modificaciones locales de su geometría (pérdidas de carga localizadas).

#### 3.1. Resistencia al flujo

Normalmente se evalúa mediante la fórmula de Manning, donde la resistencia que ofrecen al flujo las paredes del colector se caracteriza mediante el coeficiente de rugosidad de Manning, “n”. Este coeficiente, con dimensiones de  $T/L^{1/3}$ , depende de diferentes factores. Para el caso de un colector de hormigón dependerá en gran medida de su ejecución y mantenimiento. La ejecución y el mantenimiento condicionan el tamaño de las irregularidades superficiales debidas al encofrado, a las juntas, a la acción del agua circulante, a incrustaciones en las paredes y a los posibles depósitos de materiales sólidos en la solera.

Según Chow (1973) valores normales del coeficiente de rugosidad de Manning (en  $s/m^{1/3}$ ) para conductos de hormigón son los comprendidos entre 0.013 y 0.015, dependiendo del acabado de las superficies. En el caso de que existan depósitos sólidos en la solera, un valor normal es 0.017. Teniendo en cuenta lo anterior, parece razonable considerar un valor de 0.015 en colectores de hormigón para pluviales, construidos y mantenidos de forma habitual. En el supuesto de una ejecución muy cuidada (prefabricado, por ejemplo) y limpieza asegurada podría tomarse un valor algo inferior.

#### 3.2. Pérdidas locales de energía

Cualquier alteración en el flujo lineal de un colector provoca una pérdida de energía localizada. Así cabe indicar que existen pérdidas de energía en: los cambios de sección, en los tramos curvos, en las uniones con otros colectores, etc. Dada la enorme variedad de tipologías que pueden presentar estas singularidades, normalmente existen dificultades para poder cuantificar las pérdidas de energía que provocan. No obstante, si en el proyecto se cuida su diseño hidráulico, cabe esperar que dichas pérdidas no sean determinantes de la capacidad del colector.

En las modificaciones del ancho del colector, el diseño de la transición deberá ser más cuidado en el caso de aumento de la anchura que en el caso de una disminución. Ello es debido a que las expansiones del flujo son más propicias a disipar energía que las restricciones. Según Ranga Raju (1981) en el caso de una expansión en sección rectangular y flujo en régimen lento, la longitud de la transición debe estar comprendida entre 2 y 2.5 veces la disminución de ancho. En este caso la pérdida de energía es:

$$K \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}$$



donde  $v_1$  y  $v_2$  son las velocidades antes y después de la transición respectivamente. El valor de  $K$  está comprendido entre 0.2 y 0.3.

Para el caso de disminución brusca del ancho (nula longitud de transición), el mismo autor estima la pérdida de energía en:

$$K \frac{v^2}{2g}$$

donde  $v$  es la velocidad después de la transición y  $K$  es un parámetro que depende de las características de la contracción y de la relación entre el ancho y el calado. El valor de  $K$  está normalmente comprendido entre 0.06 y 0.1. Si la transición no es brusca (tenga una cierta longitud) la pérdida de energía será notablemente inferior.

En el caso de régimen rápido, el correcto diseño hidráulico de una transición es mucho más complejo debido a presencia de ondas superficiales. Un detallado estudio puede verse en Subramanya (1982).

## 4. Resguardos

Al objeto de asegurar un correcto funcionamiento en lámina libre para el caudal de proyecto, se sugiere que el colector presente como mínimo un resguardo de 0.2 m en el caso de cubierta plana. Si la cubierta es abovedada, se propone que el máximo calado admisible para el caudal de proyecto se sitúe 0.1 m por debajo del calado correspondiente al máximo caudal en régimen permanente y uniforme que admite la sección prevista. Cabe recordar que el máximo caudal que es posible transportar en régimen permanente y uniforme corresponde a un calado inferior al de sección llena. En el caso de sección circular de diámetro  $D$ , dicho calado es  $0.94 D$ . De esta manera, se ofrece una posibilidad de escape al aire existente en la red, en caso de entrada en carga, por lo que debe complementarse con la presencia de salidas al exterior (por ejemplo a través de sumideros no sifónicos).

## 5. Entrada en carga

Aunque normalmente los colectores de pluviales son proyectados para trabajar en lámina libre cuando transportan el caudal de proyecto, no cabe duda que en algún momento se presentarán caudales superiores que provocarán su entrada en carga. La red de alcantarillado se diseña para funcionar en lámina libre para los caudales de diseño, por ejemplo los de periodo de retorno de 10 años. Sin embargo, para caudales superiores se producirá la entrada en carga de la red.

Es conveniente analizar el proceso de entrada en carga del colector y fijar su diseño hidráulico de forma que dicho proceso se realice de manera adecuada. Es importante asegurar que el avance del frente de entrada en carga no sea obstaculizado por dificultades en la expulsión del aire que desplaza dicho frente. Si por ejemplo, como suele ser habitual, la entrada en carga se produce desde aguas abajo hacia aguas arriba, es de interés que los resguardos se agoten de una forma

continúa en esa misma dirección a medida que aumente el caudal, evitando la formación de bolsas de aire situadas junto a la clave del colector. Dichas bolsas pueden disminuir notablemente la capacidad de desagüe y provocar sobrepresiones no deseadas.

Es frecuente que un colector presente pendientes que disminuyen hacia aguas abajo. Ello puede dar lugar a un régimen rápido aguas arriba y lento aguas abajo, lo que obliga a la existencia de un resalto hidráulico en el límite común de ambos regímenes. Este resalto conlleva un brusco incremento de calado hacia aguas abajo. Normalmente, las condiciones de contorno existentes en el extremo aguas abajo del colector obligan a que dicho resalto hidráulico se propague hacia aguas arriba a medida que aumenta el caudal. Para caudales suficientemente elevados, la entrada en carga se producirá a través del resalto hidráulico.

Cuando se proyecta un tramo de colector para que trabaje en presión, el correcto análisis de la entrada en carga tiene una mayor importancia y muy en especial el diseño de la obra de embocadura del tramo en presión. Si la entrada en carga se realiza desde aguas abajo hacia aguas arriba, dicha obra deberá asegurar que la sección inicial del colector en presión sea la última en entrar en carga al objeto de evitar dificultades en la expulsión del aire. Un correcto diseño de la embocadura normalmente requiere un ensayo en modelo reducido, que estará justificado en el caso de tratarse de un gran colector cuyo buen funcionamiento hidráulico desea asegurarse.

La entrada en presión de la red en el fondo podemos calificarlo como el proceso de expulsión del aire que tenemos en el interior de los conductos. Para que se produzca una entrada en carga ordenada, debemos eliminar todo el aire y evitar la formación de bolsas de aire atrapadas en el seno del fluido. Esas bolsas pueden provocar obstrucciones al flujo, reducir la sección útil del colector y por ende la capacidad de desagüe del mismo, a la vez que esa masa de aire puede generar unas puntas de sobrepresión durante el proceso de entrada en carga muy importantes, que pueden dañar estructuralmente a los colectores.

Para evitar esos riesgos hay que tomar una serie de precauciones como por ejemplo.

- Favorecer la aireación de la red. Los sumideros directamente conectados a la red, a la vez que permiten la entrada de esorrentía, permiten a su vez la salida del aire en caso de entrada en carga.
- Realizar un diseño que tenga continuidad en las claves del colector. Cuando se producen cambios de sección es frecuente que por comodidad en la construcción se plantee una continuidad en solera, pero no en clave de colector. Esto favorece la formación de zonas susceptibles de almacenar una bolsa de aire que puede desplazarse por la red.
- En caso de encontrarse con la red construida y con zonas como las anteriormente indicadas, se recomienda airear esos rincones disponiendo bien un sumidero o una torre de aireación.

La continuidad en clave es algo que debería cuidarse en las redes de nueva planta. En este caso la solución más sencilla y efectiva suele ser la aireación de la red. Se recomienda que cada 20 a 30 metros tengamos un orificio que permita la entrada / salida del aire en la red.

Sin embargo a veces el flujo en presión puede ser una alternativa de solución a los problemas de inundación de un municipio. En muchos países se repite un patrón topográfico: ciudad

vieja ubicada en zona baja y de poca pendiente, y ciudad nueva en zona con pendientes altas, normalmente fruto de ocupar unas colinas cercanas a la ciudad antigua. Una consecuencia del crecimiento urbano suelen ser las inundaciones en la parte baja, fruto del aumento de zona impermeable en la parte nueva de la ciudad.

Para solucionar el problema se plantean diferentes alternativas:

- Rehabilitar la red del casco antiguo de la población
- Independizar el desagüe de las diferentes zonas de la red

La primera de ellas es la clásica: levantar el pavimento y sustituir el colector antiguo en la zona vieja de la ciudad por uno nuevo y de mayor capacidad de desagüe. Pero esto supone muchas veces problemas y molestias, al encontrarnos en la zona más concurrida de la ciudad, a veces con calles más estrechas, y teniendo los residentes de la zona que soportar unas obras para solucionar un problema que ellos no han generado, sino que es consecuencia del aumento de impermeabilidad en la parte más nueva de la ciudad y el hecho de conectar la escorrentía pluvial al colector antiguo que no estaba diseñado para esos nuevos caudales.

La idea del colector expreso surge para corregir este desequilibrio. Se propone independizar el desagüe de la zona alta de la ciudad del de la zona baja. En vez de conectarlos directamente, se propone construir un colector que intercepte la escorrentía de la parte alta y se dirija al medio receptor, a desagüe, de manera directa y sin conexión con la red existente aguas abajo. Se puede plantear un diseño en carga para permitir un trazado menos rígido, un ahorro en sección transversal, y además la línea de presión puede estar perfectamente por encima del terreno. Ya que no existen conexiones al colector expreso en dicha zona, no hay posibilidad de que el agua salga al exterior. El colector puede construirse con hinca, tuneladora, o medios convencionales, etc. dependiendo de las dimensiones del colector y las condiciones del terreno.



Figura 1: Esquema de colector expreso

Esta solución se aplicó a la solución del problema de inundaciones en Cornellá de Llobregat, cerca de Barcelona. El casco antiguo, barrios Centro y Riera, está en la zona baja del pueblo, pero la emigración de los años 60 generó un aumento de población de 24.000 habitantes en 1960 a más de 90.000 habitantes en poco más de 15 años. La red de drenaje antigua recibía la escorrentía del aumento de zona urbana impermeable, frecuentando las inundaciones la zona baja del pueblo.

Como alternativa se diseñó un colector en presión que a la cota 40 recogía la escorrentía anterior, y la llevaba rodeando el casco antiguo, hacia el desagüe al río Llobregat. Dicho colector realizado en los años 90 funciona a la perfección y es un buen ejemplo de solución de problemas de inundación mediante colectores expresos.

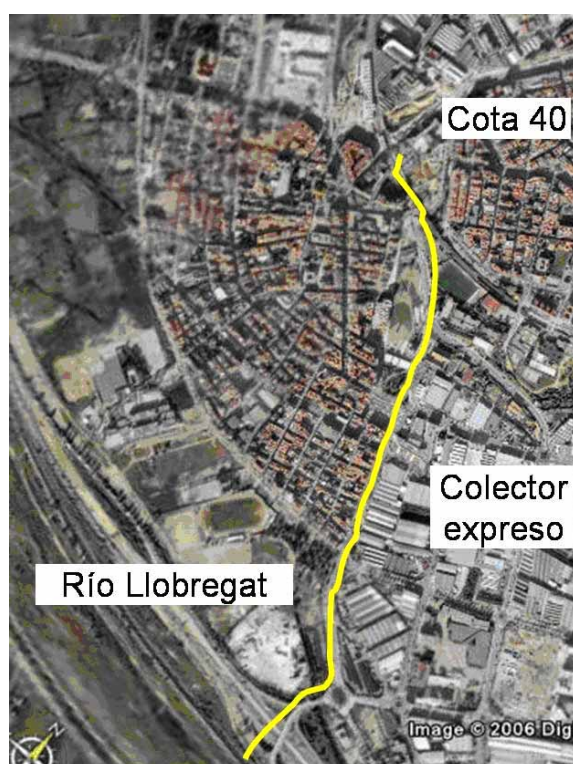


Figura 2: Colector expreso en Cornellá (Colector P)

## 6. Incorporación de caudales en colectores profundos

La construcción de un colector a cota notablemente inferior a la superficie conlleva un problema que a veces es difícil de resolver: la incorporación de caudales procedentes de la superficie. La correcta incorporación de dichos caudales requiere la disipación previa de la energía potencial debida a la diferencia de cotas. Asimismo es importante evitar la entrada de caudales importantes de aire arrastrados por el agua en su caída, que podrían crear embolsamientos y disminuir notablemente la capacidad de la incorporación y del colector si trabaja en presión. Además, en este último caso, el colector podría estar sometido a no deseables efectos mecánicos ocasionados por las mencionadas bolsas de aire.

Normalmente el diseño de estas estructuras requiere un estudio en modelo reducido. Kennedy et al. (1987) proponen un diseño puesto a punto en modelo reducido e instalado Phoenix, consistente en una rampa helicoidal. Otro diseño, Yoshioka y Nagai (1984), consiste en una caída a lo largo de un cilindro vertical de 10 m de diámetro. Este cilindro presenta una serie de soleras horizontales equidistantes 4.2 m a través de las cuales cae el agua. Está prevista la instalación de uno de estos dispositivos en Tama New Town (Japón) para un caudal de  $5.8 \text{ m}^3/\text{s}$  y una altura de 31.2 m.

## 7. Uniones de colectores

El correcto diseño de la unión de dos colectores está orientado fundamentalmente a evitar pérdidas de energía y fenómenos locales que dificultan el movimiento del agua. Debido a las elevadas velocidades que comporta, cuidar el diseño de estas obras es mucho más importante en el caso de que el flujo sea rápido. Según el Corps of Engineers, en el caso de régimen rápido, el ángulo formado por los dos colectores no debe ser superior a los  $120^\circ$  y el número de Froude en la unión no debe ser superior a 1.2 con objeto de evitar problemas por inestabilidad del flujo. Aunque probablemente estas condiciones resultan muy restrictivas, y en algunos casos resulte muy difícil llevarlas a la práctica, nos muestran la dificultad existente en el correcto diseño de estas obras.

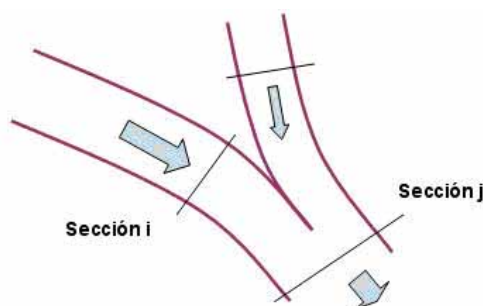


Figura 3: Unión de colectores

Supuesta la no existencia de pérdida de energía, la incorporación de un caudal a un colector en régimen rápido supone una elevación local de la lámina de agua y una disminución del número de Froude (si el régimen es lento se produce una depresión de la lámina y un aumento del número de Froude). Esta elevación de la lámina puede provocar la entrada en carga del colector, mientras que la disminución del número de Froude puede dar lugar a un resalto hidráulico que a su vez propicia la entrada en carga. Al objeto de evitar este problema, es de interés que el caudal incorporado lo haga con el menor ángulo posible y presente la misma velocidad y nivel de la superficie libre que el caudal del colector principal.

Asimismo, al objeto de compensar la elevación de la lámina libre que supone la incorporación de un caudal cuando el régimen es rápido, aguas arriba de la sección de incorporación en el colector principal puede situarse un tramo de mayor pendiente que provoque una disminución de calados antes de recibir el nuevo caudal. El estudio del comportamiento hidráulico de una sección puede realizarse de una forma sencilla mediante la aplicación del teorema de la cantidad

de movimiento. No obstante en los casos en que se requiera un elevado grado de seguridad en el diseño, probablemente será preciso el estudio en modelo reducido.

Y un criterio final muy útil a la hora de diseñar incorporaciones es hacerlo de manera tal que el agua no sufra variaciones de velocidad importantes entre las que tenía antes y las de después de la unión. Este hecho minimiza las pérdidas de carga, comentadas anteriormente, favoreciendo el buen funcionamiento de la red localmente y hacia aguas arriba.

## 8. Interceptores de aguas residuales

En colectores de tipo unitario es preciso evitar que las aguas residuales sean vertidas sin un previo tratamiento. Por este motivo, son necesarias estructuras de intercepción de las aguas residuales para ser posteriormente conducidas a una planta depuradora. Un correcto diseño de estas estructuras debe compatibilizar la eficaz intercepción con el evitar interferencias en el flujo del colector cuando éste funcione con el caudal de proyecto. En particular es de interés el conseguir que el caudal captado por el interceptor, cuando el colector funciona a plena carga, no supere en gran medida el caudal de residuales tenido en cuenta en el proyecto del interceptor. También tiene notable importancia que el diseño del interceptor asegure su autolimpieza, evitando posibles obturaciones del mismo. La dificultad en el correcto diseño de estas estructuras queda patente si tenemos en cuenta que un tercio de los aproximadamente 4000 interceptores existentes en Gran Bretaña presentaba un comportamiento defectuoso. Mayor detalle de los criterios de diseño puede encontrarse en STU (1988).

Demasiadas veces la obra de captación de aguas residuales en tiempo seco se piensa como si por el colector no circulara agua pluvial, y en cantidad elevada, de manera que muchas veces se ven las denominadas obras de parada, consistentes en un muro vertical que deriva el agua hacia el interceptor de aguas residuales. Esta obra funciona correctamente en tiempo seco, pero en tiempo de lluvia un murete vertical hecho de ladrillo o de hormigón supone una pérdida de carga localizada importante a la vez que una restricción de sección para el desagüe de los caudales de pluviales. Es necesario que el diseño de las obras de captación de residuales tenga en cuenta el funcionamiento en tiempo de lluvia.

Una posible solución sería eliminar los muretes verticales, sustituyéndolos por un juego de tramos de pendientes y contrapendientes que realicen el mismo efecto de derivación de caudales de aguas residuales, mejorando el funcionamiento global en épocas de circulación de aguas pluviales.

Los criterios de diseño serían resumidamente:

- Asegurar la correcta captación de residuales
- No provocar cambios bruscos ni obstáculos a la circulación del flujo tanto en aguas residuales como pluviales
- Evitar sedimentación y facilitar la autolimpieza
- En caso de vertido a la costa, reducir la entrada de agua de mar al colector de residuales

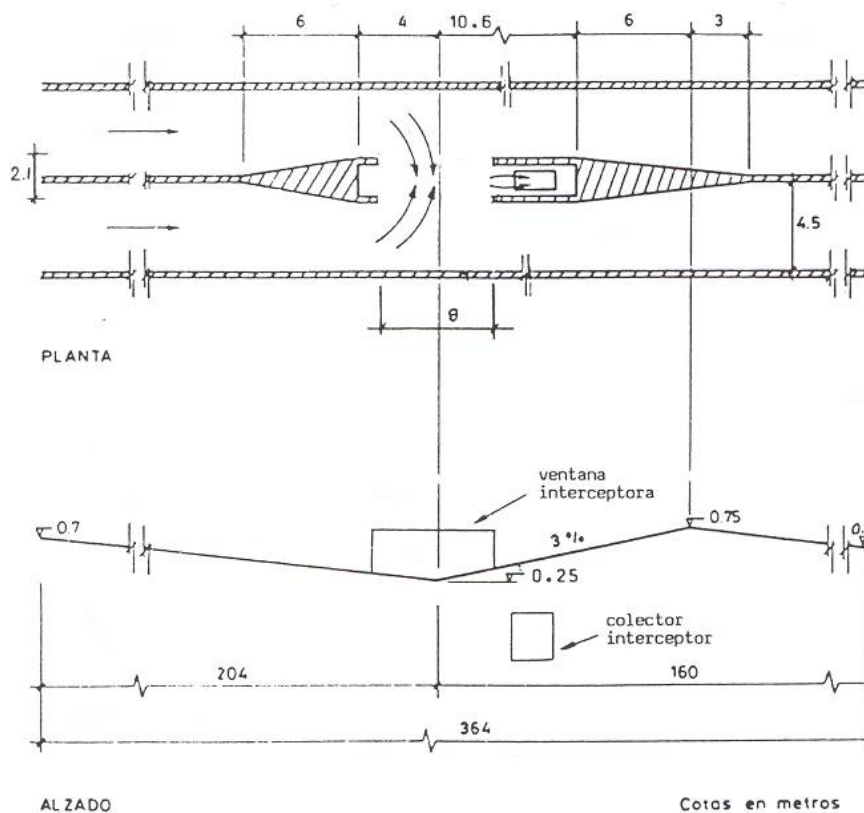


Figura 4: Interceptor de aguas residuales. Esquema

En la figura se muestra la tipología utilizada para la intercepción de los nuevos colectores del frente marítimo de Barcelona. El esquema mostrado se refiere al colector de Ciutat Vella, formado por dos conductos contiguos cuyo caudal de proyecto es  $29.4 \text{ m}^3/\text{s}$ . La velocidad en la zona de contrapendiente cuando se presentan caudales importantes debe de ser lo suficiente elevada como para permitir el arrastre de los sólidos depositados por las aguas residuales. En este sentido, cabe indicar que la disminución en el ancho de la sección da lugar a un incremento de velocidad. Las dimensiones de la ventana de intercepción condicionan la capacidad de desagüe y por tanto fijan el máximo caudal interceptado cuando el colector transporta el caudal de proyecto.

## 9. Retención de sólidos

Un problema serio en las redes de alcantarillado es la presencia de material sólido, que puede depositarse en diferentes zonas de la red, reduciendo la capacidad de desagüe y suponiendo a su vez una fuente de materia que puede acabar llegando al medio receptor (río o costa) con la consiguiente carga contaminante asociada. En la red de alcantarillado de tipo unitario tenemos tanto materia orgánica como inorgánica circulando por ella. La materia orgánica suele estar asociada a la componente de agua residual doméstica, junto a los arrastres de materia orgánica que se encuentre en superficie de la ciudad (deposiciones de animales domésticos, ramas, hojas



secas, etc), mientras que la componente de materia inorgánica suele ser fruto, aparte de lo que aporte el propio medio urbano (polvo o material procedente de las obras en medio urbano) de la escorrentía de las cuencas de cabecera, que pueden introducir en la red de alcantarillado una cantidad de materia sólida muy importante.

Se lleva mucho tiempo discutiendo sobre el diseño de obras de retención de sólidos, proponiendo diferentes formatos a las llamadas trampas de sedimentos dentro de la traza de la red. Sin embargo, una obra de retención en el interior de la red es un problema pues retiene tanto materia orgánica como inorgánica, y la limpieza y vaciado de la misma en un medio densamente habitado generará sin duda molestias a la comunidad. Como principio, debería recogerse el máximo de materia sólida de tipo inorgánica antes de entrar en la red. La obra será sin duda más sencilla, económica y fácil de mantener. Además, habrá más espacio para retención de sólidos y no afectará al funcionamiento aguas abajo de la red.

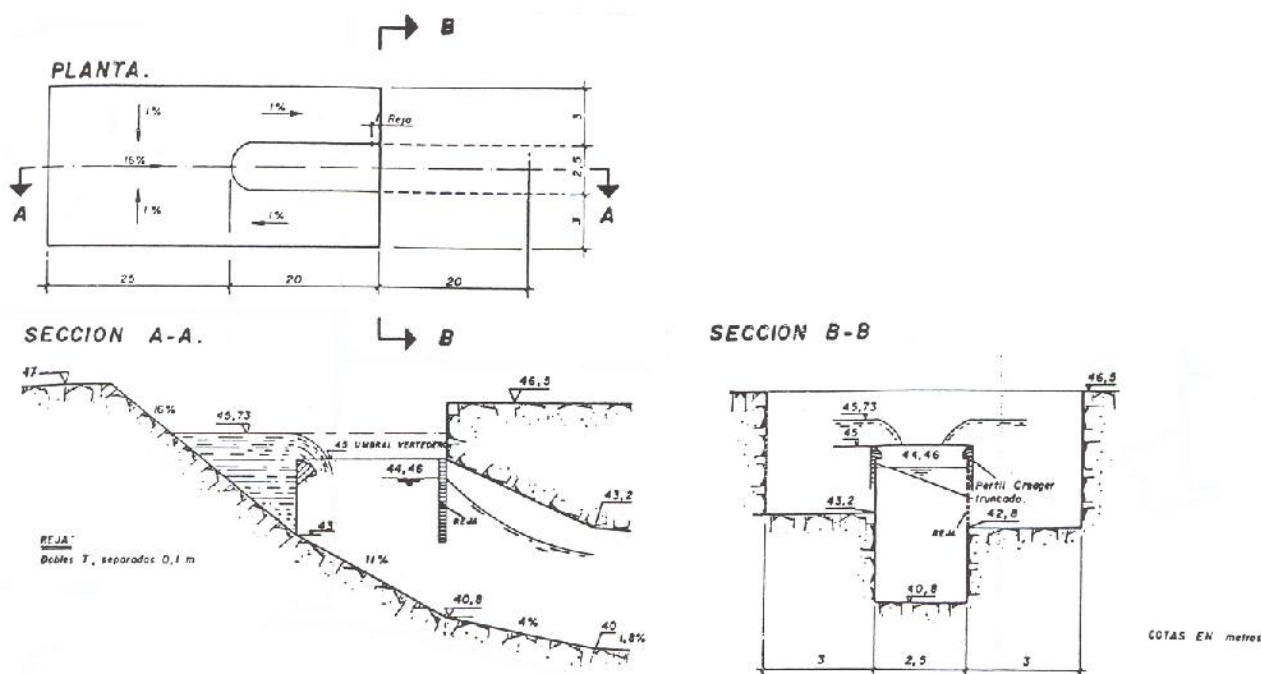


Figura 5: Esquema utilizado en la Riera de la Salut para retención de sólidos

En la figura se presenta una obra de retención de sólidos en cabecera del colector de la Riera de La Salut, Sant Feliu de Llobregat. Este colector que sustituye al cauce de la Riera, atraviesa la población y transporta los caudales generados en la zona de cabecera, que corresponde a una cuenca de más de 50 Km<sup>2</sup>. El caudal de proyecto es 55 m<sup>3</sup>/s, siendo la capacidad aproximada en volumen de almacenamiento de sólidos 350 m<sup>3</sup>. Existen depósitos de granito meteorizado en la zona que en tiempo de lluvia se movilizan y pueden colmatar en parte el conducto soterrado, por lo que se hace necesario retener en cabecera el máximo posible de la materia sólida que llega. El diseño propuesto resume los siguientes conceptos:

- Frenar el flujo, mediante por ejemplo un aliviadero en herradura
- Favorecer la deposición de sólidos al reducir la velocidad del flujo



- Facilitar la entrada ordenada del flujo en el colector, en este caso mediante el vertido a través del aliviadero en herradura
- Facilitar el acceso superficial para la limpieza de la obra de retención

Un criterio adicional es estimar la aportación de material sólido que la cabecera de la cuenca puede generar en un año. Para ello podemos recurrir a procesos de estimación mediante MUSLE u otros métodos similares, para a partir del volumen disponible de almacenamiento y la aportación esperada, definir la frecuencia de limpieza del material sólido acumulado en la obra.

## 10. Sifones

Los sifones invertidos son elementos relativamente frecuentes en las redes de colectores. Su utilización suele justificarse por la necesidad de superar algún obstáculo que se opone al trazado del colector: ferrocarril, vial subterráneo, etc. La principal característica de estas estructuras es el hecho de permanecer llenas de agua aunque el caudal transportado sea pequeño o inexistente.

Es aconsejable la construcción de varios sifones contiguos de forma que a medida que aumente el caudal vayan poniéndose sucesivamente en funcionamiento, lo que puede conseguirse mediante vertederos laterales convenientemente dispuestos. Esta disposición debe asegurar una velocidad mínima en los sifones al objeto de conseguir su autolimpieza. Según la Comisión de Urbanismo y Servicios Comunes de Barcelona y Otros Municipios, la velocidad deberá ser superior a 1.5 m/s para un colector unitario y superior a 0.9 m/s para un colector que sólo transporte aguas pluviales. Es obvio que en colectores que incluyan un tramo en sifón, es de gran interés el limitar al máximo el transporte de sólidos.

El perfil longitudinal de un sifón debe de ser fijado teniendo en cuenta las posibles pérdidas de energía y el facilitar su limpieza. Por ello deberán de evitarse los cambios bruscos de alineación (en planta y alzado) y de sección. La parte ascendente es conveniente que presente una pendiente no excesivamente fuerte. Según la Comisión citada anteriormente, no superior a los 26.5°. Dada la problemática que presenta el correcto mantenimiento de estas estructuras, es recomendable que únicamente se construyan cuando no sean viables otras soluciones. Para un más detallado análisis de los criterios de diseño puede consultarse STU (1988).

## 11. Referencias

**ACI Committee. (1987).** Erosion of concrete in hydraulic structures. ACI Materials Journal, March-April.

**Akan, A.O. (2003).** Hydrology Hydraulics and Sotormwater Quality. John Wiley. New York

**ASCE, WPCF. (1986).** Design and construction of sanitary and storm sewers. New York.

**Butler, D., Davies, J. (2000).** Urban Drainage. E & FN Spon. London

**Chow, V.T. (1973).** Open channel hydraulics. McGraw Hill. New York.

**Comisión de Urbanismo y Servicios Comunes de Barcelona y Otros Municipios. (1971).** Recomendaciones para la redacción de proyectos de saneamiento de la comarca. Barcelona.

**Corps of Engineers (1975).** Supercritical flow at open-channel junctions. U.S. Army Engineer District. Los Angeles.

**Davis, C.V., Sorensen, K.E. (1969).** Handbook of applied hydraulics. McGraw Hill. New York.

**Dirección General de Carreteras (1983).** Drenaje transversal de carreteras. Obras pequeñas de paso. Dimensionamiento hidráulico. MOPU. Madrid.

**Gómez Navarro, J.L., Aracil, J.J. (1958).** Saltos de agua y presas de embalse. Tomo I. Tipografía Artística. Madrid.

**Instituto Eduardo Torroja (1980).** Instrucción para obras de hormigón armado o pretensado. Madrid.

**Kennedy, J.F., Jain, S.C., Quinones, R. (1987).** Helicoidal ramp dropshoft. Journal of Hydraulic Engineering. ASCE. Vol.114, No.3, pp. 315-325.

**Mansell, M.G. (2003).** Rural and Urban Hydrology. Thomas Telford. London.

**Mays, L. (2001).** Stormwater collection systems design handbook. McGraw-Hill. New York.

**Ranja Raju, K.G. (1981).** Flow trough open channels. Tata McGraw Hill. New Delhi.

**Sarginson, E.J. (1979).** Storm sewage overflow systems. Developments in sewage-1. (ed. R.E. Bartlett). Applied Science. London.

**STU (Service Technique de l'Urbanisme). (1988).** Déversoirs d'orage, chambres de des-sablement, siphons. Les editions du STU. Paris.

**Subramanya, K. (1982).** Flow in open channels. Tata McGraw Hill. New Delhi.

**Vallarino, E. (1974).** Obras Hidráulicas. Tomo IV: Conducciones. Servicio de Publicaciones de la E.T.S. Ing. Caminos, Canales y Puertos. Madrid.

**Yoshioka, T., Nagai, T. (1984).** Flexible energy dissipation for high head conditions, double care unit model. Third International Conference on Urban Storm Drainage. Göteborg, Suecia.



# DISEÑO CON RÉGIMEN PERMANENTE: CURVAS DE REMANSO

*Hans Sánchez, Manuel Gómez*

Grup de Recerca FLUMEN  
Dep. de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental. UPC  
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos  
Jordi Girona 1-3. D-1. 08034 Barcelona

## 1. Introducción

El estudio hidráulico en una cuenca urbana consiste en calcular lo más exactamente posible las variables hidráulicas (calado, velocidad, caudal) del agua cuando circula por las alcantarillas, producto de la escorrentía superficial que entra a la red por las zonas previstas.

Para que estas variables hidráulicas se aproximen lo más fielmente posible a la realidad, los colectores pluviales se deben diseñar representando un movimiento no permanente gradualmente variable, para lo que es necesario contar con los respectivos hidrogramas de entrada, caudal/tiempo, y la suficiente y precisa información topográfica de la red. Porque de nada serviría utilizar un método tan preciso y laborioso si no se cuenta con una buena información que respalde la precisión de los cálculos.

En el caso de cuencas que no cuentan con la suficiente información ya sea topográfica o hidrológica, (p.e. que tenga un estudio hidrológico basado en el método racional), o simplemente se desee hacer un estudio rápido y aproximados se puede recurrir a estudiar los colectores suponiendo movimiento permanente. En este caso se considera como caudal de entrada el caudal máximo del hidrograma, obviando la evolución temporal de dicho hidrograma.

Dentro de la aproximación basada en el régimen permanente, podemos encontrar dos tipos de movimiento:

- Movimiento permanente uniforme, en el que para un conducto de sección constante, el nivel de agua es el mismo para todos los puntos.
- Movimiento permanente gradualmente variado, donde para un conducto de sección constante, el nivel de agua puede variar punto a punto.

## 2. Análisis hidráulico considerando movimiento permanente uniforme

Habitualmente para resolver cualquier problema hidráulico ya sea un canal aislado o en una sucesión de canales, se recurría a las fórmulas del flujo permanente uniforme, asumiendo que el flujo en el conducto se comportaba como tal. El problema que se planteaba consistía en dar la geometría del conducto de la red y el caudal de entrada. Asumir esta forma de cálculo es la que menos se aproxima a la realidad y prácticamente nunca se da en las redes de alcantarillado.

La única ventaja aparente de este método es la facilidad de cálculo que demanda y además se suponía que cumple el famoso dicho “de que está del lado de la seguridad” aunque no siempre es así. Teóricamente se dice que el flujo en canales abiertos es uniforme si la profundidad de flujo, el área mojada, la velocidad y el caudal en cada sección del canal son constantes. El establecimiento de este flujo requiere que la superficie del agua y la línea de energía sean paralelas al fondo del canal (ec.1), es decir que la pendiente de la línea de energía ( $I_f$ ), es igual a la pendiente de la solera del conducto ( $I_o$ ) (Chow, 1994).

$$I_o = I_f \quad (1)$$

En estas condiciones el nivel de agua en el conducto, denominado calado normal, se estima con la ayuda de fórmulas empíricas como las de Bazín o Manning (ec.2) que permiten relacionar el caudal circulante con el calado. Para un tramo de colector, donde la pendiente y el caudal de paso son conocidos, hay que tantear la sección adecuada, con los criterios de diseño impuestos al efecto (velocidades máximas y mínimas, resguardos entre calado máximo y altura de sección, etc).

$$Q = A \cdot \frac{R_h^{2/3} \sqrt{I_o}}{n} \quad (2)$$

La ecuación 2 representa una función implícita del calado, dado que el caudal ( $Q$ ) y la pendiente ( $I_o$ ) son datos de partida, mientras que el coeficiente de rugosidad ( $n$ ) se toma en función de la elección del material de las paredes del colector. El área mojada ( $A$ ) y el radio hidráulico ( $R_h = \text{área mojada sobre perímetro mojado}$ ) sólo dependen, una vez elegida la tipología de la sección, del nivel de agua alcanzado en el colector. Muchas veces, esta ecuación implícita se resuelve con ayuda de ábacos de cálculo existentes para los tipos de sección más usadas.

## 3. Análisis hidráulico considerando movimiento permanente gradualmente variado

Con este método se aproximan las condiciones del movimiento no permanente en cada conducto de la red de drenaje, por las de un movimiento permanente para el caudal máximo circulante por cada tramo, y considerando las variaciones del calado y velocidad que se producen a lo largo de cada uno de los conductos. El cálculo del perfil de la lámina de agua se realiza

atendiendo a consideraciones de tipo energético. La altura de energía en una sección cualquiera de colector se puede expresar como:

$$H = \frac{v^2}{2g} + y + z = \frac{Q^2}{2gA^2} + y + z \quad (3)$$

donde  $H$  será la energía total,  $z$  cota de la solera del colector,  $v$  la velocidad media del agua,  $y$  el calado (para pendientes suaves),  $Q$  es el caudal circulante,  $A$  el área mojada y  $g$  la aceleración de la gravedad. Para estimar la lámina de agua, calcularemos primero la variación de energía total a lo largo del conducto de la red. Si diferenciamos primero la ecuación 3, con respecto a la abscisa del colector ( $x$ ), obtendremos el gradiente energético a lo largo del colector en la dirección del flujo, como se muestra a continuación:

$$\frac{dH}{dx} = \frac{-Q^2}{gA^3} \cdot \frac{dA}{dx} + \frac{dy}{dx} + \frac{dz}{dx} \quad (4)$$

Para el caso de un conducto de sección constante, situación habitual en las redes de drenaje, podemos expresar la variación de área con la abscisa  $x$ , como  $dA/dx = b \cdot dy/dx$ , donde  $b$  representa el ancho superficial del flujo. El término  $dH/dx$  es la pendiente de la línea de energía. Como esa variación es siempre negativa (disipación de energía en la dirección del movimiento), se suele escribir el término de pendiente motriz, como  $I_f = -dH/dx$  con lo que hacemos que  $I_f$  sea una cantidad eminentemente positiva. Del mismo modo, el término  $dz/dx$  representa la variación de cota de la solera del colector en la dirección del flujo. Es negativo cuando la elevación del colector se reduce, y positivo cuando se aumenta. Para trabajar con cantidades positivas que reflejen la pendiente del colector en el caso más habitual de pérdida de cota de solera, consideramos  $I_o = -dz/dx$  pendiente del colector. Agrupando términos, podemos plantear la ecuación diferencial que verifica la lámina de agua, en el caso del movimiento gradualmente variado en lámina libre para un conducto de sección constante.

$$\frac{dy}{dx} = \frac{I_o - I_f}{1 - \frac{Q^2 b}{gA^3}} \quad (5)$$

Esta ecuación diferencial, no lineal y de primer orden, necesita para su resolución numérica una condición de contorno. Esta se expresa en forma de calado, en el extremo aguas arriba para flujos de tipo supercrítico,  $Fr > 1$ , y en el extremo aguas abajo en el caso de flujos de tipo subcrítico,  $Fr < 1$ . La condición de contorno representa desde un punto de vista físico la influencia que el resto de la red ejerce sobre el conducto que estamos estudiando. Esta influencia se traducirá en que para el mismo caudal circulante, podremos encontrar unos calados mayores o menores dependiendo de la situación del resto de la red.

Mediante la formulación propuesta, vamos resolviendo la red conducto por conducto. Tendremos en cuenta para cada uno el caudal máximo circulante y la condición de contorno impuesta en cada conducto por el resto de la red.

#### 4. Comparación de perfiles hidráulicos calculados con flujo permanente y flujo no permanente en un conducto aislado

Necesitamos poder cuantificar la magnitud del error que se comete cuando se utilizan uno de estos procedimientos hidráulicos simplificados. Para ello vamos a comprobar en un caso sencillo las diferencias en el comportamiento hidráulico entre un cálculo en régimen no permanente y las aproximaciones en flujo permanente.

El análisis lo haremos para un conducto recto de 1000 metros de longitud, de sección rectangular con ancho en la base de 2 metros, y una rugosidad de Manning de 0.018. El comportamiento hidráulico del conducto lo analizaremos primeramente en flujo no permanente (el que más se ajusta a la realidad) y luego en flujo permanente, con un caudal de diseño igual al caudal punta del hidrograma utilizado en el flujo no permanente.

Como sabemos el flujo no permanente no trabaja con un caudal constante en el tiempo, como lo hace el flujo permanente, sino con un hidrograma que está compuesto de varios caudales que ocurren en instantes de tiempo diferente y por lo tanto existen diferentes formas de hidrogramas que tengan un mismo caudal punta. Primero tendremos que definir qué tipo de hidrograma utilizaremos para la comparación, para lo cual haremos diferentes ensayos. Primero probaremos con 3 hidrogramas todos ellos con el mismo caudal punta y caudal base, y con el mismo tiempo base (60 minutos), pero con distintos tiempo punta (ver figura 1), cada uno 0.2, 0.5 y 0.8 veces el tiempo base. Todos los hidrogramas tienen el mismo volumen y se considerará una condición de contorno aguas abajo de vertido libre.

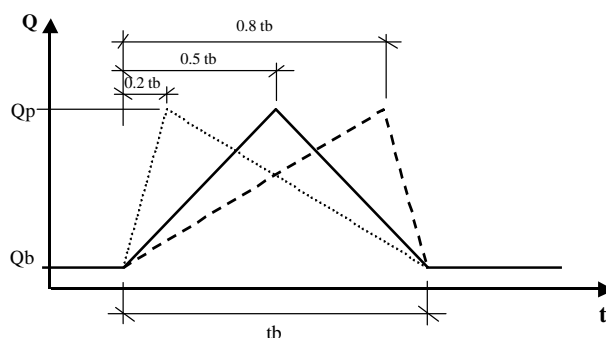


Figura 1: Hidrogramas con diferentes instantes de ocurrencia del caudal punta

Para cada caso, se evalúa la envolvente de calados máximos obtenidos. No se trata de un perfil de lámina de agua en algún momento determinado, sino que está formado por los valores de los calados máximos obtenidos en cada punto de cálculo. Se puede asegurar que cualquier perfil de lámina de agua estará por debajo de esta envolvente de calados. El intervalo de espacio empleado es de 20 metros

En la figura 2 se observa el perfil de lámina de agua para los 3 casos. Los resultados muestran que los 3 perfiles hidráulicos resultantes son muy similares (prácticamente idénticos). Se puede concluir que en el caso de colectores lineales y aislados el instante en que se presenta el caudal punta no afecta al comportamiento hidráulico del colector. Por lo tanto podremos elegir para nuestra comparación cualquiera de ellos.

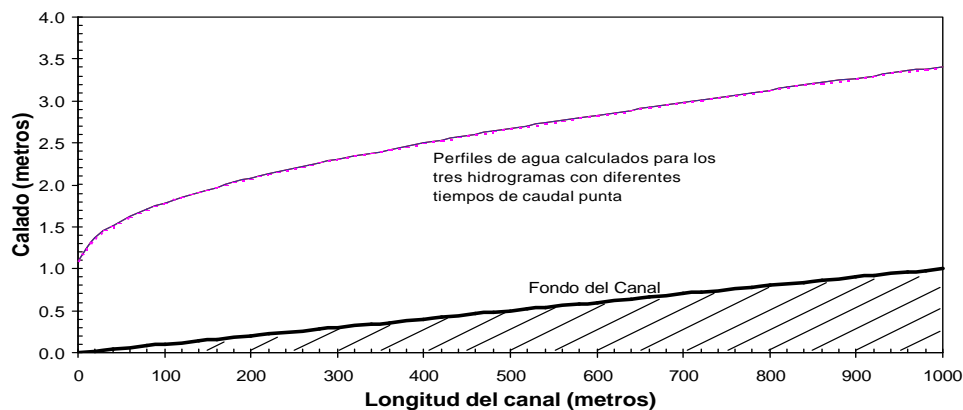


Figura 2: Envolturas de calados máximos para hidrogramas con instantes de ocurrencia del caudal punta diferentes, a igual caudal máximo y tiempo base

Como segunda experiencia, analizaremos el perfil hidráulico de 4 hidrogramas (ver figura 3), todos ellos de mismo caudal base y caudal punta, iguales a los del ejemplo anterior, pero con diferentes tiempo base de 0.5, 1, 2 y 3 horas y por lo tanto diferentes volúmenes asociados al hidrograma. En la figura 4 se presentan los perfiles calculados. A diferencia del caso anterior, cuando los hidrogramas presentan volúmenes diferentes, las envolturas de calado máximo son distintas, tanto mayores cuanto mayor es el volumen del hidrograma.

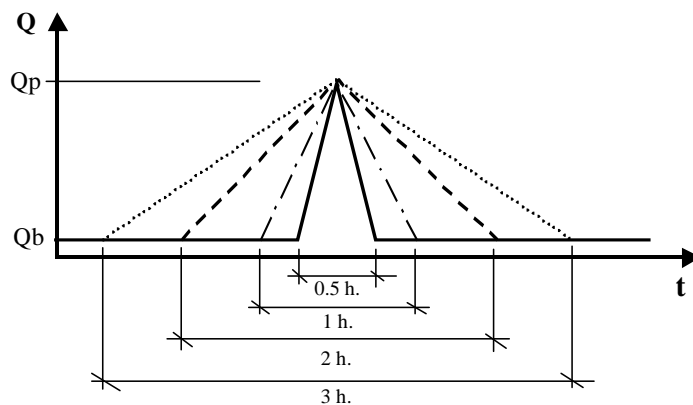


Figura 3: Hidrogramas con tiempo base diferentes

Finalmente en la figura 5, se hace la comparación de los perfiles hidráulicos obtenidos utilizando el flujo no permanente para los diferentes tiempos base, con el perfil hidráulico calculado empleando la curva de remanso y el calado normal, correspondiente al caudal máximo de los hidrogramas empleados. Podemos concluir lo siguiente:

- El calado normal proporciona, en este caso, un valor muy sobredimensionado, ya que sobrepasa al calado real, en algunos casos más del 50%. Lógicamente en los puntos más cercanos a la salida del canal la diferencia es mayor, debido a la condición de contorno de vertido libre.



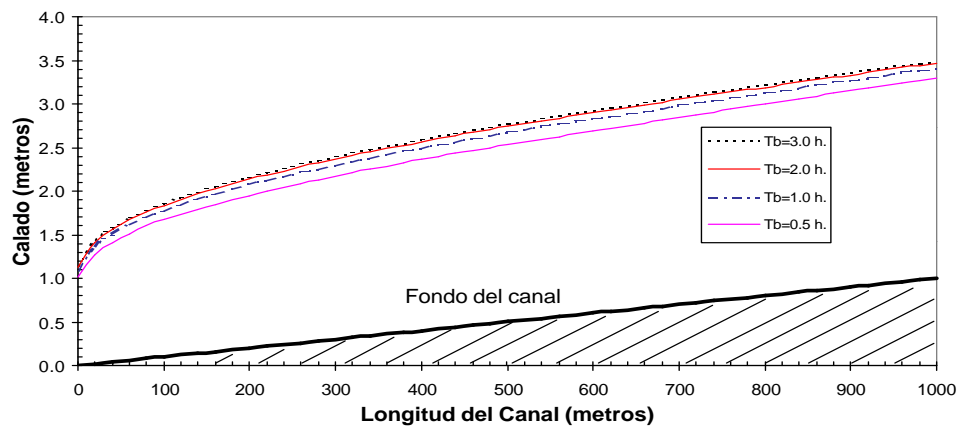


Figura 4: Envolventes de calados máximos para hidrogramas con tiempos base iguales

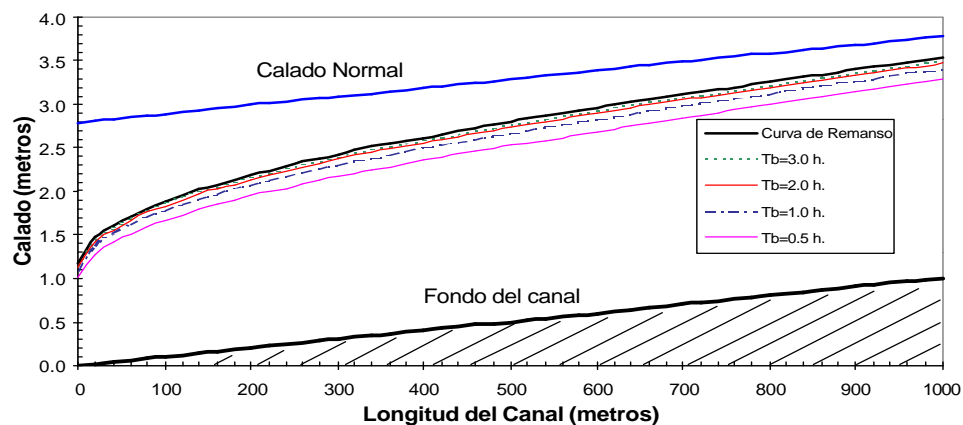


Figura 5: Comparación de perfiles hidráulicos obtenidos con flujo permanente y no permanente

- El perfil de la curva de remanso, en este caso, se acerca mucho más a la realidad, sobre todo cuando es mayor el tiempo base del hidrograma o cuanto mayor es el volumen del hidrograma. La diferencia de los resultados se hace mayor cuanto menor es el tiempo base. En hidrología urbana normalmente las cuencas son pequeñas y de superficie bastante impermeable haciendo que los tiempos de concentración sean pequeños, consecuentemente el tiempo base de los hidrogramas será pequeño y los caudales punta muy elevados. En ese caso los perfiles obtenidos con la curva de remanso se diferenciarán más de la realidad.
- La curva de remanso al considerar la condición de contorno no comete errores groseros, como lo hace el calado normal, en el extremo aguas abajo del canal, incluso en ésta zona las diferencias son menores que en otras.
- La curva de remanso está por encima de todas las envolventes de calados máximos, pero como mucho del orden de 10 %, y se puede considerar que está del lado de la seguridad y no está tan sobredimensionado como el régimen permanente uniforme (calado normal).

## 5. Cálculo hidráulico de redes en régimen permanente

El proceso de análisis de conductos en redes no es tan directo ni evidente. Primero hay que definir la tipología de red que se nos presenta para que de acuerdo a ella sigamos el procedimientos de cálculo adecuado. Existen dos tipo de red.

- Redes arborescentes
- Redes malladas

### 5.1. Redes arborescentes

Una red arborescente es aquella que en todos sus nudos la salida del agua solo se puede realizar por un conducto (ver figura 6). En este tipo de red, se tiene la ventaja de conocer siempre el caudal de funcionamiento de todos los elementos de la misma, conocidos los caudales de entrada en la red. A partir de esto, sólo queda calcular el perfil del agua. Los cálculos se pueden realizar, si utilizamos el flujo permanente, considerando un flujo uniforme o un flujo gradualmente variado.

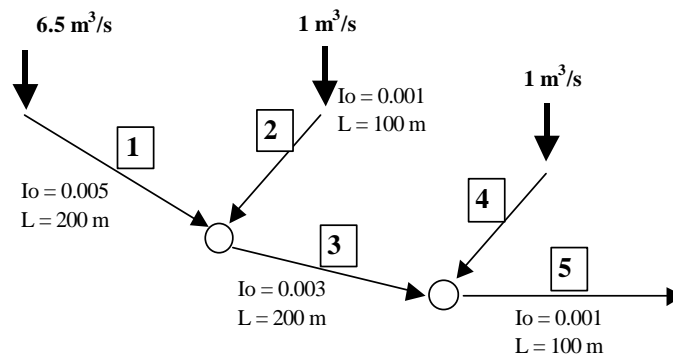


Figura 6: Red de drenaje tipo arborescente

La simulación de la red utilizando la hipótesis del flujo uniforme es la más sencilla de realizar y es la que más se ha estado realizando hasta hace no muchos años e incluso actualmente se puede encontrar en algunos proyectos, aunque de ninguna manera es recomendable hacerlo como diseño definitivo. Esta metodología se realiza determinando el calado normal en cada conducto, en función del caudal que circule por el mismo, que como se ha dicho siempre es conocido. Sobre esta opción de cálculo hay que hacer una serie de comentarios. En primer lugar, es un procedimiento que actúa conducto por conducto, pero que no tiene en cuenta en absoluto las influencias del resto de la red, ni siquiera la de los conductos adyacente al que estamos calculando, es decir no considera condiciones de contorno. Por otra parte la condición de movimiento permanente uniforme sólo se alcanza para longitudes de conducto elevadas, de muchos cientos o miles de metros, por lo que en la realidad es poco frecuente en un conducto

de una red de drenaje. Además este método tampoco tiene en cuenta la longitud del tramo objeto de estudio. Para él, un conducto de 500 metros y otro de 6 metros de longitud tendrían el mismo nivel de agua en todos los puntos, a igualdad de geometría y caudal circulante. Debido a todo lo dicho hasta ahora, el análisis de una red o incluso de un tramo de la misma utilizando exclusivamente la hipótesis de movimiento permanente uniforme produce diseños inadecuados ya sean sobredimensionados o infradimensionados, según el tipo de flujo y las condiciones de contorno. Puede considerarse adecuada esta metodología en los casos de conductos aislados, o situaciones donde las condiciones de contorno no supongan influencia alguna sobre el flujo en los conductos estudiados.

El cálculo utilizando la hipótesis del flujo gradualmente variado, se ajusta más a la realidad porque no solo considera la longitud de los conductos sino que también considera la influencia entre ellos. La forma de calcular es determinar en cada conducto la condición de contorno, lo que se obtiene haciendo un balance de energía en cada nudo. Además esto sirve como interrelación entre conductos. En redes que funcionan con flujos subcríticos ( $Fr < 1$ ) se tiene la condición de contorno de salida de la red, en el último conducto aguas abajo. Se empieza calculando el perfil hidráulico desde ese punto. Cuando se llega con la integración numérica a un nudo de unión de conductos, procederemos aplicando la conservación de energía total entre extremos de conductos concurrentes en el nudo. Así obtendremos los calados en los extremo aguas abajo de los conductos situado aguas arriba del que acabamos de calcular. Este calado nos dará las condiciones de contorno de sus respectivos conductos el que nos servirá para calculamos sus respectivos perfiles. Se sigue el mismo procedimiento con los demás nudos aguas arriba y sus conductos.

### **Comparación de perfiles hidráulicos en redes arborescentes calculadas con flujo permanente y flujo no permanente**

Consideremos un caso como el reflejado en la figura 6. Tenemos una red de drenaje con cinco tramos de pendiente decreciente. Los colectores a realizar serán de hormigón (coeficiente de rugosidad de Manning 0.015) y se ha decidido por razones de limitación de espacio en los viales por donde discurrirán, que tengan un ancho máximo de 2 metros. El último tramo vierte a un cauce natural tal que las aguas de éste se encuentran siempre por debajo de la solera del tramo de salida, por lo que puede considerarse como un vertido libre (calado crítico en la última sección). Para un caudal de entrada de  $6.5 \text{ m}^3/\text{s}$  en el colector 1, y de  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  en los colectores 2 y 4, hay que determinar la altura de sección para cada tramo.

Primero calcularemos los calados normales en cada tramo aplicando la fórmula de Manning, cuyos resultados son 1.07, 0.99, 1.46, 0.99 y 2.52 m. Si el diseño pretende garantizar un flujo en lámina libre, con un resguardo mínimo de 20 cm por ejemplo, las alturas de sección para cada tramo pueden ser 1.30, 1.20, 1.70, 1.20 y 2.75 m.

Ahora calculamos el perfil del agua aplicando las ecuaciones de la curva de remanso. Los resultados en forma de calado para el extremo aguas arriba y aguas abajo de cada colector comparado con los resultados obtenidos con la fórmula de Manning se presentan en la tabla 1. Se aprecian sensibles diferencias. Por ejemplo el conducto de salida (5) presenta calados inferiores en la aproximación de flujo gradualmente variado, mientras que los demás presentan calados mucho más altos con esta aproximación.

Tabla 1: Comparación de resultados de la red propuesta

Conducto	calado ag. arriba	Calado ag. abajo	Altura sección grad. variado	Altura sección perm. uniforme
1	1.07	1.74	1.95	1.30
2	1.82	1.92	2.15	1.20
3	1.66	1.99	2.20	1.70
4	2.07	2.17	2.40	1.20
5	1.92	1.23	2.15	2.75

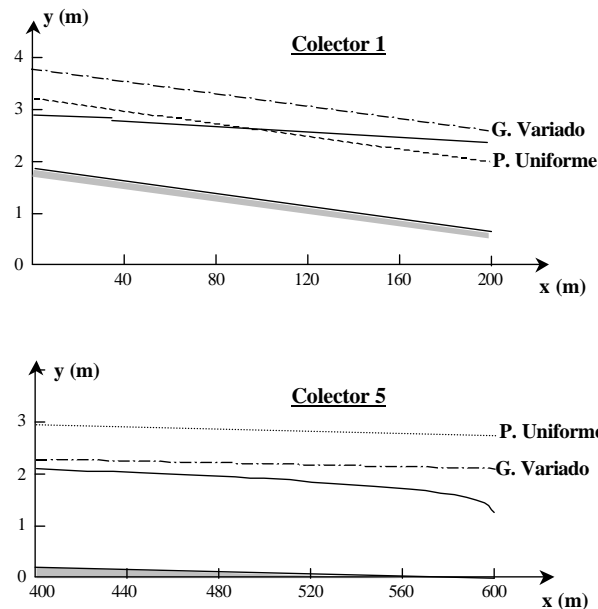


Figura 7: Perfiles de lámina de agua para los colectores 1 y 5. Hipótesis de flujo gradualmente variado

Ello pone de manifiesto que la aproximación de flujo permanente uniforme puede dar tanto diseños sobredimensionados como infradimensionados. En algunos casos, las diferencias son muy elevadas, como es el caso del conducto 4. Si este conducto hubiera sido diseñado utilizando el flujo uniforme, el conducto habría entrado en presión y además con una notable carga. En la figura 7, se muestran los perfiles de lámina de agua para los conductos 1 y 5 calculados mediante la aproximación de flujo gradualmente variado. También se indican las alturas de sección que se obtendrían en un proceso de diseño considerando las hipótesis de movimiento permanente uniforme y movimiento permanente gradualmente variado.

## 5.2. Redes malladas

Se considera red mallada cuando en uno o más nudos hay 2 o más conductos de salida donde se pueden distribuir los caudales (ver figura 8) y por lo tanto no se conocen a priori los caudales con que trabajan los conductos de la red. Para el cálculo hidráulico de estas redes se debe obtener el perfil de lámina de agua a la vez que la distribución de caudales en la red y esto se consigue solamente recurriendo a métodos iterativos hasta obtener los valores que satisfagan la distribución de caudales (ley de continuidad) y el balance de energía en los nudos. Por ejemplo en la figura 8, el caudal que ingresa por el nudo **a** no sabemos qué porcentaje se distribuye por el conducto 1 y qué porcentaje lo hace por el conducto 2. Muchas veces ni tan siquiera sabemos el sentido del flujo, pues podría ser que en el conducto 1 el sentido del caudal no sea del nudo **a** hacia el nudo **b**, sino al revés, el flujo iría del nudo **b** al nudo **a**. Entonces el caudal del conducto 2 no sería una parte del caudal que entra en **a** sino todo el caudal más lo que viene del conducto 1. Lo mismo sucede con los demás conductos. Para empezar un cálculo se deben suponer todos los caudal de los conductos y sus sentidos. Con estos caudales supuestos calcular, en cada conducto su perfil hidráulico y en cada nudo el balance de energía y de continuidad. Estos balances irán corrigiendo los caudales hasta obtener valores que satisfagan estas ecuaciones.

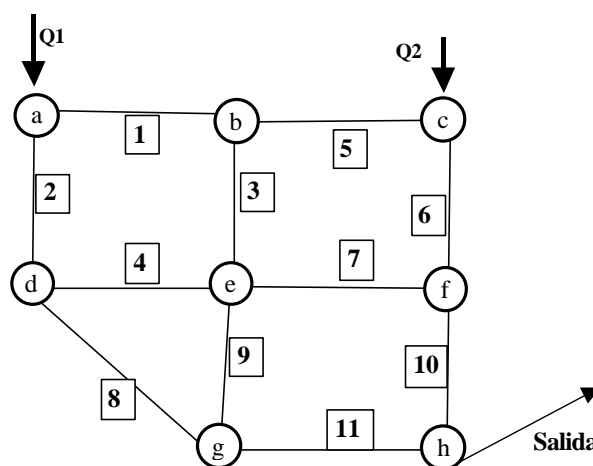


Figura 8: Red de drenaje tipo mallada

Por eso, los cálculos en redes malladas siempre son muy laboriosos y aún más si se tienen muchas mallas, debido a las múltiples iteraciones que se deben realizar. Para su solución es necesario recurrir a programas informáticos. Lamentablemente en el mercado no existen softwares que hagan este trabajo y los programas que trabajan con la hipótesis de flujo permanente gradualmente variado lo hacen con redes arborescentes como el conocido HEC-RAS. Y los que trabajan con redes malladas siempre utilizan el flujo no permanente y son softwares demasiado costosos, aunque hay algunos gratuitos como el SWMM, cuyo uso no es fácil y no justifica utilizar este modelo de simulación de régimen no permanente para trabajar con régimen permanente poniendo un hidrograma de caudal constante.

## 6. Problemas de decalaje temporal en redes al considerar el flujo en régimen permanente

Cuando en una red tenemos los hidrogramas de entrada en los nudos, normalmente nos quedamos con el valor del caudal punta. Si hacemos entrar ese caudal en la red, a medida que progresamos aguas abajo los valores de caudal se van sumando (pensemos por ejemplo en una red arborescente). Sin embargo estos caudales en la realidad quizá no se sumen porque se producen en tiempos distintos. Esto supone que en general, cuanto mayor sea la red, el caudal final de cálculo está muy sobredimensionado pues el decalaje temporal entre caudales punta no se considera.

En el apartado 4 se vio que los resultados del flujo permanente son aceptablemente similares a los del flujo no permanente. Esto ocurre en canales independientes, cuando se trabaja con un solo hidrograma en flujo no permanente y el caudal punta de este hidrograma se utiliza para trabajar en flujo permanente. Pero la situación es muy distinta cuando se trabaja en redes porque allí intervienen varios hidrogramas diferentes los cuales tienen sus propias características.

Para hacer más clara la explicación la ilustraremos mediante un ejemplo sencillo. En la figura 9, tenemos un red de alcantarillado similar a un ejemplo antes estudiado. En la red ingresan caudales por los conductos 1, 2 y 4 y salen por conducto 5. Los hidrogramas que ingresan a la red están representados en misma figura.

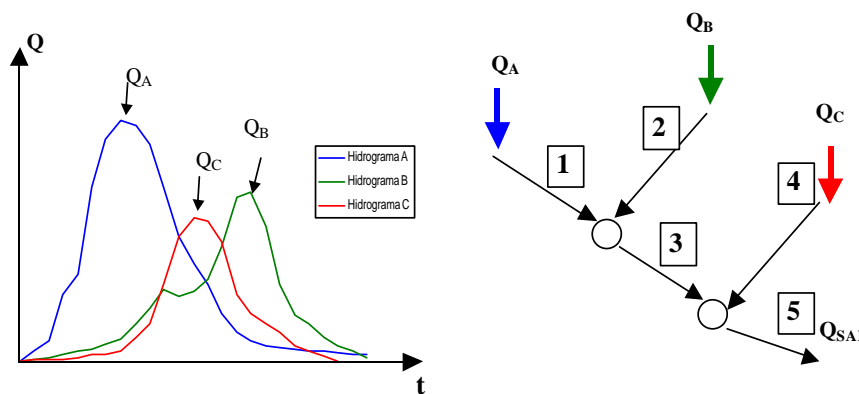


Figura 9: Esquema de la red de alcantarillado analizada

Representando el flujo en régimen permanente, se diría que por el conducto 1, ingresa el máximo caudal del hidrograma A ( $Q_A$ ) y también por el conducto 2 y 4 ingresan sus respectivos máximos caudales. Después de circular por la red, el caudal que saldría por el conducto 5, sería la suma de los caudales que han entrado por cada uno de los conductos ( $Q_A + Q_B + Q_C$ ).

Al hacer el análisis de la red en régimen no permanente, no tendríamos que sumar los caudales puntas sino los hidrogramas, cada uno en relación al tiempo de llegada al conducto de salida. En la figura 10, se muestra el hidrograma suma que obtendríamos. El caudal máximo ( $Q_{sal}$ ) que saldría por el conducto 5, sería el mayor caudal del hidrograma que resulta de sumar los otros tres hidrogramas de entrada. En éste caso el caudal máximo es aproximadamente un 50% menor

que la suma de los caudales punta. Esta diferencia es consecuencia del decalaje temporal de los caudales máximos. Esto no ocurriría si por los tres nudos ingresaran caudales con ocurrencia de caudal punta similares y las longitudes de los conductos no fueran diferentes o muy largas para que la propagación no altere derivando el hidrograma.

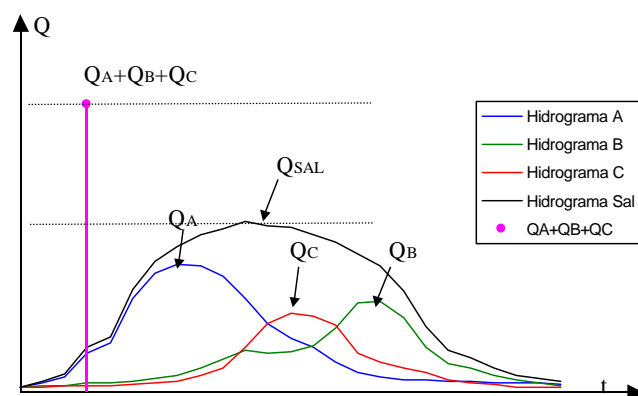


Figura 10: Comparación de hidrogramas de salida

## 7. Referencias

**Chow, V.T. (1994).** Hidráulica de Canales Abiertos. McGraw-Hill Interamericana S.A. Bogotá.

**French, R.H. (1988).** Hidráulica de canales abiertos. McGraw-Hill Interamericana S.A. Bogotá.

**Gómez, M. (1988).** Contribución al Estudio del Movimiento Variable en Lámina Libre en las Redes de Alcantarillado. Aplicaciones. Tesis Doctoral. ETSECCPB - UPC.

**Gómez, M. (1992).** Análisis hidráulico de las redes de drenaje urbano. Ed. Dolz, J., Gómez, M., Martín, J.P. Col. Ing. de Caminos, Canales y Puertos de Madrid. Pp. 59-78. Madrid.

**Griell, R. (1996).** Resolució general de xarxes hidràuliques de conductes en règim permanent gradualment variat. Modelació de règims ràpid i lent, en làmina lliure, i de fluxe en pressió, incloent limitació d'alçada de càrrega en nusos. Tesina de Especialidad (Hidráulica y Energética), ETSECCPB-UPC.

# MOVIMIENTO NO PERMANENTE. MODELOS DE CÁLCULO

*Manuel Gómez Valentín*

Grup de Recerca FLUMEN  
Dep. de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental. UPC.  
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos  
Jordi Girona 1-3. D-1. 08034 BARCELONA

## 1. Introducción

El flujo del agua en la naturaleza presenta habitualmente una variación con el tiempo por lo que el tipo más general de movimiento que se puede analizar será el denominado no permanente. A partir de esta premisa, si deseamos representar lo más fielmente posible el flujo existente en una red de alcantarillado, deberemos adoptar la aproximación del movimiento no permanente.

## 2. Descripción matemática del movimiento

Las hipótesis básicas de las que partimos para describir el movimiento no permanente son las siguientes:

- El flujo en cada conducto de la red es de tipo unidimensional. Sólo tenemos en cuenta la velocidad del agua en la dirección de la alineación del conducto.
- Aceptaremos una distribución uniforme de velocidades en cada sección, despreciando las variaciones transversales de velocidad dentro de la misma.
- Suponemos que la curvatura de la lámina de agua es reducida, por lo que en el seno del fluido aceptamos la existencia de una distribución hidrostática de presiones.

A partir de estas hipótesis principales, se aplican los mismos principios que se emplean en cualquier problema hidráulico, esto es, la conservación de la masa o ecuación de continuidad, y la ecuación de equilibrio de fuerzas actuantes. En el caso del movimiento no permanente en lámina libre, las ecuaciones de conservación de la masa y de equilibrio de fuerzas adoptan la siguiente expresión, para un conducto de sección constante:



$$\frac{\partial y}{\partial t} + v \frac{\partial y}{\partial x} + \frac{A}{b} \frac{\partial v}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} - g(I_o - I_f) = 0 \quad (2)$$

donde  $v$ , es la velocidad media del agua en la sección,  $y$  el nivel de agua (calado) en dicha sección,  $A$  es la sección transversal del conducto ocupada por el flujo,  $b$  el ancho superficial del agua,  $g$  la aceleración de la gravedad,  $I_o$  pendiente de la solera del conducto,  $I_f$  la pendiente de la línea de energía,  $x$  la abscisa a lo largo del conducto y  $t$  el tiempo.

La ecuación matemática anterior representa algo tan sencillo como la expresión de todas las fuerzas que actúan sobre el agua, a saber:

- $\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x}$  Fuerzas de inercia sobre el agua en movimiento (aceleraciones local y convectiva)
- $\frac{\partial y}{\partial x}$  Fuerzas de presión debidas a los diferentes niveles de agua entre puntos del colector
- $I_o$  Pendiente del colector, expresión de las fuerzas gravitatorias
- $I_f$  Pendiente motriz (pérdida de energía por unidad de peso y por unidad de longitud) expresión de las fuerzas de disipación de energía por fricción, etc.

Estas ecuaciones deducidas por Saint-Venant (1871), no tienen solución analítica por lo que debe abordarse su tratamiento mediante métodos numéricos. Técnicas bien conocidas como los métodos en diferencias finitas, elementos finitos o el método de las características (Streeter y Wylie, 1979) se pueden utilizar en su resolución. La utilización de un método u otro producirá resultados casi iguales, por lo que no se puede reconocer un procedimiento como muy superior a los otros.

La formulación presentada engloba todas las descripciones de movimiento en lámina libre. Si por ejemplo, de la ecuación (1) despejamos el término de variación de velocidad según la dirección del flujo  $\partial v / \partial x$ , y reemplazamos en la ecuación (2) obtendríamos:

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \frac{I_o - I_f}{1 - Fr^2} + \frac{\frac{\partial y}{\partial t} Fr^2 - \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t}}{1 - Fr^2} \quad (3)$$

Si el movimiento fuera permanente las variaciones respecto del tiempo tanto del calado como de la velocidad serían nulas, por lo que el comportamiento se podría describir con el primer término de la derecha de la ecuación (3), que resulta ser la expresión de la curva de remanso. En la medida que los términos del segundo miembro de la ecuación sean importantes (variaciones temporales de calado y velocidad) las diferencias entre el cálculo con una u otra expresión serán más significativas.

Si bien representan como decíamos antes el caso más general de movimiento, la dificultad de resolución junto a la necesidad de disponer de mucha mayor información sobre la red y sobre el proceso de transformación lluvia-escorrentía, hizo que se utilizaran métodos de diseño hidráulico

más sencillos. Si bien suponen un avance respecto a los métodos de diseño que consideran flujo permanente, todavía no tienen en cuenta en el proceso de cálculo todos los términos de la ecuación de equilibrio dinámico. La solución será un resultado en flujo no permanente, pero tan sólo una aproximación al comportamiento descrito por las expresiones (1) y (2). Dichas aproximaciones pueden consultarse en alguna de las referencias (Gómez, 1988, 1992). Hoy día las razones que impulsaban el uso de modelos simplificados, fundamentalmente el menor tiempo de cálculo por ordenador, han desaparecido ante los incrementos de capacidad de cálculo por lo que dedicaremos todo el capítulo a los modelos que resuelven el régimen no permanente de forma completa.

### 3. Modelos basados en las ecuaciones de Saint–Venant. Modelos completos

En el momento presente, donde numerosas administraciones se encuentran con la realidad de unas redes de drenaje con muchos problemas de funcionamiento, la forma más económica y rápida de abordar la solución de esos problemas es con ayuda de un modelo numérico de simulación de la red. Algunos aspectos a considerar a la hora de realizar un estudio en régimen no permanente a través de un modelo de cálculo serán:

1. Necesitan como datos de partida un estudio hidrológico previo que proporcione hidrogramas de caudal/tiempo. No tiene sentido emplear un modelo en régimen no permanente con unos caudales estimados a partir del método racional. Los procedimientos para realizar dicho estudio se han comentado en temas anteriores.
2. Para que los resultados de cálculo sean representativos, necesita que se le suministre una información sobre la geometría de la red, datos de pendiente, secciones transversales, saltos de solera, etc. lo más detallada posible. Ello solo es posible después de realizar o actualizar el inventario de la red: trazados en planta, perfil longitudinal, secciones transversales y puntos singulares de la red. Debemos tener presente que el empleo de herramientas complejas, como serán estos modelos, dentro del cálculo hidráulico, requiere un nivel parejo en el detalle de la red a estudiar. Si no disponemos de una buena topografía de la red, con datos fiables de pendientes, tipos de secciones transversales, etc, puede darse la paradoja que estemos exigiendo al modelo numérico una precisión en su cálculo de calados de por ejemplo 1 cm, cuando en la información inicial relativa a los datos de solera del colector podemos estar introduciendo un error del orden de decímetros.
3. Elección del intervalo de espacio de estudio. No vamos a calcular las condiciones de flujo en todos los puntos de la red, por ejemplo cada milímetro de distancia. El cálculo numérico no se realiza de forma continua en el espacio sino solo en una serie de puntos de cálculo separados por una distancia  $\Delta x$ . Cuanto menor sea esta distancia mayor número de puntos de cálculo, mejor conocimiento de la red pero también mayor esfuerzo de cálculo y mayor número de resultados de análisis. Una red de alcantarillado se puede estudiar con intervalos de espacio de 10 a 20 metros. En caso de tramos especialmente cortos, debe tomarse la precaución de que haya un mínimo de puntos de estudio (4 ó 5).

4. Elección del intervalo de tiempo de estudio. De igual forma que no se resuelve de forma continua en el espacio, tampoco se sigue el mismo proceso en el tiempo sino que se calcula en una serie de puntos discretos. El intervalo de tiempo dependerá del nivel de detalle que se desee y del procedimiento numérico de integración. Los métodos numéricos de tipo explícito como tienen una limitación en el valor del intervalo de tiempo de análisis, que a su vez es función del intervalo de espacio seleccionado, se encargan de calcularlo ellos mismos para cumplir esa limitación. En aquellos que permitan la opción de elegir el intervalo de tiempo (programas que resuelven por métodos de tipo implícito), y aunque los manuales de usuario sugieren elegir un intervalo de tiempo de 5 a 10 minutos, en muchos casos el valor final debe elegirse alrededor de 1 minuto. Si bien los manuales indican que esos algoritmo de cálculo son incondicionalmente estable, ello no siempre es del todo cierto pues hidrogramas de entrada muy abruptos o cambios de régimen rápido a lento, pueden generar inestabilidades de cálculo.
5. Empleo de las ecuaciones completas de Saint-Venant, sobre todo en casos donde la red presente tanto flujos rápidos (altas pendientes  $Fr > 1$ ) como lentos (pendientes reducidas  $Fr < 1$ ). Los aspectos numéricos sobre el tipo de esquema empleado no son tan importantes a nivel de usuario. Sin embargo, tener presente que aquellos modelos que emplean esquemas numéricos de tipo explícito, (tipo Euler modificado, Leap-frog, etc) presentan limitaciones en la elección de los valores del incremento de tiempo de cálculo, cosa que los modelos con esquema de tipo implícito (Preissmann, Abbott-Ionescu, etc) no tienen esta limitación. Esto no supone ninguna desventaja clara de unos frente a otros, sino que sencillamente es un hecho que el usuario ha de tener en cuenta al utilizar el modelo.
6. Capacidad de resolución de todo tipo de redes, tanto malladas como arborescentes. Algunos modelos comerciales no son capaces de resolver redes de tipo mallado, con circuitos cerrados internos, como las de la figura 1.

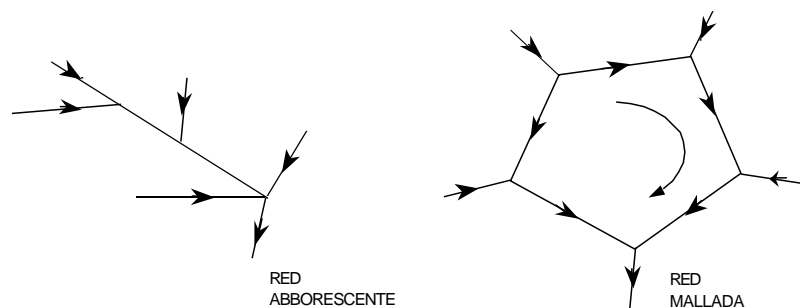


Figura 1: Redes de tipo arborescente y mallada

7. El proceso de cálculo se inicia a partir de una condición inicial que representa la situación de la red en el primer instante de cálculo. Representaría el estado de la red con los caudales de aguas residuales circulando por la misma. En caso de colectores que solo transportan aguas pluviales, el modelo debe permitir la representación de una condición inicial de caudal y calado cero.
8. En el proceso de cálculo se deben incluir las condiciones de contorno habituales, tanto de tipo externo (caudales de entrada en cualquier punto de la red, condiciones de desagüe

varias, etc) como de tipo interno (nudos de unión de colectores, resaltos móviles, entrada en carga, etc.). La formulación del nudo de unión es una de las que presenta mayor complejidad. Por ejemplo, considerando solo flujo en lámina libre, cada conducto de entrada en un nudo puede presentar cuatro tipos de flujo distintos, (vertido libre con régimen crítico o rápido, entrada en régimen lento con nivel de agua por encima del calado crítico, y resalto hidráulico localizado junto al nudo) y un conducto de salida presenta dos tipos de flujo diferentes (según el conducto aguas abajo presente flujo lento o rápido). Si pensamos que en un nudo confluyen varios conductos y salen otros tantos, las combinaciones de flujo pueden resultar numerosísimas. Para un caso sencillo de nudo con 3 conductos de entrada y uno de salida, tenemos 128 combinaciones distintas de flujo posibles que el modelo debe ser capaz de resolver.

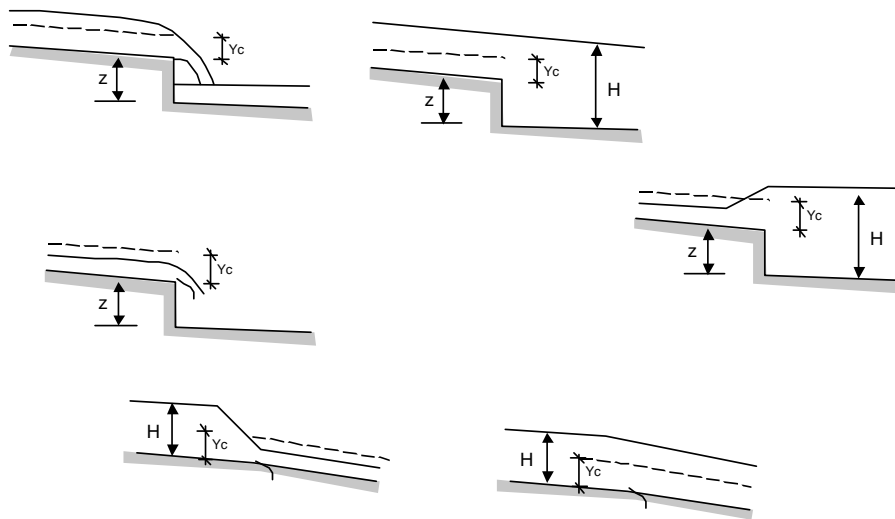


Figura 2: Tipos de flujo en el nudo

9. Posibilidad de cálculo de todo tipo de flujo, rápidos y lentos, así como de la transición entre ambos. La topografía de muchas redes de drenaje presenta un escalonado de pendientes en los colectores, de mayor a menor. Así en las partes altas el flujo es de tipo supercrítico (número de Froude mayor que 1) y en las zonas cercanas a la salida de la red será de tipo subcrítico (número de Froude menor que 1). La transición entre ambos flujos se realiza mediante un resalto hidráulico que, dada la variación temporal de los caudales de paso, será móvil.
10. Resolución simultánea de todos los puntos de la red, en cada instante de tiempo de cálculo. Algunos modelos comerciales resuelven primero un conducto para todo el tiempo de estudio, luego otro, y así sucesivamente, en un proceso que se suele denominar en cascada, empezando por los conductos de aguas arriba y progresando hacia aguas abajo. De ese modo se agiliza el proceso numérico pero no se tienen en cuenta de forma correcta todas las interacciones entre los conductos de la red. Se debe exigir que para cada instante de tiempo de cálculo, se resuelvan las condiciones de flujo de todos los puntos de la red incluidos en el cálculo.

11. Debe ser capaz de simular la entrada en carga de los colectores de la red. Nos encontramos cada vez más con redes de drenaje que presentan una gran insuficiencia de desagüe, por lo que en fase de diagnóstico de una situación existente será muy frecuente que parte de la red pueda funcionar en presión. Existen dos procedimientos de formulación del flujo en presión: uno a través del denominado movimiento en bloque (Diéguez, 1994) y el otro el denominado como ranura de Preissmann (figura 3), que consiste en prolongar de forma ficticia la sección en su parte superior para mantener la existencia de una lámina libre, donde la altura de agua alcanzada por encima de la cota de coronación de la sección sería la altura de presión existente en cada punto.

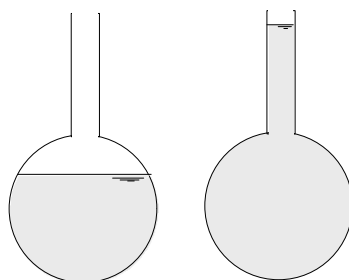


Figura 3: Uso de la ranura de Preissmann

12. El modelo deberá poder incluir todas las tipologías de sección existentes en la red. Algunos modelos se limitan a trabajar con un conjunto de formas de sección predefinidas, circulares, ovoides, etc. Si bien estas son las más habituales, es frecuente encontrarse en nuestras redes, secciones de formas extrañas y que suelen estar en tramos importantes. Para que el análisis hidráulico sea lo más fiable posible, será conveniente poder introducir en el cálculo incluso esas secciones.
13. Para facilitar el análisis de resultados, es conveniente que el modelo disponga de algún módulo de análisis gráfico para hacer más fácil y rápida la evaluación del estado de una red. Pensemos que el resultado de cálculo son las variables de flujo, calado y velocidad, en cada punto de estudio de cada colector y en cada instante de tiempo. Por ejemplo para un caso de estudio llevado a cabo en la red de Barcelona, con 43 colectores y 935 puntos de estudio durante 4 horas, con intervalos de tiempo de estudio de 5 segundos, resulta un total de más de 8.000.000 de datos, cifra que hace absolutamente inviable su análisis a nivel de listados o incluso de dibujo en plotter.

### 3.1. Modelos comerciales más empleados

Presentaremos algunos de los modelos más conocidos para el cálculo hidráulico de redes de drenaje. Hemos seleccionado un total de 5 principales, incluyendo algunas versiones de los mismos, que serán:

**SWMM – EXTRAN** modelo incorporado en el paquete SWMM, desarrollado por la Agencia norteamericana de Protección del Medio Ambiente (EPA). Se trata de la subrutina de cálculo hidráulico, EXtended TRANsport, que utiliza las ecuaciones de Saint-Venant y un

método explícito de solución. Es prácticamente el standard de cálculo utilizado en USA, donde se realizan reuniones anuales de usuarios del mismo, debido a su bajo precio (gratis si se descarga desde alguna de las direcciones de Internet ) lo que ha facilitado su difusión. Es un modelo simple de concepción, fácil de utilizar, bien documentado, pero con detalles en la solución numérica desde el punto de vista hidráulico (aproximación a la entrada en carga, cambios de régimen, etc.) algo inferiores a otros modelos. Durante años el mayor inconveniente de su uso ha sido el que su entrada / salida de datos era poco amigable y las versiones Windows de dominio público eran poco fiables (se recomendaba encarecidamente no utilizarlas, desde diferentes tribunas por reconocidos expertos en drenaje urbano).

Empresas privadas o grupos de investigación han desarrollado una serie de elementos, básicamente en forma de programas de preproceso o postproceso para SWMM, o han incluido el código de cálculo de SWMM en programas comerciales. Entre los más conocidos tenemos:

- **XP-Software**, empresa australiana con delegaciones en USA, se ha dedicado a generar con el código fuente de SWMM procedente de la EPA, un programa de tratamiento de datos inicial y de análisis de resultados finales. Se han introducido ciertas mejoras en el proceso de cálculo hidrológico e hidráulico, de manera que se presenta con el nombre XP-SWMM, pero la base sigue siendo el mismo SWMM. El costo aproximado del programa estará sobre los 10.000 dólares (<http://www.xpssoftware.com>)
- **MIKE-SWMM**. El Danish Hydraulic Institute, si bien tiene su propio modelo de cálculo, ha desarrollado un módulo de enlace de SWMM con un editor gráfico similar al empleado en MOUSE, para la entrada de datos y el análisis de resultados. También existen módulos que permiten enlazar MIKE-SWMM con un sistema de información geográfica como ARCVIEW. (<http://www.dhi-es.com>)
- **PCSWMM** Desde 1984, la Universidad de Guelph en Ontario, Canadá, ha desarrollado un programa de cálculo con módulos gráficos, que incorpora SWMM como código de cálculo. Se trata de un modelo muy extendido por Canadá y los Estados Unidos. Su coste es mucho menor que otros similares, siendo del orden de los 500 dólares (<http://www.chi.on.ca/pcswmm.html>).

Pero desde hace unos años disponemos de otra opción, y de dominio público. La EPA ha decidido lanzar una nueva versión de SWMM en entorno Windows, y además de dominio público, que es SWMM 5.0, la cual recoge las principales características del antiguo SWMM pero reformulado en un entorno de programación C++ que convierte un modelo opaco y farragoso de trabajo, en un modelo agradable y fácil de manejar. Reúne todas las características básicas hidrológicas e hidráulicas de otros modelos más caros, y tan solo indicar que quizás sus capacidades de interacción con GIS o bases de datos no es tan completa como en estos últimos. Su sistema de menús permite mediante el procedimiento de arrastrar y soltar, crear un modelo de cuenca en pocos minutos, con un entorno similar al de programas como EPANET (redes de distribución de agua en presión) o como HEC-HMS (versión 3.0 del conocido programa hidrológico) y analizar sus resultados de forma rápida y eficiente.

**MOUSE** versión para PC del modelo por el Danish Hydraulic Institute. Presentado en 1986, se trata en la actualidad de uno de los modelos con mayor penetración en el mercado. A

ello contribuye su concepción a partir de un funcionamiento a base de menús autoexplicativos. Utiliza un método implícito de solución (esquema de Abbott–Ionescu). Considera la entrada en carga de los conductos, así como realiza una aproximación a la transición de flujos mediante resalto, aunque no de forma completa. Dispone de unas salidas gráficas por pantalla que facilitan el análisis de resultados. MOUSE es un programa que incluye además módulos de cálculo de la lluvia de diseño y de estudio de la transformación lluvia–escorrentía. Se le han añadido en años recientes otros módulos para el estudio de la contaminación pluvial, posibilidades de control en tiempo real de la red, etc. En los últimos años ha aparecido la opción MIKE-URBAN, como desarrollo también desde el DHI, combinado con la tecnología GIS que incluye una versión algo más limitada de ArcGIS de ESRI, para conformar un entorno de solución de los problemas del agua urbana, permitiendo resolver redes de abastecimiento, de alcantarillado, etc.

**INFOWORKS** desarrollado por Wallingford Software, empresa perteneciente al grupo Hydraulics Research–Wallingford, en Inglaterra, presenta una concepción muy parecida a la de MOUSE en lo que respecta a procesos de solución hidrológica e hidráulica. Es un modelo que engloba todos los procesos de la hidrología urbana, lluvias, escorrentía, etc., pensado para desarrollarse en ordenador personal. Un sistema de menús autoexplicativos lleva al usuario a realizar el proceso de cálculo, desde el principio al final. INFOWORKS incluye además de manera interna y sin recurrir a otros programas propietarios, todas las utilidades de un GIS para preparación de datos y para análisis de resultados. Se trata junto con MOUSE de las opciones más destacadas aunque también más caras, estando los precios alrededor de los dos millones de pesetas versiones básicas, coste que aumenta a medida que se añaden módulos adicionales (transporte de sedimentos, de contaminantes, etc). Las últimas versiones incluso permiten reproducir los procesos de inundación en la superficie de la ciudad, derivada del agua que sale al exterior en caso de entrada en carga.

**CAREDas – CANOE** , CAREDas desarrollado por la empresa SOGREAH, de Francia fue uno de los primeros códigos comerciales desarrollado ya en los años 1973 y 1974. Es uno de los modelos completos más interesantes desde un punto de vista de los procesos hidráulicos (empleo del esquema implícito de Preissmann, simulación de la entrada en carga), pero menos atractivo debido a que no incorpora módulos gráficos de análisis de datos. Era frecuente encontrarlo en universidades o centros oficiales, y no tanto por usuarios privados, debido a que era un modelo bajo patente y a su precio de comercialización. Como resultado de las experiencias de CAREDas y del modelo CEDRE, desarrollado en el INSA de Lyon, aparece hace pocos años el programa CANOE, para funcionamiento sobre PC y distribuido por SOGREAH y Allison (<http://www.sogreah.fr/> <http://www.alison-envir.com>) que sí incorpora utilidades gráficas de pre y postproceso, lo que lo ha puesto a un nivel similar al de XP-SWMM, Mouse o Infoworks (CANOE, 2005).

**SOBEK–URBAN** Un modelo de reciente aparición en el mercado, desarrollado por Delft Hydraulics, pensado para operar ya en un entorno GIS. Presenta un motor gráfico muy avanzado y versátil, permitiendo la interacción con otros módulos de simulación. por ejemplo SOBEK–RURAL para análisis de inundación en llanuras fluviales, o estudios de calidad de aguas superficiales. El módulo Urban, incluye 3 sub-módulos, cálculo de transformación lluvia - caudal, flujo en colectores y módulo de control en tiempo real.

**SewerGEMS** Desarrollado por Haestad Methods, permite el trabajo interactivo sobre AutoCAD o ArcGis. Es un modelo también de reciente aparición, y permite unas capacidades

muy similares a las de otros presentados anteriormente.

**MARA** , se trata de un modelo no comercial, desarrollado en la Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona. Apto para todo tipo de redes, malladas o arborescentes, utiliza un esquema explícito de solución (Método de las características rectas). Simula la transición mediante resaltos móviles, localizando cada resalto y siguiéndolo por toda la red en su desplazamiento. Aproxima la entrada en carga, mediante una prolongación vertical de la sección con un ancho ficticio, artificio similar al utilizado por los demás modelos. Dispone a su vez de un módulo de análisis gráfico de resultados muy potente, que permite visualizar en pantalla gráfica el comportamiento hidráulico de cada conducto de la red. Carece de módulo hidrológico de solución, pero en este momento se está desarrollando una conexión con HEC-HMS, de manera que se pueda usar éste como módulo hidrológico y MARA como módulo hidráulico. Este modelo ha sido utilizado para el estudio en régimen no permanente de la nueva red de colectores del frente marítimo de Barcelona, construidos con motivo de los Juegos Olímpicos.

### 3.2. Módulos de cálculo adicional que pueden incorporar

Algunos de los modelos revisados anteriormente presentan aparte de los temas de tratamiento gráfico (importación - exportación de ficheros en diferentes formatos gráficos o de base de datos) la posibilidad de analizar otros temas de interés ligados a las redes de alcantarillado.

**Transporte de sedimentos:** Acumulación en superficie transporte a lo largo de la red. Hay que indicar que estos procesos son todavía difíciles de calibrar. Las características de los sedimentos, su granulometría y sobre todo el grado de cohesión de los mismos, condiciona el comportamiento a nivel de red.

**Acumulación de contaminantes y calidad del agua en la red,** SWMM, MOUSE, CANOE e INFOWORKS permiten estudiar la acumulación en el tiempo de carga contaminante en superficie de la ciudad, su arrastre por la lluvia y la propagación y vertido al exterior. El tema de estimar los polutogramas de vertido es sin duda uno de los más importantes en un futuro próximo por las consecuencias sobre nuestros medios receptores, ríos o costas, de los vertidos desde la red de alcantarillado en tiempo de lluvia.

**Procesos de tratamiento y depuración,** SWMM permite aproximar el efecto de un tratamiento físico-químico sencillo. MOUSE o INFOWORKS optan por dejar ese tema aparte para otros modelos de simulación de plantas de tratamiento (STOAT, etc)

## 4. Consideraciones sobre la utilización de un modelo completo

Algunas de las consideraciones que haremos en este apartado se han dicho anteriormente. Primero, insistir en la calidad de los datos de base que hay que suministrar al modelo completo. Está en relación directa con la confianza en los resultados finales del mismo. Datos de partida adecuados de lluvia, de caudales de escorrentía y de geometría de la red son indispensables para sacar todo el partido posible a un modelo de simulación. Si no se disponen de todas esas



condiciones hay que pensar detenidamente si vale la pena realizar una simulación de la red, y la fiabilidad que daremos a los resultados de la misma.

Segundo, la utilización de un modelo completo supone en muchos casos un volumen y un tiempo de trabajo adicional notable del que el menos importante es el tiempo de cálculo por ordenador. No es automático sentarse ante la pantalla del PC y esperar que vayan saliendo resultados, pues si no se dispone de la topografía de la red, hay que encargarla, analizarla e introducirla en el modelo. El estudio de transformación lluvia–escorrentía se complica (ya no se trata de aplicar el método racional) y aunque también se puede realizar con ayuda de un modelo numérico, surgen dudas a la hora de escoger una serie de parámetros.

Y tercero, el aprovechamiento máximo de las capacidades del modelo requiere una persona o un equipo de trabajo dedicado a estos temas. Instalar el modelo supone un desembolso inicial, pero su explotación requiere una atención continua para conocer y aprovechar las capacidades y limitaciones de todos los modelos.

La necesidad de estimar una serie de parámetros que el programa pide hace que se recurra en demasía a la opción por defecto en el programa. Muchas veces desconocemos el valor, ni siquiera aproximado, de alguno de los coeficientes que nos pide. Y claro, la opción de darle a la tecla **return** a veces es una tentación demasiado poderosa. El máximo aprovechamiento de las capacidades de estos programas se obtiene cuando se introduce como se ha dicho antes, “información fiable”. Y esa información es fruto de mediciones, bien geométricas o topográficas, o bien hidrológicas o hidráulicas. Ningún dato sacado de una tabla de un manual de usuario o de un libro puede mejorar el inapreciable valor de un dato medido in situ. El mayor rendimiento en la utilización de estos programas de cálculo se obtiene cuando se conjugan su empleo con medidas de campo, especialmente las de lluvia y caudal asociado, que permiten extraer conclusiones de primera mano sobre el comportamiento de la red.

Entre los resultados que podemos observar se encuentran toda una serie de fenómenos que sólo pueden ser descritos mediante flujo no permanente:

- Atenuación de caudales, reducción del caudal punta a medida que los hidrogramas de caudal se propagan por la red.
- No unicidad entre calados y caudales. Especialmente para colectores con pendientes reducidas, la evolución de caudales y calados en una sección sigue una relación como la expresada en la figura 4. Así durante la fase de aumento de caudales de paso se producen menores niveles de agua asociados a un caudal determinado que durante la fase de decrecimiento de caudales, para ese mismo caudal. Este fenómeno es tanto más acusado cuanto más reducida es la pendiente del colector.
- Empleo como condición de diseño para nuevos colectores de la envolvente de calados máximos que se produce. En cada punto de cálculo de cada colector de la red se toma el valor máximo alcanzado por el calado a lo largo de todo el suceso de estudio. Dicho valor máximo se produce en un instante de tiempo determinado que no tiene por qué coincidir con el instante en que se produce el calado máximo en otro punto de cálculo. Al considerar todos los calados máximos alcanzados en cada punto (definición de envolvente) estamos garantizando que el perfil de lámina de agua que se ha producido en cualquier instante en

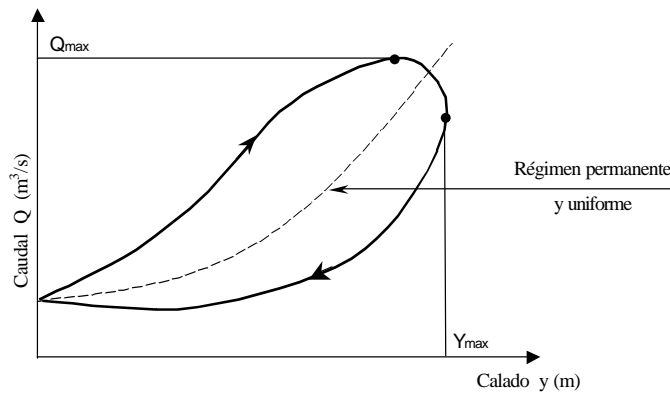


Figura 4: Bucle de evolución calado/caudal

el colector está por debajo de esa curva envolvente. Hay que aclarar que esta envolvente no representa el perfil de lámina de agua para ningún instante determinado sino que se construye a partir de los calados máximos en cada punto.

- Es el único procedimiento que tiene en cuenta una característica muy importante de los hidrogramas de caudal: el volumen de escorrentía. Cálculos hidráulicos en régimen permanente para hidrogramas con igual caudal punta pero con diferente tiempo base (y por tanto con diferentes volúmenes de agua asociados), sólo consideran el caudal máximo y por tanto no diferirán en nada en su resultado. Sin embargo, con cálculos en régimen no permanente, los volúmenes de agua pueden diferir de forma sustancial. Los efectos de almacenamiento dentro de la propia red empezarán a jugar un papel no tenido en cuenta hasta ahora. Se convierte en la única alternativa para el correcto análisis de depósitos de retención y volúmenes de inundación.

	FLUJO PERMANENTE		FLUJO NO PERMANENTE		
	UNIFORME	GRADUAL. VARIADO	MODELO HIDROLÓGICO	ONDA CINEMATICA	MODELO COMPLETO
Datos del estudio hidrológico	$Q_{max}$	$Q_{max}$	Hidrograma Q/t	Hidrograma Q/t	Hidrograma Q/t
Condiciones de contorno	NO	Ag. Arriba y ag. Abajo	Incluida en los parámetros	Sólo aguas arriba	Ag. Arriba y ag. Abajo
Efectos de refluo	NO	SI	SI	NO	SI
Geometría de la red	CON DETALLE	CON DETALLE	Incluida en los parámetros	CON DETALLE	MUY EN DETALLE
Atenuación de caudal punta	NO	NO	SI	NO	SI
Efectos dinámicos (aceleración)	NO	NO	NO	NO	SI

A la vista de la situación de cada red y de las disponibilidades existentes en cada administración respecto a datos disponibles, etc. se debe escoger el procedimiento de análisis hidráulico más adecuado a la red objeto de estudio. Como resumen a lo expuesto en estas líneas queremos

presentar este cuadro-resumen final que recoge las diferentes metodologías presentadas, flujos permanentes uniforme y gradualmente variado, así como el empleo de modelos completos y dos de los procedimientos simplificados que en ocasiones se emplean con los flujos no permanentes, modelos hidrológicos y onda cinemática.

## 5. Referencias

**ASCE (1969, 1986).** Design and Construction of Sanitary Storm Sewers. Manual of Engineering Practice n. 37. American Society of Civil Engineers. New York.

**CANOE (2005).** Notice de CANOE. <http://www.canoe-hydro.com/doc/AIDEPAP.pdf>

**Cunge, J., Mazadou, B. (1984).** Mathematical modelling of complex surcharge systems. Int. Conf. on Urban Storm Drainage. Vol. 1. Goteborg. Suecia.

**Danish Hydraulic Institute (1986).** MOUSE. User's Manual.

**Diéguez, J.M. (1994).** Estudio numérico y experimental del proceso de entrada en carga. Tesina de especialidad. ETSECCP. Barcelona.

**Dolz, J., Gómez, M., Martín, J.P. (1992).** Inundaciones y redes de drenaje urbano. Monografía 10. Colegio de Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Madrid.

**Gómez Valentín, M. (1988).** Contribución al estudio del movimiento variable en lámina libre en las redes de alcantarillado. Aplicaciones. Tesis Doctoral. Barcelona. ETSECCPB. UPC.

**Gómez, M. (1992).** Análisis Hidráulico de las Redes de Drenaje Urbano. Inundaciones y redes de drenaje urbano. Monografía 10. Colegio de Ing. de Caminos, Canales y Puertos. Madrid.

**Huber, W.C., Dickinson, R.E. (1988).** Storm Water Management Model SWMM. Version 4. Users Manual. Environmental Research Laboratory. EPA. Athens. Georgia.

**Saint-Venant, A.J.C. (1871).** Théorie du mouvement non-permanent des eaux avec application aux crues des rivières et à l'introduction des marées dans leur lit. Resúmenes de la Academia de Ciencias. París. Vol. 73. pp. 148-154, 237-240.

**Streeter, V.L., Wylie, E.B. (1979).** Mecánica de Fluidos. McGraw-Hill. México D.F.

**Wallingford Software (2006).** Info-Works. User's Manual. Hydraulics Research Ltd. Wallingford. Oxfordshire. UK.

**Yevjevich, V. (1975).** Storm Drain Networks. Unsteady Flow in Open-Channels. Ed. K. Mahmood, V. Yevjevich. Vol II. Cap. 16. WRP. Fort Collins. Colorado. USA

# ANÁLISIS DE CUENCAS URBANAS MEDIANTE EPA SWMM 5.0

*Rodrigo Concha Jopia*

Grup de Recerca FLUMEN  
Dep. de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental. UPC.  
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos  
Jordi Girona 1-3. D-1. 08034 BARCELONA

## 1. Introducción: un poco de historia respecto a EPA SWMM

El modelo de gestión de aguas pluviales SWMM (Storm Water Management Model) de la Agencia de Protección del Medioambiente de los Estados Unidos (USEPA, U.S. Environmental Protection Agency), es un modelo numérico que permite simular el comportamiento hidrológico-hidráulico de un sistema de drenaje urbano, tanto en términos de cantidad de agua como en la calidad de la misma. Este modelo lleva más de treinta años de uso en los Estados Unidos y se ha difundido por todo el mundo, siendo una herramienta de cálculo reconocida a nivel mundial.

Desde sus inicios hasta antes de la actual versión 5.0, SWMM estuvo estructurado en bloques de cálculo (rutinas) donde cada bloque simulaba numéricamente algún proceso hidrológico o hidráulico en particular. Según Butler y Davies (2004), los principales bloques de cálculo que utilizan las versiones anteriores a la 5.0 son:

- *RUNOFF*, el cual simula la generación de escorrentía superficial y de contaminantes sobre la cuenca en estudio debido a la precipitación
- *TRANSPORT*, el cual propaga el flujo y los contaminantes a través del sistema de alcantarillado. Este bloque simula el flujo no permanente usando la aproximación de la onda cinemática
- *EXTRAN*, el cual propaga el flujo (pero no los contaminantes) resolviendo las ecuaciones completas del régimen no permanente unidimensional (ecuaciones de Saint Venant)
- *STORAGE/TREATMENT*, el cual simula el comportamiento del flujo y de los contaminantes a través de depósitos de almacenamiento o estaciones de tratamiento de aguas.

EPA SWMM fue inicialmente desarrollado en lenguaje FORTRAN entre los años 1969 y 1971, y tal vez fue uno de los primeros modelos numéricos hidrológico-hidráulicos desarrollados

especialmente para sistemas de drenaje urbanos. Desde entonces, EPA SWMM (o simplemente SWMM) ha sido objeto de diversas mejoras y, por lo tanto, se han producido diferentes versiones del mismo. Algunas de estas mejoras y versiones, son brevemente descritas a continuación:

- En 1971 se realiza la versión 1 de SWMM. Esta versión fue desarrollada en conjunto por la empresa Metcalf & Eddy Inc. de Palo Alto (M&E), la Universidad de Florida (UoF), y la compañía Water Resources Engineering Inc. de California (WRE), todos bajo la supervisión y el financiamiento de la Environmental Protection Agency (EPA) de los Estados Unidos.
- En 1975 la Universidad de Florida produce la versión 2 de EPA SWMM, en la cual se incluye un set de nuevas ecuaciones en la rutina de cálculo STORAGE.
- En 1977 la compañía Camp Dresser & McKee (ex WRE) agrega la rutina de cálculo EXTRAN a SWMM.
- En 1981 la Universidad de Florida produce la versión 3 de EPA SWMM, donde se agregan los bloques de cálculo STAT, RAIN y TEMP. El objetivo general del bloque RAIN es leer grandes registros de precipitaciones que se presentan en formatos de uso habitual en EEUU y Canadá. Por otro lado, el bloque TEMP permite ingresar datos de temperatura, evaporación, y velocidad del viento. Ambos bloques (RAIN y TEMP) generan archivos de entrada de datos para el bloque RUNOFF. Finalmente, el bloque STAT realiza análisis estadísticos simples sobre algunos parámetros cuantitativos y cualitativos que SWMM utiliza en sus cálculos.
- En 1988 se desarrolla una de las más importantes versiones de SWMM: SWMM 4. Esta es la primera versión de dominio público para computadores personales. Esta versión incluye un formato libre de entrada de datos, así como la posibilidad de considerar secciones transversales naturales. Es con esta versión que EPA finaliza el soporte económico al proyecto SWMM.
- En 1991 y 1992 la Universidad de Florida desarrolla las versiones SWMM 4.05 y SWMM 4.2, respectivamente.
- En 1993 la Oregon State University (OSU) desarrolla la versión 4.21 de SWMM. La participación de la OSU en SWMM es fruto del desplazamiento desde Florida a Oregon de Wayne C. Huber, uno de los partícipes desde el principio en el desarrollo de SWMM.
- En 1994 la EPA CEAM (Center for Exposure Assessment Modeling) desarrolla la versión SWMM 4.3. Por otro lado, la Universidad de Guelph (UoG) abre en Internet un servidor exclusivo para usuarios de SWMM (SWMM-USERS listserver) como una forma de generar grupos de discusión e intercambiar experiencias entre usuarios de SWMM. Al mismo tiempo, la Office of Science and Technology de la EPA desarrolla una versión de SWMM que trabaja bajo ambiente Windows. Sin embargo, no se recomienda hoy en día el uso de esta versión, llamada EPA Windows SWMM, pues se han detectado numerosos errores que nunca fueron corregidos.
- Entre 1995 y 2001, la OSU y la firma consultora Camp Dresser & McKee (CDM) desarrollan diversas versiones del modelo SWMM, comenzando desde la 4.31 hasta llegar a la más utilizada versión: SWMM 4.4h.

En el año 2002, la EPA's Water Supply and Water Resources Division y la firma consultora CDM acordaron desarrollar una versión de SWMM completamente reescrita. El objetivo de este proyecto fue aplicar técnicas modernas de programación para producir un programa más fácil de mantener, extender y usar. De esta forma, la nueva versión de SWMM desarrollada en este proyecto, EPA SWMM 5.0, presenta dos grandes diferencias respecto a las versiones antecesoras:

1. Todo el código de cálculo fue escrito sobre una plataforma independiente usando el lenguaje de programación C, y
2. la presencia de una interfaz gráfica de usuario, escrita en Delphi, que trabaja bajo el sistema operativo Windows.

Al mismo tiempo, un riguroso programa de certificación de calidad fue desarrollado para asegurar que los resultados numéricos producidos por el nuevo SWMM 5.0 fueran compatibles con aquellos obtenidos del anterior SWMM 4.4. Dentro de este programa de certificación de calidad de SWMM 5.0, el mayor desafío en términos numéricos fue la implementación de la rutina de cálculo de propagación del flujo tipo Onda Dinámica conocida como EXTRAN (de Extended Transport), pues más que simplemente transcribir el código de cálculo línea a línea, en SWMM 5.0 se reestructuró el código de una forma más mantenible y de fácil lectura. Además, se modificó ligeramente el esquema numérico con el fin de producir soluciones numéricamente más estables en menos tiempo.

Es así como en octubre del 2004 la nueva versión de SWMM, llamada SWMM 5.0, es entregada a dominio público en conjunto con el nuevo manual de usuario, los códigos de programación y otros documentos relacionados con la nueva versión. La más reciente actualización de SWMM 5.0 (a fecha de diciembre 2007) corresponde a la versión SWMM 5.0.011, la cual puede ser descargada libremente de la siguiente dirección:

*<http://www.epa.gov/ednrmrl/models/swmm/index.htm>*

## **2. Esquema de modelación usado por EPA SWMM 5.0**

El programa EPA SWMM 5.0 es un modelo numérico desarrollado principalmente para el estudio, análisis y diseño de sistemas de drenaje urbanos. Este programa simula la formación de escorrentía y cargas contaminantes sobre subcuencas. Luego, estos flujos son transportados a través de la red de drenaje del medio urbano en estudio hasta algún punto de salida del sistema.

Para lograr un manejo eficiente de SWMM 5.0 es necesario comprender cómo éste considera un sistema de drenaje, los elementos que participan de este sistema, y las relaciones entre los diferentes elementos del sistema de drenaje.

### **2.1. Modelo conceptual del sistema de drenaje**

SWMM 5.0 considera el sistema de drenaje como una colección de elementos y flujos diversos (Objetos) dentro de módulos o capas. Cada una de estas capas representa en forma general

diversos procesos hidrológicos o hidráulicos tal como la precipitación o el flujo de aguas pluviales a través de alcantarillas. La siguiente figura muestra el esquema del modelo conceptual de sistema de drenaje que utiliza SWMM 5.0.

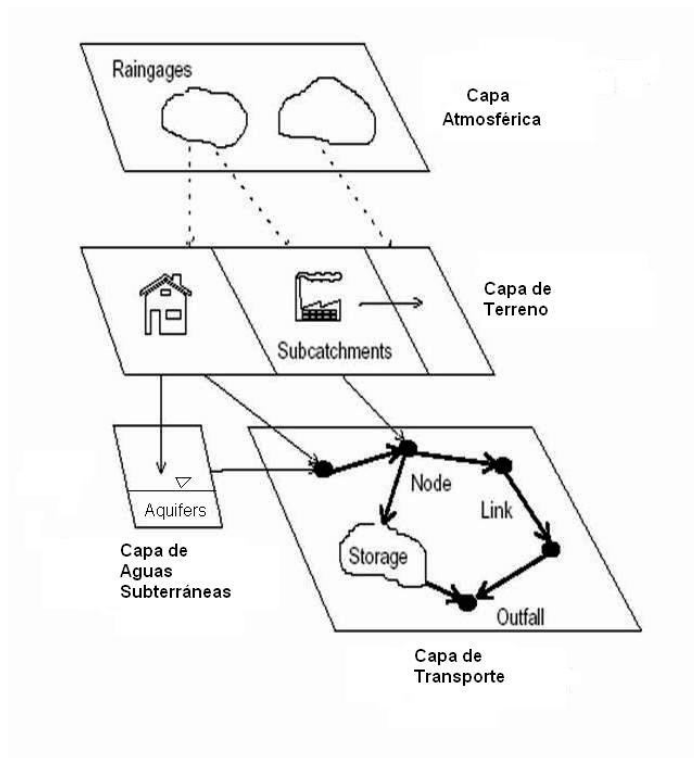


Figura 1: Modelo conceptual del sistema de drenaje urbano

En el esquema de la figura 1, la capa inicial es la *Atmosférica*, en la cual se genera la precipitación que cae sobre la capa de *Terreno*. Este proceso de precipitación es representado en SWMM 5.0 mediante objetos tipo *Rain Gage* (pluviómetro).

Siguiendo el proceso hidrológico, la capa de *Terreno* recibe la precipitación proveniente de la capa *Atmosférica* en forma de lluvia o nieve. En este módulo de *Terreno* se producen dos procesos hidrológicos: las pérdidas de precipitación y la escorrentía superficial. Dentro del primer proceso, que considera los fenómenos de infiltración, almacenamiento en depresiones, interceptación, y humidificación superficial, una parte del volumen precipitado se mantiene dentro del módulo de *Terreno*, y otra fracción se envía como flujo hacia el módulo de *Aguas Subterráneas*. En el segundo proceso (escorrentía superficial), se envía flujo y cargas contaminantes hacia la capa de *Transporte*. Ambos procesos son representados en la capa de *Terreno* mediante objetos tipo *Subcatchment* (área captadora o subcuenca).

El módulo de *Aguas Subterráneas* recibe la infiltración proveniente del módulo *Terreno* y transfiere una parte hacia la capa de *Transporte*. Esta capa de *Aguas Subterráneas* es modelada mediante objetos tipo *Aquifer* (Acuífero). Por otro lado, la capa de *Transporte* es la que representa a la red de drenaje en sí misma, la cual puede estar compuesta de secciones de cauce natural, conductos, bombas, reguladores de flujo, así como por elementos de almacenamiento (depósitos de retención), siendo todos ellos los que transfieren el flujo y la carga contaminante

hacia los puntos de salida de la red o hacia plantas depuradoras. Los flujos de entrada para este módulo pueden venir de la escorrentía superficial (módulo de *Terreno*), del flujo interno del módulo de *Aguas Subterráneas*, de flujos de aguas residuales, o de hidrogramas de entrada definidos por el usuario. Los elementos de la capa de *Transporte* son representados por EPA SWMM 5.0 como objetos tipo *Node* (nodo) y *Link* (conector).

Es importante destacar el hecho de que no necesariamente todas las capas podrían estar en un modelo particular construido con SWMM 5.0. Por ejemplo, se podría analizar sólo la capa de *Transporte* utilizando como entrada algunos hidrogramas definidos por el usuario.

## 2.2. Elementos del sistema de drenaje y su representación con EPA SWMM 5.0

EPA SWMM 5.0 representa los diversos elementos del sistema de drenaje (conductos, pozos, depósitos, etc.) y los procesos hidrológicos-hidráulicos que ocurren en el sistema (precipitación, infiltración, etc.) mediante *Objetos*. SWMM 5.0 considera dos tipos de objetos:

- *Visuales*, los cuales pueden ser visualizados por el usuario en el área de trabajo de SWMM 5.0. En general los objetos visuales representan elementos físicos del sistema de drenaje o procesos hidrológicos dentro de éste.
- *No visuales*, los cuales no se encuentran en el área de trabajo del programa. Estos objetos describen características y procesos adicionales dentro del sistema de drenaje.

A continuación se presentan los objetos de más uso al momento de realizar un modelo con EPA SWMM 5.0. La totalidad de estos, tanto visuales como no visuales, pueden ser consultados en el manual de usuario de EPA SWMM 5.0 (User's Manual).

### 2.2.1. Objetos visuales

La figura 2 muestra cómo se puede disponer de los objetos visuales de tal forma que representen un sistema de drenaje.

El objeto que representa a la precipitación es el *Rain Gage*. Este objeto proporciona la precipitación sobre una o más subcuencas, y es uno de los dos objetos imprescindibles para representar el proceso de escorrentía superficial sobre el área de drenaje. La información de precipitación puede ser suministrada por el usuario a través de una serie temporal definida por éste, o se puede utilizar un archivo externo de datos de precipitación.

El otro objeto necesario para modelar la escorrentía superficial es el *Subcatchment*, denominado como subcuenca en nuestro idioma. Este objeto representa la unidad o porción hidrológica básica de superficie de terreno cuyas características topográficas e hidrológicas - hidráulicas dirigen la escorrentía hacia un único punto de salida de la subcuenca. Es muy importante destacar que es el usuario el responsable de discretizar el área de drenaje en subcuencas lo más



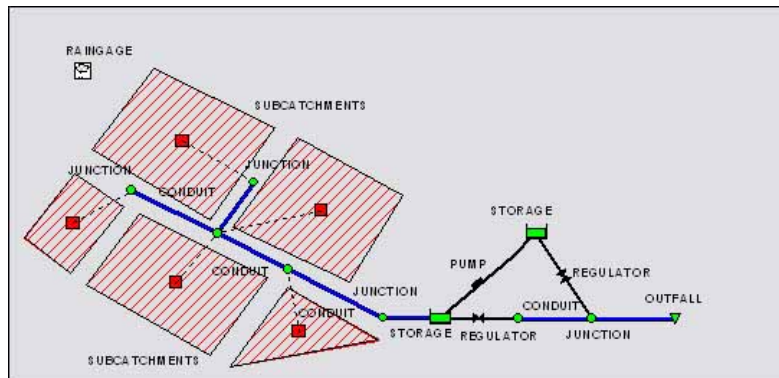


Figura 2: Disposición de objetos visuales para representar un sistema de drenaje

homogéneas posibles en términos de pendientes y rugosidades superficiales, e identificar los puntos de salida para cada subcuenca. En SWMM 5.0 estos puntos de salida pueden ser objetos tipo *Node* pertenecientes a la red de drenaje, o puede ser otro *Subcatchment*. Cada objeto tipo subcuenca requiere de datos tales como, por ejemplo, el área en planta y el ancho de ésta, el *Rain Gage* asociado a ella, la pendiente media que posee, entre otros.

Un objeto tipo *Subcatchment* puede contener una porción de área impermeable y otra permeable. Para cada una de estas áreas se requieren sus magnitudes como porcentaje del área del *Subcatchment*, y sus respectivas rugosidades. Por otro lado, en cada objeto de subcuenca se pueden considerar otros procesos hidrológicos tales como la infiltración de la precipitación hacia la zona no saturada del subsuelo; la acumulación y la fusión de la nieve caída; el flujo de aguas subterráneas entre un acuífero y un nodo del sistema de drenaje; y la acumulación y transporte de contaminantes sobre cada subcuenca.

En relación a la red de drenaje (figura 2), ésta es representada en SWMM 5.0 por dos tipos genéricos de objetos: objetos tipo *Node* (nodo) y tipo *Link* (conector). Dentro de la primera clase existen cuatro tipos de nodos:

- *Junction* (unión), cuya función en el esquema de SWMM 5.0 es el de unir dos o más objetos conectores. Este tipo de objeto puede representar los pozos de un sistema de alcantarillado, el cruce de calles, la unión de dos o más canales de drenaje, o algún nodo de conexión. La información básica que se debe suministrar a una unión en SWMM 5.0 corresponde a su cota de fondo y a su altura hasta la superficie de terreno, parámetros que son mostrados en la figura 3.
- *Outfall* (descarga), que dentro del esquema de SWMM 5.0 corresponde a nodos terminales de la red, donde se definen las condiciones de contorno aguas abajo cuando se utiliza el método de la Onda Dinámica para propagar el flujo en la red. Dichas condiciones de contorno pueden ser del tipo calado crítico o calado normal del conducto que conecta con el *Outfall*, elevación fija de la lámina de agua en el nodo, tabla de mareas del tipo elevación de la lámina de agua versus hora del día, o una serie temporal de la lámina de agua definida por el usuario. Un nodo de descarga sólo puede tener un conducto que lo conecta, y requiere como principales datos la cota de fondo y el tipo de condición de contorno a emplear.

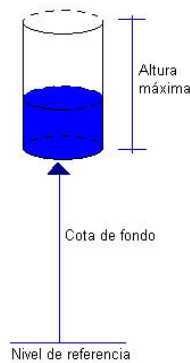


Figura 3: Principales parámetros de un objeto tipo Junction

- *Storage Unit* (elemento de almacenamiento), es un nodo que tiene capacidad de almacenamiento de volumen de agua. Así, este tipo de nodo es el indicado para representar depósitos de retención de cualquier tamaño o configuración (con o sin derivación). La relación volumétrica de almacenamiento de este nodo puede ser descrita a través de una tabla de área superficial de la lámina de agua versus calado definida por el usuario, o a través de la función potencial siguiente:

$$Area(depth) = A0 + A1 \cdot depth^{A2}$$

donde *Area* es el área superficial de la lámina de agua, *depth* es el calado en el elemento de almacenamiento, y *A0*, *A1*, y *A2* son coeficientes en función de la geometría del depósito.

- *Flow Divider* (divisor del flujo), es un nodo especial que deriva el flujo de llegada hacia un conducto, de una manera determinada. A diferencia de otros programas que permiten la derivación del flujo de llegada usando sólo una tabla de flujos de entrada al nodo versus el flujo derivado, SWMM 5.0 proporciona cuatro maneras diferentes de derivar el flujo. Cada una de estas formas de derivación en sí es un objeto *Flow Divider* en particular:
  - *Cutoff divider*, el cual deriva todo el flujo de entrada cuando este es mayor que un cierto valor límite impuesto por el usuario.
  - *Overflow divider*, el cual deriva todo el flujo de entrada cuando se ha alcanzado la capacidad máxima de transporte del conducto de agua abajo.
  - *Tabular divider*, el cual utiliza una tabla proporcionada por el usuario que expresa el flujo derivado como una función del flujo de entrada.
  - *Weir divider*, el cual calcula el flujo derivado usando la siguiente ecuación tipo vertedero:

$$Q_{div} = C_w \cdot (f \cdot H_w)^{1,5}$$

donde  $Q_{div}$  es el flujo derivado,  $C_w$  es el coeficiente del vertedero,  $H_w$  es la carga máxima sobre el vertedero, y  $f$  es calculado como:

$$f = \frac{Q_{in} - Q_{min}}{Q_{max} - Q_{min}}$$

donde  $Q_{in}$  es el flujo de llegada al nodo *Flow Divider*,  $Q_{min}$  es el caudal al cual la derivación comienza, y  $Q_{max}$  es

$$Q_{max} = C_w \cdot H_w^{1,5}$$

Los parámetros que son ingresados por el usuario corresponden a  $Q_{min}$ ,  $C_w$ , y  $H_w$ .

Es importante tener presente que los objetos divisores de flujo sólo operan como tal cuando el método de propagación del flujo utilizado es el de la Onda Cinemática (*Kinematic Wave*). Bajo los otros dos métodos de cálculo hidráulico proporcionados por SWMM 5.0, los divisores de flujo son considerados tan solo como simples nodos *Junction*.

























Name	Parameters	Shape	Name	Parameters	Shape
Circular	Full Height		Circular Force Main	Full Height, Roughness	
Filled Circular	Full Height, Filled Depth		Rectangular - Closed	Full Height, Width	
Rectangular - Open	Full Height, Width		Trapezoidal	Full Height, Base Width, Side Slopes	
Triangular	Full Height, Top Width		Horizontal Ellipse	Full Height, Max. Width	
Vertical Ellipse	Full Height, Max. Width		Arch	Full Height, Max. Width	
Parabolic	Full Height, Top Width		Power	Full Height, Top Width, Exponent	
Rectangular-Triangular	Full Height, Top Width, Triangle Height		Rectangular-Round	Full Height, Top Width, Bottom Radius	
Modified Baskethandle	Full Height, Top Width		Egg	Full Height	
Horseshoe	Full Height		Gothic	Full Height	
Catenary	Full Height		Semi-Elliptical	Full Height	
Baskethandle	Full Height		Semi-Circular	Full Height	
Irregular Natural Channel	Transect Coordinates		Custom Closed Shape	Full Height, Shape Curve Coordinates	

Figura 4: Secciones transversales disponibles en SWMM 5.0

Los elementos de conexión tipo *Link* que utiliza SWMM 5.0 consisten en conductos que transportan el flujo por la red de drenaje o en elementos especiales. Estos objetos son los siguientes:

- *Conduit* (conducto), que corresponde a los conductos que transportan el flujo a través de la red. Este tipo de objeto representa a las tuberías, alcantarillas o canales por los cuales el agua se mueve desde un nodo a otro. Este objeto se caracteriza en SWMM 5.0 por su longitud, la identificación de sus nodos inicial y final, su sección transversal, y su coeficiente de rugosidad, entre otros parámetros. En relación a la sección transversal de un conducto, SWMM 5.0 permite al usuario elegir entre 22 formas predefinidas por el programa ( ver figura 4), además de incorporar secciones transversales abiertas irregulares y secciones cerradas simétricas respecto al eje central del conducto, ambas definidas por el usuario.
- *Flow Regulator* (regulador de flujo), que representa a elementos hidráulicos o estructuras hidráulicas especiales, utilizadas para controlar el flujo, para derivar flujo o para prevenir entradas en carga no aceptables en la red de drenaje. Este elemento es representado por SWMM 5.0 como un conector entre dos nodos, donde el elemento en sí está ubicado en el nodo de aguas arriba. Además este elemento tiene la opción de considerar una válvula de no retorno, para impedir el flujo en un sentido. Si un objeto regulador de flujo es utilizado como elemento de salida de un objeto *Storage Unit*, tal como muestra la figura 2, entonces el regulador es considerado como tal en todos los métodos de propagación del flujo proporcionados por SWMM 5.0. En caso contrario, el regulador es considerado sólo en el método de propagación de la Onda Dinámica (*Dynamic Wave*). Los reguladores de flujo que pueden ser modelados con SWMM 5.0 corresponden a:
  - *Orifice* (orificio), que es una abertura en los muros o en la base de los pozos o en depósitos de almacenamiento, con el objetivo de restringir el flujo. La siguiente figura 5 muestra dos tipos de disposición de orificios en alcantarillados.

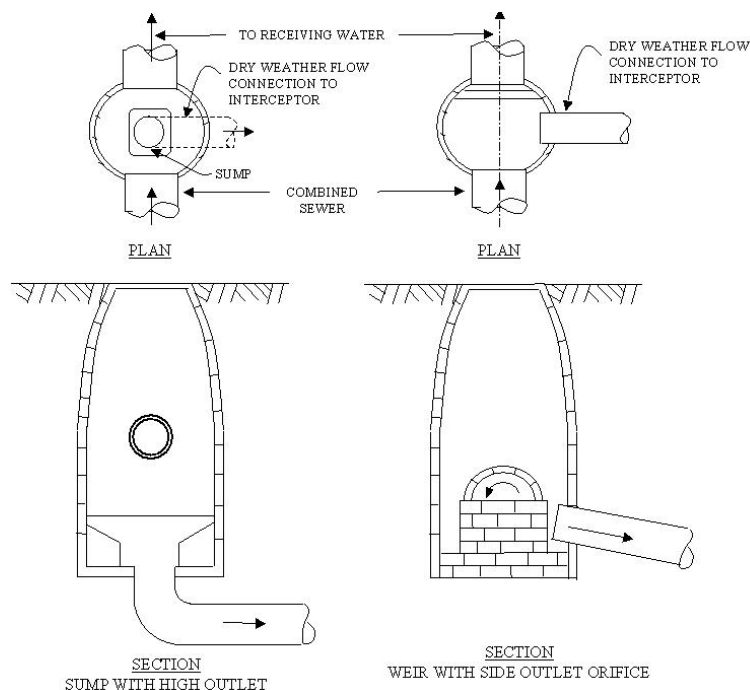


Figura 5: Ejemplos de orificios en alcantarillados

EPA SWMM 5.0 considera que un objeto tipo orificio puede tener forma circular o rectangular, y estar ubicado en el fondo o a un costado del nodo de aguas arriba. En términos hidráulicos, el orificio puede descargar flujo de acuerdo a las situaciones que las figuras 6 y 7 muestran a continuación.

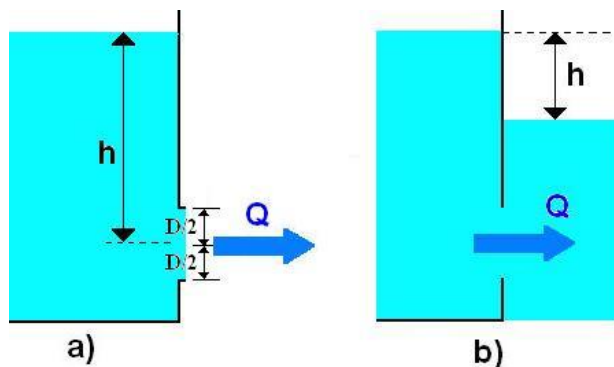


Figura 6: Orificio totalmente sumergido, con a) desagüe libre, y b) desagüe anegado

Cuando el orificio está totalmente sumergido, SWMM 5.0 utiliza la siguiente ecuación para calcular el flujo a través de él:

$$Q = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

donde  $Q$  es el caudal que desagua por el orificio,  $C_d$  es el coeficiente de descarga del orificio,  $A$  es el área del orificio,  $g$  es la aceleración de gravedad, y  $h$  es la carga a través del orificio. De acuerdo a la figura 6, la carga  $h$  puede ser determinada dependiendo de la situación de desagüe que se produzca en el orificio: desagüe libre, en la cual  $h$  corresponde a la diferencia entre el nivel de la lámina de agua en el nodo aguas arriba del orificio y el punto medio del orificio (figura 6, a), y desagüe anegado, donde la carga  $h$  corresponde a la diferencia entre los niveles de la lámina de agua de los nodos que se conectan a través del orificio (figura 6, b).

Si el orificio está sumergido en una fracción  $f$  (ver figura 7), entonces SWMM 5.0 usa una ecuación modificada para el cálculo del caudal que descarga el orificio:

$$Q = C_d \cdot A \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot D} \cdot f^{1,5}$$

donde  $D$  es la altura de la abertura del orificio.

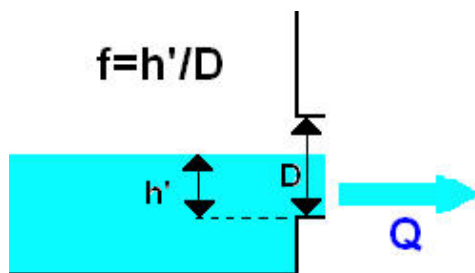


Figura 7: Orificio parcialmente sumergido

Además, SWMM 5.0 permite controlar dinámicamente a través de *Control Rules* (reglas de control) el área del orificio, lo que permite al usuario modelar compuertas y el efecto del manejo de éstas sobre la red.

- *Weir* (vertedero), que corresponde a una abertura no restringida en el sentido vertical, y orientada transversalmente o paralelamente al flujo, utilizada tradicionalmente como estructura de medición del caudal. En SWMM 5.0 se pueden considerar cuatro tipos de vertederos, los cuales utilizan diferentes ecuaciones para el cálculo del caudal de acuerdo a la tabla 1.

Tabla 1: Tipos de vertederos incluidos en SWMM 5.0

Tipo de vertedero	Forma de la sección transversal	Ecuación
Transversal	Rectangular	$Q = C_w \cdot L \cdot h^{3/2}$
Lateral	Rectangular	$Q = C_w \cdot L \cdot h^{5/3}$
Hendidura en V	Triangular	$Q = C_w \cdot S \cdot h^{5/2}$
Trapezoidal	Trapezoidal	$Q = C_w \cdot L \cdot h^{3/2} + C_{ws} \cdot S \cdot h^{5/2}$

donde  $Q$  es el caudal que descarga el vertedero,  $C_w$  es el coeficiente de descarga del vertedero,  $L$  es la longitud del vertedero,  $h$  es la carga a través del vertedero,  $S$  es la pendiente de los costados de la hendidura, y  $C_{ws}$  es el coeficiente de descarga a través de los costados del vertedero trapezoidal.

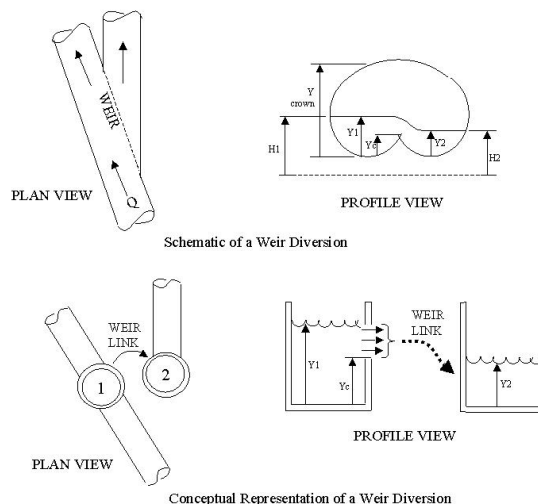


Figura 8: Esquema de un vertedero y su representación en SWMM 5.0

La figura 8 muestra un esquema de la transferencia de flujo a través de un vertedero, y su representación en SWMM 5.0.

Dado que los conductos del sistema de alcantarillado son cerrados, los vertederos ubicados dentro de estos se encuentran restringidos verticalmente y podrían, por lo tanto, entrar en carga. Cuando sucede esto, SWMM 5.0 automáticamente cambia la ecuación de cálculo (ver tabla 1) por una tipo orificio (ecuación 5) para el cálculo del flujo a través del vertedero. De forma similar a lo que sucede con los objetos *orifice*, en los *weir* se pueden aplicar reglas de control para manejar dinámicamente la altura del umbral del vertedero.

- *Outlet*, que es un nuevo elemento agregado a esta versión SWMM 5.0. Este regulador tiene la particularidad de representar relaciones especiales de carga-caudal que no pueden ser caracterizadas por bombas, orificios, o vertederos. Esta relación de carga-caudal puede ser definida mediante una tabla definida por el usuario, o bien mediante una función establecida por SWMM 5.0 como:

$$Q(h) = A \cdot h^B$$

donde  $Q$  es el caudal que descarga el *Outlet*,  $A$  y  $B$  son coeficientes de la función, y  $h$  es la carga a través del *Outlet*.

### 2.2.2. Objetos no visuales

En esta categoría de objetos se encuentran diversos elementos que representan diferentes procesos hidrológicos tales como la evaporación (objeto *Climatology*), acumulación y fusión de nieve (objeto *Snow Pack*), y movimiento de las aguas subterráneas (objeto *Aquifer*). También es posible definir algunas variables meteorológicas tales como la temperatura del aire y la velocidad del viento, ambas con el fin de ayudar en los cálculos de precipitación de nieve y fusión de ésta durante la estimación de la escorrentía superficial.

También existen diferentes objetos no visuales relacionados con la red de drenaje tales como *Transects*, los que permiten definir secciones transversales irregulares en los conductos; *External Inflows*, que corresponden a flujos externos que entran en la red de drenaje a través de los nodos de ésta; o *Control Rules*, que consisten en reglas que gobiernan la operación de los reguladores de flujo o bombas durante el transcurso de la simulación (ver figura 9).

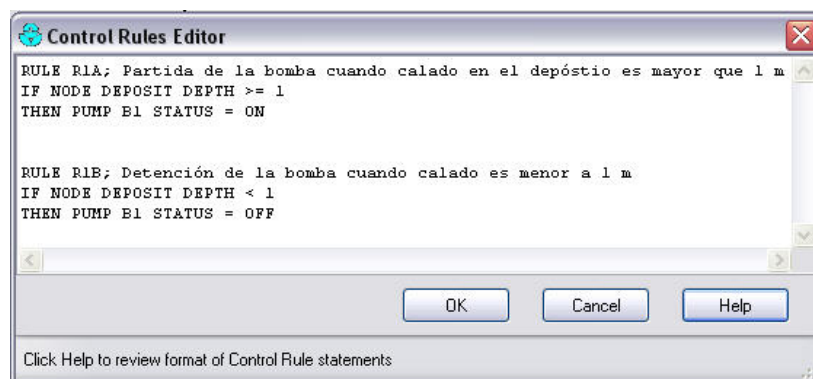


Figura 9: Ejemplo del editor de reglas de control en SWMM 5.0

En relación a la calidad de las aguas que transporta la red de drenaje, el objeto *Pollutant* simula la generación, la entrada en la red, y la propagación de contaminantes definidos por el usuario. Asociado a la generación de contaminantes en cada subcuenca, los objetos *Land Uses* permiten considerar la variación espacial de los tipos de actividades que se desarrollan en cada subcuenca, y cuantificar la acumulación (Buildup) y la remoción (Washoff) de contaminantes de la superficie de ésta. Otro proceso que puede ser simulado es el de tratamiento de las aguas, utilizando un objeto *Treatment*.

Otros objetos no visuales que contribuyen a la simulación en SWMM 5.0 corresponden a los *Curves*, *Time Series*, y *Time Patterns*. Los objetos *Curves* (curvas) son representados mediante tablas, las cuales describen relaciones entre dos variables. SWMM 5.0 dispone de siete diferentes tipos de *Curves*:

- *Storage Curve*, que describe la relación entre el área superficial y el calado en un nodo tipo *Storage Unit*.
- *Diversion Curve*, que relaciona el caudal derivado y el caudal de entrada a un nodo tipo *Tabular Divider*. La siguiente figura 10 muestra la ventana de edición para este tipo de *Curve*.

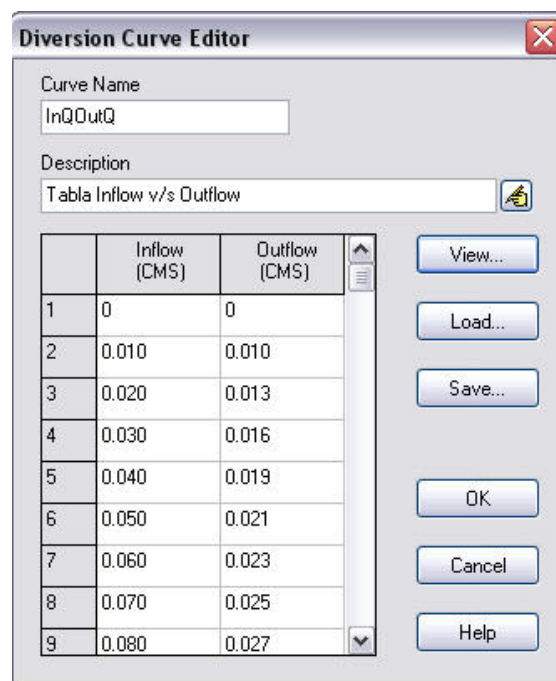


Figura 10: Ventana de edición de un *Diversion Curve*

- *Shape Curve*, que permite describir la forma de una sección transversal cerrada definida por el usuario para un objeto *Conduit*, a través de valores del calado y el ancho, ambos respecto al calado a sección llena.
- *Tidal Curve*, el cual permite describir una tabla de mareas, relacionando la elevación de la lámina de agua en un nodo tipo *Outfall*, de acuerdo a las horas del día.



- *Pump Curve*, el cual relaciona el caudal a través de un objeto tipo *Pump* (bomba) con el calado o con el volumen en el nodo agua arriba, o con la diferencia de carga entre los nodos extremos del objeto *Pump*.
- *Rating Curve*, el cual describe la relación carga-caudal a través de un objeto tipo *Outlet*.
- *Control Curve*, el cual determina cómo el ajuste de control de una bomba o de un regulador de flujo varía en función de una variable de control (por ejemplo, el nivel de la lámina de agua en un nodo en particular). Esta variabilidad es especificada en un tipo de regla de control especial llamada *Modulated Control Rule*.

Los objetos *Time Series* (series de tiempo o series temporales) describen cómo varían con el tiempo ciertas propiedades de un determinado objeto, por ejemplo la precipitación de un *Rain Gage*, la temperatura en un *Subcatchment*, o el hidrograma de entrada de flujos externos en un *Node*, entre otros. Finalmente, los objetos *Time Patterns* (patrones temporales) permiten que los flujos de aguas residuales que se producen en "tiempo seco" (tiempo sin precipitaciones) puedan variar mensualmente, diariamente, semanalmente o en forma horaria, según una forma definida por el usuario.

### 2.3. Métodos de cálculo

SWMM 5.0 es un programa hidrológico- hidráulico cuyas rutinas de cálculo se desarrollan sobre los principios de Conservación de la Masa y Conservación de la Cantidad de Movimiento para calcular caudales, calados, velocidades, concentraciones, y otras variables de interés, sobre intervalos de tiempo discretos. Procesos tales como la escorrentía superficial, infiltración, propagación del flujo en la red, y el transporte de contaminantes, son simulados usando estos principios.

La escorrentía superficial que se produce en cada *Subcatchment* es calculada por SWMM 5.0 asumiendo que cada subcuenca se comporta como un depósito no lineal. El modelo de depósito no lineal es un modelo "agregado" que aplica la ecuación de Conservación de la Masa y una ecuación tipo Onda Cinemática para calcular el caudal de escorrentía superficial a la salida de cada subcuenca. En este modelo de depósito se requieren parámetros tales como el área en planta y el ancho característico de la subcuenca, así como la rugosidad superficial de ella, entre otros parámetros. Además, la infiltración que podría producirse en cada *Subcatchment* puede ser calculada usando alguno de los tres diferentes métodos que SWMM 5.0 incorpora: método de Horton, método de Green-Ampt, y el método del Número de Curva del NRCS.

EPA SWMM 5.0 permite elegir entre tres diferentes metodologías de cálculo del flujo en la red de drenaje. La primera, denominada como *Steady Flow Routing*, consiste en asumir que en cada intervalo de tiempo de cálculo las condiciones del flujo no cambian; es decir, se tiene flujo permanente. La segunda metodología es denominada como *Kinematic Wave* (onda cinemática), y en ésta se considera la variabilidad temporal del flujo. Este método resuelve la ecuación de Conservación de la Masa y una aproximación de la ecuación de Conservación de la Cantidad de Movimiento. El tercero de estos métodos consiste en la resolución de las ecuaciones completas de Saint Venant (Conservación de la Masa y Cantidad de Movimiento), denominado como método

de la Onda Dinámica (*Dynamic Wave*). Este método es el físicamente más correcto, aunque demanda un mayor tiempo de proceso computacional.

### 3. Entorno gráfico de EPA SWMM 5.0

Quizás, lo que más llama la atención al usuario de versiones anteriores de SWMM cuando trabaja por primera vez con SWMM 5.0, es la interfaz gráfica que posee el programa. Esta interfaz permite al usuario crear una representación esquemática del sistema de drenaje usando los objetos visuales. Además permite la edición de las propiedades de éstos usando nuevas ventanas que son abiertas tan sólo haciendo doble click sobre el objeto. En general, la nueva interfaz gráfica de EPA SWMM 5.0 tiene muchas de las funciones que posee cualquier software que trabaja bajo ambiente Windows, pero además tiene algunas características especiales que son necesarias reconocer para un correcto trabajo con ella.

La interfaz gráfica de SWMM 5.0 está constituida por los siguientes elementos: un menú principal (*Main Menu*), diferentes barras de herramientas (*Toolbars*), una barra de estado (*Status Bar*), un panel de navegación (*Browser Panel*), una ventana del mapa del área de estudio (*Study Area Map*), y ventanas de edición de propiedades (*Property Editor*). La siguiente figura 11 muestra una vista de la pantalla principal de trabajo de EPA SWMM 5.0, en donde se destacan los elementos antes mencionados.

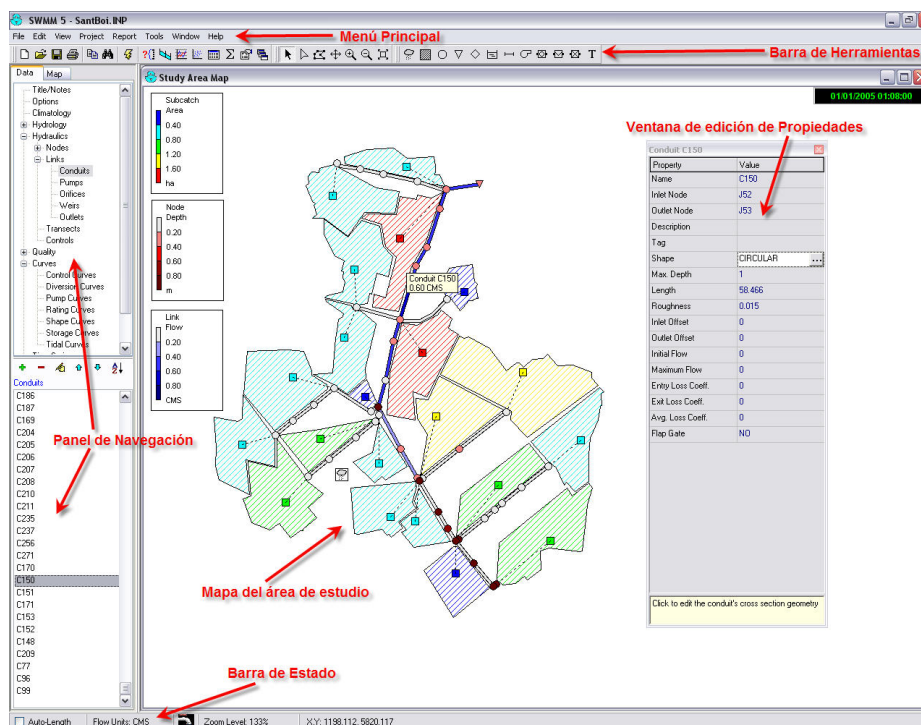


Figura 11: Interfaz gráfica de trabajo de SWMM 5.0

El menú principal contiene una serie de opciones para controlar el programa. Dentro de estas opciones destacan *View*, *Project*, *Tools* y *Report*. En la primera se encuentran comandos para el











manejo de fondos (*Backdrops*) tipo mapas, dibujos de CAD o imágenes de SIG, que pueden ser colocados detrás de los objetos visuales de SWMM 5.0 con el objetivo de referenciar visualmente los objetos a la imagen. En la opción *Project* se encuentran los comandos relacionados con el proyecto que se está analizando, tales como *Details* el cual muestra una lista de todos los datos que el código de cálculo de SWMM 5.0 utiliza, o *Calibration Data* el cual registra archivos conteniendo datos medidos de algún parámetro para usar en un proceso de calibración. La opción *Tools* contiene comandos usados para ajustar preferencias generales de SWMM 5.0, tales como número de decimales mostrados en pantalla, entre otros. Uno de estos comandos es *Configure Tools* el que permite al usuario agregar o modificar complementos (*add-in tools*) que pueden trabajar con SWMM 5.0. Finalmente, la opción *Report* del menú principal presenta una serie de opciones para representar los resultados de las simulaciones: *Graph*, muestra los resultados en forma de gráficos; *Table*, muestra los resultados en tablas; y *Status*, muestra un informe del estado de la más reciente simulación realizada.



La barra de herramientas (*Toolbars*) contiene un conjunto de diferentes botones de acceso rápido para ser usados en operaciones de creación de un proyecto SWMM 5.0. Estos botones pueden ser agrupados en tres categorías de barras de herramientas: estándar (*Standar Toolbar*), de mapa (*Map Toolbar*), y de objetos (*Object Toolbar*). Entre estas tres categorías de barras de herramientas destaca aquella de objetos (*Object Toolbar*) pues en ella aparecen los botones con los cuales se construye el esquema de la red de drenaje que se ha de representar en SWMM 5.0. La figura 12 muestra la barra de herramientas de objetos.



Figura 12: Barra de herramientas de objetos (*Objects Toolbar*)

Cada uno de los botones contenidos en la figura anterior representa un elemento físico del proyecto que se desarrolla en SWMM 5.0, a saber:

1.  representa un objeto *Rain Gage*
2.  representa un objeto *Subcatchment*
3.  representa un objeto *Junction*
4.  representa un objeto *Outfall*
5.  representa un objeto *Divider*
6.  representa un objeto *Storage Unit*
7.  representa un objeto *Conduit*
8.  representa un objeto *Pump*
9.  representa un objeto *Orifice*
10.  representa un objeto *Weir*

11.  representa un objeto *Outlet*
12.  corresponde a un objeto *Label* el cual representa una etiqueta de texto que puede ser agregada en el mapa del área de estudio

El panel de navegación, que se ubica al costado izquierdo dentro de la pantalla principal de SWMM 5.0, contiene dos fichas que pueden ser activadas por separado. Una de ellas es la ficha *Data*, bajo la cual se despliegan las diversas categorías de objetos disponibles en un proyecto de SWMM 5.0, y los nombres de los objetos individuales pertenecientes a la categoría actualmente seleccionada. Bajo la otra ficha, llamada *Map*, se encuentran propiedades que pueden ser activadas en el mapa del área de estudio cuando se ha realizado una simulación. Estas propiedades permiten destacar variables de algunos objetos en periodos de tiempo elegidos por el usuario.

El mapa del área de estudio es la mayor ventana dentro de la interfaz gráfica de EPA SWMM 5.0. En esta ventana es donde se construye el esquema del sistema de drenaje que va a ser estudiado y donde se puede colocar una imagen de fondo (*Backdrop*) a modo de referencia. Por otro lado, la barra de estado (*Status bar*) indica algunas propiedades del programa tales como el tipo de unidades de medición que se está utilizando, el nivel actual de zoom sobre el mapa, y la situación del último intento de simulación efectuado: simulación realizada, simulación no disponible, o simulación invalidada.

Finalmente, las ventanas de edición de propiedades (*Property Editor*) se activan cuando el usuario desea ingresar o editar algunos valores de los parámetros que posee cada objeto. El contenido de cada ventana de edición depende del tipo de objeto que se desee editar; así, una ventana de edición de un conducto presentará una mayor cantidad de casillas a ser completadas que una ventana de edición de un nodo.

Mayor detalle sobre todos los objetos que utiliza SWMM 5.0, así como de muchas opciones que presenta para desarrollar un proyecto, se encuentran en el manual de usuario *User's Manual EPA SWMM 5.0*.

## 4. Ejemplo básico de aplicación de EPA SWMM 5.0

Para realizar un proyecto en EPA SWMM 5.0 se requiere de una serie de pasos básicos, con el objetivo de poder representar de forma clara y precisa el problema que se desea resolver. Estos pasos básicos son los siguientes:

- Determinación de opciones y propiedades por defecto de los objetos visuales
- Esquematación de los componentes físicos del área de estudio
- Edición de las propiedades de los objetos que componen el esquema
- Elección de las opciones de análisis
- Simulación

Después del paso correspondiente a la simulación, el siguiente paso es la visualización de resultados. Dado que este último paso requiere un poco más de detalle, será mostrado en el apartado 5. Así, en el siguiente ejemplo se irán desarrollando los pasos que se han descrito.

### 4.1. Descripción del ejemplo

El ejemplo consiste en realizar una simulación del sistema que evacúa las aguas pluviales de la cuenca urbana mostrada en la figura 13.

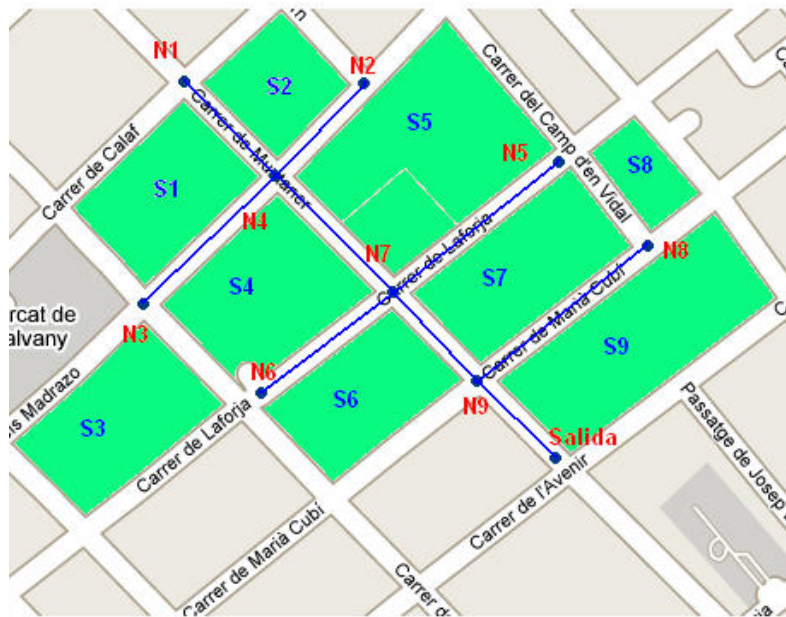


Figura 13: Mapa de la cuenca urbana a ser modelada en SWMM 5.0

En la figura anterior, la cuenca que aporta escorrentía al sistema de drenaje está subdividida en subcuencas de color verde, donde cada una de estas subcuencas envía la escorrentía a un pozo perteneciente a la red de drenaje, también indicados en el mapa anterior. Las tablas 2 y 3 muestran los datos de subcuencas y pozos que se requieren para realizar una simulación con SWMM 5.0.

Tabla 2: Datos de las subcuencas

Subcuenca	Nodo de Salida	Area (Ha)	Ancho (m)	Pendiente %	Impermeabilidad %
S1	N1	0.4	100	2	100
S2	N2	0.2	100	2	100
S3	N3	0.4	100	2	100
S4	N4	0.6	100	2	100
S5	N5	1.0	200	2	100
S6	N6	0.4	100	1	100
S7	N7	0.8	100	1	100
S8	N8	0.1	100	0.5	100
S9	N9	1.0	180	0.5	100

Tabla 3: Datos de los pozos de la red de drenaje

Pozo	Elevación del Fondo (m)	Máxima Profundidad (m)
N1	100.0	2.5
N2	100.3	2.5
N3	100.2	2.5
N4	99.1	2.5
N5	98.8	2.5
N6	98.2	2.5
N7	97.6	2.5
N8	97.8	2.5
N9	97.3	2.5

Un dato importante de las subcuencas que aportan flujo a la red de drenaje corresponde al coeficiente de rugosidad superficial de Manning, el cual tiene el valor de 0.025 en este ejemplo para todas las subcuencas. Otros datos necesarios de las subcuencas corresponden a la profundidad de almacenamiento y al porcentaje del área impermeable que no posee almacenamiento superficial. La profundidad de almacenamiento corresponde al umbral de escorrentía de cada subcuenca, es decir la lluvia mínima para que se produzca flujo superficial; para el ejemplo se utilizará el valor de 1.3 (mm) en cada subcuenca. Por otro lado, el porcentaje de área impermeable sin almacenamiento superficial corresponde a una parte de la zona impermeable de cada subcuenca en donde el umbral de escorrentía es nulo. En este ejemplo se utilizará un 80 % para cada subcuenca.

La red de drenaje de este ejemplo está compuesta básicamente de conductos enterrados, que transportan el flujo hasta la salida de la cuenca urbana. Para efectos de este ejemplo, se considerarán conductos de sección transversal circular, y fabricados en hormigón, cuyo coeficiente de rugosidad de Manning es de 0.015. La tabla 4 indica los datos respecto a los conductos de este ejemplo.

Tabla 4: Datos sobre los conductos de la red de drenaje

Conductos	Pozo aguas arriba	Pozo aguas abajo	Longitud (m)	Diámetro (m)
C1	N1	N4	60.0	0.5
C2	N2	N4	60.0	0.5
C3	N3	N4	60.0	0.5
C4	N4	N7	100.0	0.5
C5	N5	N7	100.0	0.5
C6	N6	N7	60.0	0.5
C7	N7	N9	60.0	0.8
C8	N8	N9	100.0	0.5
C9	N9	Salida	50.0	1.0

Finalmente, la precipitación que es utilizada en este ejemplo tiene una duración de una hora, con registros cada cinco minutos. En la figura 14 se encuentra representada esta lluvia como pluviograma, y en la tabla 5 se tiene la intensidad de la precipitación, calculada cada cinco minutos.

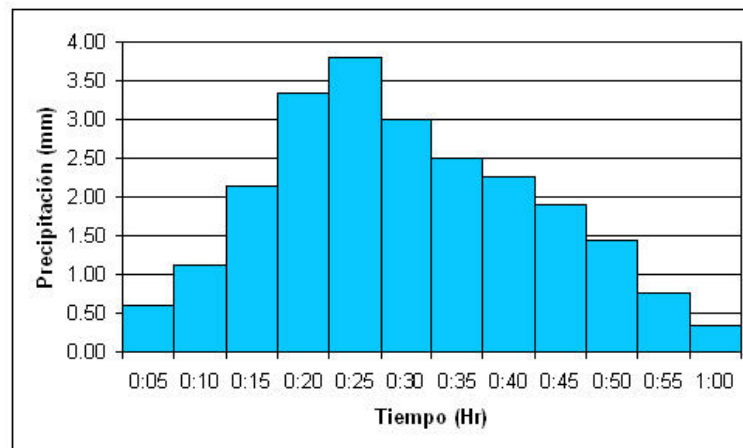


Figura 14: Pluviograma de la lluvia de ejemplo

Tabla 5: Precipitación usada para el ejemplo

Tiempo	0:00	0:05	0:10	0:15	0:20	0:25	0:30	0:35	0:40	0:45	0:50	0:55	1:00
Intensidad (mm/Hr)	0.00	7.20	13.50	25.80	40.10	45.70	36.00	30.00	27.20	22.90	17.20	9.10	4.20

## 4.2. Opciones y propiedades por defecto

Una vez que se ha abierto SWMM 5.0 el primer paso es realizar unos ajustes de valores por defecto para las propiedades de los objetos, y para ciertas opciones de simulación. Para esto hay que seleccionar del menú principal la opción *Project >> Defaults*. En la ventana que se abre en la pantalla hay tres fichas para cada tipo de ajuste. Estas fichas se muestran destacadas en la figura 15.

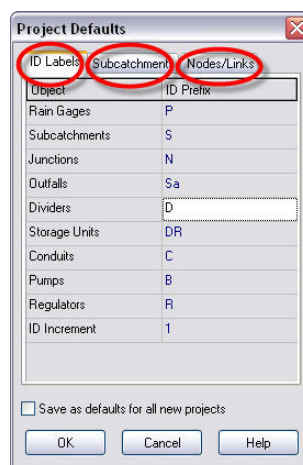


Figura 15: Ventana de ajustes básicos para ID Labels



En la ficha *ID Labels* se ajustan los prefijos de los nombres de todos los objetos visuales; en la ficha *Subcatchments* se pueden ajustar los valores iniciales que tendrán los diferentes parámetros (por ejemplo, área, pendiente, ancho subcuenca, entre otros) que un objeto tipo subcuenca requiere, y finalmente en la ficha *Nodes/Links* se ajustan los valores iniciales para los parámetros de los objetos de nodos y de conductos. En esta última ficha también se puede elegir el método de propagación del flujo en la red, así como la unidad de medición del caudal que se utilizará en el proyecto. Es importante destacar que la unidad de medición del flujo determina el sistema de unidades que SWMM 5.0 utilizará para todos los parámetros que participan del proyecto en cuestión. Por ejemplo, si la unidad de medida para el caudal es CMS (cubic meter per second), la cual pertenece al sistema métrico internacional (SI), entonces las unidades de todos los parámetros pertenecerán a este sistema.

Para el ejemplo se utilizará la configuración dada en la figura 15, y los ajustes que se muestran en la siguiente figura 16. Es importante destacar que al seleccionar el tipo de sección transversal (ficha *Node/Links*, luego hacer click en *Conduit Geometry*) aparecerá un pequeño cuadro conteniendo tres puntos, tal como se destaca en la figura 16. Haciendo click sobre este cuadro se abrirá una nueva ventana llamada *Cross-Section Editor* (ver figura 17), donde se puede elegir la sección transversal para todos los conductos de la red que se va a analizar, así como algunas dimensiones características de la sección.

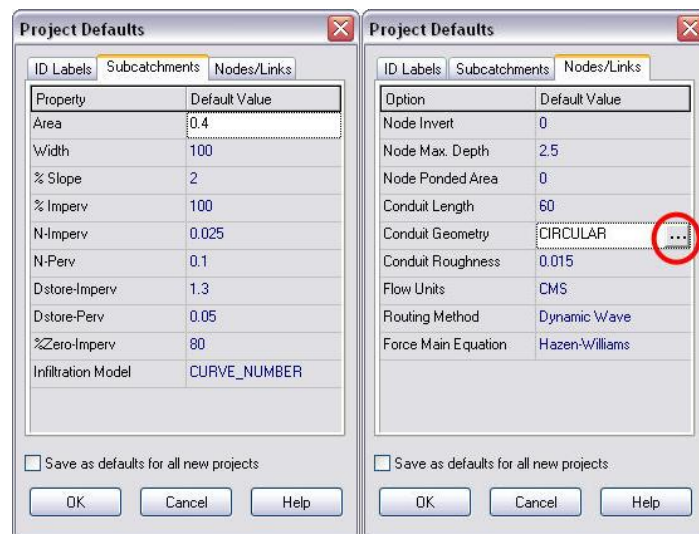


Figura 16: Ventanas de ajustes básicos para *Subcatchments* y *Nodes/Links*

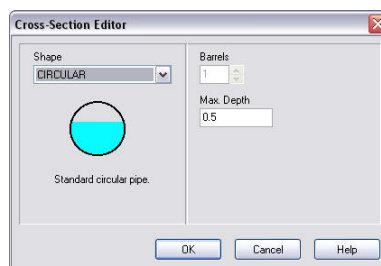





Figura 17: Selección de sección transversal inicial






### 4.3. Esquematación del área de estudio

El siguiente paso es hacer el esquema gráfico del problema que se va a resolver. Esto consiste en dibujar en la ventana *Study Area Map* las subcuencas, nodos, conductos y demás elementos que participan del ejemplo, usando los botones de la barra de objetos (*Objects Toolbar*), mostrada en la figura 12.

En primer lugar se dibujarán los objetos de subcuencas. Para ello, se hace clic con el botón izquierdo sobre el icono de subcuenca . Luego, al situarnos con el puntero sobre el *Study Area Map*, podremos dibujar la subcuenca clickando sobre el área de estudio y luego trasladando el puntero sobre el área, dando la forma de la subcuenca que se está esquematizando. De esta manera se dibujan todas las subcuencas.

A continuación se deben agregar los nodos que reciben la escorrentía de las subcuencas, y forman parte de la red de drenaje. Esto se realiza haciendo click sobre el icono de nodo  y colocando un nodo de acuerdo al esquema de la cuenca mostrado en la figura 13, sobre el área de estudio. Una vez colocado todos los nodos, se agregará el nodo de salida de la red de drenaje (*Outfall*). El procedimiento es similar al usado para colocar los nodos anteriores; sólo cambia el icono  sobre el cual se hace click para seleccionar el objeto.

Para completar la esquematización de la red del ejemplo, sólo quedan por dibujar los conductos que unen los nodos de la red. Para esto se hace clic sobre el icono de los conductos , y luego se hace un click sobre el nodo inicial del conducto (necesariamente el de aguas arriba). En seguida se hace otro click sobre el nodo final del conducto, quedando así insertado el conducto entre los nodos respectivos. Este proceso se repite para insertar todos los conductos de la red, y de esta forma esquematizar en SWMM 5.0 la red del ejemplo. Sin embargo, falta un objeto importante que SWMM 5.0 considera como un elemento más del problema a analizar. Este elemento es la precipitación, y para su consideración basta con hacer click sobre el icono respectivo , y luego colocar éste en el área de estudio. En el caso que la cuenca a analizar fuese más grande, y por lo tanto la hipótesis de distribución espacial uniforme sobre la cuenca ya no se cumpla, se pueden agregar más objetos *Rain Gage* para representar este hecho.

Adicionalmente se colocarán algunas etiquetas de texto, llamadas en SWMM 5.0 como *Labels*, para identificar los nodos, y subcuencas en el área de estudio. Una etiqueta se inserta haciendo un clic en el icono  y luego otro click dentro del área de estudio, donde se abrirá un espacio para escribir el texto.

De esta forma, el esquema de la red del ejemplo queda entonces de acuerdo a la figura 18, donde las etiquetas *N#* corresponden a nodos, y las *S#* a subcuencas. La etiqueta “Salida” indica al elemento de salida de la red de drenaje.

Es importante destacar que si bien este método de dibujar objetos es una de las novedades de la versión SWMM 5.0, esta metodología es sólo una forma de crear un proyecto. Cuando se tienen proyectos que involucran una mayor cantidad de elementos es más conveniente preparar un archivo de entrada externo a SWMM 5.0. Este archivo externo es un archivo de texto con un formato especial, que describe los elementos del proyecto de una determinada forma. En el apéndice D del manual de usuario de EPA SWMM 5.0 se encuentra toda la información relativa a esta forma de crear archivos de entrada.

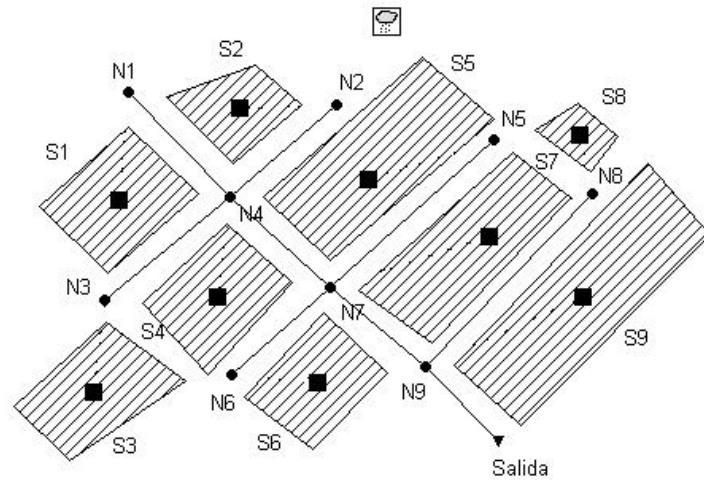


Figura 18: Esquema del ejemplo en EPA SWMM 5.0

#### 4.4. Edición de las propiedades de los objetos

Después que se ha creado el esquema SWMM 5.0 que representa al ejemplo, se debe ingresar la información disponible para cada uno de los objetos que conforman el proyecto. Independiente del tipo de objeto al cual se le desee ingresar los parámetros respectivos, el proceso es el mismo en todos ellos; solo basta hacer un doble click sobre el objeto deseado, y a continuación se abrirá la ventana de edición de propiedades (*Property Editor*). La siguiente figura 19 muestra las ventanas de edición para la subcuenca 4, el pozo 4, y el conducto 4, con los datos ya ingresados.

Subcatchment S4		Junction N4		Conduit C4	
Property	Value	Property	Value	Property	Value
Name	S4	Name	N4	Name	C4
X-Coordinate	1254.153	X-Coordinate	1387.043	Inlet Node	N4
Y-Coordinate	6835.548	Y-Coordinate	7873.754	Outlet Node	N7
Description		Description		Description	
Tag		Tag		Tag	
Rain Gage	P1	Inflows	NO	Shape	CIRCULAR
Outlet	N4	Treatment	NO	Max. Depth	0.5
Area	0.6	Invert El.	99.1	Length	100
Width	100	Max. Depth	2.5	Roughness	0.015
% Slope	2	Initial Depth	0	Inlet Offset	0
% Imperv	100	Surcharge Depth	0	Outlet Offset	0
N-Imperv	0.025	Ponded Area	0	Initial Flow	0
N-Perv	0.1			Maximum Flow	0
Dstore-Imperv	1.3			Entry Loss Coeff.	0
Dstore-Perv	0.05			Exit Loss Coeff.	0
%Zero-Imperv	80			Avg. Loss Coeff.	0
Subarea Routing	OUTLET			Flap Gate	NO
Percent Routed	100				
Infiltration	HORTON				
Name of node or another subcatchment that receives runoff		Click to specify any pollutant removal supplied at the junction		Maximum depth of cross section (m)	

Figura 19: Ventanas de edición de SWMM 5.0

Los parámetros a ingresar para los nodos y conductos de la red se encuentran en las tablas 3 y 4 respectivamente. De igual forma, la información para las subcuencas está en la tabla 2. En este punto del proceso de creación de un proyecto, es importante destacar la forma en la cual SWMM 5.0 asigna la escorrentía a la red: la escorrentía generada en un objeto *Subcatchment* puede ser dirigida a un nodo de la red de drenaje, o a otra subcuenca. El objeto que recibe la escorrentía (*Node* o *Subcatchment*) se denomina como “Outlet” (ver figura 19), y no se debe confundir con el objeto conector que tiene el mismo nombre, visto en el apartado 2.2.1 Objetos Visuales. También existe otro parámetro de suma importancia que debe ser ingresado en cada subcuenca: la precipitación. En este ejemplo se supondrá que cae la misma precipitación en todas las subcuencas, por lo tanto en la casilla derecha de *Rain Gage* de las ventanas de edición de cada subcuenca se debe ingresar el mismo nombre del objeto que representa la precipitación (P1, ver figura 19).

Ahora es necesario definir la precipitación en sí. Esto significa que se deben ingresar los datos que describe a la lluvia, definir el formato de la lluvia (intensidad o volumen), e intervalo de tiempo de los datos. Al hacer doble click sobre el objeto *Rain Gage* se abrirá la ventana de edición respectiva, tal como se muestra en la figura 20, en la cual es posible ingresar la información antes mencionada.

Property	Value
Name	P1
X-Coordinate	3048.173
Y-Coordinate	9684.385
Description	
Tag	
Rain Format	INTENSITY
Rain Interval	0.05
Snow Catch Factor	1.0
Data Source	TIMESERIES
TIME SERIES:	
- Series Name	
DATA FILE:	
- File Name	*
- Station ID	*
- Rain Units	IN

Name of rainfall time series (double-click to edit time series)

Figura 20: Ventana de edición de la lluvia

En este ejemplo se utilizarán los datos de intensidad mostrados en la tabla 5, por lo tanto el formato de la lluvia es *Intensity*, y el intervalo de tiempo para cada dato es de 0:05 en *Rain Interval*. Puesto que el origen o fuente de los datos de precipitación proviene de una serie de tiempo definida por el usuario, entonces en *Data Source* se selecciona *Time Series* (ver figura 20). Al hacer doble click en el campo a la derecha de *Series Name* de la ventana mostrada en la figura anterior, se abrirá el editor de series de tiempo (*Time Series Editor*) donde se podrá ingresar la serie de tiempo de la lluvia. El ingreso de estos datos se puede hacer tecleando cada uno de ellos, o “copiando y pegando” si se encuentran disponibles en alguna hoja de cálculo. La siguiente figura 21 muestra el editor de serie de tiempo, conteniendo la serie del ejemplo llamada *Lluvia*.

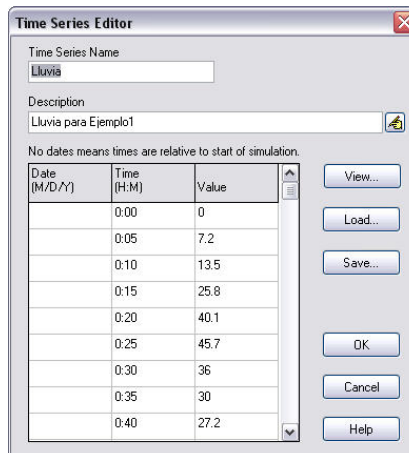


Figura 21: Editor de la serie de tiempo

#### 4.5. Opciones de análisis

Antes de proceder a ejecutar la simulación, es necesario definir algunas opciones de análisis de ésta. Dichas opciones corresponden a ajustes de parámetros de la simulación tales como los pasos de tiempo de cálculo, elección del método de propagación del flujo en la red, entre otros. Para determinar estas opciones, se debe elegir *Options* desde el panel de navegación bajo la ficha *Map*. En la parte inferior del panel de navegación aparecen los nombres de las diferentes fichas que componen la ventana *Options*. Al hacer doble click sobre alguno de estos nombres se abrirá la ficha correspondiente, en donde se podrán seleccionar las opciones que se estimen convenientes para efectos de simulación. En el caso del ejemplo en desarrollo, las opciones elegidas aparecen en las dos siguientes figuras 22 y 23, donde la primera muestra las fichas *General* y *Dates*, y la segunda muestra las fichas *Time Steps* y *Dynamic Wave*.

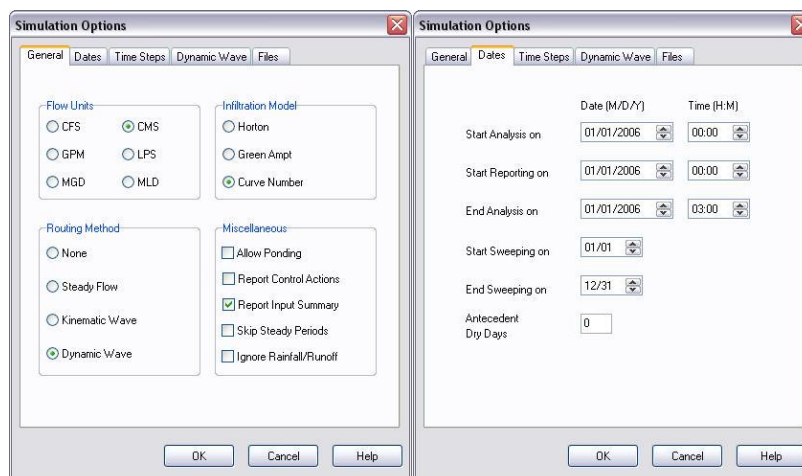


Figura 22: Opciones de simulación General y Dates

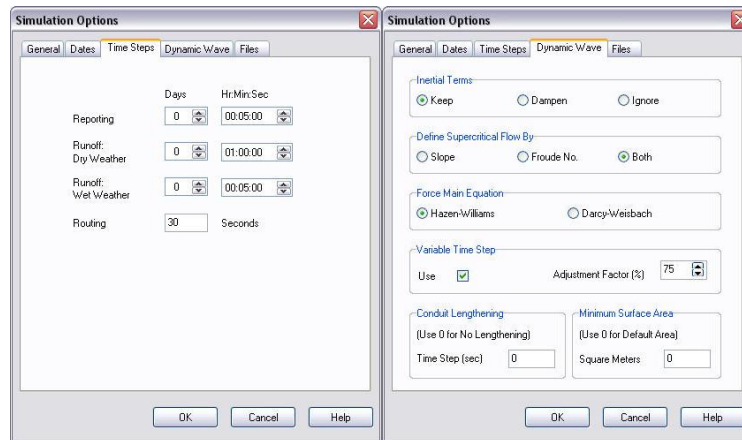



Figura 23: Opciones de simulación Time Steps y Dynamic Wave

#### 4.6. Simulación

Ahora que ya se ha ingresado totalmente el ejemplo en SWMM 5.0, sólo queda realizar la simulación. Para ello basta hacer un click sobre el icono de simulación , o bien seleccionando desde el menú principal *Project >> Run Simulation*.

Inmediatamente después de la simulación aparecerá una ventana, tal como muestra la figura 24, donde SWMM 5.0 indica al usuario que la ejecución se ha realizado sin ningún contratiempo.



Figura 24: Ventana de información sobre la simulación realizada

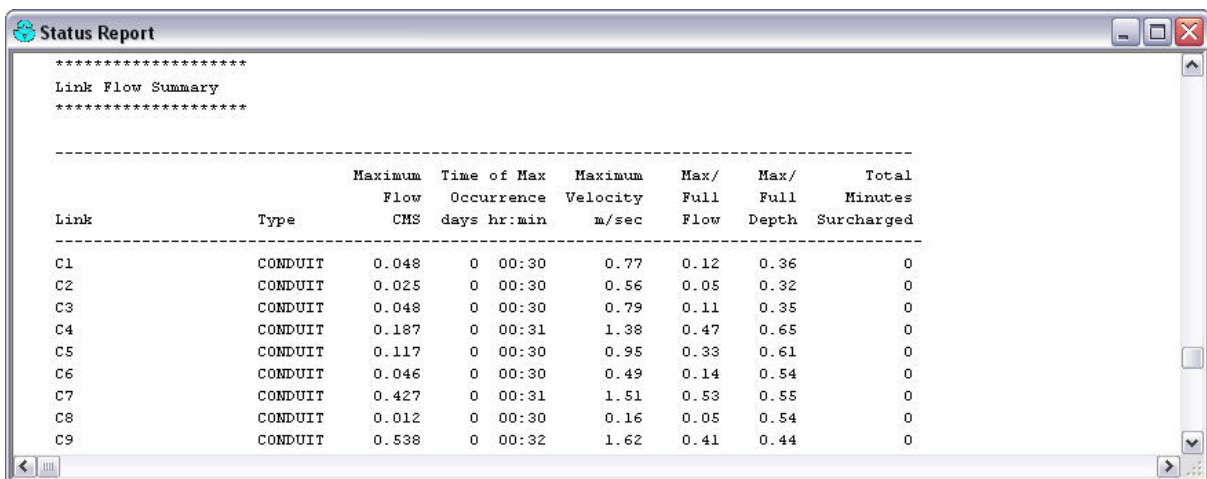
Los errores de continuidad que aparecen en la ventana de la figura 24 son propios de la metodología numérica sobre la que basa SWMM 5.0, por lo que son esperables siempre. Sin embargo, un error sobre algún nivel poco razonable, por ejemplo 10 %, debería hacer al usuario cuestionar los resultados obtenidos.

Algunas veces la simulación no se lleva a cabo debido a problemas de planteamiento del esquema del problema. Si existiese alguno de estos problemas, SWMM 5.0 enviará un mensaje indicando sobre esto, durante la simulación. Estos problemas o errores durante la simulación consisten generalmente en no definición de algún objeto, errores en el esquema del sistema de drenaje, o errores de lectura de archivos.

## 5. Visualización de los resultados




Quizás el más importante cambio en la nueva versión EPA SWMM 5.0, para bien del usuario, es el formato de la salida de los resultados de una simulación. Esta nueva versión incorpora diversas formas de visualizar los resultados, donde se incluye un reporte del estado de la simulación, gráficos, tablas, perfiles longitudinales de la lámina de agua en la red, mapas de objetos, y un reporte estadístico.

Una primera manera de conocer los resultados de la simulación es a través del reporte del estado de la simulación (*Status report*), el cual nos entrega un práctico resumen de los resultados de la simulación realizada. Para ver este reporte hay que seleccionar desde el menú principal *Report>>Status*. La siguiente figura 25 muestra parte de este *Status report*.



Link	Type	Maximum Flow CMS	Time of Max Occurrence days hr:min	Maximum Velocity m/sec	Max/ Full Flow	Max/ Full Depth	Total Minutes Surcharged
C1	CONDUIT	0.048	0 00:30	0.77	0.12	0.36	0
C2	CONDUIT	0.025	0 00:30	0.56	0.05	0.32	0
C3	CONDUIT	0.048	0 00:30	0.79	0.11	0.35	0
C4	CONDUIT	0.187	0 00:31	1.38	0.47	0.65	0
C5	CONDUIT	0.117	0 00:30	0.95	0.33	0.61	0
C6	CONDUIT	0.046	0 00:30	0.49	0.14	0.54	0
C7	CONDUIT	0.427	0 00:31	1.51	0.53	0.55	0
C8	CONDUIT	0.012	0 00:30	0.16	0.05	0.54	0
C9	CONDUIT	0.538	0 00:32	1.62	0.41	0.44	0

Figura 25: Porción del Status Report de EPA SWMM 5.0

Otra manera de visualizar resultados después de efectuada la simulación es a través de gráficos. Para esto, del menú principal se debe seleccionar *Report>>Graph* y a continuación el tipo de gráfico que se desea. EPA SWMM 5.0 permite visualizar tres tipos de gráficos: gráficos de perfiles longitudinales de la lámina de agua dentro de la red de drenaje (*Profile Plot*), gráficos de series de tiempo de una variable (*Time Series Plots*), y gráficos de dispersión de dos variables (*Scatter Plots*). Otra forma de visualizar cada uno de estos gráficos es haciendo un click sobre sus respectivos iconos:  para crear un *Profile Plot*,  para crear un *Time Series Plot*, ó  para crear un *Scatter Plot*.

Con los *Profile Plots* se puede visualizar un perfil de la lámina de agua a lo largo de una serie de conductos conectados entre sí en un cierto instante de la simulación, o a medida que transcurre el tiempo de la simulación. Para ello, una vez seleccionado el eje de conductos que se va a visualizar, en el panel de navegación se selecciona la ficha *Map*, y bajo ésta se encuentra un control deslizante denominado *Time of Day*. Con este control se puede seleccionar el instante de tiempo, o se puede deslizar éste para observar la variación de la lámina de agua. La figura 26 muestra la lámina de agua en el eje formado por los conductos C1, C4, C7, y C9 del ejemplo, en el instante 00:35 de la simulación.



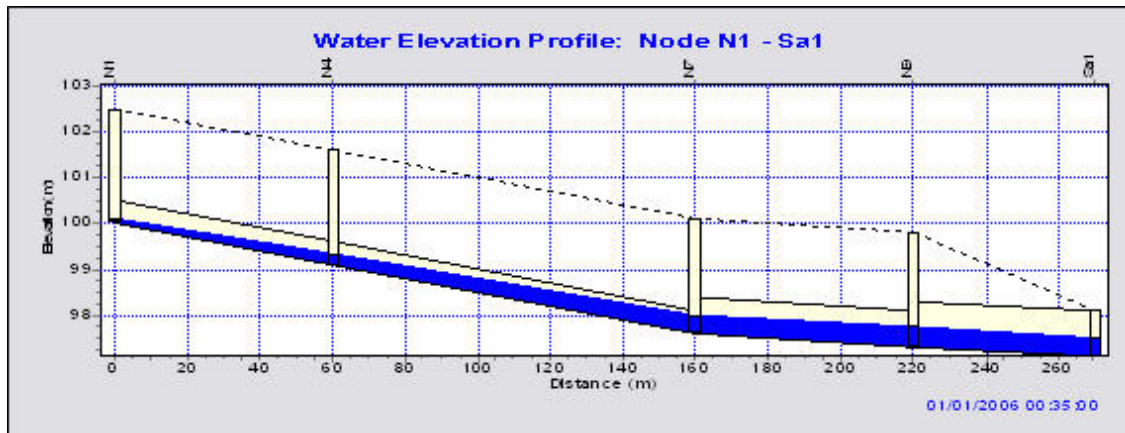


Figura 26: Profile de los conductos C1, C4, C7, y C9 al instante 00:35

Los gráficos de series de tiempo muestran la variación de una variable o parámetro a través del tiempo de simulación; en un gráfico de este tipo se pueden incluir las curvas de hasta seis objetos, los cuales deben pertenecer a la misma categoría de objetos. La figura 27 muestra los hidrogramas de los conductos C4, C7, y C9.

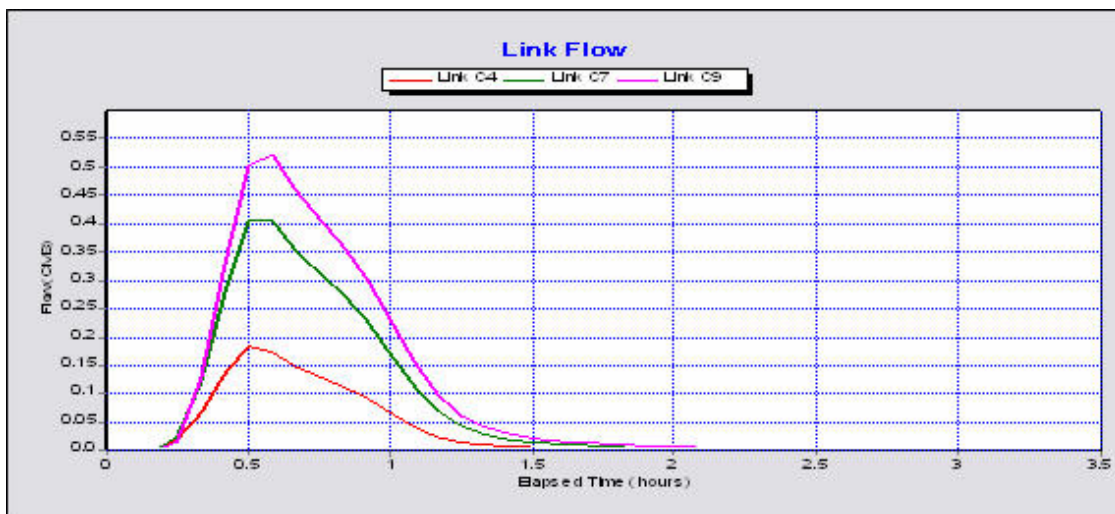



Figura 27: Hidrogramas en conductos C4, C7, y C9 del ejemplo

El tercer tipo de gráfico muestra la relación entre dos variables o parámetros de un mismo objeto, o de dos objetos distintos (inclusive hasta de distinta categoría de objetos). Por ejemplo, la siguiente figura 28 muestra la relación entre el caudal del conducto C9 y el nivel de la lámina de agua en el nodo de aguas abajo (Salida) de este conducto.

El formato de tablas también es utilizado en EPA SWMM 5.0 para visualizar los resultados de una simulación. En general, éstas entregan los valores de las variables calculadas a través del tiempo de simulación. En el caso de EPA SWMM 5.0, existen dos tipos de tablas a las que se puede acceder seleccionando *Report*>>*Table*, o bien haciendo click en el icono . La primera de ellas, llamada *By Object* por EPA SWMM 5.0, consiste en una tabla en la cual es posible

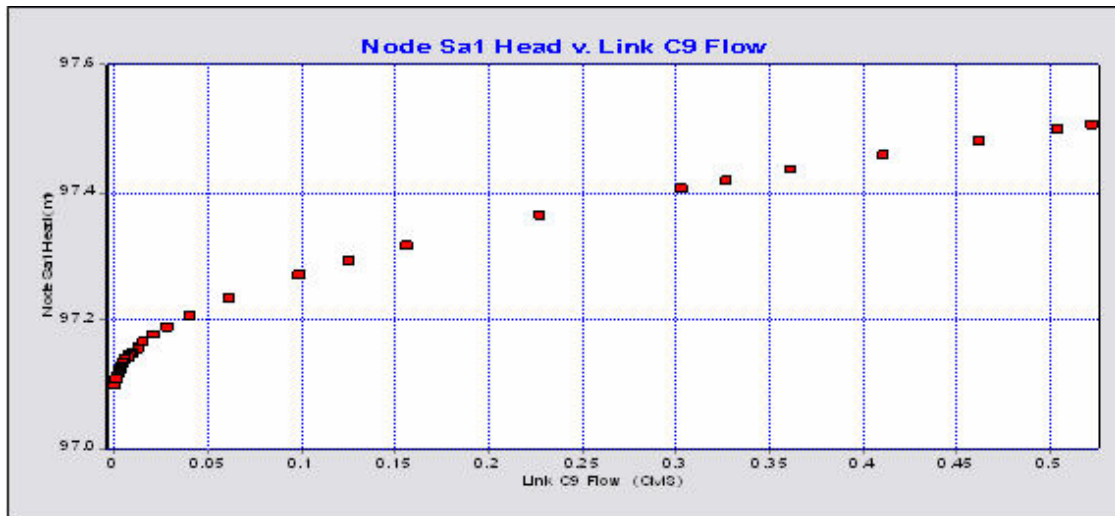


Figura 28: Relación entre el caudal y el nivel de carga aguas abajo del conducto C9

visualizar los valores de una o más variables calculadas de un objeto. La siguiente figura 29 muestra parte de una tabla que contiene la serie de tiempo de caudales, calados, velocidades, y  $N^{\circ}$  de Froude calculados para el conducto C9.

Date	Time	Flow (CMS)	Depth (m)	Velocity (m/s)	Froude No.
01/01/2006	00:05:00	0.00	0.00	0.00	0.00
01/01/2006	00:10:00	0.00	0.00	0.13	0.20
01/01/2006	00:15:00	0.01	0.07	0.55	0.67
01/01/2006	00:20:00	0.12	0.21	1.06	0.75
01/01/2006	00:25:00	0.33	0.34	1.40	0.77
01/01/2006	00:30:00	0.50	0.42	1.59	0.78
01/01/2006	00:35:00	0.52	0.43	1.61	0.78
01/01/2006	00:40:00	0.46	0.40	1.55	0.78
01/01/2006	00:45:00	0.41	0.38	1.50	0.78
01/01/2006	00:50:00	0.36	0.36	1.45	0.77
01/01/2006	00:55:00	0.30	0.32	1.37	0.77
01/01/2006	01:00:00	0.23	0.28	1.27	0.76
01/01/2006	01:05:00	0.16	0.23	1.13	0.75
01/01/2006	01:10:00	0.10	0.18	0.99	0.74

Figura 29: Porción de la tabla del conducto C9

El segundo tipo de tablas corresponde a aquella en la cual es posible visualizar los valores de una variable solamente, pero en varios objetos de una misma categoría (llamada *By Variable* en EPA SWMM 5.0). La figura 30 muestra una parte de la tabla que contiene las series de tiempo de caudales de los conductos C4, C7, y C9.

EPA SWMM 5.0 incorpora una nueva forma de visualizar los resultados sobre el área del mapa de estudio, similar a la que, por ejemplo, usa EPANET (modelo de cálculo de redes de abastecimiento de agua potable). La figura 31 muestra esta forma de visualización de los resultados.



Date	Time	Link C4	Link C7	Link C9
01/01/2006	00:05:00	0.00	0.00	0.00
01/01/2006	00:10:00	0.00	0.00	0.00
01/01/2006	00:15:00	0.02	0.02	0.01
01/01/2006	00:20:00	0.07	0.12	0.12
01/01/2006	00:25:00	0.13	0.28	0.33
01/01/2006	00:30:00	0.18	0.41	0.50
01/01/2006	00:35:00	0.17	0.41	0.52
01/01/2006	00:40:00	0.15	0.35	0.46
01/01/2006	00:45:00	0.13	0.31	0.41
01/01/2006	00:50:00	0.11	0.28	0.36
01/01/2006	00:55:00	0.09	0.23	0.30
01/01/2006	01:00:00	0.06	0.17	0.23
01/01/2006	01:05:00	0.04	0.11	0.16
01/01/2006	01:10:00	0.02	0.07	0.10

Figura 30: Porción de la tabla de caudales de los conductos C4, C7, y C9

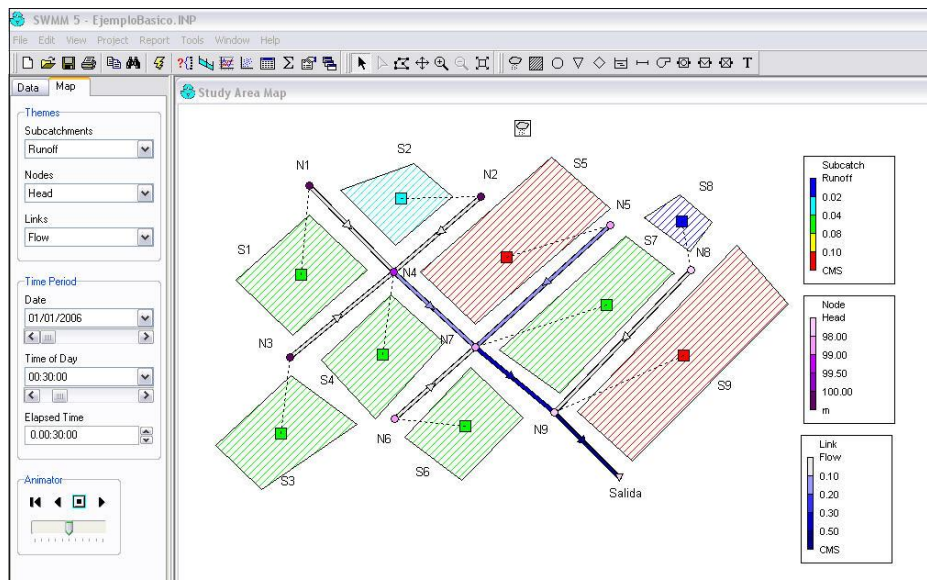


Figura 31: Modo de código de colores para la visualización de resultados

Esta nueva forma de visualización consiste en mostrar a través de un código de colores, los diferentes rangos de valores que alcanza una determinada variable en un determinado instante de tiempo de la simulación. La figura 31 muestra un ejemplo de la visualización de resultados sobre el esquema de la red de drenaje en el mapa del área de estudio. En este caso, se están visualizando la escorrentía que produce cada subcuenca (*Subcatch Runoff*), el nivel de la lámina de agua en cada nodo (*Node Head*), y el caudal en cada conducto (*Link Flow*), en el instante 00:30. Los códigos de colores que aparecen al costado derecho del mapa del área de estudio indican las magnitudes respectivas para cada variable analizada.

Para activar esta forma de visualización hay que seleccionar la ficha *Map* del panel de búsqueda, luego para cada objeto elegir la variable a ser visualizada, y por último elegir el instante de visualización, moviendo el cursor bajo la barra *Time of Day*.

Finalmente, EPA SWMM 5.0 permite al usuario ver un reporte estadístico de las series de tiempo de los resultados obtenidos. Este reporte es especialmente útil para simulaciones que involucran largos períodos de simulación, donde se tienen tiempos de simulación del orden de meses o años.

## 6. Bibliografía

**Butler, D., Davies, J.W. (2004).** Urban Drainage. Second edition. Spon Press. London.

**Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental (2006).** Curso de Hidrología Urbana. Sexta edición. Universitat Politècnica de Catalunya. Barcelona.

**Gómez, M. (2007).** Curso de Análisis y Rehabilitación de Redes de Alcantarillado mediante el código SWMM 5.0. Primera edición. Distribuidora Alfambra de Papelería. Barcelona.

**James, W., James, R.C. (2000).** Hydraulics: User's guide to SWMM 4 TRANSPORT, EXTRAN and STORAGE modules. CHI and University of Guelph, Ontario. Canada.

**James, W., James, R.C. (2000).** Hydrology: User's guide to SWMM 4 RUNOFF and supporting modules. CHI and University of Guelph, Ontario. Canada.

**Rossman, L.A. (2005).** Storm Water Management Model Quality Assurance Report: Dynamic Wave Flow Routing. National Risk Management Research Laboratory. U.S. EPA.

**Rossman, L.A. (2007).** Storm Water Management Model User's Manual Version 5.0. National Risk Management Research Laboratory. U.S. EPA.



# ESTUDIO E INSTRUMENTACIÓN DE UNA CUENCA URBANA EN EL MUNICIPIO DE SANT BOI DE LLOBREGAT

*Manuel Gómez Valentín*

Grup de Recerca FLUMEN  
Dep. de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental. UPC.  
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos  
Jordi Girona 1-3. D-1. 08034 BARCELONA

## 1. Introducción

El estudio de la hidrología urbana y en particular de los procesos de lluvia y escorrentía que suceden en la superficie de una ciudad se ha abordado con una falta general de comprobaciones con medidas reales que permitieran cuantificar el comportamiento en superficie de nuestras ciudades y de nuestras redes de drenaje en general. Ello supone que estudios de diagnóstico del estado actual de las redes o bien proyectos de ampliación de nuevos colectores se realizan asumiendo una serie de parámetros y coeficientes que han sido estimados a partir de medidas de campo, en otros países y en condiciones de lluvias o de urbanización muchas veces distintas a las nuestras. Zonas como el litoral mediterráneo, con una meteorología muy específica y con un nivel de ocupación urbana que se traduce en un alto grado de impermeabilidad generan un nivel de respuesta en caudales poco o nada comparable a lo referido en la literatura técnica. Si tenemos presente los daños por inundación que se producen en las áreas urbanas y los costes de reforma o de creación de nuevas redes, vemos que obras que suponen inversiones muy elevadas son decididas en gran parte con una carencia de información hidrológica de la zona urbana en cuestión.

Para paliar esta falta de información el único camino realista es el establecimiento de cuencas piloto que permitan conocer a través de un seguimiento de las mismas, la respuesta hidrológica de nuestras ciudades y sus redes de drenaje. En este sentido se ha puesto en marcha una cuenca experimental dentro del proyecto SPRINT SP/98, Rehabilitación de redes de drenaje en países miembros de la Unión Europea, financiado a través del programa de investigación SPRINT de transferencia de tecnología entre países miembros de la Unión Europea, y que cuenta además con el apoyo de la Comisión de Investigación de Ciencia y Tecnología (CICYT) del Ministerio de Educación y Ciencia, y del Ayuntamiento de Sant Boi de Llobregat (Barcelona).

## 2. Objetivos y beneficios del estudio

Uno de los objetivos de este proyecto era la caracterización hidrológica de una cuenca urbana en condiciones de gran densidad de edificación, es decir muy impermeable, y sometida a una meteorología de tipo mediterráneo. Por caracterización entendemos en una primera fase la estimación entre otros de parámetros tan sencillos y a la vez tan esclarecedores como el coeficiente de escorrentía, la fracción de precipitación transformada en caudal, o el tiempo de concentración, y también entenderemos por caracterización en una segunda fase el estudio del proceso de formación de los hidrogramas de escorrentía, sus caudales punta, y el comportamiento hidráulico de la red de drenaje. Estos objetivos se pueden cumplir con ayuda de un seguimiento a medio plazo de esta cuenca, instalando medidores de lluvia y caudal durante un periodo de tiempo suficiente para la recogida de un número de sucesos de lluvia suficientes (5, 6 ó 7).

Entre los beneficios inmediatos, conocer la respuesta de una cuenca permitirá acotar los parámetros que gobiernan los procesos hidrológicos en la zona urbana y que condicionan los caudales de diseño de la red y en consecuencia el dimensionamiento de los colectores de evacuación de aguas pluviales. También permitirá hacer extrapolaciones a otras cuencas con situaciones similares de ocupación urbana y de meteorología, resultando en conjunto en una evaluación más correcta del estado actual de nuestras redes, y también en los nuevos proyectos o ampliaciones de colectores existentes, permitiendo en su caso diseños más aproximados a la realidad y por tanto más seguros y económicos.

## 3. Descripción de la cuenca

Se ha seleccionado una cuenca dentro del municipio de Sant Boi de Llobregat, población dentro del área metropolitana de Barcelona y en el delta del río Llobregat, sita a poco más de 4 Km del mar. Su trama urbana puede ser considerada como representativa de otras poblaciones de su entorno, a saber, cuenca muy impermeable con pendientes medias-altas en su parte superior y terreno más llano cerca de la zona de desembocadura, en este caso a la margen derecha del río Llobregat.

La cuenca experimental se ubica en la zona conocida como la Riereta y presenta un área de aproximadamente 18 Ha, en el casco antiguo de la población, con ausencia casi total de zonas verdes y una elevada impermeabilidad en superficie. El colector principal dentro de la cuenca tiene una longitud total de 865 m y lo podemos dividir en 4 tramos. El primero está comprendido entre la calle Cerdanya y la calle Francesc Macià. Su longitud total es de 365 m con una pendiente media del 2.7%. Su sección transversal es circular y presenta una variedad de diámetros que están entre 300 y 600 mm. El segundo tramo aguas abajo discurre por la calle Jaume I y su longitud y pendiente media son de 350 m y 2.8% respectivamente. Su sección transversal es circular de 1500 mm de diámetro a excepción de los últimos 50 metros que es de 1200 mm. El tercer tramo a distinguir discurre por la calle de la Rutlla con una longitud y pendiente media de 100 m y 1.304% respectivamente. Su sección transversal es circular de 1500 mm de diámetro. El cuarto y último tramo que finaliza en el punto de medida de la cuenca situado en la calle Joan Bardina tiene una longitud estimada de 54 m y una pendiente media del 0.65%, con un colector circular de diámetro 1200 mm.

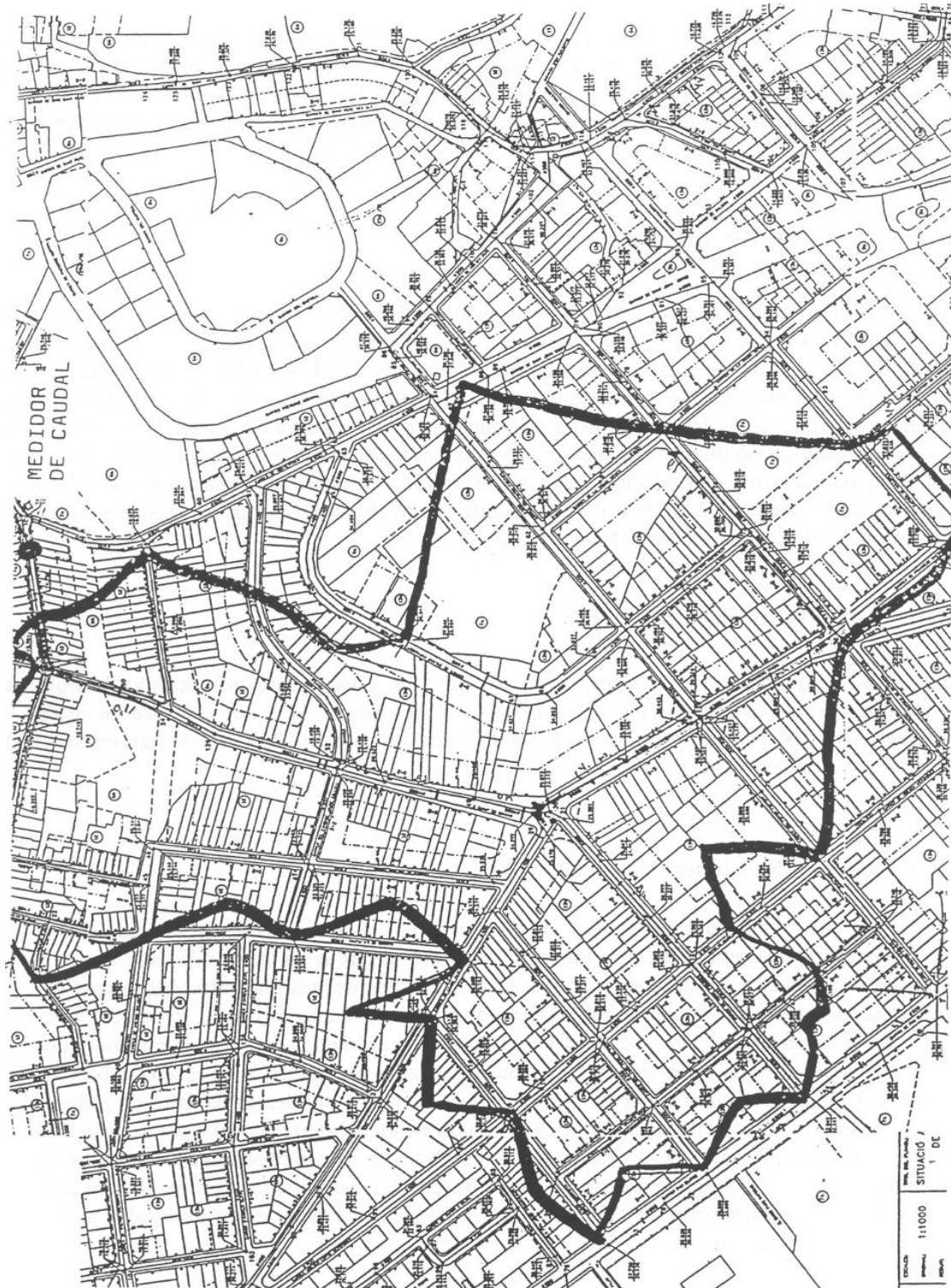


Figura 1: Cuenca experimental de Riereta. Planta

La superficie de la cuenca presenta una elevada pendiente transversal al colector que discurre por los puntos bajos de la cuenca. El drenaje de los tejados no está conectado directamente a la red de drenaje sino que vierte directamente a la calle a través de canalones de desagüe. Una serie de grandes rejillas de captación ubicadas en las calzadas son las encargadas de la captación de la escorrentía.

## 4. Equipos de medida utilizados

Para un estudio cuantitativo del comportamiento hidrológico es necesario registrar los datos de lluvia caída en la cuenca (información en intensidades de precipitación) y de caudales de escorrentía de salida de la cuenca asociados a esas lluvias. Los costes de instalación de los mismos se han reducido en los últimos años de manera que un punto de medida de lluvia puede costar del orden de 2000 a 3000 €, mientras que la medida de caudal dependerá de las condiciones del punto de medida, pudiendo variar desde 2500 € si es posible encontrar un lugar que asegure una relación única entre calado y caudal, por ejemplo un escalón en el colector, etc. hasta los 10 a 12000 € o más si nos decantamos por un medidor de caudal electromagnético o por ultrasonidos, o más de 20000 en caso de empleo de los actuales medidores vía doppler-radar.

### 4.1. Medida de precipitación

Los datos de precipitación se obtendrán mediante un pluviómetro de cazoletas basculantes instalado adecuadamente en las proximidades de la cuenca. En nuestro caso se utilizó el modelo ARG-100 fabricado por la Campbell Scientific by Environmental Measurements Ltd. Sus principales características son las siguientes:

- Resolución de precipitación: 0.2 mm
- Superficie del colector: 506.5 cm<sup>2</sup>

Cada vez que se produce un vuelco de las cazoletas, el aparato transmite una señal a un datalogger que almacenará la información del instante en que se ha producido cada vuelco hasta que sea transferida a un ordenador portátil. Puede intercalarse un modem telefónico GSM, de manera que se envíen adicionalmente los datos vía telefónica aprovechando la habitualmente buena cobertura existente en las áreas urbanas. En nuestro caso, medimos también la cantidad de precipitación caída con ayuda de un totalizador que nos permite comparar los datos obtenidos a partir de la información de vuelcos, frente al total recogido en la estación de medida. Hay que indicar que para intensidades de precipitación elevadas los pluviómetros de cazoletas basculantes pueden dar una información por debajo de la real debido a problemas de falta de calibración. Se ha realizado una calibración estática y dinámica en laboratorio del aparato antes de su posicionamiento. El volumen de vuelco de las cazoletas se ha comprobado con ayuda de pipeta aforada y verificado periódicamente in situ. Respecto a las intensidades de precipitación se ha calibrado en laboratorio obteniéndose la relación experimental entre intensidades reales y medidas por el pluviómetro.

En las siguientes figuras 2 y 3 se muestra el aspecto del pluviógrafo de cazoletas basculantes y la estación completa respectivamente, así como la relación de calibración del pluviómetro empleado.

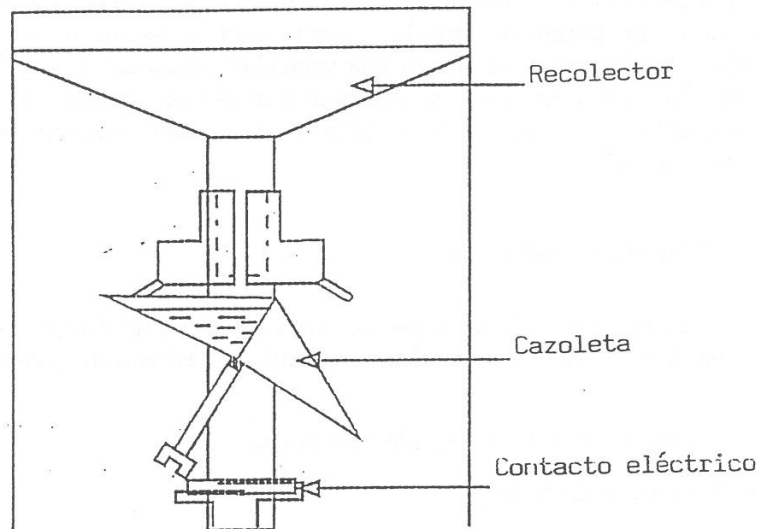


Figura 2: Pluviógrafo de balancín. Estación de medida

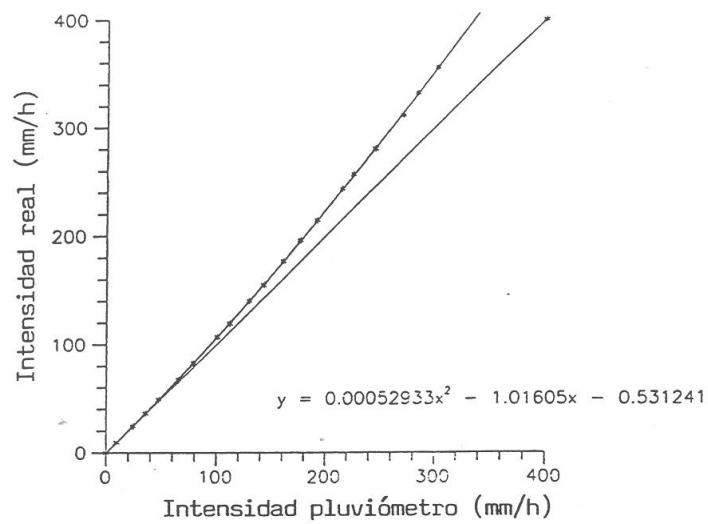


Figura 3: Relación de calibración entre intensidades teóricas y reales



## 4.2. Medida de caudal

Es importante que a la hora de seleccionar una cuenca se elija con una salida única de caudal para reducir los puntos de medida. El caudal en la sección de salida se obtendrá mediante procedimiento indirecto, midiendo una velocidad media del flujo y el calado (nivel de agua) correspondiente que nos permita determinar la sección mojada. El caudal circulante será el producto del área mojada por la velocidad medida, asumiendo este dato como velocidad media del flujo en la sección.

### 4.2.1. Medida de velocidad

Aprovecharemos para realizar un pequeño resumen de las técnicas de medida de caudal aplicables en lámina libre, a partir de medidas de velocidad. Básicamente podemos incluir las siguientes:

- Medida del tiempo de viaje de ultrasonidos
- Medida por efecto Doppler
- Medida por inducción electromagnética

### 4.2.2. Medida del tiempo de viaje del ultrasonido

En el primer caso, el procedimiento está descrito en la norma francesa NF ISO 6416. La velocidad de la onda en el agua es la suma algebraica de la velocidad del ultrasonido más la componente de la velocidad media del agua en la dirección del movimiento del ultrasonido. Si se envía un pulso desde A hasta B, el tiempo que tarda en circular es:

$$t_{A-B} = \frac{L}{V_{\text{ultrasonido}} + V \cos\beta}$$

Combinando un doble recorrido, de A a B y de B hasta A, para aumentar el tiempo de tránsito, podemos despejar el valor de la velocidad como:

$$v = \frac{(V_{\text{ultrasonido}}^2 - V^2 \cos^2\beta) \Delta t}{2 L \cos\beta}$$

de donde se puede despejar la  $V$  media del flujo, siendo  $\Delta t$  la diferencia de tránsito entre A-B y B-A. Se pueden alcanzar resoluciones de hasta 1 cm/s y en general los fabricantes garantizan una buena linealidad en la respuesta. Las fuentes de error deben asociarse a las medidas de tiempo de viaje de la onda y a la estimación de la velocidad del ultrasonido. Por ejemplo, para una longitud  $L$  de 2 metros y a una  $T^a$  de  $10^\circ\text{C}$  para una velocidad del orden de 0.5 m/s con un ángulo  $\beta = 45^\circ$ , la diferencia de tiempos  $\Delta T$  es del orden de  $10^{-6}$  segundos con lo que el reloj debe tener una considerable precisión. Se pueden considerar sucesivos rebotes entre A y B para aumentar la longitud recorrida por el ultrasonido, o realizar  $N$  medidas para ser promediadas.

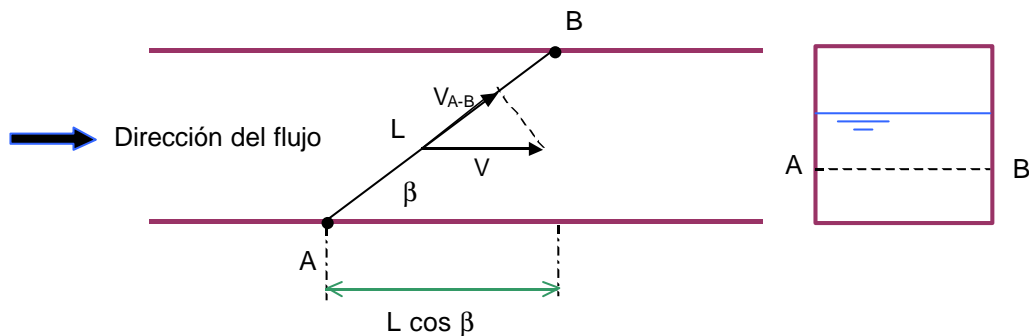


Figura 4: Medida del tiempo de viaje del ultrasonido

Con referencia a la velocidad del ultrasonido, ésta depende de la temperatura y la densidad. La variación con la temperatura es del orden de:

$$V_{ultrasonido} = 1557 - 0,0245(74 - T^a)^2$$

lo que supone que para  $0^\circ$  sea 1422.8 m/s y a  $40^\circ$  sea 1528.7 m/s, una variación del 7.5 %. Una diferencia de  $10^\circ$  supone un error de un 2% en el cálculo de la velocidad del ultrasonido. En general salvo ocasionales vertidos térmicos, la variación de temperatura del agua es reducida, bastante menor que la variación de temperatura ambiente. Otro punto de error es la salinidad del agua, que puede estimarse de acuerdo con:

$$V_{ultrasonido} = 1415,5 + 1,13S_a + 3,627T^a$$

donde  $S_a$  es la salinidad en g/l, y  $T^a$  temperatura en grados centígrados.

Finalmente indicar que la medida realizada proporciona una velocidad característica para un calado igual al de los emisores y receptores de ultrasonidos. Si el nivel de agua está por debajo de los emisores, no registrará nada. Si el medidor está ubicado muy bajo, la medida puede ser poco representativa del perfil de velocidades. Se sugiere disponer tres medidores a diferentes niveles para que la medida sea representativa.

#### 4.2.3. Medida por efecto Doppler

Un emisor de ultrasonidos sumergido en el seno del fluido, emite un haz de ondas que se reflejan en las partículas en suspensión o en las burbujas de aire que transporta el agua, y que presentan una variación de frecuencia debido al efecto Doppler. Se emite un haz de ultrasonidos, en un ángulo  $\beta$  con una frecuencia  $f$ , que regresa reflejada al emisor con una frecuencia  $f'$ . La variación de frecuencia es proporcional a la velocidad de desplazamiento de las partículas en que se reflejan los ultrasonidos:

$$V = \frac{V_{\text{ultrasonido}}(f - f')}{2 f \cos\beta}$$

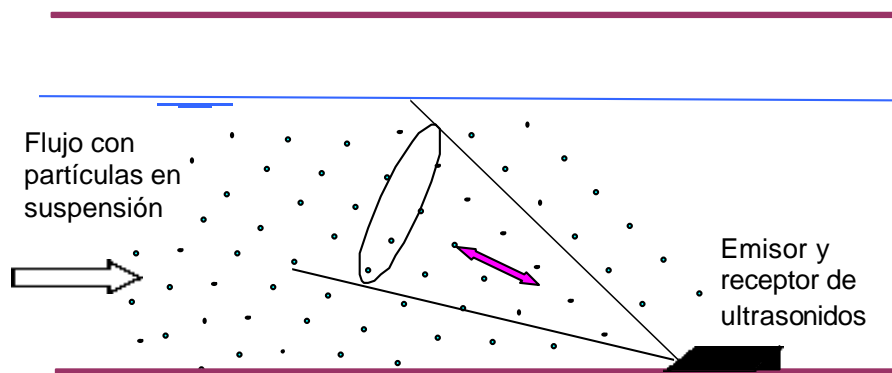


Figura 5: Medida de caudal por efecto Doppler

Una variante es ubicar el medidor bajo un elemento flotante. Esto es debido a que en caso de grandes colectores el haz de ultrasonidos no cubre toda la sección y la medida puede ser poco representativa. En general los errores en la estimación de caudal pueden llegar a ser del orden del 17 %

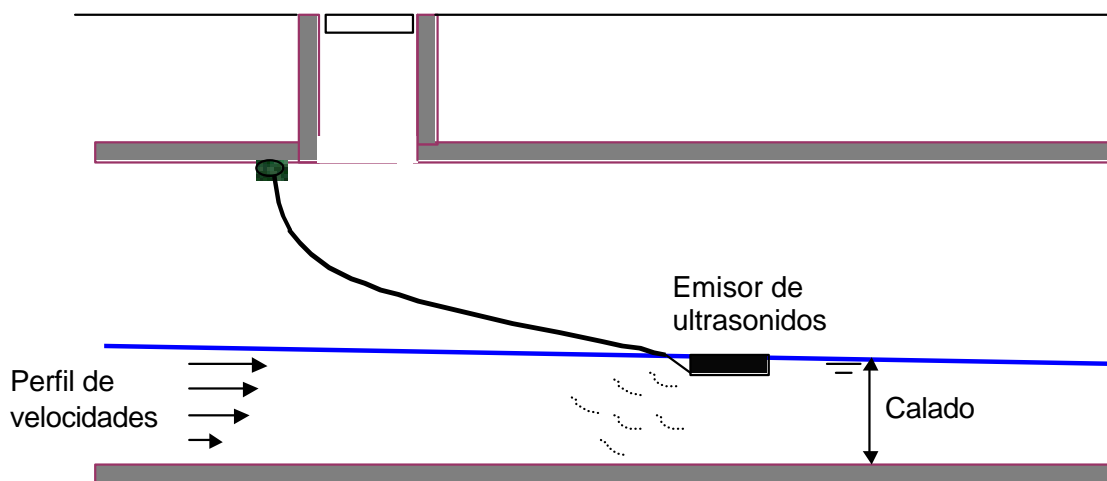


Figura 6: Medidor Doppler flotante

#### 4.2.4. Medida por inducción electromagnética

La velocidad se mide en este caso con un dispositivo de tipo electromagnético para lámina libre como el que se muestra en la figura 7. El fundamento físico de este aparato se basa en

la ley de Faraday, la cual indica que cuando un elemento conductor (en este caso el agua) se mueve dentro de un campo magnético (generado por el aparato), se crea una corriente eléctrica proporcional a la velocidad del conductor. De esta manera el sensor de caudal crea un campo magnético y a partir de la intensidad de campo eléctrico creada por el agua al pasar se puede discernir el valor de la velocidad del agua. El dato obtenido es representativo de una corona cercana al medidor, de aproximadamente unos 20 cm. Se hace la extrapolación de considerar este dato como el valor de la velocidad media en la sección. Del mismo modo que se emplea este procedimiento existen otros medios de obtener un valor de la velocidad del agua en el colector. Es muy importante el hecho de disponer de alguna información referente a la velocidad del agua para poder obtener el caudal de paso.

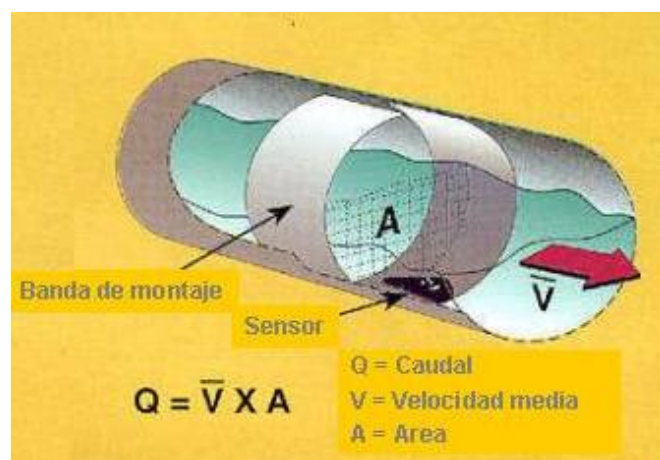


Figura 7: Procedimiento de medida del caudal por efecto electromagnético

#### 4.2.5. Medida por tecnología radar

En los últimos años se ha presentado una técnica de medida mediante lo que se denomina doppler-radar. El aparato de medida, situado por encima del nivel del agua, emite un haz de microondas hacia la superficie del fluido. Las perturbaciones existentes en la superficie reflejan algunas de las microondas hacia el aparato emisor que actúa a la vez de receptor. La frecuencia de estos haces de señal puede haber cambiado (efecto Doppler) una cantidad directamente proporcional a la velocidad en la superficie del agua. Este cambio de frecuencia es detectado y medido por el sensor y se utiliza una correlación entre las velocidades en la superficie del agua con la velocidad media del flujo. La correlación la proporciona el fabricante para la sección de ensayo. Si se aplica a una geometría diferente de las habituales (circular) puede que deba indicarse al servicio técnico para poder hacer realizar la correlación correspondiente.

Esta medida tiene la ventaja de que el sensor no está en contacto con el fluido, por lo que el mantenimiento es más sencillo, y puede incluso con una modificación del aparato, continuar midiendo si se produce la entrada en carga y el sensor queda sumergido. Su coste es todavía algo elevado, si bien la tecnología empleada es mucho más compleja de la utilizada en otros medidores.

#### 4.2.6. Medida de calado

A partir de una medida de velocidad media, debemos estimar la sección ocupada por el flujo. Conocida la geometría del conducto, conociendo el calado podemos evaluar la sección mojada.

##### Medida mediante sensor de presión

El calado puede ser obtenido mediante un sensor de presión tipo piezorresistivo, similar a otros ya utilizados en estudios de laboratorio. El sensor detecta una presión hidrostática, que se convierte en altura de agua de manera directa. La precaución que hay que tener a la hora de instalarlo es evitar en la medida, la presión dinámica debida a la componente de velocidad. Si disponemos el sensor con la parte sensible encarada contra el flujo de aproximación, la velocidad  $V$  del agua generará una componente de presión dinámica asociada a la velocidad, del orden de  $V^2/2g$ . Si nos encontramos con velocidades del agua de 1 m/s, la presión adicional será del orden de 5 cm, y para velocidades de 2 m/s se llega a 20 cm de error en la lectura de nivel. Es muy importante ubicar la zona sensible de la sonda, orientada hacia aguas abajo o dentro de un tubo o en una hendidura en la pared, donde se supriman los efectos de presión dinámica. Teniendo en cuenta que los calados son del orden de centímetros o pocos metros, el error que se produciría sería muy importante.

##### Medida por ultrasonidos

El principio de medida consiste en medir el tiempo de viaje (ida y vuelta) de un ultrasonido desde un emisor hasta la superficie del agua, y su retorno. Conocido el tiempo de viaje, tenemos:

$$h = D - d = D - V_{ultrasonido} \times \frac{T}{2}$$

con  $h$ , calado,  $D$  altura desde el emisor de ultrasonidos hasta la solera del colector y  $d$  distancia entre emisor y superficie libre. Para una temperatura del aire de  $10^\circ\text{C}$  se estima una velocidad de propagación del ultrasonido de 337.62 m/s. Este valor es muy sensible a la  $T^a$ , mucho más que en el caso del agua, sobre todo en términos relativos. Se estima una variación del orden de:

$$V_{ultrasonido} = 331,62 + \sqrt{1 + \frac{\theta}{273}}$$

donde  $\theta$  es la temperatura en grados Kelvin.

Para evitar errores debido a mala estimación de la velocidad de propagación del ultrasonido, se sugiere instalarlo lo más cerca posible del nivel de agua. También recordar que los ultrasonidos sufren un amortiguamiento a medida que se alejan del emisor. Este amortiguamiento es despreciable para recorridos de 2 a 3 metros, pero puede ser de un 20 % para distancias de 6 metros. En general, los errores serán mayores cuanto mayor sea la distancia a medir, por lo que se recomienda reducir ésta al máximo. Una diferencia de temperatura de  $15^\circ$ , p. ejemplo entre zona de emisor y nivel de agua, fruto de ubicar el emisor muy alto, cerca de la tapa de alcantarillado sometida a una fuerte insolación, puede suponer un error relativo del 2.5 % del calado a medir. Si la distancia es de 2 metros, ello supone 5 cm de error en la medida de calado,

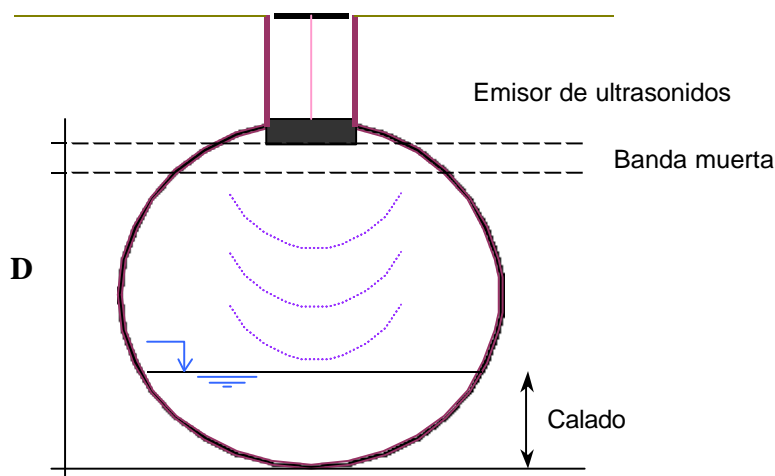


Figura 8: Procedimiento de medida de nivel por ultrasonidos

lo que en caso de secciones tipo cajón no muy altas, puede ser un error muy importante en la sección mojada.

## 5. Resultados obtenidos

### 5.1. Datos de precipitación

El registro de precipitaciones se ha llevado desde el mes de Julio de 1994 hasta 1997. Globalmente y analizando los datos de precipitación en 24 horas, vemos que reflejan un régimen pluviométrico típico de nuestras zonas. Los meses más lluviosos han sido Septiembre y Octubre, algo menos Diciembre y presenta un periodo de reducida pluviosidad hasta recuperarse en Abril, Mayo y Junio. Agosto ha sido una sorpresa al proporcionar una precipitación total de más de 100 mm.

Tal y como se indicaba en el punto 4.2. no se dispone de datos de caudal representativos asociados a las lluvias hasta el mes de Abril, por lo que el análisis de hietogramas y su traducción en caudal solo es útil a partir de dicha fecha. De todos modos se presentan los hietogramas de los sucesos de lluvia más intensos durante estos últimos 10 meses.

### 5.2. Caudales de escorrentía

Se finalizó la instalación del medidor de caudal el día 5 de Diciembre de 1994, si bien por problemas operativos con el mismo durante el primer mes los datos recogidos hasta mediados de enero no son utilizables. Hay que destacar que la puesta en funcionamiento del medidor de caudal coincidió con un periodo de sequía en los primeros meses tan solo roto parcialmente con algunos chubascos a finales del mes de abril (días 19 a 24), y tormentas aisladas y en general de

poca importancia en Mayo y Junio. Como ejemplo de datos de medida se presenta el suceso de lluvia del día 23 de Abril de 1995 como indicativo de un estudio de un suceso tipo de lluvia.

Tabla 1: Datos de medidas empleados en la validación

Suceso de lluvia	Lluvia total (mm)	Duración (minutos)	Intensidad máxima (mm/h)	Caudal máximo (l/s)	Coefficiente de escorrentía
23-04-95	15.6	169	36.9	1013.8	0.37
24-04-95	11.6	188	12.48	212.4	0.31
22-11-95	5.0	43	22.32	305.8	0.25
11-05-95	5.0	37	38.88	446.2	0.39
9-06-95	5.4	95	19.8	625.8	0.36
30-01-96	9.2		16.98	193.3	0.24
17-04-96	4.8		34.95	348.6	0.24

### 5.3. Suceso de lluvia del 23/04/95

El día 23 de Abril de 1995, día de Sant Jordi, se produjo una precipitación total de 16.2 mm. El hietograma del suceso se refleja en la figura 9 para intervalos de tiempo de 1 minuto, mientras que el hidrograma de caudal asociado se indica en la figura 10 para el mismo paso de tiempo. Desde el punto de vista de escorrentía producida se estima un coeficiente de escorrentía del orden de 0.35, reducido pero acorde para una lluvia no muy intensa e indicativo del hecho de que existen unas pérdidas de precipitación en una cuenca urbana tanto más significativas cuanto menos importante es la precipitación total.

La fiabilidad de la información de lluvia queda confirmada con el dato del totalizador de lluvia comparado con el resultado de los datos de vuelcos del pluviómetro de balancín. Por otra parte, la fiabilidad de la medida de caudal no queda asegurada a priori si bien podemos comparar los resultados del hidrograma de caudal obtenido a partir del producto de área por velocidad, frente al resultado de estimar una velocidad a partir del dato de calado asumiendo un comportamiento de calado normal, lo que dada la ausencia de efectos de reflujos según responsables de la red y de acuerdo con los valores de velocidades elevadas que se presentan (del orden de 2 m/s y superiores) puede ser una aproximación aceptable. Para valores del coeficiente de rugosidad de Manning 0.017, los resultados se indican en la misma figura 10 mostrando una tendencia muy

similar con los resultados de caudal directos. El análisis de sensibilidad de los datos (asumiendo errores de medida en  $\pm 1$  cm en los calados y de  $\pm 3$  cm/s en la velocidad, la precisión del aparato) también indican pequeñas desviaciones respecto a la medida.

## 6. Análisis de la calidad de la información obtenida

El análisis hidrológico e hidráulico parte como dato de inicio de la información de campo obtenida en la cuenca piloto. Dejando aparte la revisión de toda la información topográfica

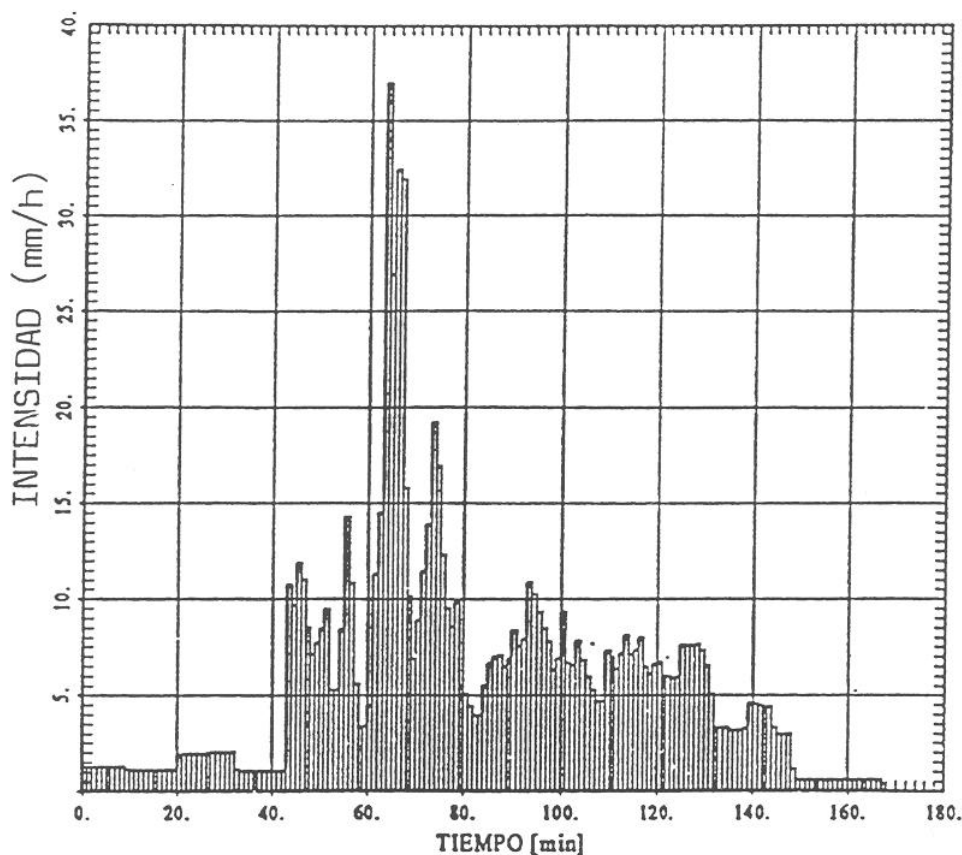


Figura 9: Hietograma de lluvia del día 23/04/95

referida a la red de drenaje y a la superficie de la cuenca, que es sin duda tan importante o más que las medidas hidrológicas, los datos de precipitación y caudal son el elemento básico del estudio. Debemos concentrar esfuerzos en eliminar fuentes de error y verificar cuidadosamente la información obtenida.

Con respecto a la precipitación ya se ha comentado la previsión de recoger el volumen total de lluvia para compararlo con la información que se obtiene de las cazoletas basculantes. Ello es tanto más importante cuanto más intensas sean las precipitaciones a estudiar. El análisis y comparación de volúmenes permitirá confirmar la calibración de las cazoletas del pluviómetro a la vez que permitirá detectar defectos o desviaciones en la medida del aparato.

El punto más delicado es la verificación de la medida de caudal. Cuando para su medida nos valemos de una sección de control que provoca una relación biunívoca calado/caudal, hay que controlar que las condiciones de sección de control se mantengan durante el proceso de medida. Es frecuente el caso de aprovechar un escalón de solera o un estrechamiento que provoque régimen crítico pero que para caudales medios o altos quedan anegados perdiéndose la relación hidráulica de control entre calado y caudal. Cuando ni siquiera existe esa relación hidráulica de calado y caudal es indispensable tener alguna medida de la velocidad del agua. Confiar solo en medidas de nivel y determinar la velocidad a partir de la hipótesis de ocurrencia de calado normal y



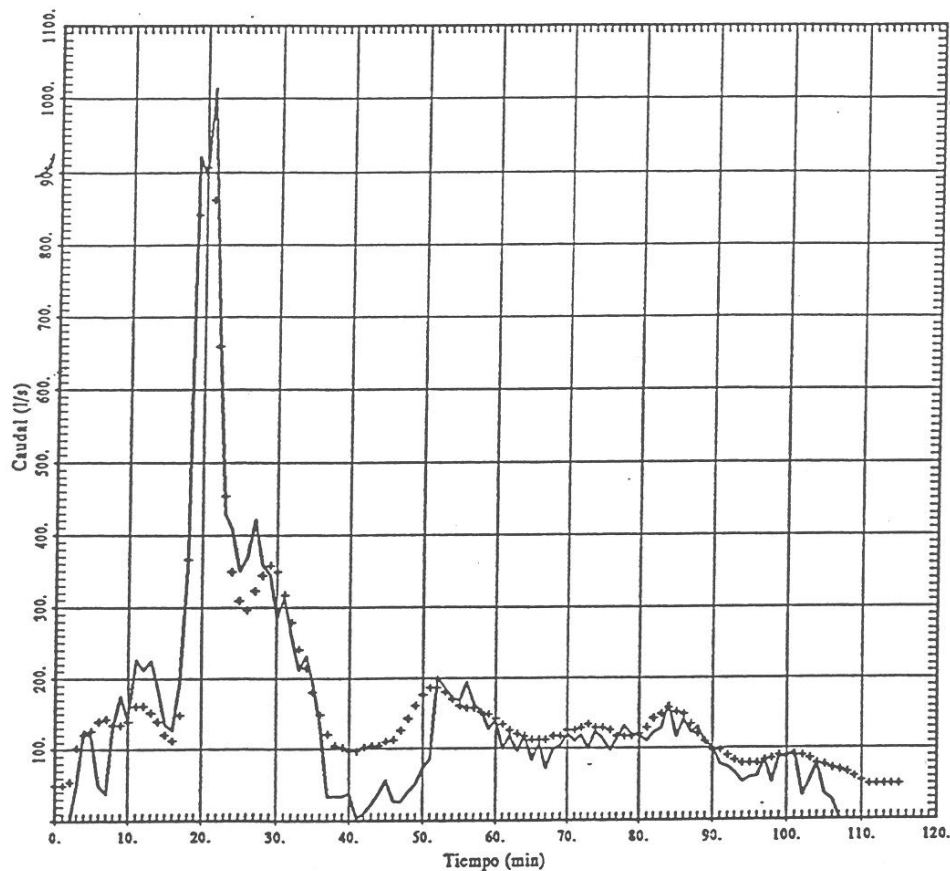


Figura 10: Hidrograma de caudal medido (trazo continuo) y calculado del día 23/04/95

un coeficiente de rugosidad estimado mediante tablas, pueden dar lugar a resultados en caudal claramente erróneos.

Una forma de verificar que las medidas obtenidas mediante el sensor de caudal son coherentes puede ser la representación de los pares de datos calado medido, caudal estimado a partir de la medida de velocidad en unos ejes doblemente logarítmicos. Si las condiciones de medida no cambian, los pares de puntos deberían ubicarse agrupados en una zona del plano. Si por ejemplo la sección en que se encuentra el medidor de caudal fuera una sección de control (por calado crítico o con calado normal) todos los puntos estarían alrededor de una curva. La ocurrencia de situaciones hidráulicas diferentes, como por ejemplo el funcionamiento en lámina libre o la entrada en carga del colector, la presencia de efectos de refluo desde aguas abajo, etc. se apreciará en estos gráficos. La figura 11 muestra los resultados obtenidos para una campaña de medidas, que muestran en general un agrupamiento correcto, presentando tan solo una mayor dispersión para calados bajos (del orden de los 10 a 15 cm). La figura 12 muestra algunos de estos diagramas para situaciones hidráulicas típicas, entrada en carga, efectos de niveles aguas abajo (marea, por ejemplo), histéresis para caudales altos, etc.

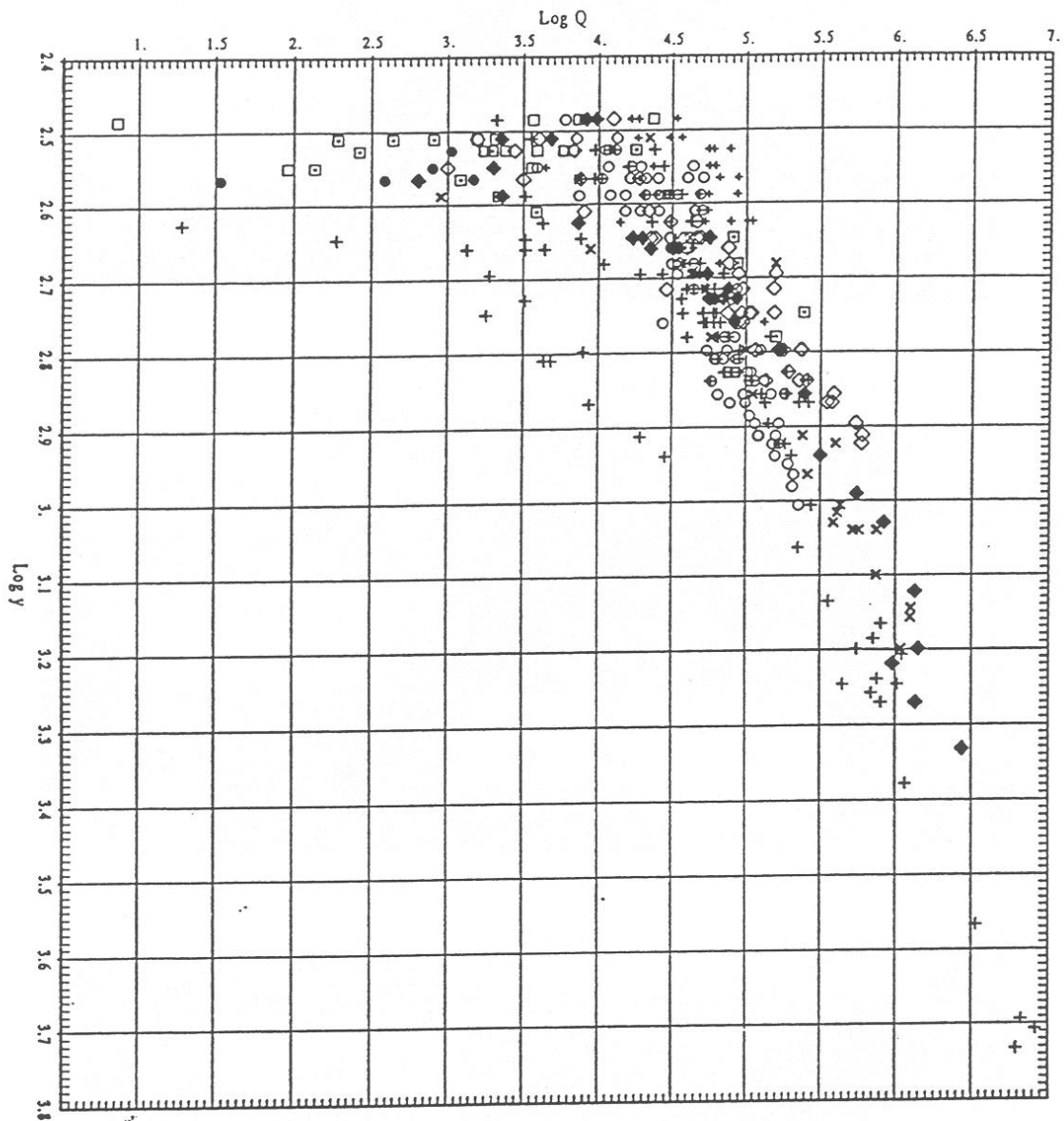


Figura 11: Diagramas calado/caudal en ejes doblemente logarítmicos. Resultados periodo Abril-Junio 1995

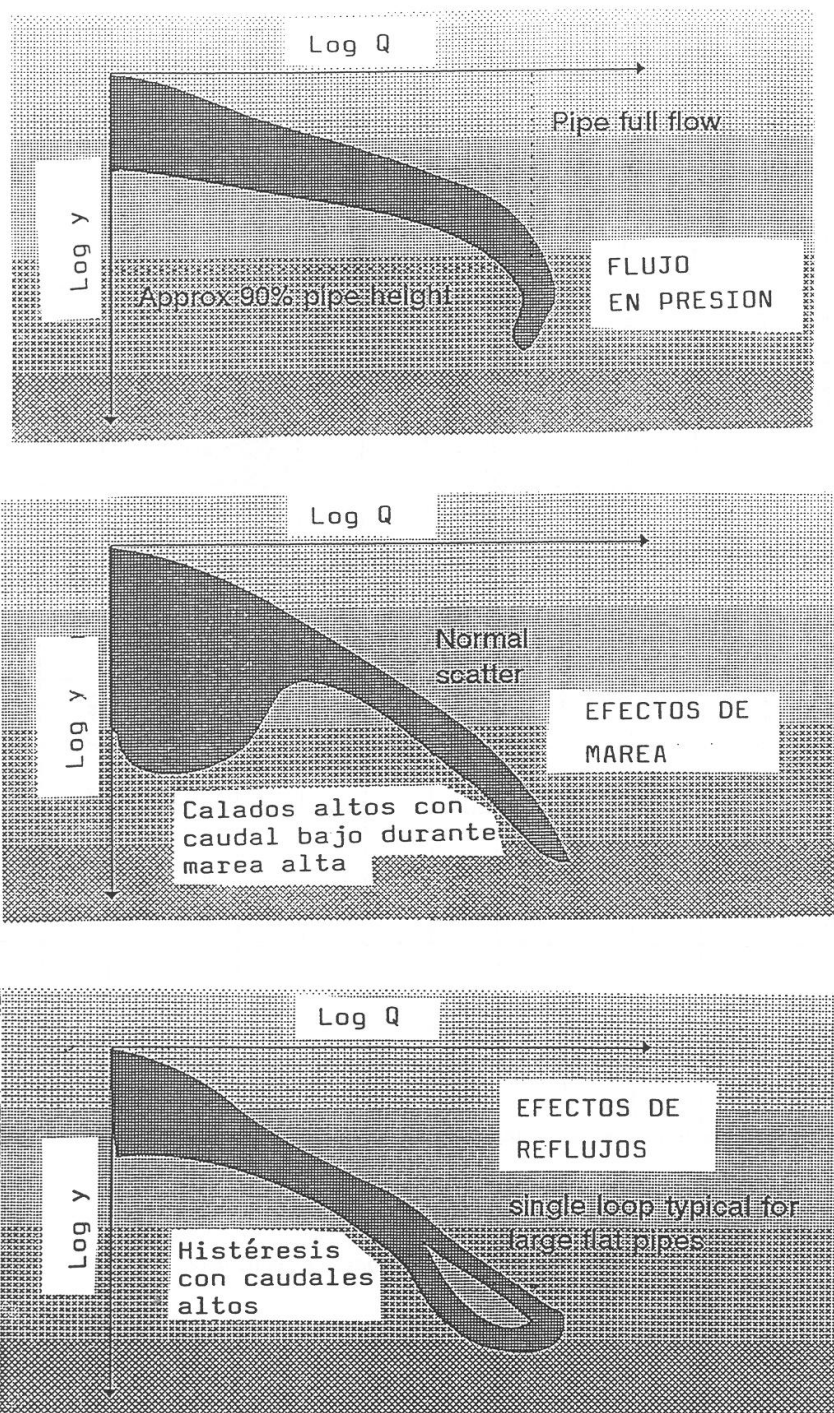


Figura 12: Diagramas calado/caudal en ejes doblemente logarítmicos. a) Entrada en carga. b) Marea para calados y caudales bajos. c) Bucles de histéresis para caudales altos

## 7. Análisis hidrológicos e hidráulicos

### 7.1. Pérdidas de precipitación

En cuencas urbanas dada la elevada tasa de impermeabilidad así como los pequeños tamaños de cuenca, se propone un modelo sencillo de pérdidas de precipitación. En nuestro caso, se emplea una función de pérdidas de tipo constante. Dadas las precipitaciones suaves que se han registrado en el caso de estudio, se propuso una pérdida de precipitación constante de 6 mm/h.

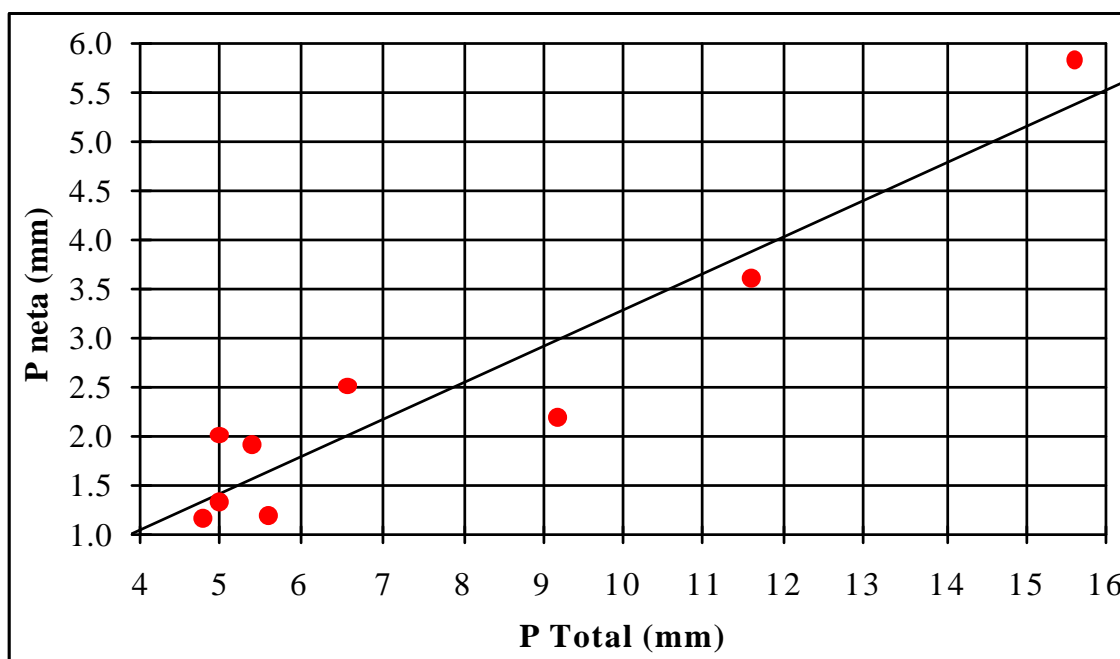


Figura 13: Relación lluvia neta - lluvia bruta registrada

### 7.2. Procesos de transformación lluvia - caudal

En el proceso de calibración y validación se ha utilizado el modelo HYDRO-WORKS (Hydraulics Research, 1995) pero puede utilizarse cualquier otro código comercial existente (SWMM 5.0, MOUSE, SOBEK, etc). El proceso de transformación lluvia-escorrentía se ha representado mediante la aproximación de depósito lineal y la propagación de caudales se realiza mediante el empleo de un modelo basado en las ecuaciones completas de Saint-Venant. El balance entre lluvia neta y caudal de escorrentía se expresa como

$$I - Q = \frac{dS}{dt} = K \frac{dQ}{dt}$$

donde  $I$  es el caudal de entrada en la cuenca, aportado por la lluvia neta caída,  $Q$  es el caudal de

escorrentía producido,  $S$  es el almacenamiento existente en la cuenca, que se expresa mediante una relación lineal con el caudal de escorrentía. La constante de proporcionalidad  $K$ , que tiene dimensiones de tiempo, resume todas las características hidrológicas de la cuenca.

La precisión del modelo de cálculo escogido depende de una correcta evaluación del valor de esta constante. En nuestro caso vamos a proceder a su estimación por una doble vía: primero, utilizaremos algunas de las expresiones obtenidas mediante correlaciones a partir de datos reales de cuencas en otros países y que a partir de características físico-geométricas de la cuenca permiten obtener una estimación de  $K$ , y segundo, a partir de los datos reales obtenidos directamente en la cuenca, verificar dichos valores y proponer en su caso correcciones.

Se decidió emplear la expresión propuesta por M. Desbordes (1974) obtenida partir de datos de cuencas experimentales en Francia, recogida en el modelo HYDRO-WORKS (1995). Las condiciones meteorológicas de algunas de las cuencas estudiadas, sitas en la zona mediterránea francesa las hacían las más similares a las nuestras, en cuanto a climatología, de las estudiadas en otros países. La expresión propuesta es la siguiente:

$$K = 50A^{0,18} L^{0,15} I_o^{-0,36} \left(1 + \frac{IMP}{100}\right)^{-1,9} T^{0,21} HPe^{-0,07}$$

donde:

$K$  Coeficiente de almacenamiento, en segundos

$A$  Area de la cuenca, en Ha

$L$  Longitud del curso principal de la cuenca (m)

$I_o$  Pendiente media de la cuenca en tanto por ciento

$IMP$  Porcentaje de impermeabilidad de la cuenca

$T$  Duración de la lluvia, en segundos

$HPe$  Precipitación efectiva durante la duración  $T$ , en metros

Los resultados iniciales indicaban una infravaloración del caudal punta con respecto al caudal máximo medido. El interés de ajustar en la medida de lo posible el caudal punta viene en relación a que dicho caudal condiciona los tamaños máximos de conducto en el dimensionado de la red. Hemos propuesto modificar la expresión anterior, multiplicándola por el factor 0.8, reduciendo los valores de la  $K$  según Desbordes, y aumentando la respuesta en caudal punta de la cuenca. Los resultados indicados en la figura 14 muestran el comportamiento para dos sucesos de lluvia registrados. En la figura 15 se representan los datos de caudales punta registrados y calculados para los sucesos de lluvia más importantes. De todos modos los sucesos registrados no han presentado un gran caudal, salvo dos de ellos, estando en general entre los 150 y 450 l/s y hasta ahora los resultados son más aceptables para caudales bajos mientras que en los caudales más altos, las medidas tienden a estar algo por encima de los valores calculados.

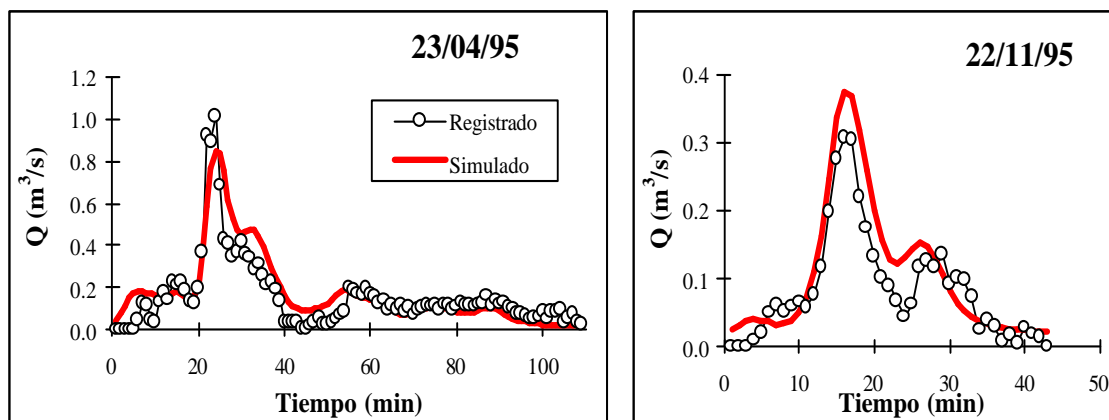


Figura 14: Hidrogramas registrados y calculados en la salida de la cuenca

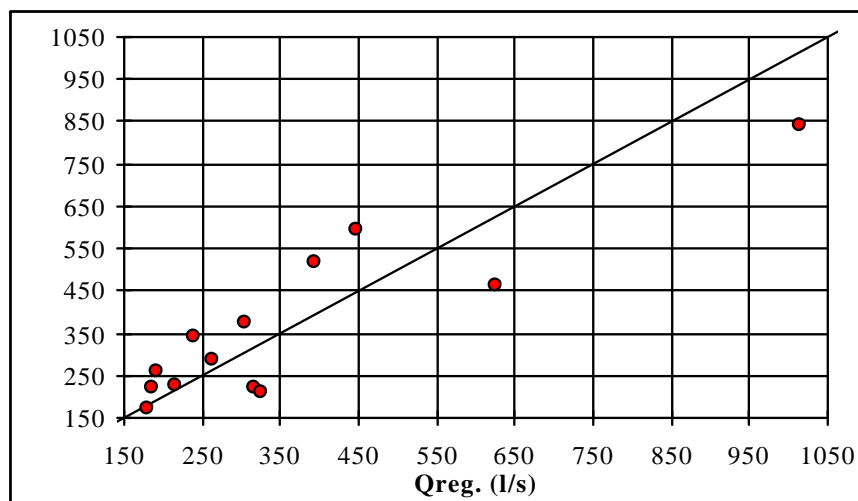


Figura 15: Caudales punta registrados y calculados para diferentes sucesos de lluvia

## 8. Análisis de la cuenca global

Con ayuda del modelo calibrado, se realizó el estudio del comportamiento de la cuenca global ante una lluvia de diseño obtenida por el procedimiento de bloques alternados, para un periodo de retorno de 10 años. Dada su proximidad se empleó la lluvia definida a partir de la Curva Intensidad-Duración-Frecuencia del observatorio de Barcelona capital. Los resultados obtenidos indicaban una entrada en presión de casi toda la red, produciéndose una salida de agua superior a los 5000 m<sup>3</sup> para una cuenca de poco más de 47 Ha, concentrándose la inundación en una serie de puntos bajos de la red. La fiabilidad de estos resultados se basa en que los parámetros que gobiernan los procesos hidrológicos e hidráulicos en la cuenca han sido obtenidos a partir de medidas in situ sobre la misma red de estudio, no estimados con tablas o ábacos que se presentan en la bibliografía de la disciplina, ni de estudios o medidas hechas en otras poblaciones.

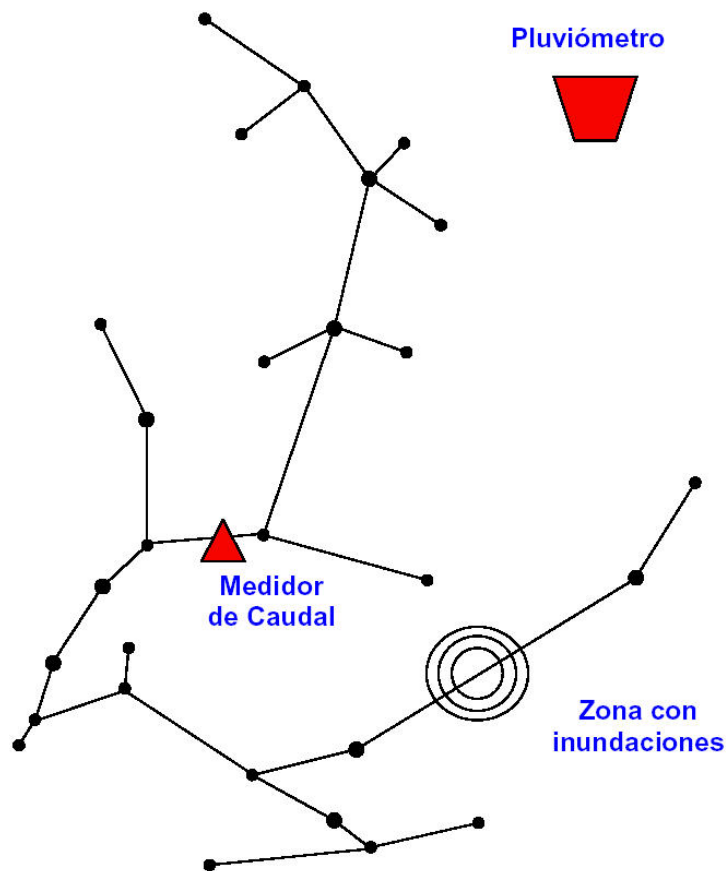


Figura 16: Esquema en planta de la red

A la vista de la situación se plantearon diferentes alternativas. En su análisis se utilizó el modelo elaborado, optándose en su caso por independizar el desagüe de los puntos bajos de la cuenca del resto de la misma, evitar el problema de inundación por posible retroceso del agua, y proponer una nueva salida al cauce más cercano (río Llobregat). La nueva propuesta analizada con ayuda de Hydro-Works, presentaba un comportamiento mucho mejor que el inicial, reduciéndose los problemas de inundación a un volumen de salida de agua de  $55 \text{ m}^3$ , del orden de un 1% del inicial para una lluvia de proyecto de 10 años de periodo de retorno. El criterio de diseño de la red admite en este caso flujo en presión, y trata de minimizar el volumen de agua que sale de la red. Se han propuesto cambios de conducto, en aras a mejorar la capacidad de desagüe de ciertos ejes, así como la creación de la nueva salida, para facilitar y mejorar el desagüe de los puntos más bajos de la cuenca.

En este apartado es donde el criterio del ingeniero o técnico responsable entra a valorar la solución más adecuada para el problema en cuestión de su cuenca. Cada población tiene unos problemas y unas soluciones específicas, diferentes unas de otras, y el conocimiento de la red combinado con una herramienta como el modelo calibrado y validado, permitiendo un rápido análisis de diferentes alternativas, es sin lugar a dudas la metodología más adecuada de solución.

## 9. Resumen y conclusiones

La aplicación del Wallingford Procedure ha producido un diseño que minimiza los volúmenes de inundación. La calidad del diseño propuesto viene fundamentada en el estudio hidrológico e hidráulico realizado, que considera los parámetros que rigen dichos comportamientos extraídos de un estudio a partir de medidas tomadas sobre la misma red de alcantarillado a rehabilitar. Como se ha visto anteriormente, son varios los beneficios derivados del hecho de contar con un procedimiento estándar de estudio de los sistemas de drenaje urbano, especialmente desarrollado para su aplicación en un determinado ámbito geográfico. Ahora bien, la falta de un procedimiento análogo al WP, más o menos oficial en ciertos ámbitos de estudio, no impide que las fases a realizar sigan una secuencia operativa similar al esquema presentado, ya que éste sistematiza un procedimiento bastante lógico.

A la vista de los resultados obtenidos se tiene una base racional para analizar los criterios de diseño empleados habitualmente en el proceso de dimensionamiento de redes de alcantarillado, coeficientes de escorrentía, etc. sobre la base de los datos finales. Un objetivo deseable sería proponer que en adelante las metodologías de análisis y rehabilitación de redes de drenaje, incluyan un periodo de medidas de campo en la red existente durante un cierto tiempo, que permita recoger un número de eventos de lluvia suficientes (5 a 7) para poder calibrar un modelo hidrológico e hidráulico de la red, validado con datos reales, sobre el que se analizarán las hipótesis de nuevas secciones, pendientes o nuevos ejes drenantes, con todos los beneficios que sobre el diseño final tendrá el hecho de trabajar con parámetros obtenidos in situ sobre la red a rehabilitar.

## 10. Referencias

- Bertrand-Krajewski, J.L., Laplace, D., Joannis, C., Chebbo, G. (2000).** *Mesures en Hydrologie Urbaine et assainissement.* TecDoc Lavoisier. París.
- Desbordes, M. (1974).** *Réflexions sur les méthodes de calcul des réseaux urbains d'assainissement pluvial.* Thèse. Montpellier.
- Flowtronic (2006).** [http://www.flow-tronic.com/portal/products/open\\_channel/](http://www.flow-tronic.com/portal/products/open_channel/)
- Gómez, M. (1988).** *Contribución al estudio del movimiento variable en lámina libre en las redes de alcantarillado. Aplicaciones.* Tesis Doctoral. ETSECCPB. Barcelona.
- Gómez, M., López, R. (1996).** *Informe final sobre el Proyecto SPRINT SP-98. DG-XII. Hydraulics Research, 1995. HYDRO-WORKS. User's Manual.* Wallingford. UK.
- Marsh-McBirney (2005).** *Understanding the Flo-Dar Flow Measuring System.* Página web. <http://www.marsh-mcBirney.net/articles/Understanding-the-Flo-Dar-Flow-Measuring-System.pdf>
- WRc (1994).** *Sewerage Rehabilitation Manual.* Water Resources Centre. Swindon. UK.