

# CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA

JOSÉ CARLOS ROBREDO SÁNCHEZ  
PROF. TITULAR DE HIDRÁULICA E HIDROLOGÍA  
E.T.S. INGENIEROS DE MONTES  
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE MADRID

# ÍNDICE

## 1.- INTRODUCCIÓN

## 2.- CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA. DATOS PRELIMINARES

### 2.1.- PRECIPITACIÓN

#### 2.1.1.- ORIGEN DE LAS PRECIPITACIONES

#### 2.1.2.- ANÁLISIS DE LA PRECIPITACIÓN. DEFINICIÓN DE LAS PRECIPITACIONES EXTREMAS

#### 2.1.3.- ANÁLISIS DE UN AGUACERO

#### 2.1.4.- VARIACIÓN ESPACIAL DE LAS PRECIPITACIONES

#### 2.1.5.- PRECIPITACIONES MEDIAS AREALES

### 2.2.- COMPLEJO SUELO-VEGETACIÓN

### 2.3.- MORFOLOGÍA

## 3.- ESCORRENTÍA

### 3.1.- COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA. FORMULAS EMPÍRICAS.

### 3.2.- ANÁLISIS DE LOS HIDROGRAMAS

### 3.3.- DISTRIBUCIÓN DE LAS PÉRDIDAS

### 3.4.- MÉTODO DEL NÚMERO DE CURVA

### 3.5.- MÉTODOS EVALUADORES DE LA INFILTRACIÓN

## 4.- CAUDALES

### 4.1.- CAUDALES DE APORTACIÓN PROCEDENTES DE INFILTRACIÓN

### 4.2.- LEYES DE FRECUENCIA APLICADAS A DATOS DE AFOROS

### 4.3.- FORMULAS EMPÍRICAS

### 4.4.- FORMULA RACIONAL

### 4.5.- CALCULO DE HIDROGRAMAS DE TORMENTA. MÉTODO DE LAS ISOCRONAS

### 4.6.- CALCULO DE HIDROGRAMAS DE TORMENTA. HIDROGRAMA UNITARIO

### 4.7.- CONDUCCIÓN DE HIDROGRAMAS

#### 4.7.1.- LAMINACIÓN EN CAUCES. MÉTODO DE MUSKINGUM

#### 4.7.2.- LAMINACIÓN EN EMBALSES. MÉTODO DE PULS

## 5.- APLICACIÓN DE LA INFORMÁTICA EN EL CAMPO DEL CALCULO DE CAUDALES

## **6.- BIBLIOGRAFÍA**

## **1.- INTRODUCCIÓN**

Se entiende por avenida la elevación de los niveles de agua en el cauce a valores no usuales, como consecuencia del crecimiento del caudal que circula por la red de drenaje. Este aumento del caudal, en la mayoría de los casos, es consecuencia de precipitaciones extraordinarias de una magnitud tal que la superficie de la cuenca no es capaz de asimilarlas en su totalidad. Estos excesos de precipitación que no se infiltran, denominados escorrentía superficial, discurren rápidamente por la red de drenaje de la cuenca concentrándose en los cauces. Esta red, a su vez, tiene una capacidad de evacuación determinada, en función de sus características. El volumen de agua que le llega en un momento dado y que no es capaz de evacuarlo en dicho momento, es almacenado en el cauce, provocando la consiguiente elevación del nivel de agua.

Visto de esta forma, el análisis de la problemática creada por el fenómeno de las avenidas se puede centrar en dos puntos diferenciados: Por un lado la generación de caudales extraordinarios, función de las precipitaciones y de las características de la cuenca, tema estudiado por la hidrología y, por otro lado, el análisis hidráulico del movimiento de dichos caudales por la red de drenaje, función del valor del caudal y de la geometría y características del tramo estudiado.

La incidencia del hombre en un proceso ya existente, y que en principio no representaría un gran problema para él si fuera por la ocupación de áreas inundables que se presentan enmascaradas por el desarrollo de la vegetación dada la característica extraordinaria de estos eventos, consiste en la modificación de las características de la cuenca, reduciendo la cubierta vegetal, y de las condiciones de circulación del flujo en el cauce, construyendo obras y modificando trazados.

Esta incidencia, antigua y cada vez más acusada, ha roto el equilibrio inicial existente y es la desencadenante de muchos, y los más importantes, procesos de erosión y degradación que se pueden encontrar en la superficie terrestre.

Para realizar un estudio de ésta problemática, se analizará en primer lugar la generación de caudales extraordinarios para, posteriormente, analizar el movimiento del agua en el cauce.

## **2.- CÁLCULO DE CAUDALES DE AVENIDA. DATOS PRELIMINARES.**

En este texto se pretende describir los modelos de estimación de los caudales, principalmente torrenciales; cómo se generan los flujos y cómo varían en el transcurso del tiempo y a lo largo del recorrido por sus cauces, incluyendo la posibilidad que en su camino encuentren embalses reguladores.

Pero estos cálculos necesitan de unos datos básicos previos. En síntesis; éstos se pueden agrupar en dos grandes bloques: los que se refieren a las precipitaciones, que exigen la definición de las variables extremas en función del período de recurrencia; y los que se encargan de estudiar la propia cuenca receptora de las precipitaciones. En ella presentan una importancia relevante el complejo suelo-vegetación y la morfología de la cuenca, parámetro este último decisivo para establecer el tiempo de concentración de la avenida.

El objetivo del cálculo de caudales consiste en estimar los valores de flujo (normalmente máximos) originados en una sección determinada de un cauce, para una precipitación concreta, que incide en la cuenca vertiente correspondiente a dicha sección.

Normalmente se trata de calcular valores máximos para el dimensionamiento de obras o estudios de inundabilidad de márgenes.

Los datos necesarios dependen de la precisión de la fórmula o método que se pretenda utilizar.

En líneas generales el proceso hidrológico es el siguiente:

- La precipitación cae sobre la cuenca con una distribución temporal y una intensidad determinadas.
- Esta precipitación bruta, al entrar en contacto con el complejo suelo vegetación, sufre unas pérdidas por retención e infiltración; quedando sobre la superficie y con libertad de movimiento una cantidad a la que llamaremos lluvia neta o escorrentía.
- Esta escorrentía discurre por los cauces originando los caudales de avenida, cuya distribución temporal dependerá de las características morfológicas de la cuenca.

Así pues, los datos que necesitamos conocer y valorar, para poder llegar a deducir valores de caudal en la sección de salida de la cuenca, son: Precipitación, Complejo suelo-vegetación y Morfología.

## 2.1.- PRECIPITACIÓN

Precipitación es el agua procedente de la atmósfera que cae sobre la superficie terrestre, ya sea en forma líquida ó sólida.

La precipitación se mide por la altura, usualmente en mm, que alcanzaría su equivalente en agua en un superficie plana y horizontal.

Para que existan precipitaciones tienen que producirse previamente en la atmósfera condensaciones.

Se considera que la atmósfera está compuesta por aire seco y vapor de agua. Esta composición es muy variable; en latitudes medias el contenido de vapor de agua oscila entorno al 1 %, en el Ecuador la cantidad media es del 2.5 % y en altas latitudes es inferior al 0.2 %. Prácticamente todo el vapor de agua se encuentra en la baja troposfera, el 90 % del mismo está en la capa atmosférica de 5 Km que yace sobre la tierra. El vapor de agua varía rápidamente con la altura.

La cantidad de agua en forma de vapor que puede contener el aire depende de la temperatura. Para que se originen precipitaciones el aire tendrá que alcanzar la saturación. Esto puede producirse de dos maneras: Por disminución de la temperatura, manteniendo constante la cantidad de vapor de agua, hasta que se alcance el *punto de rocío* ó bien añadiendo vapor de agua sin variar la temperatura, lo que implica que hayan tenido lugar evaporaciones (nieblas de ríos, etc.).

Sin embargo, para que comience la condensación en el seno del aire a una temperatura dada, no basta que se haya alcanzado la saturación, es necesario el contacto con una superficie plana de agua ó hielo.

Ocurre que, en general, se producen condensaciones en aire donde incluso no se ha alcanzado la saturación. Esto se explica por la existencia en el aire de pequeñas partículas higroscópicas, denominadas núcleos de condensación, que quedan en suspensión en la atmósfera al evaporarse gotas de agua de mar o como consecuencia de combustiones naturales y artificiales, su composición es de sales, carbón, óxidos de azufre o de nitrógeno y amoníaco sobre las cuales se forma una minúscula gota.

Si no existieran núcleos de condensación harían falta sobresaturaciones enormes para que pudieran producirse condensaciones.

### 2.1.1.- ORIGEN DE LAS PRECIPITACIONES

El enfriamiento de una masa de aire puede producirse de tres modos diferentes, lo cual permite clasificar las lluvias por su origen:

- *Ciclónicas.* Cuando chocan dos masas de aire de propiedades físicas diferentes (frente) y una de ellas asciende sobre la otra. La masa de aire ascendente sufre un enfriamiento que origina la condensación de parte del vapor de agua que transporta. Estas condensaciones producen este tipo de lluvias que van ligadas a las borrascas extratropicales.
- *Convectivas.* Una masa de aire en reposo se puede calentar en contacto con el suelo. Este aumento de temperatura origina un aumento de volumen que hace que estas masas de aire presenten una densidad menor que las circundantes y en consecuencia asciendan formando una corriente de aire ascendente. Pero al ascender, se produce un enfriamiento, del orden de  $0.5^\circ - 1^\circ$  por cada 100 m., hasta alcanzar el punto de saturación, momento en el cual el vapor de agua comienza a condensarse y origina las precipitaciones. Un ejemplo típico son las tormentas de verano.
- *Orográficas.* Una masa de aire húmedo, en su movimiento horizontal, encuentra una barrera montañosa que la obliga a ascender. Esta elevación origina un enfriamiento que desencadena condensaciones cuando se llega al punto de saturación y consecuentemente precipitaciones.

### 2.1.2.- ANÁLISIS DE LA PRECIPITACIÓN. DEFINICIÓN DE LAS PRECIPITACIONES EXTREMAS

En la hidrología torrencial tiene especial significado el binomio precipitación-tiempo. Este da lugar al concepto de aguacero. En sentido amplio se entiende por aguacero el conjunto de lluvias asociadas a una perturbación meteorológica concreta; pero en la acepción más usual del vocablo se entiende por aguacero a un período de intensa lluvia ininterrumpida y cuya duración raramente sobrepasa algunas horas.

La precipitación en el transcurso del tiempo puede medirse por su intensidad ó por la altura total de la misma. El conocimiento de la intensidad en cada momento requiere de la utilización de pluviógrafos. Normalmente no se disponen de los mencionados aparatos y lo que se utiliza habitualmente son pluviómetros, que miden alturas totales de lluvia para intervalos de tiempo relativamente grandes, comúnmente 24 horas o incluso mayores (totalizadores). En ambos casos, la precipitación registrada en cada intervalo de tiempo se supone con intensidad constante durante el mencionado intervalo, ya que no hay información de su distribución dentro de él. Esta suposición, en el caso de datos pluviométricos, se aleja mucho de la realidad y por ello se recurre a la elaboración de hietogramas sintéticos que suplan esta falta de información dentro del intervalo.

El hietograma es un gráfico que expresa las alturas de lluvia caídas por unidad de tiempo. Para representarlo, en las abscisas se lleva el tiempo en horas ó intervalos aún menores, incluso de unos cuantos minutos si interesa y en las ordenadas la lluvia caída en la unidad de tiempo elegida, medida en mm.

Además de estos conceptos imprescindibles para estudiar un aguacero, resulta interesante conocer el período de retorno del mismo; para así poder predecir, de alguna forma, cada cuanto tiempo es posible que acontezca un evento de esta naturaleza. Definir este nuevo concepto, exige considerar los aguaceros como aleatorios puros, de manera que sus valores constituyan una población estadística.

Sea  $x$  una variable, la función de densidad es  $f(x)$ ; tal que la probabilidad de que se presente un valor entre  $x$  y  $(x+\delta x)$  es  $f(x)\cdot\delta x$ .

La probabilidad que la variable aleatoria tome un valor igual ó inferior a un cierto número  $X$ , viene dada por la función de distribución  $F(X)$  de la forma que se indica:

$$F(X) = \int_{-\infty}^X f(X) dx$$

luego la probabilidad de que x sea mayor que X vendrá dada por la función complementaria:  $F_1(X)=1-F(X)$

Entonces, la probabilidad que en un año el aguacero ocurrido sea superior a  $X^T$  será  $F_1(X^T)$ . Si se determina  $X^T$  de tal modo que se verifique:

$$F_1(X^T) = \frac{1}{T}$$

siendo T un número entero, el valor de T suele recibir el nombre de período de retorno y  $X^T$  constituirá el aguacero T anual, interpretándose que sólo se superará el valor  $X^T$  una vez cada T años.

Puede demostrarse, sin embargo, que tal afirmación no implica el que  $X^T$  no se presente una ó más veces en los T años siguientes a su determinación; siendo esta probabilidad de presentación del orden de 0.632, cuando T tiende a valores muy grandes. Por otro lado, ningún período de retorno tiene una clara significación cuando T es mayor en tres ó cuatro veces el período de la serie considerada.

La distribución de frecuencias de valores máximos de un evento meteorológico depende principalmente de su naturaleza. La distribución Gumbel (1934) ha sido empleada con buenos resultados para el estudio de frecuencias de valores extremos de las variables meteorológicas, aunque en la actualidad también se utilizan otras distribuciones. De tal manera que aplicándose a los valores máximos diarios de series anuales de lluvias, se han logrado ajustes muy precisos para los mismos. Esta distribución responde a la expresión:

siendo  $F(X)$  la probabilidad de "no excedencia", es decir de que en un año no se supere un valor de precipitación X, e "y" la variable reducida:

$$F(X) = e^{-e^{-y}}$$

$$y = \alpha \cdot (X - \mu)$$

donde  $\alpha$  y  $\mu$  son unos parámetros que se obtienen de la serie de datos disponible.

Partiendo de la media  $x_m$  y de la desviación típica S de la serie de datos extremos, una de las formas de calcular estos parámetros es aplicar el siguiente sistema de dos ecuaciones:

$$X_m = \mu + \frac{0.5772}{\alpha}$$

$$S^2 = \frac{\pi^2}{6 \cdot \alpha^2}$$

Dada una determinada probabilidad, la precipitación correspondiente sería:

$$X = \frac{-Ln(-Ln(F(X)))}{\alpha} + \mu$$

Con estos criterios se establecen las precipitaciones máximas en 24 horas, para los períodos de retorno que se deseen ( 2, 5, 25, 50, 100 años etc.).

### 2.1.3.- ANÁLISIS DE UN AGUACERO

Entendemos por aguacero al conjunto de lluvias asociadas a una perturbación meteorológica. También se puede definir como el período de fuerte lluvia ininterrumpida que raramente sobrepasa una duración de algunas horas.

Este análisis implica el conocimiento de la distribución de la precipitación a lo largo del tiempo, es decir los valores de intensidad que se van sucediendo desde que comienza la lluvia hasta que acaba el evento.

$$I(t)$$

Esta información se registra mediante la utilización de pluviógrafos, en cuyas bandas se va almacenando la precipitación acumulada desde un origen de tiempo preestablecido. Para conocer la precipitación que ha tenido lugar en un determinado intervalo de tiempo basta con hallar la diferencia entre la altura de agua registrada al final de intervalo y la altura registrada al comienzo de este. La **intensidad media** asociada a uno de estos períodos de tiempo calculados se obtiene dividiendo el valor de la precipitación del intervalo por su duración. Si el intervalo considerado es muy pequeño (tiende a cero), se podría hablar de **intensidad instantánea**.

La información básica que se extrae de las bandas de pluviógrafo, para utilizarla posteriormente, consiste en valores de **intensidades medias máximas** correspondientes a distintos intervalos de tiempo. Con estos datos se elaboran las curvas de *altura-duración* ó *intensidad-duración*, que nos relacionan valores máximos de precipitación ó intensidad con distintos intervalos de tiempo.

Si sobre estos datos se realiza un estudio estadístico de probabilidad de ocurrencia, basado en datos de diversos aguaceros que hayan tenido lugar a lo largo del tiempo, se pueden elaborar curvas que relacionen, además, la probabilidad de un determinado valor. En este caso tendríamos las curvas de *altura-duración-frecuencia* ó *intensidad-duración-frecuencia*.

El análisis estadístico de probabilidad se realiza aplicando a una serie de datos determinada de valores máximos, un función de distribución de valores de este tipo como puedan ser la distribuciones Gumbel ó SQRT-max.

La inexistencia, en muchos casos, de pluviógrafos en las áreas de estudio ha llevado a la elaboración de curvas de altura-duración-frecuencia sintéticas, que se construyen basándose en valores de precipitación asociados a intervalos de tiempo de 24 horas, que son los de los que habitualmente se disponen en las estaciones meteorológicas normales, y de una serie de parámetros regionales extraídos de estudios realizados sobre estaciones completas.

En esta línea se disponen de las curvas de F. Elías Castillo y L. Ruiz Beltrán (Monografía 21 del ICONA, 1979), que se dan a continuación:

- Para duraciones de precipitación de hasta 2 horas, toman las siguientes formas:

$$X_t^T = A \cdot t \cdot (t + L)^B \cdot (1 + K(T, n) \cdot C)$$

- Para duraciones de precipitación comprendidas entre 2 y 72 horas:

$$X_t^T = A \cdot t^B \cdot (1 + K(T, n) \cdot C)$$



donde  $X_t^T$  es la variable a determinar (la precipitación en t horas, para el período de recurrencia de T años); A, es una constante a determinar en cada caso;  $K(T,n)$  es el factor de ajuste (Tabla 1); B y L son unas constantes zonales y finalmente C es el coeficiente de variación.

**TABLA 1.- VALORES DE  $K(T,n) = (y - \bar{y}) / S_n$**

Número de años	Período de retorno T (años)								
	2	5	10	15	20	25	30	50	100
10	-0.14	1.05	1.83	2.27	2.58	2.82	3.02	3.56	4.29
11	-0.14	1.03	1.81	2.25	2.55	2.79	2.98	3.52	4.24
12	-0.14	1.01	1.78	2.21	2.51	2.74	2.93	3.46	4.18
13	-0.14	1.00	1.75	2.17	2.47	2.70	2.89	3.40	4.11
14	-0.14	0.98	1.72	2.14	2.44	2.66	2.85	3.36	4.05
15	-0.14	0.96	1.70	2.12	2.41	2.63	2.81	3.32	4.00
16	-0.14	0.95	1.68	2.09	2.38	2.60	2.78	3.28	3.96
17	-0.14	0.94	1.67	2.07	2.36	2.58	2.76	3.25	3.93
18	-0.15	0.93	1.65	2.06	2.33	2.56	2.73	3.22	3.89
19	-0.15	0.92	1.64	2.04	2.32	2.54	2.72	3.20	3.87
20	-0.15	0.92	1.62	2.02	2.30	2.52	2.69	3.18	3.84
21	-0.15	0.91	1.61	2.01	2.29	2.50	2.67	3.16	3.81
22	-0.15	0.90	1.60	2.00	2.27	2.48	2.66	3.14	3.79
23	-0.15	0.90	1.59	1.98	2.26	2.47	2.64	3.12	3.77
24	-0.15	0.89	1.58	1.97	2.25	2.46	2.63	3.10	3.75
25	-0.15	0.88	1.58	1.96	2.23	2.44	2.61	3.09	3.73
26	-0.15	0.88	1.57	1.95	2.22	2.43	2.60	3.07	3.71
27	-0.15	0.88	1.56	1.94	2.21	2.42	2.59	3.06	3.70
28	-0.15	0.87	1.55	1.94	2.20	2.41	2.58	3.05	3.69
29	-0.15	0.87	1.55	1.93	2.20	2.40	2.57	3.04	3.67
30	-0.15	0.86	1.54	1.92	2.19	2.39	2.56	3.03	3.65

FUENTE: ELÍAS CASTILLO F. & RUIZ BELTRÁN L. (1979) "Precipitaciones máximas en España", pág 525, Monografía núm. 21, ICONA.

En la Tabla 2 se recogen los valores de los coeficientes determinados por los autores mencionados.

La constante A se vuelve a calcular con el fin de ajustar las expresiones a los datos actualizados que se dispongan en cada caso.

De esta forma es posible estimar las precipitaciones máximas para diferentes intervalos de tiempo, referidas a distintos períodos de retorno.

**TABLA 2.**

	t > 2 h.		t < 2 h.		
	B	C	B	C	L
ALBACETE	0.34	0.36	-0.75	0.48	0.00
ALICANTE	0.29	0.36	-0.98	0.46	0.40
ALMERÍA	0.25	0.50	-0.82	0.53	0.30
BADAJOS	0.29	0.42	-0.57	0.42	0.00
BARCELONA	0.27	0.41	-1.03	0.39	0.45

	t > 2 h.		t < 2 h.		
CÁCERES	0.29	0.48	-0.69	0.37	0.00
IGUELDO	0.42	0.30	-0.64	0.42	0.00
LA CORUÑA	0.35	0.29	-0.55	0.36	0.00
PONFERRADA	0.39	0.32	-0.61	0.46	0.00
LOGROÑO	0.27	0.30	-1.16	0.36	0.35
MADRID	0.24	0.29	-0.96	0.39	0.20
MURCIA	0.29	0.44	-1.02	0.40	0.40
VIGO	0.51	0.36	-0.61	0.39	0.00
MATACÁN	0.28	0.35	-1.14	0.43	0.45
SORIA	0.31	0.32	-1.02	0.43	0.25
TOLEDO	0.23	0.27	-0.88	0.36	0.10
TORTOSA	0.27	0.47	-0.48	0.49	0.00
VALENCIA	0.26	0.62	-0.83	0.51	0.35
VALLADOLID	0.29	0.31	-0.68	0.41	0.00
ZARAGOZA	0.25	0.41	-1.19	0.43	0.40

Para este mismo fin, J.R. TEMEZ en la publicación "Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales" (pág. 53) utiliza la siguiente expresión:

$$\frac{I_t}{I_d} = \left( \frac{I_1}{I_d} \right)^{\left( \frac{28^{0.1-t^{0.1}}}{28^{0.1}-1} \right)}$$

donde:

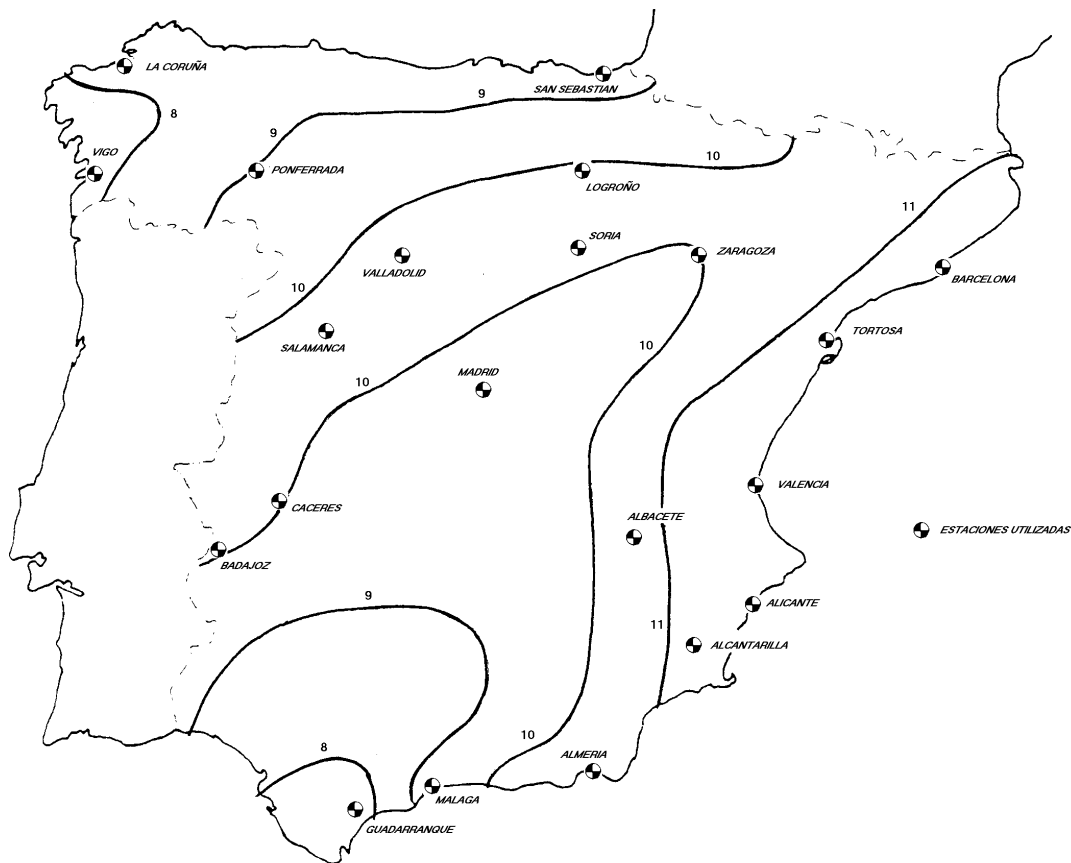
- t, duración del intervalo de tiempo para el cual se pretende calcular la intensidad máxima.
- I<sub>t</sub>, intensidad media máxima para una duración de t horas.
- I<sub>d</sub>, intensidad media diaria correspondiente a una precipitación máxima en 24 horas con una recurrencia determinada.
- I<sub>1</sub>/I<sub>d</sub>, parámetro regionalizado que relaciona la intensidad máxima en una hora con la intensidad máxima diaria. Su valor oscila entre 8 y 11 según muestra la figura 1.

Si expresamos esta fórmula en los términos utilizados por Elías Castillo y Ruiz Beltrán tendremos:

$$X_t^T = t \cdot \frac{X_{24}^T}{24} \cdot \left( \frac{I_1}{I_d} \right)^{\left( \frac{28^{0.1-t^{0.1}}}{28^{0.1}-1} \right)}$$

Pero el conocimiento de los valores máximos que se puedan presentar no es lo único que hay que tener en cuenta si se pretende diseñar una tormenta.

Si no se dispone de información real, relativa a la mencionada distribución de intensidades, se recurre a la elaboración de hietogramas sintéticos.



**Figura 1.**

El diseño de los aguaceros es muy importante. La distribución de intensidades dentro de la tormenta condiciona en gran medida la generación de escorrentía. Si las intensidades mayores tienen lugar al principio del aguacero, gran parte de este agua quedará retenido en la superficie, ya sea por intercepción (en los primeros momentos, la superficie de la vegetación y del suelo está seca y es capaz de retener cierta cantidad de agua) o por infiltración (al principio los valores de capacidad de infiltración son relativamente altos y van disminuyendo según pasa el tiempo). Esto implica que las cantidades de agua que escurren libremente por la superficie, encauzándose hacia la red de drenaje, sean pequeños y, por consiguiente, los caudales generados sean relativamente bajos (aunque puedan mantenerse a lo largo de importantes períodos de tiempo). Si por el contrario las intensidades mayores se producen al final del aguacero, cuando el suelo está saturado y la infiltración es mínima, la mayor parte de estos volúmenes de agua escurrirán libremente y originarán elevadas concentraciones de agua en los cauces en cortos intervalos de tiempo. En estos casos los caudales punta son mucho más importantes, aunque no se prolonguen en el tiempo.

Lo normal es situarse en una posición intermedia, en la cual las intensidades máximas se sitúan en los intervalos de tiempo centrales de la tormenta.

Un buen ejemplo puede ser el siguiente:

HIETOGRAMA TIPO	
Intervalos (horas)	Incrementos de lluvia (mm)
0 - 1	0.15 $\delta$
1 - 2	0.17 $\delta$
2 - 3	0.19 $\delta$
(a) 3 - 3.5	$P_{0.5}$
3.5 - 4	$P_1 - P_{0.5}$
(b) 3 - 4	$P_1$
4 - 5	0.32 $\delta$
5 - 6	0.17 $\delta$
(a) Tiempo de concentración < 2.5 horas	
(b) Tiempo de concentración > 2.5 horas	

donde:  $\delta = P_6 - P_1$ ;  $P_6$ , representa la precipitación máxima en 6 horas;  $P_1$ , la precipitación máxima en 1 hora y  $P_{0.5}$ , la precipitación máxima en media hora. Este último valor se utiliza solo cuando el tiempo de concentración de la cuenca es inferior a 2.5 horas.

#### 2.1.4.- VARIACIÓN ESPACIAL DE LAS PRECIPITACIONES

Los datos registrados en las estaciones meteorológicas son puntuales y en muchas ocasiones condicionados por su situación geográfica, al tener que localizarse en puntos de en los que sea fácil mantener una lectura periódica de las variables que se estén analizando.

A este punto hay que añadir que la densidad de pluviómetros que cubre las zonas correspondientes a cuencas montañosas, a menudo es menor de lo deseable, sobre todo por la falta de población de estas regiones.

Por esta razón, la extrapolación de estos valores puntuales al área circundante tiene que realizarse con cuidado.

Los valores de precipitación que se presentan en un punto cualquiera de la cuenca, dependen mucho del factor relieve y de la dirección de los vientos dominantes, sobre todo en las cuencas de montaña.

En general, las precipitaciones atmosféricas sobre las regiones montañosas no son bien conocidas, a pesar de la importancia que representan como cabeceras de los ríos, y por tanto las que alimentan de forma importante a estos.

Se sabe que las precipitaciones aumentan, en general, con la altura. Al aumento de precipitación por 1 m de elevación se denomina *gradiente hipsométrico de precipitaciones*. Este gradiente es positivo hasta una cierta altura, por encima de esta cambia el signo. A este punto se le llama *punto crítico de inversión* y su situación depende de muchos factores (orientación de la montaña, proximidad al océano, etc.). Este fenómeno tiene mayor importancia cuanto mayor sea la el componente de tipo orográfico en la génesis de las precipitaciones de la zona.

Como valor orientativo para España, esta variación puede encontrarse entorno al 8 % por cada 100 m., salvo en los meses de julio y agosto en los cuales este gradiente es prácticamente nulo (Gandullo 1985)

### 2.1.5.- PRECIPITACIONES MEDIAS AREALES

Cuando se pretende realizar un balance precipitación-aportación sobre una cuenca, es básico aplicar un valor de precipitación media lo más real posible para que los valores de evapotranspiración, infiltración, etc. no estén condicionados a un error importante de magnitud debido a una precipitación mal estimada.

En este sentido, hay que recurrir a métodos de extrapolación de los datos puntuales que nos proporcionan las estaciones meteorológicas y, teniendo en cuenta las características de la cuenca, estimar una distribución espacial de la precipitación para poder calcular un valor medio.

Los métodos más utilizados son los siguientes:

- Media aritmética.
- Polígonos de Thiessen.
- Cálculo de isohietas.
- Polígonos de Thiessen modificado.
- Métodos distribuidos basados en elementos finitos.

#### *Media aritmética*

Este método consiste en considerar la precipitación media como el valor medio de las precipitaciones puntuales registradas en los observatorios que afectan a la cuenca de estudio.

Es el procedimiento más sencillo pero carece de cualquier ponderación basada en consideraciones geográficas.

Se puede emplear para realizar estimaciones previas, en zonas donde no existan variaciones importantes en los valores medidos, y de esta forma obtener valores medios de manera rápida.

#### *Polígonos de Thiessen*

El método consiste en asignar a cada estación un área formada por todos aquellos puntos de la cuenca cuya distancia a la estación considerada sea la menor comparada con las distancias a los otros observatorios. Representa una asignación de valores por proximidad.

Atendiendo a lo expuesto anteriormente se elaboran los Polígonos de Thiessen. Una vez determinados los perímetros, se planimetrizan las áreas correspondientes a las zonas de influencia de cada estación meteorológica.

El valor medio sobre la cuenca vendrá definido por la media ponderada por superficies.

$$P = \frac{S_1 \cdot P_1 + \dots + S_n \cdot P_n}{A}$$

donde:

P,	precipitación media sobre la cuenca
A,	área de la cuenca
S <sub>i</sub> ,	superficie del polígono asociado a la estación <i>i</i>
P <sub>i</sub> ,	precipitación registrada en la estación <i>i</i>
n,	número de estaciones consideradas

Este método puede aplicarse en zonas no muy montañosas en las que exista una densidad de pluviómetros aceptable.

#### *Cálculo de isohietas*

El método consiste en el trazado de isolíneas de igual precipitación partiendo de los valores registrados en las estaciones, pero teniendo en cuenta el relieve de la cuenca, considerando que los puntos situados en una cadena montañosa a una altitud similar, tienen una precipitación parecida debido a las lluvias de tipo orográfico.

Una vez trazadas las isohietas con un intervalo preestablecido, para establecer el valor medio sobre la cuenca, se planimetrizan las superficies entre isohietas y, al igual que se realizaba en el método de los polígonos de Thiessen, se calcula la media, ponderada por superficies, de los valores medios entre isohietas.

La expresión del valor medio es la misma que en el caso de los polígonos de Thiessen, solo que:

- n, número de isolíneas trazadas
- i, franja entre isohietas contiguas, de 0 a n.
- s<sub>i</sub>, superficie de la franja i, entre las isohietas i e i+1
- h<sub>i</sub>, precipitación correspondiente a la isohieta i
- p<sub>i</sub>, precipitación media sobre la superficie i

$$p_i = \frac{h_i + h_{i+1}}{2}$$

#### *Polígonos de Thiessen modificado*

Este método se basa en integrar la simplicidad de los polígonos de Thiessen para obtener valores medios, una vez determinadas las áreas de influencia, con la información más real que suministran las isohietas.

En el método de los polígonos de Thiessen, cada una de las precipitaciones se ve afectada por el coeficiente  $k_i = s_i/A$ . En esta modificación se añade un término corrector basado en la elaboración de un mapa de isohietas medio. A este mapa se superpone el mapa de polígonos de Thiessen ya calculado y en cada una de las áreas de influencia de las estaciones se determina un valor medio de precipitación obtenido del trazado de isohietas ( $N_i$ ). Si  $M_i$  representa la precipitación registrada en la estación i a partir de la cual se ha elaborado el mapa de isolíneas, el valor del coeficiente corrector será  $c_i = N_i/M_i$ .

La expresión para obtener el valor medio correspondiente a cualquier tipo de precipitación registrada en las estaciones será:

$$P = \sum c_i \cdot k_i \cdot p_i$$

#### *Métodos distribuidos basados en elementos finitos*

La potencia de cálculo de los ordenadores actuales permite recurrir a métodos en los que haya que realizar gran cantidad de operaciones que no sería viable afrontar si su utilización.

Esta forma de cálculo consiste en dividir la cuenca en pequeñas partes o elementos (se puede utilizar una malla de cuadrículas regulares) sobre los cuales se establecen unos valores de precipitación a partir de los valores registrados en los observatorios. Estos valores se corrigen en función de la diferencia de altitud y orientación del elemento, en base a unos gradientes preestablecidos.

Los valores medios de precipitación se obtendrían por integración de las precipitaciones elementales calculadas en cada punto concreto de la cuenca.

Este método tiene el inconveniente del gran volumen de datos necesarios para poder realizar un buen cálculo, y como consecuencia no es un procedimiento práctico.

En general, todos los métodos de estimación de valores medios para cuencas a partir de los valores puntuales que suministran las estaciones meteorológicas, aumentan su precisión si:

- Aumenta la densidad de pluviómetros.
- Cuanto mayor sea el intervalo de tiempo considerado.
- Cuanto mayor sea la extensión del área considerada.

## 2.2.- COMPLEJO SUELO-VEGETACIÓN

No toda la precipitación (P) que llega a la superficie de la tierra produce escorrentía, dado que una parte es interceptada por la vegetación y por las microdepresiones del terreno (It+M), otra se evapora (E), parte también se infiltra en el suelo (I), y por último está la que genera la escorrentía, que se conoce también como precipitación neta o simplemente escorrentía ( $P_{\text{neta}} = Q$ ). En síntesis se establece el siguiente balance:

$$P_{\text{neta}} = P - (It + M) - E - I$$

Es fácil observar que la precipitación neta depende fundamentalmente de dos factores: la cuantía real de las precipitaciones meteorológicas, por un lado, y de las características de la propia cuenca receptora por otro; dentro de esta última tiene especial importancia el complejo hidrológico suelo-vegetación, determinante de la magnitud del término (It+M) y del término I.

La valoración de la cantidad de agua que escurre se puede realizar por diferentes métodos; desde el coeficiente de escorrentía, hasta análisis de la velocidad de infiltración.

El método del Número de Curva, que se describirá en un apartado posterior, es uno de los más utilizados. Fue elaborado por U.S.D.A. Soil Conservation Service y se basa en la estimación directa de la escorrentía superficial de una lluvia aislada, a partir de las características del suelo, el uso de éste, su cubierta vegetal y del aprovechamiento a que está sometida esta última.

Se supone que cada uno de los complejos suelo-vegetación se comporta, desde el punto de vista de la infiltración, de una misma forma frente a una precipitación.

A cada tipo de complejo suelo-vegetación se le asigna un valor, llamado Número de Curva o Número Hidrológico, que define sus condiciones hidrológicas. Para esta asignación se utilizan tablas elaboradas al efecto.

Como cabe suponer, es necesario el conocimiento de la distribución de la vegetación y del tipo de suelo, para lo cual se hace imprescindible disponer de la correspondiente cartografía.

### 2.3.- MORFOLOGÍA

La importancia del relieve en la génesis de los caudales es decisiva, dado que es un factor determinante de la velocidad con la que van a circular las aguas sobre la superficie y, por tanto, de la rapidez de respuesta de la cuenca ante las precipitaciones.

En la Figura 2 se muestran diferentes tiempos característicos, que se pueden considerar analizando la respuesta de la cuenca, en forma de caudales, ante una precipitación determinada; de todos ellos el más significativo en el parámetro conocido por Tiempo de Concentración.

Este parámetro representa el tiempo que tardaría una gota de agua, caída en el punto de la cuenca hidrológicamente más alejado de la sección de salida, en recorrer el camino que la separaría de la mencionada sección.

Para su cálculo se utilizan datos morfológicos y de relieve, como son la diferencia máxima de cotas y la longitud del cauce principal que drena la cuenca. También, en ocasiones, se utilizan datos como son el Número de Curva, anteriormente mencionado, que hace intervenir de algún modo a la vegetación existente en el territorio analizado.

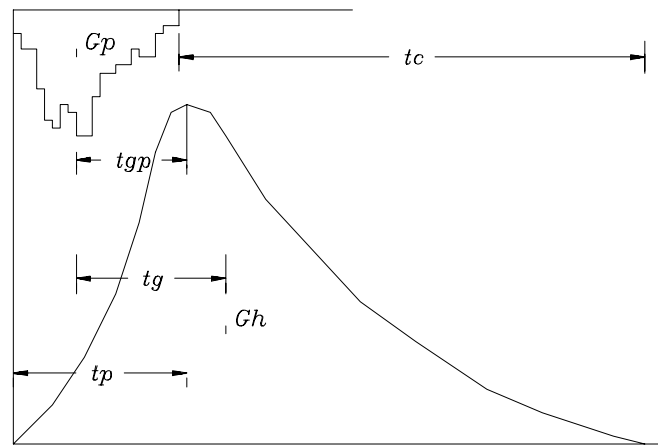


Figura 2.

- $G_p$ , centro de gravedad de la precipitación neta
- $G_h$ , centro de gravedad del hidrograma
- $t_c$ , tiempo de concentración; tiempo que tarda en llegar, a la sección de salida de la cuenca, el agua que cae en el punto hidrológicamente más alejado.
- $t_g$ , tiempo que transcurre entre el centro de gravedad de la precipitación y el centro del hidrograma.
- $t_p$ , tiempo que tarda en alcanzarse el caudal punta.
- $t_{gp}$ , tiempo entre el centro de gravedad de la precipitación y el momento del máximo caudal (caudal punta).

En las cuencas naturales se ha comprobado que la relación entre  $t_g$  y  $t_c$  oscila poco y su valor está entorno a 0.45.

$$\frac{t_g}{t_c} = 0.45$$

También se ha observado que la relación entre  $t_{gp}$  y  $t_c$  oscila entorno a 0.35 aunque con una mayor variación de unas cuencas a otras.



Estas relaciones dependen de la expresión utilizada para el cálculo del Tiempo de Concentración.

Para el mencionado cálculo existen, entre otras, las siguientes fórmulas:

- *Fórmula de Kirpich o de California*

$$t_c = \left( \frac{0.87 \cdot L^3}{H} \right)^{0.385}$$

L, longitud del cauce principal en Km.  
H, desnivel correspondiente a L en m.

$$t_{gp}/t_c = 0.60$$

- *Fórmula de Ven Te Chow*

$$t_c = 0.274 \cdot \left( \frac{L}{\sqrt{J}} \right)^{0.64}$$

L, longitud del cauce principal en Km.  
J, pendiente media del cauce principal

$$t_{gp}/t_c = 0.35$$

- *Fórmula de Giandotti*

$$t_c = \frac{4 \cdot \sqrt{A} + 1.5 \cdot L}{25.3 \cdot \sqrt{J \cdot L}}$$

L, longitud del cauce principal en Km.  
J, pendiente media del cauce principal  
A, área de la cuenca en Km<sup>2</sup>

$$t_{gp}/t_c = 0.60$$

- *Fórmula del U.S. Corps of Engineers*

$$t_c = 0.28 \cdot \left( \frac{L}{\sqrt[4]{J}} \right)^{0.76}$$

L, longitud del cauce principal en Km.  
J, pendiente media del cauce principal

$$t_{gp}/t_c = 0.35$$

- *Fórmula del S.C.S.*

$$t_c = 0.071 \cdot \left( \frac{L^{0.8}}{\sqrt[4]{J}} \right) \cdot \left( \frac{1000}{NC - 9} \right)^{0.7}$$

L, longitud del cauce principal en Km.  
J, pendiente media del cauce principal  
NC, Número de Curva medio de la cuenca

$$t_{gp}/t_c = 0.35$$

### 3.- ESCORRENTÍA

La escorrentía es la parte de la precipitación que llega a la red hidrográfica de la cuenca y discurre por ella dando lugar a los caudales líquidos.

Podemos distinguir dos tipos de escorrentías generadoras de caudales: En primer lugar tenemos las escorrentías rápidas, que discurren por la superficie del terreno y por tanto llegan a los cauces en poco tiempo; estos volúmenes de agua son los causantes de los caudales punta de las avenidas. En segundo lugar están las escorrentías subsuperficiales y subterráneas que alimentan los cauces de una forma lenta y dan como resultado el caudal base que discurre por la red entre tormenta y tormenta.

El valor real de la escorrentía superficial directa que circula por la superficie del terreno hacia los cauces solo puede determinarse de una forma experimental mediante la instalación de pluviómetros en la propia cuenca y por aforos de caudales en la red.

Los factores que intervienen en la escorrentía son numerosos y pueden citarse como principales, entre otros, los siguientes:

- Factores agroclimáticos. Cantidad; intensidad y duración de la lluvia; distribución de la precipitación respecto al tiempo y al área de la cuenca; condiciones precedentes de humedad en el suelo; intercepción causada por la cubierta vegetal, variable según la especie y densidad de la vegetación, época del año, etc; valor de la evapotranspiración que es variable según la temperatura; presión y humedad atmosférica; radiación solar; humedad del suelo; etc.

- Factores fisiográficos. Entre estos cabe destacar la extensión; forma y pendiente media de la cuenca de recepción en estudio; condiciones de la superficie del terreno: como, por ejemplo, geología, tipo de suelo, permeabilidad, labores de cultivo; densidad de la red hidrológica y capacidad de evacuación de la misma, etc.

Los métodos de cálculo existentes vienen condicionados en muchos casos al tipo de datos de los que se dispone.

Estos métodos van desde el coeficiente de escorrentía hasta la evaluación del valor de la infiltración en el tiempo a lo largo de la tormenta, pasando por el método del Número de Curva o Número Hidrológico.

### 3.1.- COEFICIENTE DE ESCORRENTÍA. FORMULAS EMPÍRICAS.

Existen diversas fórmulas empíricas basadas en datos experimentales y que determinan la escorrentía total generada por las cuencas de recepción. La simplicidad con que se trata el fenómeno en estos casos hace que los resultados tengan un valor orientativo para períodos de tiempo suficientemente amplios, siendo desaconsejable su uso con series meteorológicas cortas o con grandes lagunas.

Cuantos menos factores o parámetros intervienen en la fórmula, más sencilla resulta de aplicar, pero ofrece menos garantía.

#### - Fórmula de Becerril.

Proporciona directamente la aportación anual y se suele aplicar en anteproyectos de grandes cuencas.

$$A = \beta \cdot \frac{P^{2/3} \cdot S}{1000}$$

Donde:

A,	aportación de la cuenca en Hm3.
P,	precipitación anual en mm.
S,	superficie de la cuenca en Km2.
$\beta$ ,	coeficiente definidor del tipo de escorrentía para el que se dan los siguientes valores:

- Regiones muy secas (La Mancha)	0.007
- Regiones secas (Páramos)	0.010
- Regiones medianamente húmedas (Guadarrama)	0.012 a 0.014
- Regiones lluviosas (Cantábrico)	0.013 a 0.016
- Regiones muy lluviosas (Pirineos)	0.018 a 0.020

La dificultad para la aplicación de esta fórmula radica en la apreciación del tipo de pluviometría.

#### - Fórmula de Coutagne

Proporciona directamente la escorrentía anual en metros de altura de agua y puede aplicarse en anteproyectos de cuencas medianas. Se basa en la determinación de la evapotranspiración potencial según la expresión

$$ET = P - \mu \cdot P^2$$

en donde; P es la precipitación anual neta, es decir, la precipitación total menos la infiltración que puede evaluarse en un 10 % de la precipitación total media anual en metros, mientras que  $\mu$  viene dado por la fórmula

$$\mu = \frac{1}{0.8 + 0.14 \cdot T}$$

siendo T la temperatura media de la cuenca en grados centígrados.

En esta fórmula se tiene que cumplir que

$$\frac{1}{8 \cdot \mu} \leq P \leq \frac{1}{2 \cdot \mu}$$

Deduciéndose finalmente:

$$A = P - ET$$

Si aplicamos esta fórmula a un número suficientemente largo de años (15 por lo menos) puede obtenerse la aportación media de la cuenca como la media aritmética de las aportaciones anuales. Si se compara este valor medio obtenido con la precipitación media del período de años de estudio, se puede obtener el coeficiente medio de escorrentía anual.

- *Fórmula de Turc.*

Esta expresión proporciona el coeficiente de escorrentía medio anual sobre datos de precipitación media en mm. y la temperatura media en grados centígrados de la cuenca.

El déficit hidrológico según Turc viene dado por

$$D = \frac{P}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{P}{L}\right)^2}}$$

en la que P es la precipitación media en mm;  $L=300+25 \cdot T+0.05 \cdot T^3$  en donde T es la temperatura media. Con todo esto el coeficiente de escorrentía viene dado por

$$C = \frac{P - C}{P}$$

### 3.2.- ANÁLISIS DE LOS HIDROGRAMAS

De este análisis se obtiene una aproximación del valor que puede tomar la escorrentía superficial o escorrentía rápida que es evacuada por la red hidrográfica en breve tiempo tras la tormenta.

Este método solo se puede aplicar en aquellos lugares en donde se disponga de aforos con el detalle suficiente (limnigrafos) que permita la construcción de los hidrogramas de tormenta.

A cada uno de los hidrogramas que se disponga, se le hace un análisis. Este análisis consiste en separar, por un lado, la superficie del hidrograma correspondiente al volumen de agua cuyo origen es la escorrentía superficial, y, por otro, la correspondiente al caudal base del río, originado por escorrentías lentas provenientes también de otras precipitaciones anteriores.

La distribución de estos volúmenes tiene la forma que se muestra en la Figura 3.

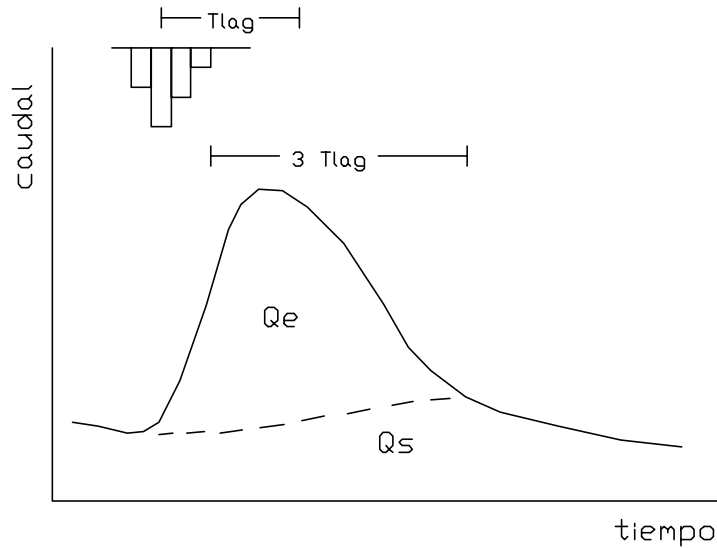


Figura 3.

El comienzo de la escorrentía superficial coincide con el comienzo de la precipitación (también se puede identificar con el comienzo de la curva ascendente del hidrograma) y finaliza aproximadamente, a tres veces el tiempo de retraso ( $T_{lag}$ ), contado a partir del final de la precipitación. El tiempo de retraso es un parámetro que se obtiene del hidrograma y representa el tiempo transcurrido entre el "centro de gravedad" de la precipitación y la punta del hidrograma.

Planimetrando la superficie  $Q_e$  indicada en la Figura 3, de cada uno de los hidrogramas de que dispongamos y relacionándolos con las precipitaciones correspondientes, se puede establecer una regresión no lineal entre ambos valores.

De esta forma, es posible conocer que escorrentía superficial originan diferentes precipitaciones en cuencas de similares características a la utilizada para realizar la mencionada regresión.

### 3.3.- DISTRIBUCIÓN DE LAS PÉRDIDAS

Utilizando los métodos anteriores, podemos conocer el valor de la escorrentía y, por diferencia con la precipitación total, también podemos conocer el agua retenida por el terreno.

A este concepto lo vamos a denominar pérdidas. No se debe interpretar como pérdidas de agua no recuperables, sino como una parte de la precipitación que no alimenta de una forma rápida la red de cauces y por consiguiente no participa en la generación de caudales punta de tormenta.

De estas pérdidas se conoce su valor total, pero no sabemos como se distribuyen a lo largo del tiempo.

Si nuestra intención es utilizar métodos analíticos para calcular hidrogramas correspondientes a precipitaciones concretas, de las cuales conocemos su distribución (hietogramas), es preciso conocer en cada instante qué parte de la precipitación escurre y que parte se infiltra.

Se pueden seguir dos caminos a la hora de realizar la distribución del valor global de pérdidas calculadas:

- Repartición uniforme. Consiste en dividir las pérdidas en partes iguales a lo largo de todos los intervalos de precipitación (Figura 4).

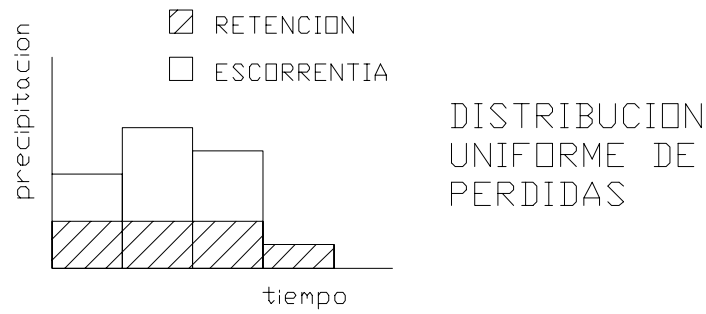


Figura 4.

- Repartición proporcional. Como su nombre indica, las pérdidas se distribuyen proporcionalmente a la precipitación que caiga en cada momento (Figura 5).



Figura 5.

Es patente que ninguno de los dos métodos refleja de un modo fiel la realidad del fenómeno. Con el fin de mejorar algo estas distribuciones se puede considerar que hay unas pérdidas iniciales o umbral de escorrentía, por debajo del cual no se origina escorrentía superficial. Así pues, en los primeros intervalos de precipitación todo son pérdidas hasta que se sobrepase este valor crítico. A partir de este momento se puede continuar por cualquiera de los dos métodos anteriormente descritos.

### 3.4.- MÉTODO DEL NÚMERO DE CURVA

A nivel de proyecto, la escorrentía deberá calcularse utilizando algún método más riguroso que el que proporciona las fórmulas empíricas anteriormente expuestas, recomendándose la utilización del Número de Curva.

Este método fue elaborado por U.S. Soil Conservation Service y se basa en la estimación directa de la escorrentía superficial de una lluvia aislada a partir de las características del suelo, uso del mismo y de su cubierta vegetal.

Suponemos que cada uno de los complejos suelo-vegetación se comporta de una misma forma frente a la infiltración.

En un complejo suelo-vegetación totalmente impermeable toda la precipitación se convierte en escorrentía superficial. Esta respuesta se puede representar gráficamente como muestra la Figura 6.

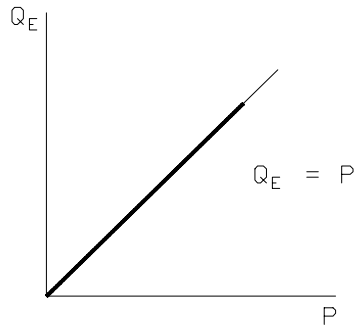


Figura 6.

Por el contrario un complejo totalmente permeable no daría escorrentía fuera cual fuere el valor de la precipitación (Figura 7).

Entre estos dos casos extremos podemos tener infinitas respuestas de escorrentía superficial ante una precipitación según el tipo de asociación suelo-vegetación.

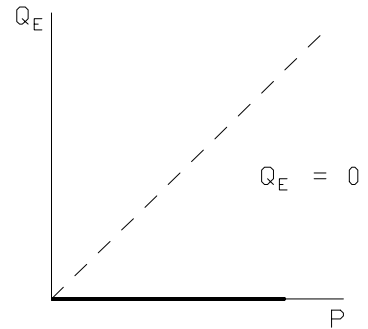


Figura 7.

Cada una de estas curvas intermedias consta de dos partes diferenciadas; la primera es un valor umbral de precipitación (al que llamaremos  $P_0$ ) por debajo del cual

toda la precipitación es interceptada por el complejo suelo-vegetación y por tanto la escorrentía superficial es nula. Superado el valor de  $P_0$ , entramos en la segunda parte de la curva, en la cual el valor de la escorrentía en relación con la precipitación va aumentando y llegando a valores muy altos de la precipitación la curva tiende asintóticamente a una inclinación de tangente igual a la unidad (Figura 8). Esto significa que, para valores muy altos de precipitación, el suelo está tan saturado de agua que un incremento de lluvia se traduce en un incremento de la misma magnitud en escorrentía.

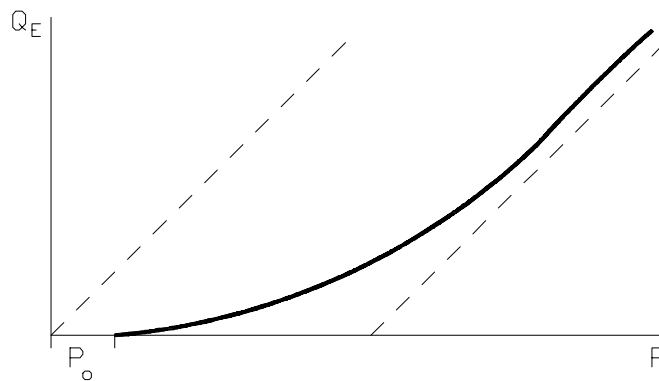


Figura 8.

A cada tipo de complejo suelo-vegetación se le asigna un valor, llamado Número de Curva o Número Hidrológico, que define sus condiciones hidrológicas. Para esta asignación utilizamos la Tabla 3.

Los suelos se clasifican en uno de los cuatro grupos siguientes:

- Grupo I (A). Es el que ofrece menor escorrentía. Incluye los suelos que presentan mayor permeabilidad, incluso cuando están saturados. Comprenden los terrenos profundos, sueltos, con predominio de arena o grava y con muy poco limo o arcilla.
- Grupo II (B). Incluye los suelos de moderada permeabilidad cuando están saturados, comprendiendo los terrenos arenosos menos profundos que los del Grupo I, aquellos otros de textura franco-arenosa de mediana profundidad y los francos profundos.
- Grupo III (C). Incluye los suelos que ofrecen poca permeabilidad cuando están saturados

- Grupo IV (D). Es el que ofrece mayor escorrentía. Incluye los suelos que presentan gran impermeabilidad, tales como los terrenos muy arcillosos profundos con alto grado de tumefacción, los terrenos que presentan en la superficie o cerca de la misma una capa de arcilla muy impermeable y aquellos otros con subsuelo muy impermeable próximo a la superficie.

Tabla 3

**NÚMEROS DE CURVA PARA LAS DIFERENTES CONDICIONES SUELO-VEGETACIÓN (Condición II de humedad precedente)**

Clase	Cubierta del suelo		Grupos hidrológicos del suelo			
	Laboreo	Condiciones para la infiltración	A	B	C	D
Barbecho	---	---	77	86	91	94
Cultivos alineados	R	Pobres	72	81	88	91
	R	Buenas	67	78	85	89
	C	Pobres	70	79	84	88
	C	Buenas	65	75	82	86
	C-T	Pobres	66	74	80	82
	C-T	Buenas	62	71	78	81
Cultivos no alineados o con surcos pequeños o mal definidos	R	Pobres	65	76	84	88
	R	Buenas	63	75	83	87
	C	Pobres	63	74	82	85
	C	Buenas	61	73	81	84
	C-T	Pobres	61	72	79	82
	C-T	Buenas	59	70	78	81
Cultivos densos de leguminosas o prados en alternativa	R	Pobres	66	77	84	88
	R	Buenas	58	72	81	85
	C	Pobres	64	75	83	85
	C	Buenas	55	69	78	83
	C-T	Pobres	63	73	80	83
	C-T	Buenas	51	67	76	80
Pastizales (pastos naturales)	---	Pobres	68	79	86	89
	---	Regulares	49	69	79	84
	---	Buenas	39	61	74	80
	C	Pobres	47	67	81	88
	C	Regulares	25	59	75	83
	C	Buenas	6	35	70	79
Prados permanentes	---	---	30	58	71	78
Montes con pastos (ganadero-forestal)	---	Pobres	45	66	77	83
	---	Regulares	36	60	73	79
	---	Buenas	25	55	70	77
Bosques (forestal)	---	Muy pobres	56	75	86	91
	---	Pobres	46	68	78	84
	---	Regulares	36	60	70	76
	---	Buenas	26	52	63	69
	---	Muy buenas	15	44	54	61
Caseríos	---	---	59	74	82	86
Caminos en tierra	---	---	72	82	87	89
Caminos en firme	---	---	74	84	90	92



En cuanto a la cubierta vegetal se establecen distintas clases con gradaciones, de pobres a buenas para la infiltración, en sus condiciones hidrológicas. Cuanto más denso es el cultivo, mejor es su condición hidrológica para la infiltración y menor es el valor del número N representativo de la escorrentía.

A continuación se exponen algunas aclaraciones, en relación con dicha clasificación:

*Laboreo del terreno.*- La forma en que se realice las labores del terreno influyen en la escorrentía, de modo que en la clasificación expuesta, las letras que aparecen en la segunda columna, tienen el siguiente significado.

R = Cuando las labores de la tierra, la siembra y las restantes faenas agrícolas son ejecutadas sin tener en cuenta la pendiente del terreno.

C = Cuando el cultivo es por curvas de nivel.

C-T = Cuando el cultivo es por curvas de nivel y existen además terrazas abiertas (con desagüe) para la conservación del suelo.

En terrenos de pendiente inferior a 2 % se considera como si fuera por curvas de nivel.

*Pastizales o pastos naturales.*- Se clasifican en tres grupos teniendo en cuenta consideraciones hidrológicas y no la producción del forraje.

Se consideran pobres los que son abundantemente pastados, con escasa materia orgánica sobre el terreno, o cuando las plantas cubren menos del 50 % de la superficie total. Regulares, aquellas cuya cubierta vegetal alcanzan entre un 50 % y un 75 % de la superficie del terreno y son moderadamente pastados. Buenos, los que su cubierta vegetal supera el 25 % de la superficie del terreno y son ligeramente pastados.

*Prados permanentemente.*- No son pastados, es decir, su vegetación es permanente cubriendo el 100 % de la superficie del terreno.

*Montes con pastos.*- Se establecen también tres clases basadas en factores hidrológicos y no en la producción. Se consideran pobres, cuando se dan labores al terreno o cuando son abundantemente pastados o incluso quemados de modo que la superficie del terreno aparezca libre de arbustos, matas, pastos y restos vegetales. Se consideran regulares, cuando son pastados, pero nunca labrados o quemados, de modo que la superficie del terreno presente pastos y mantillo. Por último, son buenos aquellos en que, protegidos del pastoreo, el terreno aparece cubierto de matas, abundantes pastos naturales y restos orgánicos de todas clases.

*Bosques.*- Las cinco clases hidrológicas establecidas se basan en la consideración de la profundidad y grado de consolidación de las capas de mantillo y de humus del bosque, de modo que cuanto mayor sea el espesor de dichas capas y menos compactas e impermeables aparezcan tanto mejor sea la condición hidrológica resultante para la infiltración.

*Varios.*- Normalmente, las edificaciones agrícolas, caminos y áreas urbanas, cuando existen, representan una mínima fracción de la superficie de la cuenca. No obstante en la tabla 3, figuran también estas áreas por si han de tenerse en cuenta en el cálculo de la escorrentía.

Se tiene en cuenta, el estado de humedad del suelo previo a la lluvia en el estudio, considerando la cantidad de lluvia caída en el período de los cinco días anteriores, estableciéndose tres clases de relaciones con dicha cantidad (Tabla 4). Las condiciones medias quedan incluidas en la condición II que es en la que está elaborada la Tabla 3.

Tabla 4.

CONDICIÓN DE HUMEDAD PRECEDENTE		
Condición	Lluvia total durante los cinco días anteriores (mm)	
	Período húmedo: Oct-Mar	Período seco: Abr-Sep
I	<i>Menos de 12.5</i>	<i>Menos de 35.5</i>
II	<i>De 12.5 a 28.0</i>	<i>De 35.5 a 53.0</i>
III	<i>Más de 28.0</i>	<i>Más de 53.0</i>

Estas condiciones precedentes de humedad del suelo, que tienen gran importancia, se valoran modificando el Número de Curva según las siguientes expresiones:

$$NC(I) = \frac{4.2 \cdot NC(II)}{10 - 0.058 \cdot NC(II)}$$

$$NC(III) = \frac{23 \cdot NC(II)}{10 + 0.13 \cdot NC(II)}$$

Como ya se ha dicho previamente, el Número de Curva obtenido de la Tabla 3 corresponde a unas condiciones de humedad medias (condición II). Si en el momento de producirse la precipitación el suelo se encuentra saturado debido a lluvias precedentes, la escorrentía que debe esperarse será mayor (condición III), por el contrario si el suelo está especialmente seco la escorrentía será menor (condición I).

La familia de curvas que representan los Números de Curva se obtiene con la siguiente formulación.

Como ya se ha mencionado con anterioridad, según aumenta la precipitación la diferencia  $P - Q_e$  tiende a un valor constante  $S$  que representa la máxima infiltración.

Si denominamos  $F$  a la infiltración que se ha producido una vez superado el umbral de escorrentía

$$F = P - P_o - Q_e$$

y  $P_e$  a la precipitación efectiva

$$P_e = P - P_o$$

Las cantidades  $P$ ,  $Q_e$ ,  $F$  y  $P_o$  aparecen representadas, en función del tiempo  $T$ , como ordenadas de las curvas correspondientes de la Figura 9.

El U.S. Soil Conservation Service admite experimentalmente que

$$\frac{F}{S} = \frac{Q_e}{P_e}$$

Esta expresión se puede escribir

$$\frac{P - P_o - Q_e}{S} = \frac{Q_e}{P - P_o}$$

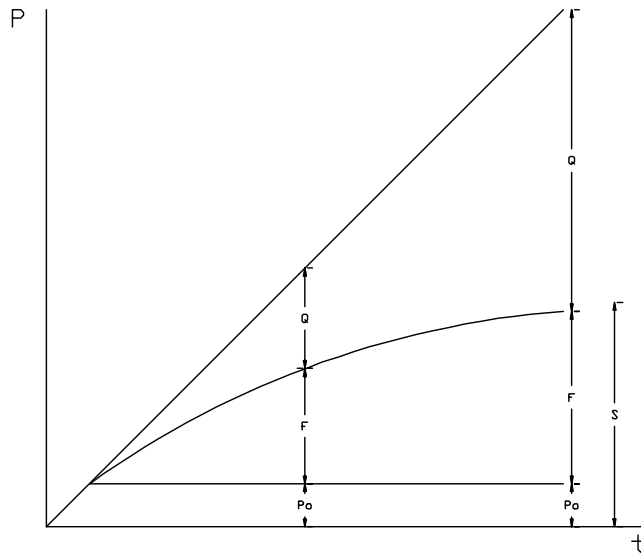


Figura 9.

de donde

$$Q_e = \frac{(P - P_0)^2}{P - P_0 + S}$$

De la observación de numerosas cuencas el U.S. Soil Conservation Service ha deducido que

$$P_0 = 0.2 \cdot S$$

por lo que se obtiene

$$Q_e = \frac{(P - 0.2 \cdot S)^2}{P + 0.8 \cdot S}$$

Para la obtención del valor de S se utiliza el Número de Curva obtenido de la Tabla 3

$$S = \frac{1000}{NC} - 10$$

en pulgadas.

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

en mm.

De esta forma podemos obtener la escorrentía superficial  $Q_e$  en mm. que produce una lluvia de  $P$  mm. sobre un complejo suelo- vegetación identificado con un Número de Curva  $NC$ .

En la Figura 10 se representan las curvas correspondientes a varios Números Hidrológicos.

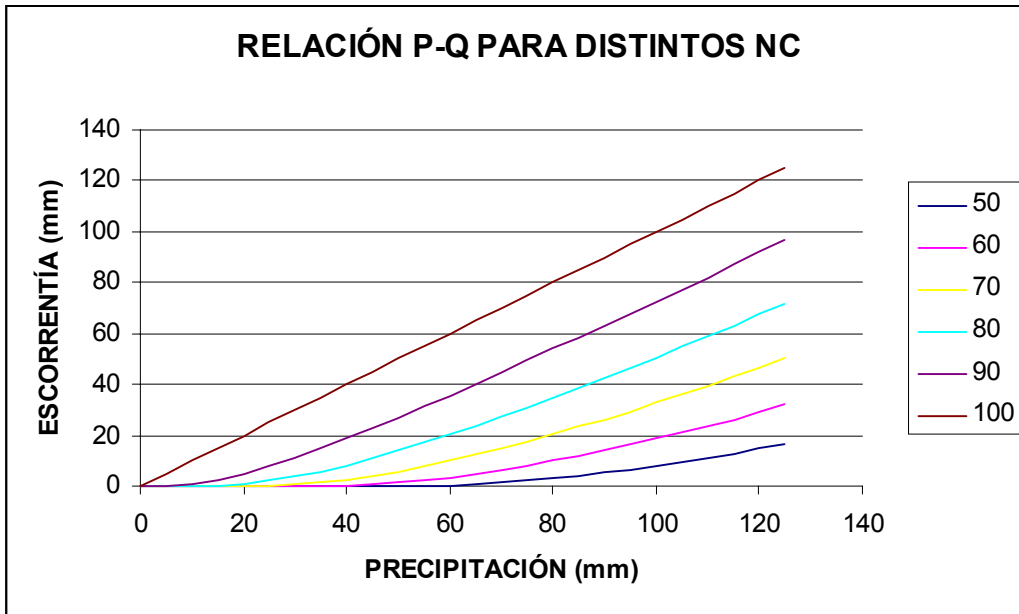


Figura 10.

Si además del valor total de la precipitación  $P$ , disponemos de su distribución temporal, podremos repartir la escorrentía  $Q_e$  total a lo largo del tiempo que dura la precipitación.

Para ello procedemos de la siguiente forma:

Supongamos que la precipitación está dividida en  $m$  intervalos. La precipitación  $P$  se descompondrá en  $P(1) \dots P(m)$ .

La escorrentía superficial que se produce en cada uno de los intervalos será:

$$Q_e(i) = 0 \quad \text{si} \quad \sum_{j=1}^{j=i} P(j) \leq P_o$$

$$Q_e(i) = \frac{\left( \sum_{j=1}^{j=i} P(j) - 0.2 \cdot S \right)^2}{\sum_{j=1}^{j=i} P(j) + 0.8 \cdot S} - \sum_{j=1}^{j=i-1} Q_e(j) \quad \text{si} \quad \sum_{j=1}^{j=i} P(j) > P_o$$

Como ilustración sirva la siguiente tabla:

intervalo	P	Pacum	Qacum	Q
1	P <sub>1</sub>	P <sub>1</sub>	Qacum <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub>
2	P <sub>2</sub>	P <sub>1+2</sub>	Qacum <sub>2</sub>	Q <sub>2</sub>
3	P <sub>3</sub>	P <sub>1+2+3</sub>	Qacum <sub>3</sub>	Q <sub>3</sub>
4	P <sub>4</sub>	P <sub>1+2+3+4</sub>	Qacum <sub>4</sub>	Q <sub>4</sub>
5	P <sub>5</sub>	P <sub>1+2+3+4+5</sub>	Qacum <sub>5</sub> =Q <sub>1+2+3+4+5</sub>	Q <sub>5</sub> =Qacum <sub>5</sub> -Qacum <sub>4</sub>
6	P <sub>6</sub>	P <sub>1+2+3+4+5+6</sub>	Qacum <sub>6</sub>	Q <sub>6</sub>
7	P <sub>7</sub>	P <sub>1+2+3+4+5+6+7</sub>	Qacum <sub>7</sub>	Q <sub>7</sub>

### 3.5.- MÉTODOS EVALUADORES DE LA INFILTRACIÓN

- Método de Horton

Horton propone la siguiente expresión para calcular la infiltración

$$f = fc + (fmax - fc) \cdot e^{-a \cdot t}$$

donde:

fc, es la capacidad mínima de infiltración del suelo en cm/h asociada al flujo laminar y que se alcanza cuando el suelo está totalmente saturado.

El Soil Conservation Service da los siguientes valores

Clase de Suelo	f <sub>min</sub> (cm/h)
A	1.143 - 0.762
B	0.762 - 0.381
C	0.381 - 0.127
D	0.127 - 0.000

f<sub>máx.</sub> es la capacidad máxima de infiltración del suelo y puede tomar los siguientes valores (en cm/hora)

Tipo de suelo	f <sub>max</sub> (cm/h)	
	poca vegetación	vegetación densa
secos arenosos	12.7	25.4
secos limosos	7.6	15.2
secos arcillosos	2.5	5.0
húmedo arenosos	4.2	8.5
húmedo limosos	2.5	5.0
húmedo arcillosos	0.8	3.6

t, es el tiempo transcurrido desde el inicio de la tormenta

a, es el coeficiente de disminución, cuyo valor, de forma aproximada, puede ser 0.00115

Para poder calcular escorrentías por este método es necesario conocer cómo se distribuye la precipitación a lo largo del tiempo. En cada intervalo de tiempo considerado, se calcula el volumen infiltrado multiplicando la capacidad de infiltración, en ese momento, por la duración del intervalo. La diferencia de este valor y la cantidad de precipitación nos da el valor de la escorrentía.

- *Método de Holtan*

La forma de aplicación es la misma que se ha descrito en el método anterior; la diferencia radica en la formulación empleada para el cálculo de la capacidad de infiltración del suelo.

Holtan propone la siguiente expresión para evaluar la infiltración

$$f = k \cdot GI \cdot a \cdot Sa^n + fc$$

donde:

- f, es la capacidad de infiltración en cm/h.
- fc, es la capacidad mínima de infiltración, ya descrita y valorada en la explicación del método anterior.
- Sa, es el almacenamiento de agua disponible en el horizonte superior medido en cm.
- a, representa la facilidad con que puede llenarse el volumen de almacenamiento; se mide en capacidad de infiltración (cm/h) por unidad de almacenamiento de agua disponible y depende del tipo de vegetación.
- GI, representa el grado de desarrollo de la cubierta vegetal y Holtan lo valora mediante el cociente entre la evapotranspiración en esa fase de desarrollo y la evapotranspiración máxima posible de esa cubierta (este coeficiente está pensado para cultivos agrícolas y es de difícil aplicación a masas forestales).
- n, coeficiente dependiente de la textura del suelo y cuyo valor medio es 1.4
- k, es una constante que en unidades métricas es 0.69

El problema radica en conocer el almacenamiento de agua disponible en un instante determinado. Este valor se puede determinar si sabemos el del intervalo anterior. Para ello utilizamos la ecuación de conservación de la masa

$$Sa(i) = Sa(i-1) - fc \cdot \delta t + f(i-1) \cdot \delta t$$

por tanto

$$f(i) = k \cdot GI \cdot a \cdot Sa(i)^n + fc$$

## 4.- CAUDALES

### 4.1.- CAUDALES DE APORTACIÓN PROCEDENTES DE INFILTRACIÓN

Una parte del agua de lluvia infiltrada en el terreno puede afluir al cabo de mayor o menor tiempo, de forma continua o discontinua, a los desagües o arroyos de la cuenca.

Estos caudales variables normalmente según la época del año, cuando son apreciables, deben ser tenidos en cuenta, mediante los oportunos aforos o estimaciones, como una aportación más de la total que la cuenca puede exportar.

Se consideran los caudales correspondientes a un año de pluviometría media.

Otra forma de tratar estas aportaciones no superficiales es la consideración de la existencia de acuíferos subterráneos que reciben el agua que se infiltra. A la vez que estas masas de agua se recargan, van liberando a la red de drenaje unos flujos proporcionales, en alguna medida, al volumen almacenado en cada momento.

Este flujo lo podemos expresar como:

$$Qb = \alpha \cdot V$$

donde:

Qb, caudal base de aportación subterránea  
 $\alpha$ , constante de descarga  
V, volumen almacenado en el acuífero por encima del punto de descarga

### 4.2.- LEYES DE FRECUENCIA APLICADAS A DATOS DE AFOROS

Si se disponen de estaciones de aforos de caudales en los puntos donde se desean obtener valores máximos, se pueden aplicar leyes de valores extremos a los mencionados datos.

Una de estas leyes aplicables es la distribución Gumbel de valores extremos, ya desarrollada en el apartado dedicado a las precipitaciones.

Este método ahorra todo el análisis de la cuenca al trabajar ya directamente sobre valores de caudales reales recogidos a lo largo del tiempo.

El proceso a seguir en este caso consiste en recopilar, de los datos de aforos existentes, los valores máximos instantáneos de caudal que han tenido lugar cada año. A esta muestra se le aplica una distribución de valores extremos que se adapte a los datos existentes. De esta forma se obtienen valores de caudal para distintas recurrencias que nos dan una idea de la magnitud de las avenidas que se pueden esperar en la cuenca.

No obstante, no es frecuente disponer de este tipo de información; por lo que para conocer la magnitud de las posibles avenidas es preciso recurrir a estimaciones a través del análisis de las precipitaciones que inciden en la cuenca y de las características de forma, relieve, suelos y utilización de éstos (vegetación) de la misma.

Ahora bien, no todos los procedimientos de estimación de caudales utilizan toda esta información de partida; los más sencillos, como son las fórmulas empíricas, únicamente consideran la superficie de la cuenca para establecer una relación causal entre ésta y los caudales punta evacuados por la misma; mientras que los métodos genéticos más sofisticados incluyen gran cantidad de parámetros relativos al binomio precipitación sobre la cuenca - características de ésta que influyen en la distribución de dicha precipitación en su interior.

A continuación se enumeran los procedimientos que van a ser estudiados seguidamente.

- Fórmulas empíricas.
- Fórmula racional.
- Calculo de hidrogramas de tormenta.
  - Método de las isocronas.
  - Método del Hidrograma Unitario.
- Conducción de hidrogramas.
  - En cauces. Método de Muskingum.
  - En embalses. Método de Puls.

#### 4.3.- FORMULAS EMPÍRICAS

De este tipo de expresiones se obtienen valores máximos de caudal para avenidas (caudales punta) que pueden dar una idea orientativa de la magnitud que puede llegar a alcanzar el flujo a la salida de la cuenca en estudio, cuando se produzcan eventos extraordinarios de precipitación.

Las fórmulas más sencillas utilizadas con tal finalidad, tienen en cuenta solo la superficie de la cuenca, ignorando otras características importantes como son la vegetación y la morfología.

##### *FORMULA DE DIKENS*

$$q_p = 6.9 \cdot A^{3/4}$$

Donde:

$q_p$ , caudal máximo o punta de la crecida en  $m^3/s$   
 $A$ , superficie de la cuenca en  $Km^2$

##### *FORMULA DE FANNING*

$$q_p = 2.5 \cdot A^{5/6}$$

Donde:

$q_p$ , caudal máximo o punta de la crecida en  $m^3/s$   
 $A$ , superficie de la cuenca en  $Km^2$

##### *FORMULA DE GANGUILLER*

$$q_p = \frac{25 \cdot A}{5 + \sqrt{A}}$$

Donde:

$q_p$ , caudal máximo o punta de la crecida en  $m^3/s$   
 $A$ , superficie de la cuenca en  $Km^2$

Otras expresiones incluyen los datos ya mencionados de vegetación y orografía.

##### *FORMULA DE GARCÍA NÁJERA*



Es una fórmula empírica cuya recurrencia estimada está entre 20 y 40 años.

$$q_p = \frac{a \cdot p \cdot (42 + 0.525 \cdot A) \cdot A}{(1 + A) \cdot (1 + 0.025 \cdot A) \cdot (0.5 + \sqrt{A})} \quad (A < 0.4 \text{Km}^2)$$

$$q_p = a \cdot p \cdot (12.21 \cdot A + 5.74) \quad (0.4 < A < 2.5 \text{Km}^2)$$

$$q_p = \frac{a \cdot p \cdot (42 + 0.525 \cdot A) \cdot A^2}{(1 + A) \cdot (1 + 0.025 \cdot A) \cdot (0.5 + \sqrt{A})} \quad (A > 2.5 \text{Km}^2)$$

Donde:

$q_p$ , caudal punta en m<sup>3</sup>/s.  
 $A$ , superficie de la cuenca en Km<sup>2</sup>.  
 $a$ , factor que tiene en cuenta la superficie con cubierta vegetal:

$$a = 1 - \frac{(3 \cdot A_c)}{4 \cdot A}$$

$A_c$ , superficie con cubierta vegetal en Km<sup>2</sup>.  
 $p$ , factor que tiene en cuenta si el terreno es accidentado o no:

$p = 0.75$	poco accidentado (menos de 1/3 de la superficie con pendientes > 30 %)
$p = 1$	medianamente accidentado (entre 1/3 y 2/3 > 30%)
$p = 1.25$	muy accidentadas (más de 2/3 > 30 %)

Por último, también existen expresiones empíricas que utilizan como dato de partida la precipitación; pudiendo, mediante este dato, introducir el concepto de recurrencia y obtener de esta forma diferentes valores de caudal en función de la magnitud de la precipitación.

#### FORMULA DE BÜRKL-ZIEGLER

$$q_p = 3.9 \cdot A \cdot P_1 \cdot C \cdot \left(\frac{J}{A}\right)^{0.25}$$

Donde:

$q_p$ , caudal punta en litros/s.  
 $A$ , superficie de la cuenca en hectáreas.  
 $C$ , coeficiente de escorrentía.  
 $J$ , pendiente media de la cuenca en %  
 $P_1$ , precipitación máxima en 1 hora, en mm.

#### FORMULA DE MAC-MATCH

$$q_p = 1.33 \cdot A \cdot I_{20} \cdot C \cdot \left(\frac{J}{A}\right)^{0.20}$$

Donde:

$q_p$ , caudal punta en litros/s.  
 $A$ , superficie de la cuenca en hectáreas.  
 $C$ , coeficiente de escorrentía.

$J$ , pendiente media de la cuenca en %  
 $I_{20}$ , Intensidad de lluvia máxima correspondiente a una duración de 20 minutos, en mm/h.

#### 4.4.- FÓRMULA RACIONAL

El desarrollo de este método supone un análisis más profundo del proceso hidrológico constitutivo de las crecidas originadas por las precipitaciones extraordinarias.

Su origen es algo oscuro. En Estados Unidos es conocido como el método de Kuichling (1889) y en Gran Bretaña como el método de Lloyd-Davies (1906).

Según Dooge (1957), Mulvaney (1850) fue el primero en dar una clara exposición del método.

La primera cuestión de importancia, a ser considerada en el caso de cuencas pequeñas o de montaña, es el tiempo requerido por el flujo en alcanzar su máximo valor, durante una precipitación de intensidad constante a lo largo del tiempo.

Este tiempo se puede asimilar al tiempo que tarda la lluvia, caída en el punto más remoto de la cuenca, en llegar a la sección de salida y depende del tamaño de la cuenca, su forma y de las pendientes que presenta su superficie.

Mulvaney asume una lluvia constante a la cual corresponde un máximo valor de escorrentía.

Independientemente, Kuichling (1889) llega a la conclusión de que las intensidades de lluvia, a adoptar en el cálculo, deben corresponder con el tiempo requerido para la concentración de las aguas drenadas por el área tributaria.

La hipótesis básica consiste en considerar una duración de precipitación lo suficientemente larga para que, en la sección de salida de la cuenca en estudio, se llegue a un caudal de salida constante. Esta precipitación cae con una intensidad constante a lo largo del tiempo de lluvia.

En consecuencia, este método asume que, para una intensidad constante de precipitación a lo largo del tiempo, llega un momento que todo el área tributaria es "efectiva", es decir, que existe una conexión "continua" mediante un hilo de agua entre todos los puntos de la cuenca y la sección de salida y, por tanto, el caudal saliente en dicho momento es máximo (ya que todos los "hilos" tienen la misma magnitud, si suponemos unidades de área iguales). Esta situación de caudal máximo ocurre para  $t=t_c$  (Fig. 11).

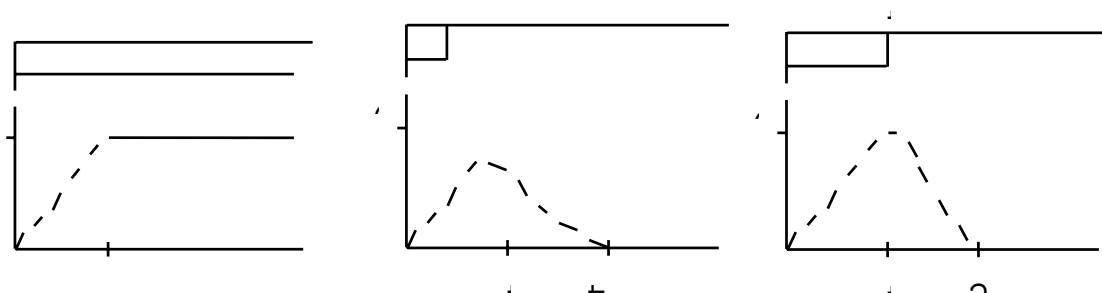


Figura 11.

La magnitud de cada uno de los "hilos" de agua es igual a la parte de la precipitación que no se infiltra o es retenida por el terreno y se estima mediante el denominado Coeficiente de Escorrentía, que depende de las características que ofrece la superficie de la cuenca objeto de estudio.

$$\text{Escorrentía} = C \cdot I$$

De esta forma, si cada unidad de área de la cuenca contribuye a la sección de salida en una magnitud  $C \cdot I$ , el caudal saliente, en el momento en que toda la cuenca es efectiva, será:

$$q_p = C \cdot I \cdot A$$

Si utilizamos para cada término las unidades habitualmente empleadas en su medición, tendremos la conocida expresión:

$$q_p = \frac{C \cdot I \cdot A}{3.6}$$

donde:

$q_p$ ,	caudal en $m^3/s$ .
$I$ ,	intensidad de la precipitación en $mm/h$ .
$A$ ,	área cuenca en $Km^2$ .
$C$ ,	coeficiente de escorrentía, que se puede estimar mediante el análisis de datos de relaciones escorrentía/precipitación obtenidas en cuencas de características similares a la de estudio.

En el momento en que cesa la precipitación, el caudal va disminuyendo hasta que toda el agua que circula por la superficie de drenaje es evacuada.

Por otro lado, el valor de la intensidad media máxima, para un determinado intervalo de tiempo  $D$ , aumenta según disminuye  $D$ . Si tenemos en cuenta que, para que todo el área de la cuenca sea efectiva,  $D$  tiene que ser igual o mayor a  $t_c$ , esta claro que el mayor valor de  $I$ , y por tanto el de caudal, corresponderá para  $D=t_c$ .

Las hipótesis en que se basa este método son:

- La precipitación que origina el pico de caudal tiene una intensidad constante en el tiempo.
- La duración de la lluvia es, por lo menos, igual al tiempo de concentración de la cuenca.
- Una vez transcurrido el tiempo de concentración toda el área de la cuenca es efectiva.

Este método solo proporciona un único valor que representa el caudal máximo. En la mayoría de las ocasiones es el único valor que nos interesa en el momento de diseñar obras hidráulicas en los cauces o estimar riesgos de inundaciones en puntos concretos de la red de drenaje.

El valor de  $I$  se obtiene de las curvas de altura-duración-frecuencia ajustadas a los datos pluviométricos de la zona de estudio.

El método tiene dos parámetros a estimar. En primer lugar el coeficiente  $C$  y, por otro lado, el tiempo de concentración  $t_c$ .

La influencia de la vegetación y de la litofacies de la unidad hidrológica en estudio se introduce mediante un coeficiente de escorrentía, parámetro utilizado para la estimación de la lluvia neta. La finalidad de este

coeficiente es valorar la parte del agua de lluvia que no es retenida por el complejo suelo-vegetación al tomar contacto con la superficie. Este volumen de precipitación es el que, en última instancia, va a formar parte de la crecida.

Según Ramser, Norton y Ellison (1929), C depende de:

- Naturaleza del suelo.
- Pendiente del terreno.
- Cobertura superficial.
- Intensidad de la lluvia.
- Grado de saturación al comienzo de la precipitación.
- Almacenamiento superficial.

Resumiendo; Topografía, características para la infiltración y características de la lluvia.

Aunque C varía a lo largo de la tormenta, muchas veces se supone que es constante y que solo depende del terreno y la cobertura vegetal. Como ejemplo, en la Tabla 5 aparecen una serie de valores de C propuestos por Schwab, Frevert, Edminster y Barnes en 1971.

TABLA 5.

		Arenas Margas	Arcillas y margas	Arcillas impermeables
Bosque	Llano	0.10	0.30	0.40
	Ondulado	0.25	0.35	0.50
	Accidentado	0.30	0.50	0.60
Pastos	Llano	0.10	0.30	0.40
	Ondulado	0.16	0.36	0.55
	Accidentado	0.22	0.42	0.60
Cultivo	Llano	0.30	0.50	0.60
	Ondulado	0.40	0.60	0.70
	Accidentado	0.52	0.72	0.82

El Soil Conservation Service propone la siguiente relación escorrentía/precipitación a lo largo de la duración de la lluvia.

$$C = \frac{(\sum P - P_o) \cdot (\sum P + 9 \cdot P_o)}{(\sum P + 4 \cdot P_o)^2}$$

donde:

- $\Sigma P$ , precipitación caída desde el comienzo de la precipitación hasta que se produce el máximo caudal, en mm.
- $P_o$ , umbral de escorrentía en mm. (mínimo de precipitación que tiene que caer para que comience la escorrentía superficial).

En este método, la precipitación que interesa es aquel valor máximo de lluvia en un período intermedio de duración igual al tiempo de concentración.

Este valor se puede estimar mediante una ley lineal del tipo:

$$(\Sigma P)_{\text{máxima inten.}} = \beta \cdot P_{24}$$

El parámetro  $\beta$  refleja la posición relativa de la máxima intensidad dentro del pluviograma. Su valor, y por consiguiente también el del coeficiente de escorrentía, es menor cuando ese máximo tiene lugar en los primeros instantes del aguacero que cuando lo hace en la fase final.

En los casos españoles estudiados  $\beta$  toma un valor próximo a 0.5 . Pero hay que tener en cuenta que en aguaceros de tipo medio, en donde la precipitación no supera ampliamente al umbral de escorrentía  $P_o$ , el valor de  $\beta$  puede llegar a 1.

Teniendo en cuenta estas premisas, J.R. TÉMEZ, del Centro de Estudios Hidrográficos perteneciente al CEDEX (Centro de Estudios y Experiencias del Ministerio de Obras Públicas), en su publicación "Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales" (pág. 49) propone la siguiente expresión para el cálculo del coeficiente de escorrentía:

$$C = \frac{(P_{24} - P_o) \cdot (P_{24} + 23 \cdot P_o)}{(P_{24} + 11 \cdot P_o)^2}$$

También propone un ajuste de  $P_o$ ,  $P'_o = P_o \cdot k$ , debido a observaciones experimentales que revelan para este parámetro valores más elevados que los obtenidos mediante la tabla desarrollada por el Soil Conservation Service. Donde  $k$  es un factor regionalizado que oscila dentro de un rango aproximado entre 1 y 4, mayor en las zonas áridas y menor en la húmedas (Fig. 12).

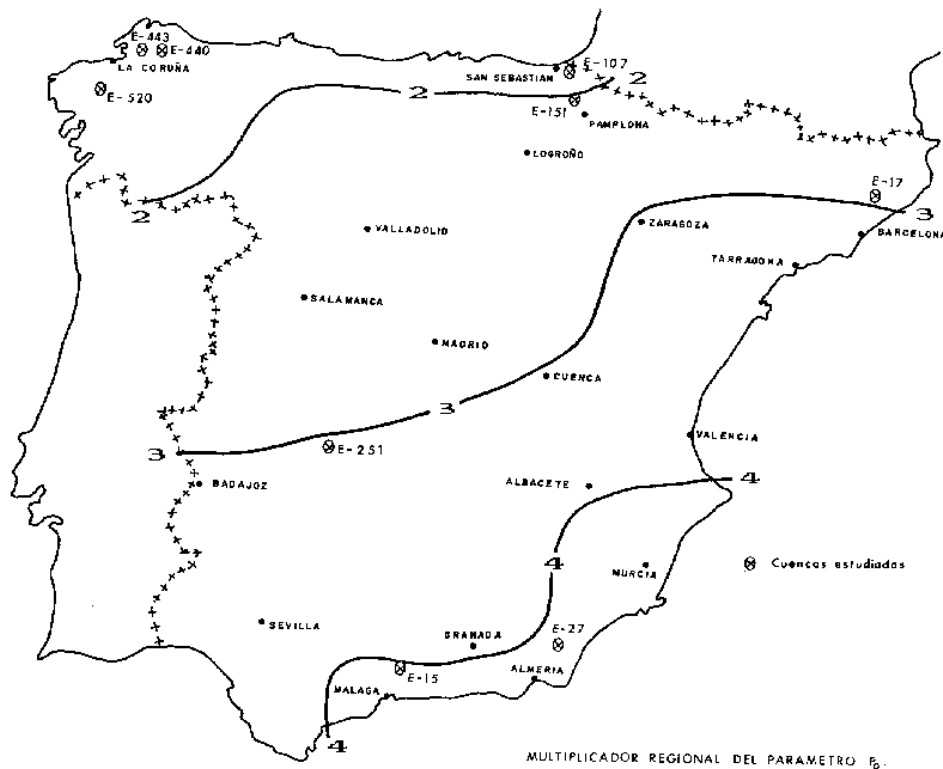


Figura 12.

La hipótesis de lluvia neta constante a lo largo del tiempo no es real y siempre existen variaciones que favorecen el desarrollo de caudales punta.

Este fenómeno se puede reflejar en la formulación mediante un coeficiente de uniformidad K, que corrija los valores obtenidos mediante las hipótesis básicas de cálculo. Este factor K variará de unos episodios de precipitación a otros, pero su valor medio, en una cuenca concreta, depende principalmente del valor de su tiempo de concentración y de forma tan acusada que, a efectos prácticos, puede despreciarse la influencia de las restantes variables, tales como el régimen de precipitaciones, etc. Por todo ello nos lleva a la fórmula:

$$q_p = K \cdot \frac{C \cdot I \cdot A}{3.6}$$

El valor del coeficiente K se puede estimar mediante la siguiente expresión:

$$K = 1 + \frac{t_c^{1.25}}{t_c^{1.25} + 14}$$

En la práctica, para la península, se propone un valor constante igual a 1.2

Este método es aplicable a las cuencas naturales, de régimen predominantemente pluvial, donde no se dejen sentir efectos extraordinarios de laminación en lagos, embalses o grandes planos de inundación.

#### 4.5.- CÁLCULO DE HIDROGRAMAS DE TORMENTA. MÉTODO DE LAS ISOCRONAS

Isocronas son las isolíneas que unen los puntos en los que el agua, precipitada sobre ellos, tarda el mismo tiempo en llegar a la sección de salida que delimita la cuenca hidrográfica. Su determinación permite establecer, según va avanzando la tormenta, el área efectiva que en cada momento está exportando escorrentía fuera de la cuenca.

La elaboración de un mapa de isocronas permite pues, mediante la aplicación de la fórmula racional, la obtención de hidrogramas de salida; es decir conocer la variación del caudal en la sección de salida originado por las precipitaciones de intensidad constante y de una duración determinada (Fig. 13).

Este método consiste en calcular, en cada momento, el área efectiva de la cuenca apoyándose en el mapa de isocronas y en la duración de la precipitación; para a continuación aplicar la fórmula racional descrita con anterioridad al área efectiva en cada momento.

$$q(t) = \frac{C \cdot I \cdot A(t)}{3.6}$$

El problema radica en la elaboración de estas isocronas, trabajo que requiere un estudio muy en profundidad de la circulación del agua por la superficie de la cuenca y de las velocidades que alcanza en los diferentes puntos.

Una duración de lluvia superior al tiempo de concentración supone que se llegará a un máximo de área efectiva correspondiente al total de la cuenca y por tanto a un valor máximo de caudal para una intensidad de precipitación determinada. Si ocurre esto, la utilidad de las isocronas pasa a un segundo término. Por el contrario, si la duración de la precipitación es inferior al tiempo de concentración  $t_c$ , el conocimiento de las isocronas es fundamental para poder estimar el valor del caudal máximo. Este caudal correspondería a un valor de área efectiva máximo que será menor al área total de la cuenca (Fig. 14).

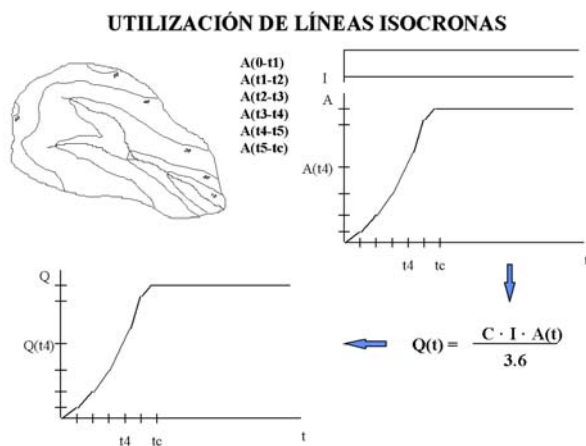


Figura 13.

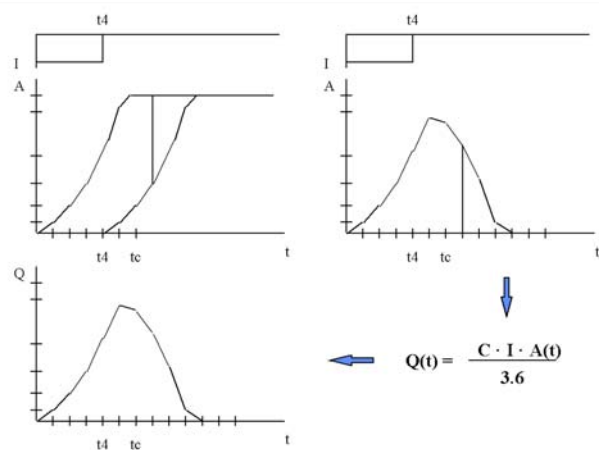


Figura 14.

De la misma forma que construimos la rama ascendente del área efectiva, podemos estimar la parte descendente a partir del cese de la precipitación, si suponemos que el área de la cuenca deja de aportar agua siguiendo el mismo patrón. El área efectiva en cada momento vendrá representada por la diferencia entre las dos curvas representadas, una situada al comienzo de la precipitación y otra con su origen situado al final de la lluvia.

Se puede observar que el área efectiva, en este caso, nunca llega a ser el área total, pero, dado que el caudal depende también de la intensidad, puede darse el caso de que una intensidad media para un corto período de tiempo (inferior a  $t_c$ ), al ser de mayor magnitud que la correspondiente al  $t_c$ , origine un caudal punta mayor que el obtenido tras la aplicación clásica del Método Racional. Esta situación es la que justifica la inclusión del Coeficiente de Uniformidad propuesto por J.R. Témez.

Estos métodos, basados en una intensidad constante de precipitación, son aplicables cuando las hipótesis que los sustentan sean asumibles en la cuenca sobre la que vaya a hacerse el estudio. Fundamentalmente se tiene que aceptar que la intensidad permanece constante durante un período igual al  $t_c$ , premisa que en cuencas con  $t_c$  superiores a 1 hora (por dar un valor) es difícil que se llegue a cumplir.

#### 4.6.- CÁLCULO DE HIDROGRAMAS DE TORMENTA. HIDROGRAMA UNITARIO

En 1932, Sherman desarrolló el concepto de Hidrograma Unitario que en la actualidad está tan extendido, utilizándose sistemáticamente en cuencas de tamaño medio.

Retomando el hilo del apartado precedente, en el que se analizó la utilización de las isocronas, podríamos construir, si se dispusiera de un mapa de estas isolíneas, la curva de área efectiva para un intervalo de duración  $D$  y de intensidad constante. Si suponemos que dicho intervalo genera una escorrentía unidad

$$C \cdot I \cdot D = 1 \text{ mm}$$

el hidrograma generado por dicha unidad de escorrentía será

$$q(t) = \frac{A(t)}{3.6 \cdot D}$$

Este hidrograma constituiría el Hidrograma Unitario (H.U.): Hidrograma que genera una unidad de escorrentía producida durante el intervalo de tiempo  $D$  (Fig. 15).

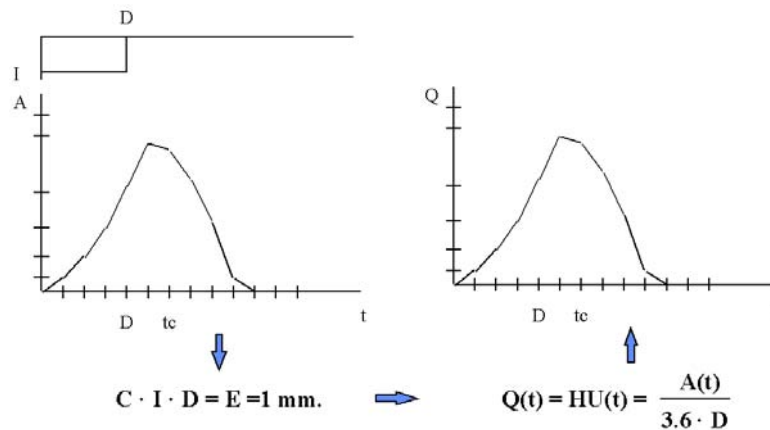


Figura 15.

El método del H.U. presupone:

- **Proporcionalidad en la respuesta de la cuenca.** Por ejemplo: una escorrentía de 4 mm. origina, en todo momento, un caudal dos veces superior que el que originaría una escorrentía de 2 mm.



- **Superposición de hidrogramas.** El hidrograma resultante de una precipitación es la suma, ordenada a ordenada, de los hidrogramas producidos por partes de esta precipitación consideradas por separado.
- **Invariabilidad en el tiempo.** El H.U. no depende de la precipitación efectiva, sino sólo de las características morfológicas de la cuenca. Dos escurrentías iguales siempre darán dos hidrogramas iguales.

Una vez determinado el H.U. de la cuenca, el hidrograma generado por la precipitación efectiva de cada intervalo de tiempo, será el H.U. multiplicado por la magnitud de dicha escurrentía. Posteriormente el hidrograma total será la suma de los hidrogramas correspondientes a cada uno de los intervalos de lluvia considerados.

### **DETERMINACIÓN DEL HIDROGRAMA DE AVENIDA MEDIANTE EL MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO**

El procedimiento de cálculo consiste en los siguientes pasos:

- Cálculo del H.U. correspondiente al intervalo de precipitación que esté considerando.
- Cálculo de los hidrogramas correspondientes a cada uno de los intervalos de precipitación, multiplicando el H.U. por la magnitud de la precipitación neta (escurrentía) del intervalo.
- Suma de los hidrogramas obtenidos en el apartado anterior, ordenada a ordenada, teniendo en cuenta que cada uno de dichos hidrogramas comienza cuando empieza su intervalo correspondiente de precipitación neta.

De esta forma, podríamos reconstruir el hidrograma de avenida generado por cualquier tormenta, siempre y cuando se disponga la distribución temporal de intensidades o pluviograma (Fig. 16).

**HIETOGRAMA NETO:**

Incrementos de tiempo:  
**2 intervalos de 0.5 horas**

**E1 = 0.5 mm.**  
**E2 = 2.0 mm.**

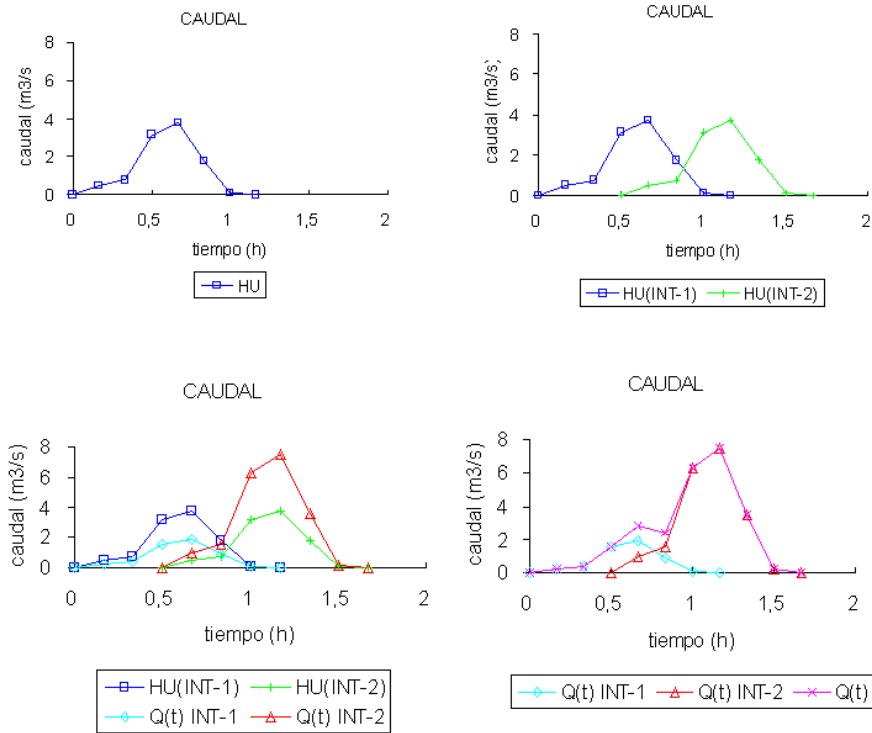


Figura 16.

La escorrentía en cada intervalo de precipitación se puede calcular siguiendo cualquier método existente para este fin.

**OBTENCIÓN DEL HIETOGRAMA UNITARIO**

En los apartados anteriores se ha dado por supuesto que se conocía el H.U. Pero esta consideración está muy lejos de la realidad práctica. Así pues, una vez definido el método, resulta que su elemento clave es muy difícil de conocer con los datos que habitualmente están a nuestro alcance.

La primera forma de obtenerlo que se plantea consiste en extraerlo de una avenida registrada mediante un aforador. Disponiendo del pluviograma de la tormenta y del hidrograma generado por esta en la sección de salida de la cuenca, operamos de la siguiente forma:

- 1) Separamos, en el hidrograma, la parte correspondiente a escorrentía superficial de la parte correspondiente a descarga subsuperficial.
- 2) Estimamos la lluvia neta o escorrentía que genera la precipitación registrada, teniendo en cuenta que el volumen total de escorrentía sobre la cuenca tiene que coincidir con el volumen de agua que representa el hidrograma de avenida.
- 3) Conocidos E(t) y q(t) y sabiendo que se tiene que cumplir

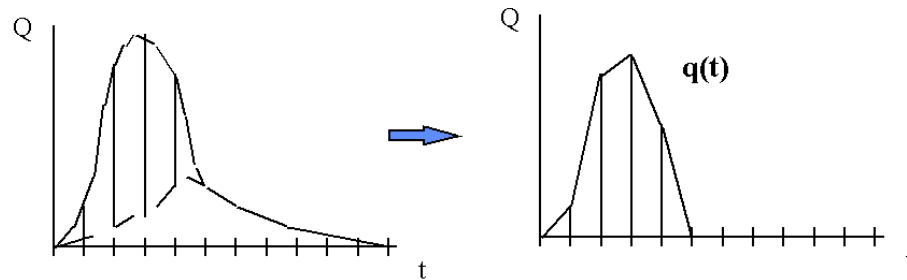
$$q(t) = \sum_{j=1}^{j=n} E(j) \cdot HU_j(t)$$

se determina el HU(t) (Fig. 17).

Este método es laborioso, necesita una estación de aforos en el punto en el que deseamos calcular el Hidrograma Unitario y el resultado no va a ser igual siempre sino que dependerá de las características de cada tormenta y de su distribución espacial en la cuenca.

Por estas razones, el camino más habitual es recurrir a Hidrogramas Unitarios Sintéticos, que pueden llegar a proporcionar resultados muy aceptables, razonablemente calibrados, y son de aplicación mucho más rápida.

### DEDUCCIÓN DEL HIDROGRAMA UNITARIO



SEPARACIÓN DEL HIDROGRAMA DE AVENIDA

$$P(k) \rightarrow E(k)$$

$$k = 1 \dots n$$

OBTENCIÓN DE LA ESCORRENTÍA

$$q(t) = \sum_{j=1}^n E(j) \cdot HU_j(t)$$

DEDUCCIÓN DEL HIDROGRAMA UNITARIO

Figura 17.

### HIDROGRAMAS UNITARIOS SINTÉTICOS

Existen muchos modelos de hidrogramas unitarios sintéticos. Entre todos ellos vamos a comentar el hidrograma unitario de Snyder (1938), por ser el precursor, y el propuesto por el USDA Soil Conservation Service por ser uno de los más utilizados.

*SNYDER (1938)*

Fue el primero en establecer expresiones que relacionan la forma de la cuenca con parámetros básicos del H.U. (Fig. 18).

Del análisis de numerosas cuencas en la región de los Apalaches propuso la siguiente fórmula para calcular el tiempo de retardo de la cuenca

$$t_1 = C_t \cdot (L \cdot L_c)^{0.3}$$

donde:

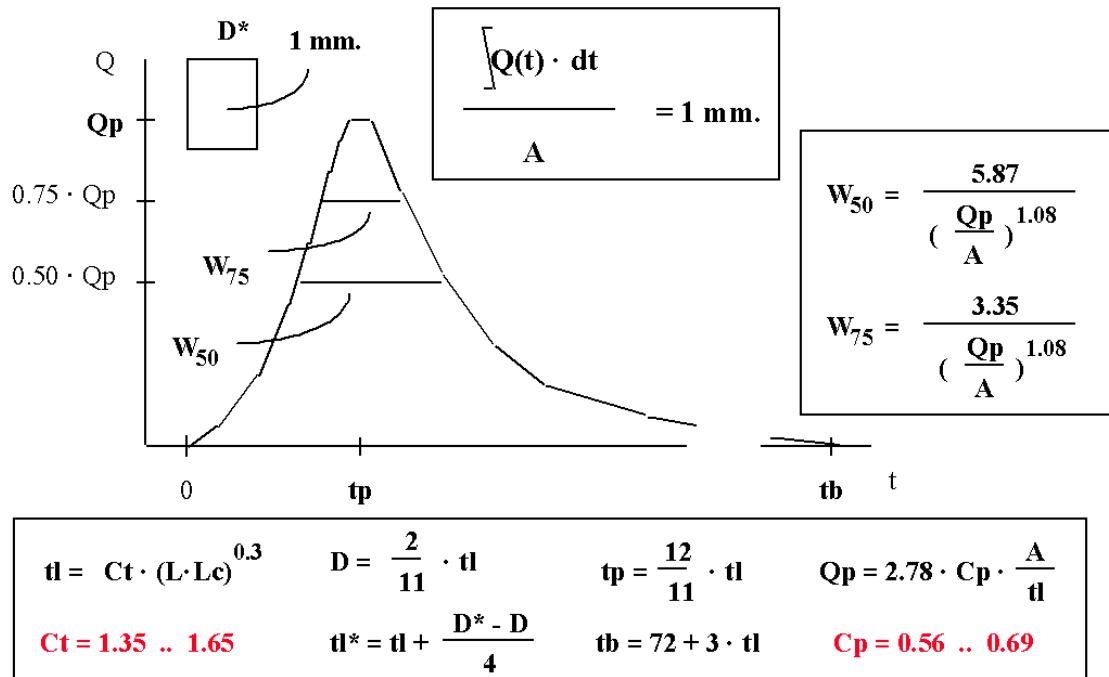
$t_1$ , tiempo de retardo de la cuenca (horas)

- L, longitud hidrológicamente más larga (Km)
- L<sub>c</sub>, distancia, siguiendo el curso principal, al centroide de la cuenca (Km)
- C<sub>t</sub>, coeficiente que oscila entre 1.35 y 1.65 si las distancias anteriores están en Km

El hidrograma está pensado para una duración del intervalo de lluvia

$$D = \frac{2}{11} \cdot t_1$$

### H.U. SNYDER (1938)



UNIDADES: horas, kilómetros, Km<sup>2</sup>, m<sup>3</sup>/s,

Figura 18.

Si el intervalo de precipitación es diferente, hay que corregir el tiempo de retardo según la expresión

$$t_1^* = t_1 + \frac{(D^* - D)}{4}$$

donde:

- D\*, duración del intervalo de lluvia utilizado
- D, duración del intervalo de lluvia teórico
- t<sub>1</sub><sup>\*</sup>, tiempo de retardo corregido para un intervalo D\*

El valor del caudal punta del hidrograma unitario viene dado por la expresión

$$q_p = 2.78 \cdot C_p \cdot \frac{A}{t_1}$$

donde:

- $q_p$ , caudal punta del hidrograma unitario ( $m^3/s$ )
- $C_p$ , coeficiente que oscila entre 0.56 y 0.69 y que representa la relación entre el tiempo de retardo y el tiempo base del hidrograma,  $C_p = 2 \cdot t_r / t_b$
- $A$ , superficie de la cuenca ( $Km^2$ )

Para el tiempo punta (horas) llega a la expresión

$$t_p = 12/11 \cdot t_1$$

En el tiempo base, Snyder incluye escorrentía subsuperficial como parte de la escorrentía que genera el hidrograma de avenida, lo cual hace que este se prolongue mucho en el tiempo. La fórmula propuesta para la estimación del tiempo base (horas) es

$$t_b = 72 + 3 \cdot t_1$$

El hidrograma unitario se dibuja apoyándose en estos valores y en la condición de igualdad entre el área que delimita el hidrograma con el eje del tiempo (volumen de agua que pasa por la sección de control) y el volumen de agua que representa 1 mm. de escorrentía sobre la superficie de la cuenca.

Como ayuda para la representación de este hidrograma unitario, el U.S. Army Corps of Engineers, tras utilizarlo frecuentemente, aporta dos expresiones empíricas que representan la anchura del hidrograma para un caudal correspondiente al 50% del caudal punta ( $W_{50}$ ) y la anchura correspondiente al 75% ( $W_{75}$ ), ambas en horas. Las expresiones son las siguientes

$$W_{50} = \frac{5.87}{(q_p \cdot A)^{1.08}} \quad W_{75} = \frac{3.35}{(q_p \cdot A)^{1.08}}$$

*USDA SOIL CONSERVATION SERVICE (1955, 1971)*

Los hidrogramas unitarios triangulares se basan en el siguiente planteamiento:

$$E \cdot A = \frac{q_p \cdot t_b}{2}$$

Si despejamos el valor del caudal punta y suponiendo unidades homogéneas:

$$q_p = 2 \cdot \frac{E \cdot A}{t_b}$$

donde:

- $E$ , escorrentía total en m.
- $A$ , área de la cuenca  $m^2$
- $q_p$ , caudal punta en  $m^3/s$ .
- $t_b$ , tiempo, en segundos, desde el comienzo del hidrograma hasta el final del triángulo.

$$t_b = (1 + \Omega) \cdot t_p,$$

donde  $\Omega$  es una constante a determinar.

El  $t_p$  se obtiene de la siguiente expresión:

$$t_p = \frac{D}{2} + t_l$$

donde:

- $t_p$ , el tiempo, en horas, desde el comienzo del intervalo hasta el pico del hidrograma (tiempo al pico).
- $D$ , es la duración del intervalo de precipitación en horas.
- $t_l$ , el tiempo de retardo en horas. Este tiempo se estima a partir del tiempo de concentración según la expresión:  $t_l = c \cdot t_c$
- $t_c$ , el tiempo de concentración en horas.
- $c$ , coeficiente que depende de la fórmula empleada para el cálculo del tiempo de concentración.

En este caso se ha tomado  $c = 0.60$ , utilizando la fórmula de Kirpich para el cálculo del tiempo de concentración

$$t_c = \left( \frac{0.87 \cdot L^3}{H} \right)^{0.385}$$

Utilizando las unidades habituales, si  $E$  viene dado en mm.,  $A$  (superficie de la cuenca) en  $\text{Km}^2$ , tomando el tiempo base  $t_b = 2.67 \cdot t_p$  ( $\Omega=1.67$ ), y considerando una escorrentía unidad ( $E=1$ ), el caudal punta del hidrograma unitario de la cuenca viene determinado por:

$$HUq_p = 0.208 \cdot \frac{A}{t_p} \quad (m^3 / s)$$

Los Hidrogramas Unitarios Triangulares evalúan únicamente la escorrentía superficial, la cual se desplaza de forma más o menos rápida por la cuenca.

Si en una avenida determinada se observa el hidrograma real, se podrá apreciar, además de la escorrentía superficial, el efecto retardado de la escorrentía subsuperficial, correspondiente a tiempos de respuesta mucho mayores, dado que la velocidad de esta escorrentía es bastante menor que la del agua superficial, originando caudales no muy importantes en magnitud pero sí más duraderos en el tiempo.

Si se quiere representar este efecto, el tiempo de recesión del hidrograma tiene que ser mayor. El Hidrograma Unitario Adimensional trata de representar estas observaciones, acercándose más a la realidad que el hidrograma triangular.

Es un hidrograma adimensional, porque las ordenadas del caudal, para los diferentes tiempos, están referidos al caudal máximo o caudal punta. La ordenada máxima del Hidrograma Unitario Adimensional es la unidad. Análogamente los tiempos están referidos, en valor relativo, al punto de ocurrencia del caudal de máximo (tiempo punta). La abcisa que define el caudal punta en este hidrograma es, en consecuencia, también la unidad.

Los parámetros utilizados para su diseño son:

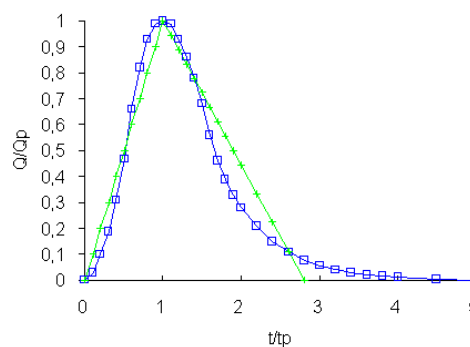
- El tiempo base del hidrograma.
- El momento en el que se estima que cesa la escorrentía superficial.
- El volumen que se evacua antes del máximo.

El USDA. S.C.S. propone, como tiempo base, 5 veces el tiempo punta. El punto de inflexión, que define el cese de la escorrentía superficial, lo sitúa a 1.7 veces el tiempo punta y el volumen evacuado antes de la ocurrencia del máximo es de  $3/8$  del volumen total.

En base a estos valores se determinan los pares de valores adimensionales para la elaboración del hidrograma unitario sintético (Fig. 19).

### H.U. USDA SOIL CONSERVATION SERVICE (1955, 1971)

t/tp	Q/Qp
0,10	0,03
0,20	0,10
0,30	0,19
0,40	0,31
0,50	0,47
0,60	0,66
0,70	0,82
0,80	0,93
0,90	0,99
1,00	1,00
1,10	0,99
1,20	0,93
1,30	0,86
1,40	0,78
1,50	0,68
1,60	0,56
1,70	0,46
1,80	0,39
1,90	0,33
2,00	0,28
2,20	0,21
2,40	0,15
2,60	0,11
2,80	0,08
3,00	0,06
3,20	0,04
3,40	0,03
3,60	0,02
3,80	0,02
4,00	0,01
4,50	0,01
5,00	-



$$t_l = 0.6 \cdot t_c \text{ (utilizando la fórmula de California para } t_c)$$

$$t_p = D/2 + t_l$$

$$t_b = 2.67 \cdot t_p$$

$$Q_p = 0.208 \cdot \frac{A}{t_p}$$

UNIDADES:

**Tiempos**, horas

**A**, Km<sup>2</sup>

**Q**, m<sup>3</sup>/s

Figura 19.

De esta forma, partiendo de los valores de  $t_p$ ,  $Q_p$  y las relaciones mencionadas anteriormente, podemos construir el hidrograma unitario de la cuenca en cuestión.

#### 4.7.- CONDUCCIÓN DE HIDROGRAMAS

En este apartado se trata de analizar la transformación que sufre el hidrograma de una avenida al discurrir por un tramo de cauce o un embalse. Se refiere a un régimen variable, por lo que hay que aplicar la primera de las ecuaciones de Saint-Venant.

##### 4.7.1.- LAMINACIÓN EN CAUCES: MÉTODO DE MUSKINGUM.

La transformación que sufre el hidrograma a lo largo de un tramo de un cauce se puede resumir en dos puntos significativos (Figura 20):

- Un aumento del tiempo punta en el hidrograma de salida del tramo con respecto al hidrograma de entrada.

- Una disminución del caudal punta en el mismo sentido.

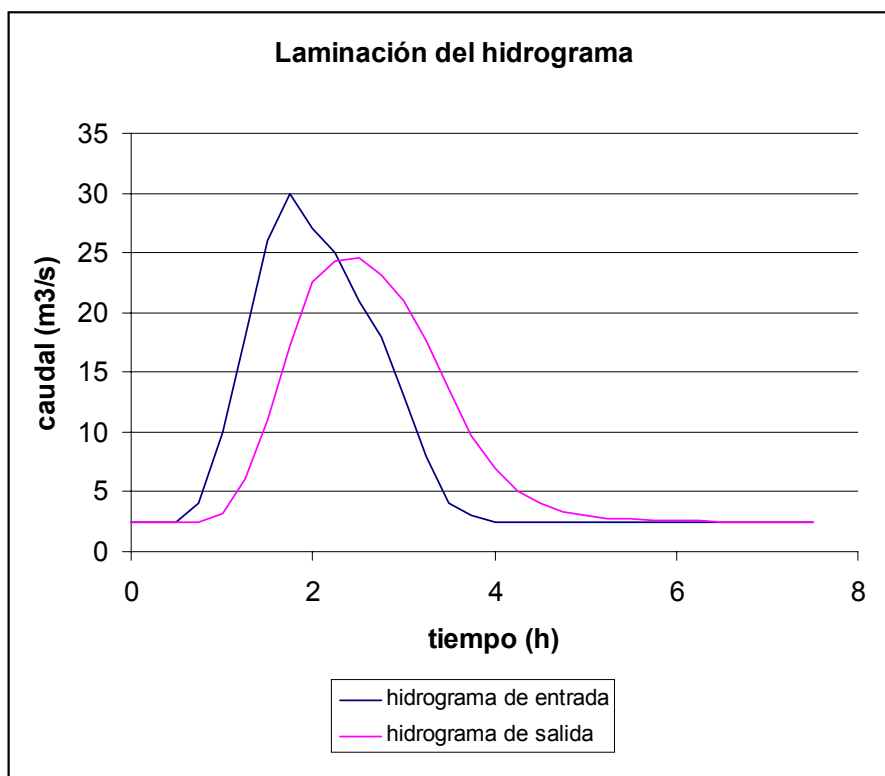


Figura 20.

Esto se debe a una variación en el almacenamiento de agua en el tramo, que atenúa la onda de avenida de una forma parecida a como se produce en un embalse.

Partiendo de la ecuación de continuidad para el movimiento variable:

$$\frac{dS}{dt} = I - O$$

donde:

- dS, es el incremento del almacenamiento de agua en el tramo (m<sup>3</sup>)
- dt, el intervalo de tiempo (s.)
- I, el caudal entrante en el tramo (m<sup>3</sup>/s).
- O, el caudal saliente del tramo (m<sup>3</sup>/s).

Si se conoce el hidrograma de entrada, es decir, el valor de I a lo largo del tiempo, se puede estimar el hidrograma de salida en función de las características del cauce. El método Muskingum propone la siguiente expresión:

$$S = K \cdot (X \cdot I + (1 - X) \cdot O)$$

donde:

- K, es el tiempo estimado que tarda la onda de avenida en recorrer el tramo (en horas).
- X, coeficiente de forma del cauce cuyo valor oscila entre 0.0 y 0.5



Estos coeficientes no son constantes sino que varían con el caudal circulante en cada momento, siendo mucho más apreciable la variación de K que la de X, por lo que algunos autores proponen considerar este último parámetro constante.

En este texto también se va a considerar constante el valor de K, dado que, para su cálculo en cada momento, se precisa tener una buena información de la geometría del cauce.

Entre las fórmulas que se pueden utilizar para la estimación de estos parámetros se aportan las siguientes:

$$K = \frac{L}{v} \quad X = 0.5 \cdot \left( 1 - \frac{q}{B \cdot j \cdot v \cdot L} \right)$$

donde:

- L, es la longitud del tramo (m.)
- v, la velocidad media del flujo (m/s).
- q, el caudal medio circulante (m<sup>3</sup>/s).
- B, el ancho medio del cauce (m.)
- j, la pendiente del lecho (m/m).

Si se estudian dos momentos  $t_1$  y  $t_2$  separados un intervalo de tiempo  $t$  ( $t = t_2 - t_1$ ) se presenta la situación siguiente:

$$\frac{S_1 - S_2}{t} = \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2}$$

Aplicando la ecuación Muskingum:

$$S_1 = K \cdot (X \cdot I_1 + (1 - X) \cdot O_1)$$

$$S_2 = K \cdot (X \cdot I_2 + (1 - X) \cdot O_2)$$

Sustituyendo  $S_1$  y  $S_2$  en la ecuación inicial, se puede despejar  $O_2$  en función de  $I_1$ ,  $I_2$  y  $O_1$ , que son datos que se conocen; ya que el hidrograma de entrada se establece previamente, por lo que se conocen todos los valores de I a lo largo del tiempo y, por otro lado,  $O_1$  es posible determinarlo, simplemente aplicando el sistema de ecuaciones al intervalo de tiempo anterior. En consecuencia:

$$O_2 = c_1 \cdot I_1 + c_2 \cdot I_2 + c_3 \cdot O_1$$

donde:

$$c_1 = \frac{2 \cdot K \cdot X + t}{2 \cdot K \cdot (1 - X) + t}$$

$$c_2 = \frac{-2 \cdot K \cdot X + t}{2 \cdot K \cdot (1 - X) + t}$$

$$c_3 = \frac{2 \cdot K \cdot (1 - X) - t}{2 \cdot K \cdot (1 - X) + t}$$

Como se puede observar  $c_1 + c_2 + c_3 = 1$  y además todos estos coeficientes tienen que ser positivos, ya que, de no ser así, pueden resultar valores negativos para  $O_2$ .

Este condicionante limita los valores de K y X, los cuales tienen que cumplir unas determinadas relaciones entre ellos, para que los resultados sean fiables. Esta relación queda reflejada en la Figura 21.

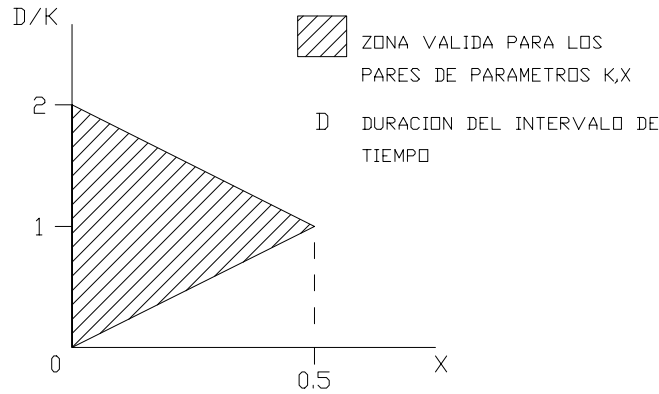


Figura 21.

Si se generaliza la expresión para todo el hidrograma, el resultado es el siguiente:

$$O_{n+1} = c_1 \cdot I_n + c_2 \cdot I_{n+1} + c_3 \cdot O_n$$

#### 4.7.2.- LAMINACIÓN DE EMBALSES: MÉTODO PULS.

Al igual que en el apartado anterior, conceptualmente se trata de la aplicación de la ecuación de continuidad de Saint-Venant, adaptado para la situación concreta que se analiza. Por ello se parte de nuevo de la ecuación:

$$\frac{S_1 - S_2}{t} = \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2}$$

Si se agrupan los términos conocidos en un coeficiente, al que se le denomine  $a_1$ , se puede establecer:

$$a_1 = \frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1}{2} + \frac{S_1}{t}$$

Los valores desconocidos  $S_2$  y  $O_2$  se pueden expresar en función de la altura de la lámina de agua  $H$  en el embalse.

$$a_1 = \frac{S_2(H_2)}{t} + \frac{O_2(H_2)}{2}$$

El cálculo de la altura de la lámina de agua en el embalse  $H$  requiere un conocimiento más o menos detallado de la curva de superficie-altura. Si se prescinde de considerar un desagüe de fondo, la cantidad de datos necesarios se reduce al volumen total de embalse y a la superficie ocupada por la lámina cuando el volumen embalsado es máximo (SUPmax).

Asimismo, si se desprecia el incremento de área que experimenta la superficie del agua, cuando varía  $H$  por encima de la superficie de vertido, el almacenamiento por encima de dicha altura se puede expresar por:

$$S(H) = SUPmax \cdot H$$

Por otro lado, el caudal de salida se evalúa por:

$$O(H) = C_v \cdot L \cdot (H)^{2/3}$$

donde:

$C_v$ , es el coeficiente del vertedero, usualmente comprendido entre 1.7 y 2.16  
 $L$ , la longitud efectiva del vertedero (m.)

El procedimiento de cálculo consiste en un método iterativo que comprende las siguientes fases:

- 1.- Cálculo de  $a_1$ .
- 2.- Se supone que  $H_2$  es igual a  $H_1$  en una primera aproximación.
- 3.- Se obtiene el caudal de salida  $O_2$  mediante la ecuación correspondiente.
- 4.- Se calcula el volumen almacenado  $S_2$ , mediante la ecuación:

$$S_2 = \left( a_1 - \frac{O_2}{2} \right) \cdot t$$

- 5.- Se obtiene la altura  $H_2$  correspondiente a dicho almacenamiento.
- 6.- Se calcula el caudal de salida  $O_2$  correspondiente a  $H_2$ .
- 7.- Si este valor de  $O_2$  coincide, o es muy próximo, con el obtenido en el apartado 3, se ha conseguido la convergencia del proceso; en caso contrario, se realiza la siguiente iteración comenzando en el apartado 4.

## **5.- ESTIMACIÓN DE LOS NIVELES DE INUNDACIÓN**

Una vez obtenido un valor de caudal, para el que se quiere determinar los calados de agua originados en la zona, se pasa a un estudio hidráulico del movimiento del flujo en las secciones consideradas.

Si la parte del cauce a estudiar presenta una cierta uniformidad en su discurrir, el cálculo se puede simplificar considerando movimiento permanente y uniforme. De esta forma la estimación del calado se puede realizar utilizando fórmulas ideadas para canales como pueden ser las expresiones de Manning o de Chezy.

Si por el contrario no existe esta uniformidad, ya sea porque el cauce natural presenta variaciones apreciables de sección o bien porque se han realizado obras en él que modifican, en una zona concreta, su capacidad de evacuación, el análisis es más complejo, considerándose en dicho caso movimiento permanente no uniforme.

El resultado final se puede concretar en un valor único de inundación para el valor del caudal punta estimado o por el contrario se puede elaborar una *curva de gasto* para cada punto concreto de la zona. Esta segunda opción ofrece un documento que permite estimar rápidamente cuales serían los calados alcanzados por el agua para distintos caudales y, a la vez, estimar valores de caudal que estén pasando en un momento dado simplemente con leer, en una escala situada al efecto, el nivel de agua.

La estimación de las curvas de remanso se realiza suponiendo movimientos permanentes y uniformes sucesivos de forma que se mantenga una línea de energía acorde con las pérdidas de carga asociadas al movimiento del flujo.

## **6.- APLICACIÓN DE LA INFORMÁTICA EN ESTE CAMPO**

El mayor inconveniente que presentan los métodos para la estimación de caudales de avenida basados en el Hidrograma Unitario es el elevado número de cálculos y operaciones para obtener valores de caudal punta.

Este problema también se presenta cuando se pretende calcular el nivel de inundación. La estimación de las curvas de remanso originadas por obras y situaciones concretas en la red de drenaje, dadas las irregularidades que presentan los cauces naturales, requiere muchos cálculos.

Actualmente, al disponer del potencial de cálculo que proporcionan los ordenadores, existen programas que realizan todas estas operaciones facilitando enormemente la aplicación habitual de estos métodos en situaciones muy variadas.

## 7.- BIBLIOGRAFÍA

- ANDERSON H.G., BURT T.P. (1985) "*Hydrological forecasting*". John Wiley & Sons. 604 págs.
- CHOW V.T., 1964 "*Handbook of applied hydrology (a compendium of water-resources technology)*", 1418 págs, Mc.Graw-Hill Co. New York.
- CHOW V.T., MAIDMENT D.R., MAYS L.W., 1988 "*Applied Hydrology*", 572 págs, Mc.Graw-Hill Co.
- CICCP (1974). "*Estadística y simulación aplicadas a la ingeniería civil*". 574 págs.
- DE SIMÓN NAVARRETE E., MINTEGUI AGUIRRE J.A, GARCÍA RODRÍGUEZ J.L. y ROBREDO SÁNCHEZ J.C., 1990-91 "*Proyecto de restauración hidrológico-forestal de las cuencas alimentadoras de la ramblas de Aulago y Aljibe*" I.A.R.A. - Almería.
- DE SIMÓN NAVARRETE E., MINTEGUI AGUIRRE J.A, GARCÍA RODRÍGUEZ J.L. y ROBREDO SÁNCHEZ J.C., 1993 "*La restauración hidrológico-forestal en las cuencas hidrográficas de la vertiente mediterránea*" 325 págs. Información Técnica N° 22/93. Consejería de Agricultura y Pesca. Junta de Andalucía.
- DOOGE J.C.I., 1959 "*A general theory of the unit hydrograph*" J. geophys. Res. 64. pp 214.
- FLEMMING G., (1975) "*Computer simulation techniques in hydrology*". Elsevier, 333 págs.
- GARCÍA NÁJERA J.M., 1943, 1962 (2ª edición) "*Principios de Hidráulica Torrencial y sus aplicaciones a la corrección de torrentes*", 297 págs., I.F.I.E. Madrid.
- GUMBEL E.J., 1954 "*Statistical theory of extreme values and some practical applications*" U.S. Bur. Std. Appl. Math. Ser. 33, Febrero.
- HOLTAN H.N., 1975 "*A formulation for quantifying the influence of soil porosity and vegetation on infiltration*" Unesco SC 75/WS/100. París.
- HORTON R.E., 1935 "*Surface runoff phenomena. Part I Analysis of the hydrograph*" 73 págs. Horton Hydrological Laboratory publication 101.
- HORTON R.E., 1939 "*Analysis of runoff-plat experiment with varying infiltration-capacity*" Actas Am. Geophys. Union, Vol. 20, pp 693-711.
- HORTON R.E., 1940 "*An approach toward a physical interpretation of infiltration capacity*" Proc. Soil Sci. Soc. Am., Vol. 5, pp 399-417.
- HERAS R., (1983) "*Recursos hidráulicos, síntesis metodología y normas*". CICCP
- IRYDA, 1985 "*Diseño y construcción de pequeños embalses*", 197 págs, Serie de Ingeniería Rural y Desarrollo Agrario.- Manual Técnico núm. 2. M.A.P.A.
- HOLTAN H.N. (1975) "*A formulation for Quantifying the influence of soil Porosity and vegetation on infiltration*". Unesco SC 75/ WS/100. París.
- INSTRUCCIÓN 5.2 (1990) "*IC Drenaje Superficial*" M.O.P.U., Dirección General de Carreteras.

- KIRPICH Z.P., 1940 "*Time of Concentration of Small Agricultural Watersheds*" Civil Engineering, Vol. 10, Junio. p 362.
- LEAVESLEY G.H., LICHTY R.W., TROUTMAN B.M. y SAINDON L.G., 1983 "*Precipitation-Runoff Modeling System: User's manual*" 207 págs. U.S. Geological Survey. Water Resources investigations report 83-4238. Denver.
- LIGGETT J.A. y WOOLHISER D.A., 1967 "*Unsteady, one-dimensional flow over a plane. The rising hydrograph*" Water Resources Research, Vol. 3, N° 3, pp 753-771.
- LINSLEY R.K. (Jr.), KOHLER M.A. y PAULHUS J.L.H., 1958, 1967, 1977 (2ª edición) "*Hidrología para ingenieros*" 386 págs. Ed. Mc Graw-Hill Latinoamericana S.A. Bogotá.
- MANNING R., 1891, 1895 "*On the flow of water in open channels and pipes*" Actas Inst. Civil Engrs. Ireland, 1891 Vol. 20 pp 161-207 y 1895 Vol. 24 pp 179-207. Dublin.
- Mc CUEN R.M., 1982 "*A Guide to Hydrologic Analysis Using S.C.S. Methods*" Prentice - Hall Inc. Englewood Cliffs.
- MINTEGUI AGUIRRE J.A., LÓPEZ UNZU F. (1990) "*La Ordenación Agrohidrológica en la Planificación*". Servicio Central de Publicaciones del Gobierno Vasco. Vitoria.
- MINTEGUI AGUIRRE J.A., ROBREDO SÁNCHEZ J.C. (1993) "*Métodos para la estimación de los efectos torrenciales en una cuenca hidrográfica. Manual para un programa básico*". Fundación Conde del Valle Salazar. E.T.S. de Ingenieros de Montes de Madrid.
- MOSS B. (1980) "*Ecology of fresh waters*". Blackwell Scientific Publications. 332 págs.
- MULVANEY T.J., 1850 "*On the use of self-registering rain and flood gauges in making observations of the relations of rainfall and of flood discharges in a given catchment*" Proc. Inst. Civ. Eng. Irlanda Vol N° 71, pp 18-31.
- MUSGRAVE G.V. (1955) "*How much of the rain enters the soil?*". En el Yearbook of Agriculture, US Dept. Agri. págs 151-159. Washington.
- NASH J.E., 1960 "*A unit hydrograph study with particular reference to British Catchments*" Pr. I.C.E. 17, pp 249-282.
- O'DONNELL T., 1960 "*Instantaneous unit hydrograph derivation by harmonic analysis*" Int. Assoc Sci Hydrology. Publ. N°51. pp 546-557.
- O'DONNELL T., 1966 "*Methods of computation in hydrograph analysis and synthesis, in recent trends in hydrograph synthesis*" Proc Tech. Meeting 21. T.N.O. The Hage. pp 65-103.
- OVETON D.E., MEADOWS M.E. (1976) "*Stormwater modelling*". Academic Press. 358 págs.
- PHILIP I.R., 1957, 1958 "*The Theory of Infiltration*" Soil Science, Vol. 83, 1957 pp 345-375, pp 435-448, Vol. 84, 1957 pp 163-178, pp 257-264, pp 329-346 y Vol. 85, 1958 pp 435-458.
- PONCE V.M., 1989 "*Engineering hydrology. Principles and practices*" 640 págs. Prentice Hall. New Jersey.
- PONCE V.M. (1989) "*Engineering hydrology. Principles and practices*". Prentice Hall. New Jersey. 640 pág.

- SHERMAN L.K., 1932 "*Streamflow from Rainfall by the Unit Hydrograph Method*" Eng. News Record 108. pp 501-505.
- SNYDER F.F., 1938 "*Synthetic Unit-Graphs*" Actas, American Geophysical Union, Vol. 19. pp 447-454.
- RANTZ S.E., et al (1982) (1983). "*Measurement and computation of streamflow*" Geological Survey water-supply paper 2175. 631 págs.
- RAY, K. LINSLEY. "*Flood estimates: How good are they?*" Water Resources Research. vol. 22, núm. 9. Agosto 1986.
- TEMEZ, J.R. (1978 Y 1989). "*Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales*" M.O.P.U. Dirección General de Carreteras. Madrid.
- THIESSEN A.H., 1911 "*Precipitation for large areas*" Monthly Weather Rev., Vol. 39, pp 1082-1084. Julio.
- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 1981 "*HEC-1, Flood hydrograph package. Users manual*". Water Resources Support Center. Hidrologic Engineering Center. 723-x6-12010.
- U.S. BUREAU OF RECLAMATION, 1970 "*Proyecto de presas pequeñas*" (Desing of small dams), 601 págs, Dossat. Madrid
- U.S.D.A. AGRICULTURAL RESEARCH SERVICE S.9., 1973 "*H.Y.M.O: Problem oriented computer language for hydrologic modeling*", 76 págs, Texas University.
- VEN TE CHOW (1964)"*Handbook of applied hydrology (a compendium of water-resources technology)*".
- WOODING R.A., 1965 "*A hydraulic model for the catchment stream problem. 1.- Kinematic wave theory*" Journal of hydrology 3. pp 254-267.