

## Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales







# Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales

La publicación *Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales* ha sido retirada de la relación de documentos normativos de obligado cumplimiento en los proyectos y obras de la Dirección General de Carreteras.

Desde su edición, en 1987, se han producido cambios significativos derivados fundamentalmente de la publicación de la norma 5.2 *IC Drenaje superficial* (Orden FOM298/2016 y sus modificaciones posteriores).

Estos cambios, junto con el lógico avance de la técnica y la desactualización de varias de las referencias que figuran en el documento, han conducido a su retirada de la relación citada. No obstante, presenta una gran cantidad de principios generales y criterios básicos que mantienen su validez y que deben ser conocidos y pueden ser aplicados, por lo que se ha creído conveniente incluir la publicación dentro de la sección destinada a bibliografía, para su conocimiento y empleo selectivo con criterio ingenieril.

NIPO: 151-87-021-4  
ISBN: 7433-457-8  
D. L.: M-17.416-1987

Imprime  **Alanmer, S. A.**  
Lérida, 41. 28020 MADRID

# INDICE

<b>PRESENTACION</b>	9
<b>PRIMERA PARTE: CONOCIMIENTOS PREVIOS</b>	11
1. CONCEPTOS BASICOS DE AVENIDAS	13
1.1 Generalidades	15
1.2 Distribución de un agua- cero. Escorrentía	15
1.3 Entradas de agua en la cuenca. Pluviogramas e hietogramas	16
1.4 Salidas de agua de la cuenca. Hidrogramas	18
1.5 Desfase entre las en- tradas y salidas de es- correntía. Tiempo de con- centración	20
2. CALCULO DE LA ESCORREN- TIA	23
2.1 Leyes del U. S. Soil Conservation Service	25
2.2 Parámetro $P_0$	26
3. HIDROGRAMA UNITARIO	33
3.1 Generalidades	35
3.2 Hipótesis básicas	35
3.3 Morfología	35
3.4 Proceso de cálculo	37
4. CONCEPTOS ESTADISTICOS	39
<b>SEGUNDA PARTE: METODO PROPUESTO</b>	43
5. JUSTIFICACION DE LA FOR- MULA ADOPTADA	45
5.1 Generalidades	47
5.2 Caso ideal	47
5.3 Intervalo de precipita- ción suministrador del caudal punta	48
5.4 Caso real	49
6. CALCULO DE LA INTENSI- DAD DE PRECIPITACION	51
6.1 Introducción	53

6.2	Curvas intensidad-duración en una estación	53
6.3	Familia de curvas intensidad-duración de las diferentes estaciones	54
6.4	Curva intensidad-duración de una cuenca pequeña	56
6.5	Cálculo del valor de la intensidad determinante del caudal punta	56
6.6	Máxima precipitación diaria	56
7.	CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA	57
7.1	Introducción	59
7.2	Valores instantáneos	59
7.3	Valor medio en un intervalo de tiempo	60
7.4	Ley definitiva	61
8.	LIMITACIONES DEL METODO Y SU APLICACION A CUENCAS SINGULARES	63
8.1	Limitaciones generales	65
8.2	Cuencas con efectos extraordinarios de laminación	65
8.3	Cuencas urbanas	66
8.4	Aplicación al drenaje superficial de carreteras	68
9.	ASPECTOS DE LA LEY DE FRECUENCIA DE MAXIMOS CAUDALES	69
10.	APLICACION A ESPAÑA	73
10.1	Introducción	75
10.2	Documentación pluviométrica	75
10.3	Contraste empírico	76
10.4	Estimación del parámetro $P_0$	76
10.5	Resumen del proceso operativo	78
10.6	Ejemplo numérico	80
	<b>ANEJOS</b>	<b>85</b>
A.	TIEMPO DE CONCENTRACION	87
A.1	Introducción	89



A.2	Formas de evaluar el retraso	89
A.3	Fórmulas vigentes	91
A.4	Contraste empírico de las fórmulas	92
A.5	Fórmula propuesta para el tiempo de concentración	97
<b>B.</b>	<b>ANÁLISIS CRÍTICO DE OTROS MÉTODOS</b>	<b>99</b>
B.1	Introducción	101
B.2	Método racional	101
B.3	Método Californiano	101
B.4	Método de Cook	102
B.5	Norma actual de la Dirección General de Carreteras	102
B.6	Método B. P. R.	104
B.7	Método de Ven Te Chow	104
B.8	Método Ruso	105
B.9	Método Alemán	105
<b>C.</b>	<b>LEY ENVOLVENTE PARA ESPAÑA PENINSULAR</b>	<b>107</b>
C.1	Introducción	109
C.2	Deducción a partir del método general	109
	<b>RESUMEN</b>	<b>113</b>
	<b>REFERENCIAS</b>	<b>117</b>
	<b>LISTA DE SIMBOLOS</b>	<b>121</b>



# PRESENTACION

El cruce de carreteras con cursos de agua plantea el problema del adecuado dimensionamiento de las obras de desagüe con criterios de economía y seguridad, problema en el cual juega un papel decisivo la magnitud de los máximos caudales que cabe esperar se presenten con una determinada frecuencia.

Si bien la importancia del caso decrece generalmente al hacerlo el tamaño de la cuenca drenada, las obras de desagüe de las pequeñas cuencas, por ser muy numerosas, tienen globalmente una significativa repercusión económica en el conjunto de la carretera y una gran incidencia en los proyectos.

La ausencia de datos de caudales es una característica común a la mayoría de estos pequeños cauces y, por ello, su estimación suele hacerse normalmente a partir de la información pluviométrica disponible, mediante alguno de los procesos conocidos de cálculo. Estos procedimientos llevan implícitos hipótesis y simplificaciones que siguen siendo objeto de debate entre los especialistas y ponen en entredicho la validez de sus resultados, por lo que continúan en los distintos países los trabajos de investigación en busca de procedimientos que, sin excesiva complejidad, proporcionen cifras de caudales con razonable precisión.

En esa línea, y como paso previo a la actualización de la Norma de Drenaje vigente, se sitúa el estudio patrocinado y supervisado por el Servicio de Geotecnia de la Dirección General de Carreteras, que se ha plasmado en la publicación «Cálculo Hidrometeorológico de Caudales Máximos en Pequeñas Cuencas Naturales».

La primera versión, aparecida en 1978, presentó una metodología sencilla, cuya validez se comprobó en los distintos ambientes climáticos de España, a la vez que se determinaban en ellos los valores adecuados de los parámetros, para así facilitar una cómoda y directa aplicación en todo el territorio nacional.

Las posteriores comprobaciones de detalle en algunas cuencas experimentales y la extensa aplicación que a partir de 1978 se hizo del método de cálculo propuesto, han permitido conocerlo mejor y han aconsejado introducir algunas pequeñas variaciones en el nuevo texto que se presenta, y que afectan a la redacción de alguna de sus partes, pero no a su esencia y conclusiones prácticas. Concretamente, las modificaciones se refieren a una más detenida justificación del proceso para estimar el coeficiente de escorrentía y, especialmente, del multiplicador regional del parámetro  $P_0$  (precipitación mínima necesaria para que se produzca escorrentía) que en él interviene, a la vez que se retocan, en base a una más amplia disponibilidad de datos pluviométricos, las isolíneas que definen la relación de la lluvia horaria a la diaria en España.

**José A. Hinojosa Cabrera**

*Ingeniero Jefe del Servicio  
de Geotecnia*



**PRIMERA PARTE:  
CONOCIMIENTOS PREVIOS**



1.





## 1.1 Generalidades

Se denomina avenida, riada o crecida, al paso por el río de caudales extraordinarios por su gran magnitud.

Sus posibles efectos negativos son bien conocidos: inundaciones con pérdida de vidas humanas y daños materiales, ruina de puentes y otras construcciones ubicadas en el entorno del cauce, etcétera.

El estudio de tales episodios hidrológicos tiene un evidente interés para prevenirse contra ellos y dimensionar adecuadamente las obras dispuestas para su paso, tales como los aliviaderos de las presas, los cruces de los cursos de agua con las vías de comunicación, los diques de defensa, etc.

Las avenidas son provocadas generalmente por lluvias importantes, por la fusión intensa de la nieve, o bien una combinación de ambas causas. Las de origen nival difieren de las pluviales en sus leyes y variables, exigiendo un tratamiento específico e independiente, por lo que se marginan de este trabajo al ser poco frecuentes en la mayor parte de nuestra geografía.

Tampoco se consideran aquí las avenidas extrahidrológicas debidas a la onda de rotura de una estructura que previamente estuviera cerrando el paso al agua y provocando su almacenamiento: presa, cruce de vía de comunicación con desagüe insuficiente u obstruido por vegetación, etc.

## 1.2 Distribución de un aguacero. Escorrentía

Las gotas precipitadas en un aguacero siguen sobre la cuenca derroteros de naturaleza muy diferente (fig. 1.1) y sólo una parte de ellas interviene en la formación de la avenida correspondiente, mientras el resto no llega nunca al río, o lo hace con retraso, una vez extinguida aquélla. Antes de entrar en materia, conviene por tanto analizar esos distintos comportamientos y descubrir así qué componente de la lluvia es realmente responsable fundamental de la onda de avenida.

Si la precipitación es de escasa cuantía, toda ella queda en el suelo como humedad de su capa superior no saturada, formando charcos en las irregularidades del terreno, o retenida por la vegetación. En cualquier caso, acabará evaporándose en fechas posteriores, sin que los cauces acusen su presencia.

Por el contrario, en aguaceros más importantes, el suelo, al irse saturando, dejará escurrir por la superficie un porcentaje cada vez mayor de la precipitación, que llamaremos escorrentía; esas aguas tendrán un primer recorrido por el terreno («land flow») hasta llegar a uno de los ramales de su red de drenaje, por la que seguirán («channel flow») hasta el punto de desagüe.

Simultáneamente, parte del agua caída irá filtrándose hacia el subsuelo saturado (capa freática), pasando así a reforzar las reservas de ese embalse subterráneo; las aguas subálveas saldrán nuevamente a la superficie mediante el desagüe directo de la capa freática a los cauces y, a veces, en lugares excepcionales, a través de las fuentes.

La lluvia acumulada en el suelo por encima del nivel freático (almacenamiento superficial y humedad de la capa no saturada),

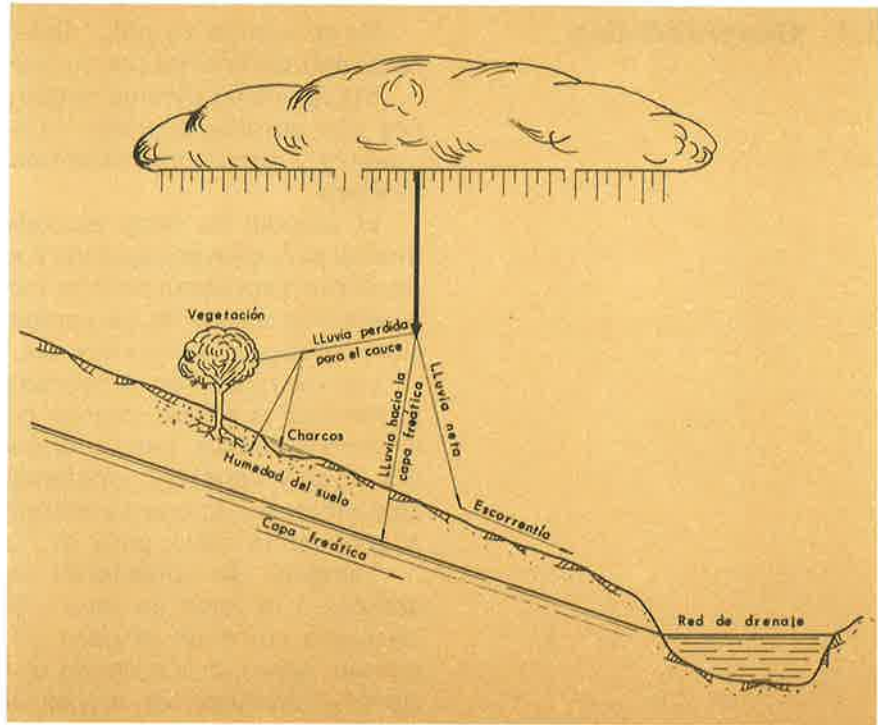


Fig. 1.1  
Distribución  
de la precipitación  
de un aguacero.

según se ha dicho, es agua perdida para el río y acabará evaporándose.

La precipitación infiltrada hasta el embalse freático, en términos generales, acaba desaguando a los cauces, pero tras un lento y subterráneo caminar, en un progresivo desembalse, que puede durar largo tiempo después de que hayan cesado las lluvias, siendo la aportación subterránea la única que alimenta los ríos en las fechas de sequía; es decir, su aparición en el cauce se diluye en el tiempo con una evolución suave de los caudales, que no provoca grandes máximos.

Por el contrario, las aguas superficiales afluyen rápidamente al cauce y su volumen total se evacua en un tiempo relativamente corto, dando lugar a los caudales más importantes.

Las consideraciones anteriores muestran el carácter dominante de la escorrentía en la génesis de las grandes avenidas, hasta el punto de que la mayoría de los métodos hidrometeorológicos sólo contemplan esta componente y desprecian la subterránea en una primera aproximación, lo que, a veces, es suficiente a fines prácticos.

### 1.3 Entradas de agua en la cuenca. Pluviogramas e Hietogramas

Las precipitaciones atmosféricas constituyen las entradas de agua en la cuenca y su ritmo de llegada a un punto dado de la misma, quedaría reflejado en los registros de un pluviógrafo colocado en él; ellos definen directamente el pluviograma o gráfico del total de lluvia precipitada desde el instante inicial (fig. 1.2).

El pluviograma medio de una cuenca se podrá obtener como una combinación lineal de los registrados en diversos puntos de su

## CONCEPTOS BASICOS DE AVENIDAS

superficie o alrededores, siguiendo las técnicas habituales para deducir la lluvia de un área a partir de registros puntuales en su entorno (isoyetas, polígonos de Thiessen, etc.).

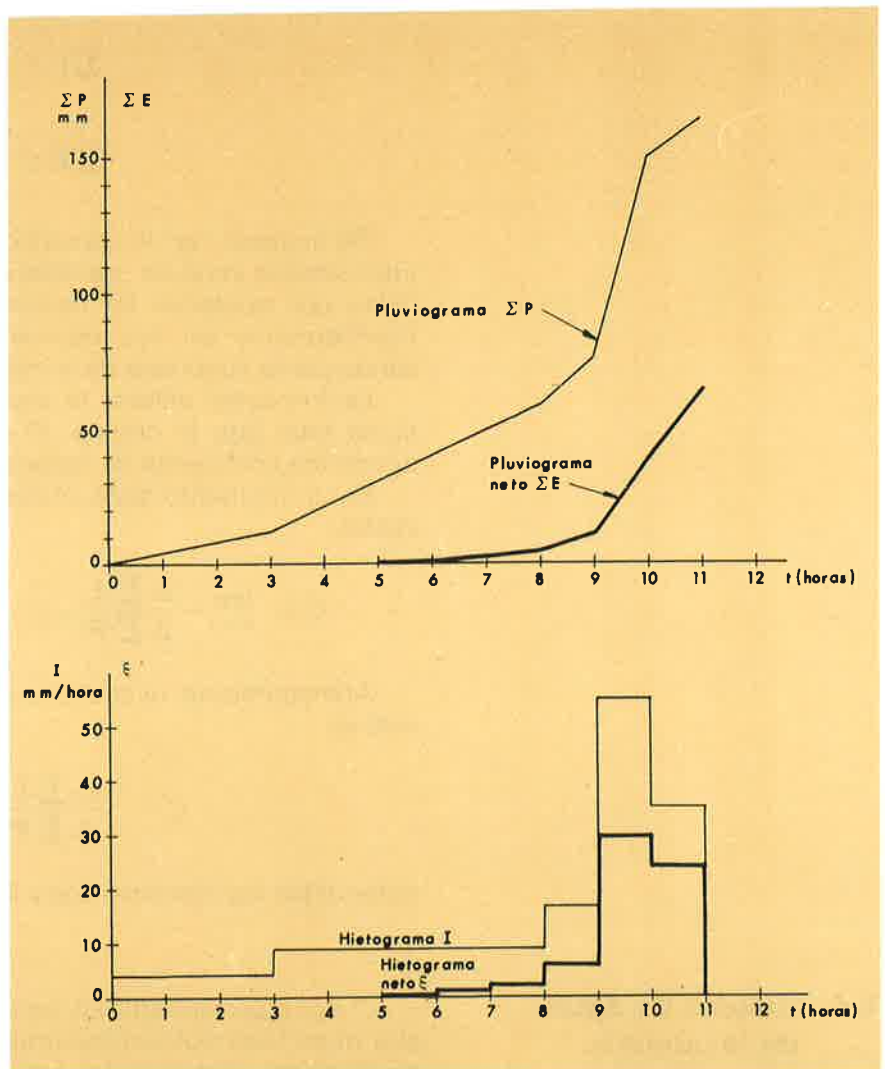


Fig. 1.2  
Pluviogramas  
e hietogramas.

Aquella parte de la precipitación que va a convertirse en escorrentía se denomina lluvia neta. Ambos términos, lluvia neta y escorrentía, se refieren pues al mismo volumen de agua, contemplándolo el primer vocablo en su fase de precipitación y el segundo mientras discurre por la cuenca.

Según se ha visto en el apartado anterior, solamente esta componente neta del pluviograma será determinante decisiva en el proceso de una gran avenida y, por tanto, conviene destacarla y centrar la atención en ella. El gráfico que define su valor acumulado a lo largo del tiempo se denomina pluviograma neto, y el capítulo siguiente se dedica a su cálculo.

El pluviograma se suele valorar en altura de agua (generalmente en milímetros) y si se quisiera expresar en volumen no habría más que multiplicar dicha altura por la superficie de la cuenca.

## CONCEPTOS BASICOS DE AVENIDAS

Las leyes derivadas del pluviograma y del pluviograma neto definirán las intensidades de precipitación  $I$  y de lluvia neta  $\epsilon$ , respectivamente, y se denominan hietograma e hietograma neto (fig. 1.2.). Se cumplirá:

$$\Sigma P = \int_0^t I dt$$

$$\Sigma E = \int_0^t \epsilon dt$$

De acuerdo con lo expuesto al hablar de los pluviogramas, las intensidades vendrán medidas en unidades de altura de agua divididas por unidades de tiempo (generalmente mm/h) y podrán transformarse en sus equivalentes volúmenes/tiempo multiplicando por la superficie de la cuenca.

Es frecuente valorar la escorrentía como un porcentaje de la lluvia total que la originó. El cociente entre ambas variables se denomina coeficiente de escorrentía.

En un momento dado, el coeficiente instantáneo de escorrentía valdrá:

$$C = \lim_{\Delta \rightarrow 0} \frac{\Delta \Sigma E}{\Delta \Sigma P} = \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{\epsilon(t) \Delta t}{I(t) \Delta t} = \frac{\epsilon(t)}{I(t)}$$

Análogamente, el coeficiente de escorrentía medio en un intervalo es:

$$C = \frac{\Delta \Sigma E}{\Delta \Sigma P} = \frac{\int \epsilon dt}{\int I dt}$$

extendidos los incrementos y las integrales a dicho intervalo.

### 1.4 Salidas de agua de la cuenca. Hidrogramas

El agua precipitada en una cuenca, que no se evapora desde ella ni se fuga subterráneamente hacia otras cuencas vecinas o hacia el mar (en general estas fugas son despreciables), acaba apareciendo en los cauces que componen su red de drenaje por vía superficial o subálvea, para, finalmente, salir de la cuenca por su punto de desagüe. El ritmo de esta salida quedará definido por gráficos análogos al hietograma y pluviograma de entrada, según se verá a continuación.

El registro directo de una estación de aforo es el limnigrama o curva cronológica de las cotas alcanzadas por el agua en ese punto del cauce. Dichas cotas se traducen en caudales mediante la ley de gasto de la estación que relaciona ambas variables, y así se obtiene el hidrograma o curva cronológica, que define la intensidad de salida del agua de la cuenca expresada en caudal (generalmente m<sup>3</sup>/seg.). También podría transformarse en altura de agua/tiempo, dividiendo por la superficie de la cuenca.

A la integral del hidrograma se le denomina «curva de caudales acumulados» y representa el volumen total de agua  $V$  des-

## CONCEPTOS BASICOS DE AVENIDAS

aguado desde el origen de tiempos hasta cada instante. Su uso no es tan habitual como el del hidrograma en el análisis de las avenidas.

La relación entre ambas curvas se desprende de su propia definición:

$$V = \int_0^t Q dt$$

Según se ha dicho, durante el paso de una avenida coexisten indiferenciados, en el punto de desagüe, caudales de procedencia superficial y subterránea, y las estaciones de aforo registran lógicamente el total de ambos. Por las razones ya apuntadas en apartados anteriores, para utilizar esos datos en los estudios hidrometeorológicos de avenidas, conviene separar el hidrograma subálveo y destacar el de escorrentía, único que dichos estudios consideran.

No es tarea fácil desglosar el hidrograma total en sus dos componentes, pero, normalmente, es suficiente a fines prácticos una estimación aproximada guiada por las siguientes consideraciones:

- En ausencia de escorrentía, los caudales del río son únicamente de origen subterráneo y siguen leyes suavemente decrecientes llamadas curvas de agotamiento. La ruptura de ese ritmo en el hidrograma es precisamente la señal que permite detectar el origen y final de la escorrentía (puntos  $\alpha$  y  $\omega$  de la figura 1.3).

El hidrograma subterráneo entre  $\alpha$  y  $\omega$  se obtiene extrapolando en determinados tramos, las curvas de agotamiento que mueren y nacen respectivamente en esos puntos, y enlazándolos con un tramo de acuerdo.

- En los primeros instantes, los niveles de agua suben más rápidamente en el cauce que en la capa freática, lo cual no favorece el desagüe de dicha capa.

Por el contrario, en la decrecida, al ser el descenso de la lámina de agua también más brusco en el río, se facilita la evacuación del freático. En esos momentos tendrá lugar el máximo caudal subterráneo.

De acuerdo con los comentarios anteriores, el trazado de la componente subterránea del hidrograma presenta el aspecto de la figura 1.3; restando dicha componente del caudal total se obtiene la componente superficial.

Los hidrogramas, incluso de una misma cuenca, ofrecen, según las fechas, diferentes configuraciones y duraciones, en consonancia con los pluviogramas que los originan.

Se definen a continuación (fig. 1.3) una serie de conceptos relativos a su morfología.

- Tiempo de base,  $T_b$ , es la duración del hidrograma de escorrentía.
- Caudal punta es el máximo caudal registrado durante el paso de la avenida.

— Tiempo de punta es el tiempo transcurrido desde el origen hasta el instante de producirse el máximo caudal.

Los tramos del hidrograma, comprendidos dentro del tiempo de base, se denominan de crecida o de decrecida, según que en ellos los caudales aumenten o disminuyan con el tiempo.

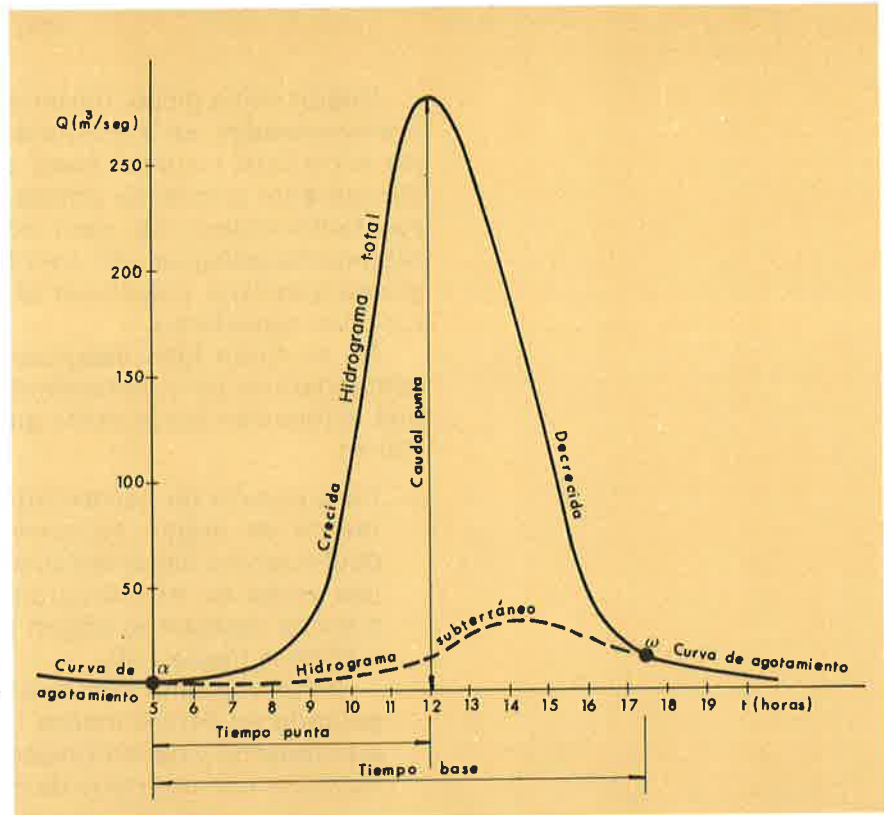


Fig. 1.3 Hidrogramas.

## 1.5 Desfase entre las entradas y salidas de escorrentía. Tiempo de concentración

En los apartados anteriores se han definido los conceptos básicos relativos a la entrada y salida de agua en una cuenca, prestando especial atención a aquella parte que discurre por vía superficial: la escorrentía.

La relación entre esa entrada y salida constituye la base de cualquier trabajo hidrometeorológico como el que nos ocupa, y se irá perfilando a lo largo de nuestra exposición. De momento, nos limitaremos a hacer un primer apunte cualitativo del problema con sus rasgos más elementales e inmediatos.

Para una mejor comprensión de los comentarios siguientes se aconseja la observación de la figura 1.4.

Por definición, tanto la ordenada final del pluviograma neto, como las áreas del hietograma neto y del hidrograma superficial, tienen que definir un mismo volumen de agua: aquél que va a escurrir o ha escurrido por vía superficial. Los dos primeros gráficos marcan su ritmo de entrada en la cuenca y el tercero el de su salida de la misma.

El tiempo de origen  $t_\alpha$  del pluviograma e hietograma neto, coincidirá con el del hidrograma de la crecida, pues tan pronto se produzca escorrentía llegará al punto de desagüe la parte correspondiente a las áreas próximas a dicho punto.

# CONCEPTOS BASICOS DE AVENIDAS

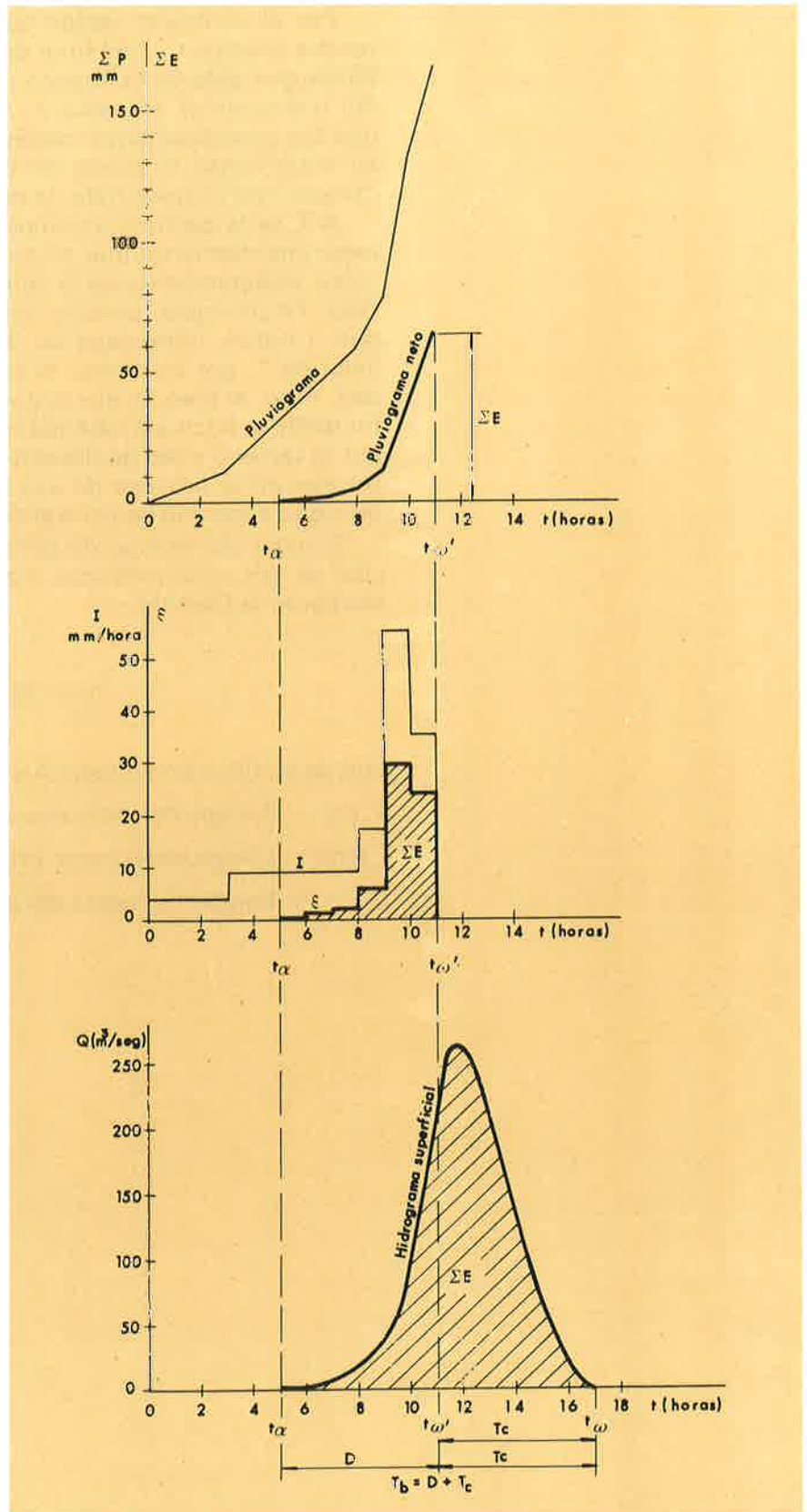


Fig. 1.4  
Desfase entre las entradas  
y salidas de escorrentía  
en la cuenca.

## CONCEPTOS BASICOS DE AVENIDAS

Por el contrario, desde que finalizan las entradas de escorrentía (tiempo  $t_{\omega}$ , del final del hietograma y pluviograma neto), hasta que sale de la cuenca su última gota (tiempo  $t_{\omega}$  del final del hidrograma), transcurre un cierto tiempo  $T_c$  necesario para que las precipitaciones caídas en zonas alejadas puedan hacer su viaje hasta el punto de desagüe. Si denominamos  $D$  a la duración de la lluvia neta, la del hidrograma será  $T_b = D + T_c$ .

A  $T_c$  se le denomina tiempo de concentración y se comprueba experimentalmente que es característico de cada cuenca y, por tanto, independiente de la configuración y magnitudes del aguacero. En principio, pudiera sorprender tal afirmación, pensando que a mayor intensidad de lluvia le correspondería un menor valor de  $T_c$ , por aumentar el caudal de los ríos y con él la velocidad. Pero, si bien es cierto que con el caudal crece la velocidad, también lo hace simultáneamente el manto de agua circulante por el terreno y red de drenaje, con la consiguiente laminación y retraso en el proceso de evacuación, por lo que ambos efectos de signo contrario se contrarrestan.

El valor del tiempo de concentración de una cuenca es función de sus características morfológicas y se propone estimarlo mediante la fórmula:

$$T_c = 0,3 \left( \frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76}$$

que se justifica en el anejo A y en la que

$T_c$  (h) = Tiempo de concentración

$L$  (km) = Longitud del curso principal

$J$  = Pendiente media del curso principal



# 2.

## CALCULO DE LA ESCORRENTIA



**2.1 Leyes del U. S. Soil Conservation Service**

Según se comentó en el apartado 1.2, las gotas caídas al principio de un aguacero serán absorbidas y retenidas por el suelo, que, conforme se va saturando, permitirá la escorrentía de un porcentaje cada vez mayor de la lluvia, que tenderá al 100 %.

El Soil Conservation Service de los EE. UU., en buen acuerdo con las consideraciones cualitativas anteriores y con los valores experimentales, ha matizado esa dependencia en la fórmula:

$$\Sigma E = 0 \text{ para } \Sigma P < P_0$$

$$\Sigma E = \frac{(\Sigma P - P_0)^2}{\Sigma P + 4 P_0} \text{ para } \Sigma P > P_0$$

en la que

$\Sigma P$  = Lluvia acumulada desde el comienzo del aguacero hasta el instante considerado.

$\Sigma E$  = Escorrentía provocada por  $\Sigma P$ , o componente de lluvia neta de  $\Sigma P$ .

$P_0$  = Parámetro o umbral de escorrentía.

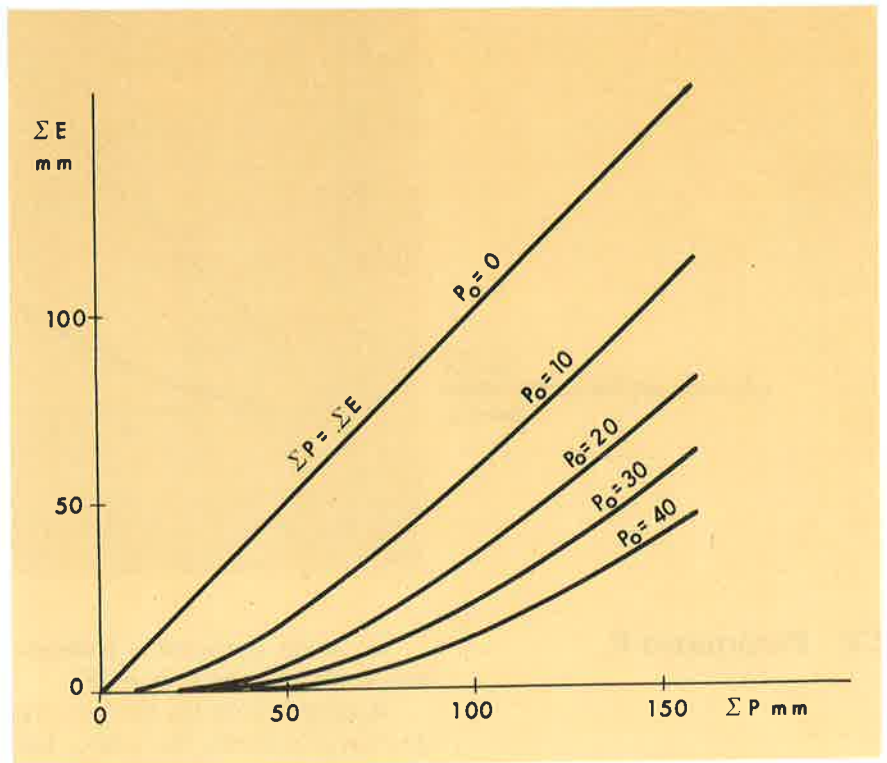


Fig. 2.1  
Leyes de transferencia  
precipitación-escorrentía  
del Soil Conservation Service.

La representación gráfica de la ley para diferentes valores de  $P_0$  da lugar a la familia de curvas de la figura 2.1. La curva límite para  $P_0 = 0$  es la bisectriz  $\Sigma E = \Sigma P$  y corresponde a una cuenca ideal,

## CALCULO DE LA ESCORRENTIA

totalmente impermeable y sin pérdidas ni retención superficial. Las otras tienen un primer tramo de escorrentía nula hasta  $\sum P = P_0$  y, a partir de ese valor, la curva crece y tiende asintóticamente a una recta a 45°.

Se propone reducir dicha familia a una única expresada en valores adimensionales relativos a  $P_0$  (fig. 2.2). Es decir:

$$\frac{\sum E}{P_0} = 0 \text{ para } \frac{\sum P}{P_0} \leq 1$$

$$\frac{\sum E}{P_0} = \frac{(\sum P/P_0 - 1)^2}{\sum P/P_0 + 4} \text{ para } \frac{\sum P}{P_0} > 1$$

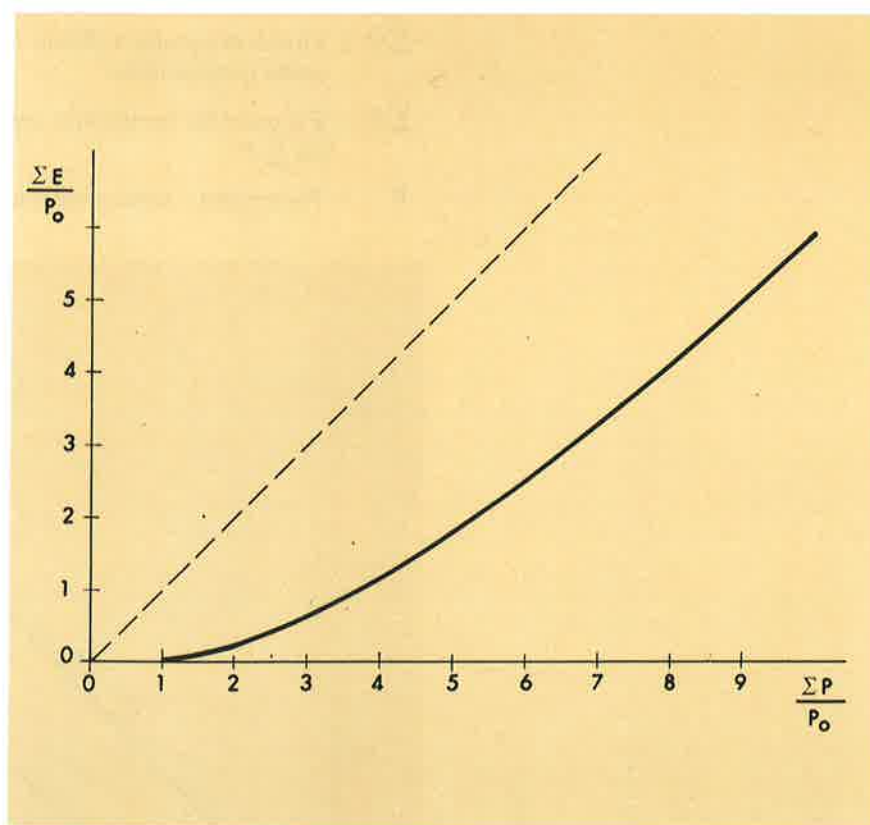


Fig. 2.2  
Ley única del Soil Conservation Service.

### 2.2 Parámetro $P_0$

El único parámetro indeterminado, y que fija las magnitudes absolutas del proceso, es  $P_0$ .

A igualdad de las demás circunstancias, los terrenos arenosos y de mayor espesor de suelo, tienen un valor del parámetro  $P_0$  más alto que los arcillosos y con roca casi superficial. La vegetación tiende a aumentar  $P_0$ , así como todos aquellos factores que faciliten la retención superficial del agua: poca pendiente, cultivo en surcos o bancales, etc. Pero, incluso en una misma cuenca, variará de unas fechas a otras, según la humedad retenida en el suelo al

## CALCULO DE LA ESCORRENTIA

iniciarse el aguacero, lo que a su vez dependerá de las lluvias precedentes; después de una época de sequía el  $P_0$  será mayor que tras un intervalo de fuertes precipitaciones.

A continuación se reproduce la tabla propuesta por el Soil Conservation Service, en condiciones medias de humedad, al comienzo de los aguaceros, con algunas modificaciones y puntualizaciones aconsejadas por la experiencia española.

En correspondencia con esos  $P_0$  medios, se señalan en la figura 2.3 los valores de  $P_0$  en estados extremos de humedad inicial, es decir, con terreno casi seco o casi saturado.

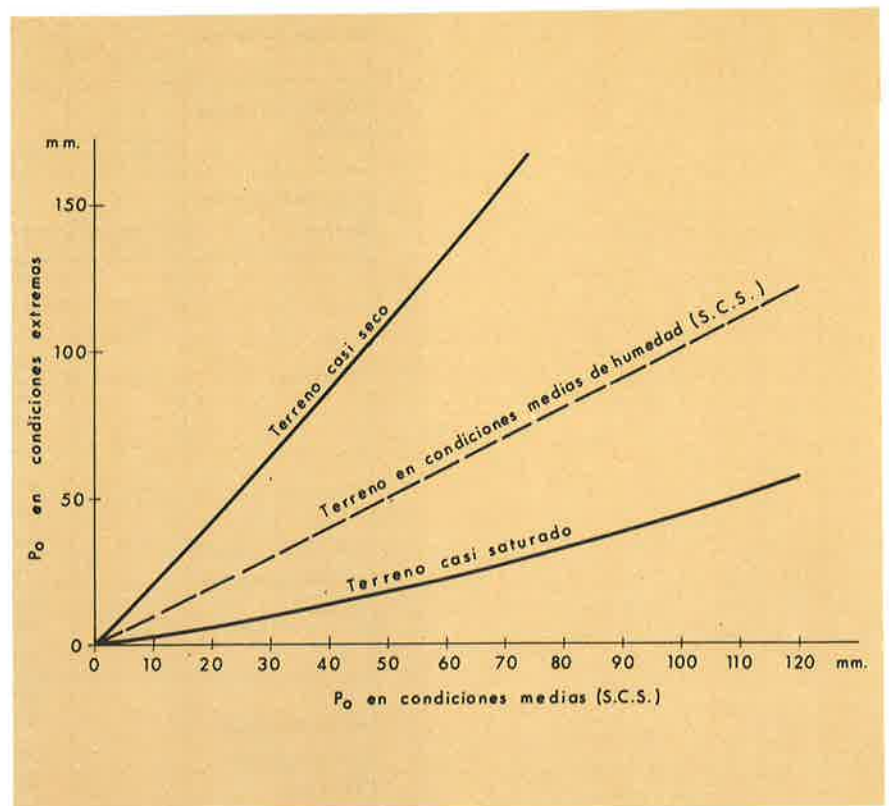


Fig. 2.3  
Variación del valor de  $P_0$   
con la humedad inicial  
del tiempo.

En el capítulo 10 se hará un análisis crítico de los valores de esta tabla, que no se pueden considerar definitivos.

En el caso frecuente de cuencas heterogéneas, se puede admitir normalmente un cálculo global con un valor de  $P_0$  medio de los correspondientes a las diferentes áreas, ponderados según las respectivas superficies. Cuando entre esos  $P_0$  parciales existan grandes diferencias, será más acorde con las recomendaciones del Soil Conservation Service obtener la media ponderada de

$$N = 5.000 \div (50 + P_0)$$

en lugar de hacerlo directamente con  $P_0$ .

# CALCULO DE LA ESCORRENTIA

TABLA PARA LA ESTIMACION INICIAL DEL PARAMETRO  $P_0$

Uso de la tierra	Pendiente %	Características hidrológicas	Grupo de suelo			
			A	B	C	D
Barbecho	$\geq 3$	R	15	8	6	4
		N	17	11	8	6
	$< 3$	R/N	20	14	11	8
Cultivos en hilera	$\geq 3$	R	23	13	8	6
		N	25	16	11	8
	$< 3$	R/N	28	19	14	11
Cereales de Invierno	$\geq 3$	R	29	17	10	8
		N	32	19	12	10
	$< 3$	R/N	34	21	14	12
Rotación de cultivos pobres	$\geq 3$	R	26	15	9	6
		N	28	17	11	8
	$< 3$	R/N	30	19	13	10
Rotación de cultivos densos	$\geq 3$	R	37	20	12	9
		N	42	23	14	11
	$< 3$	R/N	47	25	16	13
Praderas	$\geq 3$	Pobre	24	14	8	6
		Media	53	23	14	9
		Buena	70	33	18	13
		Muy buena	80	41	22	15
	$< 3$	Pobre	58	25	12	7
		Media	80	35	17	10
		Buena	120	55	22	14
		Muy buena	250	100	25	16
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal	$\geq 3$	Pobre	62	26	15	10
		Media	80	34	19	14
		Buena	100	42	22	15
	$< 3$	Pobre	75	34	19	14
		Media	95	42	22	15
		Buena	150	50	25	16
Masas forestales (bosques, monte bajo, etc)		Muy clara	40	17	8	5
		Clara	60	24	14	10
		Media	75	34	22	16
		Espesa	90	47	31	23
		Muy espesa	120	65	43	33
Rocas permeables	$\geq 3$		3			
	$< 3$		5			
Rocas impermeables	$\geq 3$		2			
	$< 3$		4			

**NOTAS:**

- Las zonas abancaladas se incluyen entre aquellas de pendiente menor que el 3%.
- Los núcleos urbanos, edificaciones rurales, caminos etc, no se tendrán en cuenta al representar un porcentaje despreciable del área total. En caso contrario, deberán diferenciarse los porcentajes de las superficies impermeables ( $P_0 \neq 0$ ) y de los distintos tipos de suelo, atribuyendo a cada uno el valor correspondiente de  $P_0$  según la tabla.
- Al estimar el valor de  $P_0$  para el cálculo, deben tenerse en cuenta las modificaciones futuras previsibles en la cuenca, como urbanizaciones, repoblaciones, cambios de cultivos, supresión de barbechos, etc.

## SIGNIFICADO DE LOS TERMINOS

### VEGETACION

*Barbecho:* Tierra de cultivo que no se siembra. El porcentaje de explotación agrícola que se suele encontrar en este estado depende de la periodicidad de las siembras. Se denomina de «año y vez» o «al tercio», según se cultive uno de cada dos o tres años, respectivamente. Las tierras que están en barbecho reciben generalmente algunas labores que contribuyen a reducir el grado de escorrentía, pero éste es siempre importante, debido a la escasa entidad de la vegetación.

*Cultivos en hilera:* Tierras sembradas de cultivos plantados formando hileras, lo que permite realizar entre ellas determinadas labores agrícolas —destinadas a mullir el terreno, quitar las malas hierbas, etc.—, mientras que las plantas se desarrollan. De este modo se cultiva la patata, el algodón, la remolacha, el maíz, el tomate, etc.

En general, las plantaciones de frutales, el olivar, los almendros y la viña, pueden incluirse en este grupo. El efecto hidrológico de la mayor distancia entre plantas existente en estos casos se ve compensado por el vuelo del ramaje, que protege al suelo del impacto de la lluvia, y por la presencia de su potente sistema radicular.

*Cereales de invierno:* Se incluyen en esta categoría las tierras dedicadas a cereales cuyo ciclo vegetativo puede desarrollarse durante el invierno, tales como el trigo, la cebada, la avena y el centeno.

*Rotación de cultivos:* Es la secuencia cíclica de cultivos en una determinada parcela de una explotación agrícola. La duración del ciclo, variable con el tipo de los cultivos, frecuentemente está comprendida entre dos y siete años.

Desde el punto de vista hidrológico, conviene establecer la siguiente división:

1. Rotación pobre o con escasa densidad de la cobertura vegetal. Se refiere a las diversas combinaciones de cultivos en hilera, cereales de invierno y barbecho.
2. Rotación densa. Se denomina a la que, junto con cultivos en hilera o cereales de invierno, incluye una proporción importante de alfalfa, trébol, praderas polifitas u otras siembras de alta densidad de cobertura.

*Praderas, prados y pastizales:* Se agrupan en esta categoría el conjunto de cultivos cuyo aprovechamiento constituye la base de la alimentación del ganado.

A su vez se clasifican en:

- Pobres. Bajo un intenso régimen de pastoreo o con cobertura vegetal en menos del 50 % de la superficie, como son los pastizales y los eriales.
- Medias. Bajo un moderado régimen de pastoreo o con cobertura vegetal en un porcentaje de la superficie total comprendido entre el 50 y el 75 %.
- Buenas. Bajo un pastoreo ligero o con cobertura vegetal en más del 75 % de la superficie total.
- Muy buenas. Se consideran dentro de este grupo las praderas

# CALCULO DE LA ESCORRENTIA

artificiales, las praderas naturales mixtas y los prados naturales, cuando no están explotados en régimen de pastoreo. La vegetación es densa, abundante, homogénea y de cierta altura.

*Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal:* Comprende las plantaciones regulares de árboles tales como los chopos, eucaliptos, etc.

Se han establecido grupos basándose en las características de la cobertura vegetal no arbórea:

- Pobres. Prácticamente no existe otro tipo de vegetación que la propiamente arbórea. El matorral, las herbáceas espontáneas e, incluso, la materia vegetal no descompuesta, son eliminadas, por ejemplo, con el pastoreo.
- Medias. Existe alguna vegetación además de la arbórea, o bien materia vegetal no descompuesta. Sin embargo, una parte importante del suelo carece de protección.
- Buenas. La vegetación (matorral, herbáceas espontáneas, etc.), y la materia vegetal no descompuesta cubren el terreno.

*Masas forestales:* Se denominan así las superficies de terreno en las cuales se desarrolla vegetación leñosa arbórea o arbustiva, tales como el monte bajo, el monte alto o los bosques.

De acuerdo con la densidad de dicha vegetación se dividen en *a)* muy espesas; *b)* espesas; *c)* medias; *d)* claras, y *e)* muy claras (árboles o arbustos diseminados).

Dentro de la categoría «Masas Forestales» no se han establecido en la tabla diferencias en cuanto a pendiente, por considerar que no es frecuente que exista este tipo de aprovechamiento en terrenos llanos.

## LABORES DE CULTIVO

*En línea recta (símbolo R):* El laboreo del suelo, la siembra y las labores de cultivo se realizan en la dirección de la máxima pendiente o a media ladera.

*En líneas de nivel (símbolo N):* El laboreo del suelo, la siembra y las labores de cultivo se realizan siguiendo las curvas de nivel del terreno. Evidentemente, en terrenos llanos no resulta fácil, ni tiene mucho sentido, matizar las líneas de nivel, por lo que no se diferencia entre laboreo en línea recta (R) y laboreo en línea de nivel (N).

## ROCAS

Son las superficies que más favorecen el fenómeno de la escorrentía. Se dividen en dos grupos:

- Rocas impermeables (pizarras, cuarcitas, granitos, etc.).
- Rocas permeables (calizas, dolomías, conglomerados, etc.).

## SUELOS

*Grupo A.* En ellos el agua se infiltra rápidamente, aun cuando estén muy húmedos. Profundos y de texturas gruesas (arenosas o areno-limosas), están excesivamente drenados.



## CALCULO DE LA ESCORRENTIA

*Grupo B.* Cuando están muy húmedos tienen una capacidad de infiltración moderada. La profundidad de suelo es de media a profunda, y su textura franco-arenosa, franca, franco-arcillosa o franco-limosa, según terminología del U. S. Department of Agriculture. Están bien o moderadamente drenados.

*Grupo C.* Cuando están muy húmedos la infiltración es lenta. La profundidad de suelo es inferior a la media y su textura es franco-arcillosa, franco-arcillo-limosa, limosa o arcillo-arenosa. Son suelos imperfectamente drenados.

*Grupo D.* Cuando están muy húmedos la infiltración es muy lenta. Tienen horizontes de arcilla en la superficie o próximos a ella y están pobremente o muy pobremente drenados. También se incluyen aquí los terrenos con nivel freático permanentemente alto y suelos de poco espesor (litosuelos).







## 3.1 Generalidades

Los rasgos más inmediatos y elementales del proceso de transformación de las precipitaciones sobre una cuenca en caudales de su punto de desagüe ya se apuntaron en el capítulo 1, y procede ahora avanzar en el tema con la exposición de una metodología capaz de deducir los unos en función de las otras, es decir, llegar al detalle de la ley cronológica de las salidas de agua (hidrograma), una vez conocida la de las entradas de la misma (pluviograma o hietograma).

Se propone para tales fines el modelo de cálculo que ofrece el hidrograma unitario, cuyos principios ya estableció Sherman en 1932 y está lleno de sentido físico e ingenieril.

## 3.2 Hipótesis básicas

En una cuenca dada, los hidrogramas debidos a aguaceros con lluvias netas de la misma duración  $D$  son todos afines con el mismo tiempo de base y caudales proporcionales a sus respectivas escorrentías  $E$ .

Para que la diferencia en el reparto temporal y espacial de las precipitaciones de unos aguaceros a otros no deje sentir su influencia, es preciso acotar superiormente los valores de  $D$  (duración de la lluvia neta) y  $A$  (superficie de la cuenca). Como órdenes de magnitud se pueden señalar las siguientes:  $D < 1/5 T_c$  y  $A < 2.000 \text{ km}^2$ . A los hidrogramas que cumplen estas condiciones se les denomina unitarios o elementales.

Si el episodio lluvioso es de mayor duración habrá que descomponerlo en otros varios más cortos, que cumplan la limitación impuesta y se admite que el hidrograma total será la suma de los correspondientes a los aguaceros parciales. En todo lo que sigue se supone que el área objeto del estudio no sobrepasará el límite marcado.

Las hipótesis anteriores no son rigurosas, sino de trabajo, pero suficientemente aproximadas a fines prácticos, como se ha podido comprobar empíricamente.

## 3.3 Morfología

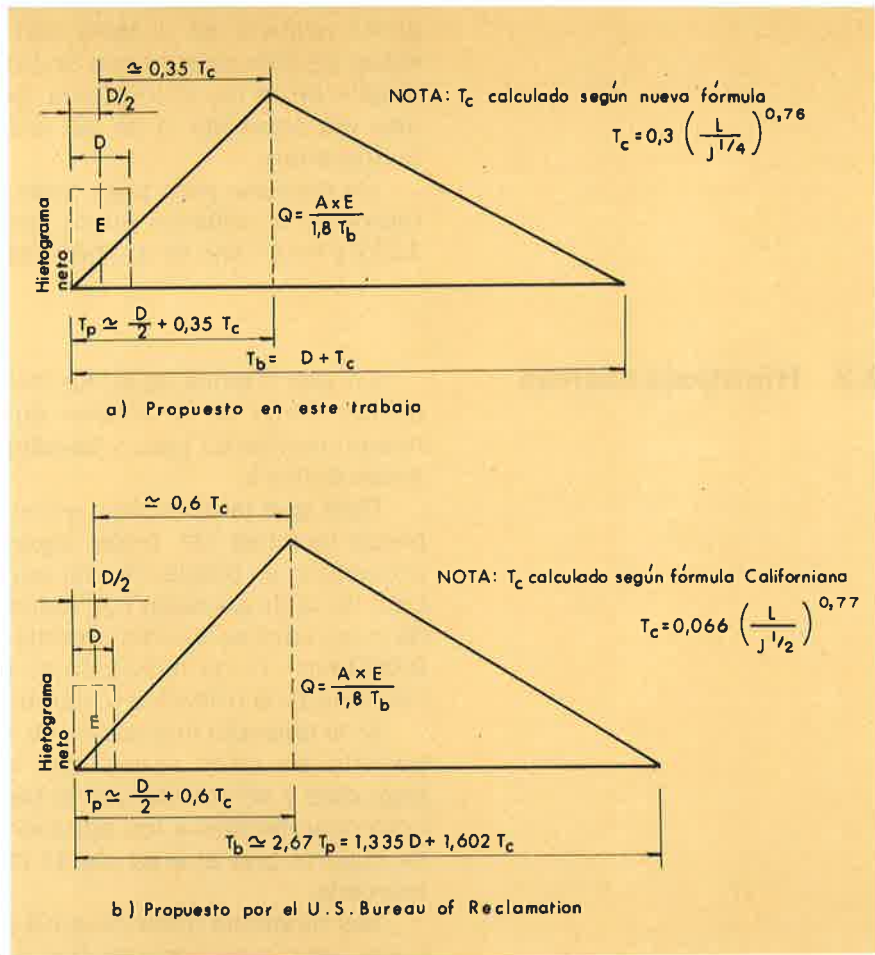
Los hidrogramas unitarios se pueden asimilar a triángulos en una primera aproximación generalmente suficiente a fines prácticos y así se hace en esta exposición por su gran sencillez.

El tiempo de base cumplirá la condición de todo hidrograma  $T_b = D + T_{cr}$  según se vio en el apartado 1.5.

El tiempo de punta,  $T_p$ , se puede expresar como  $T_p = D/2 + KT_{cr}$ , siendo  $K$  variable de unas cuencas a otras, pues cuanto más concentradas estén en cabecera la superficie y las precipitaciones, tanto mayor será  $K$ . En cuencas de morfología no singular, y a falta de información directa sobre sus hidrogramas, se admitirá el valor medio deducido experimentalmente  $T_p = D/2 + 0,35 T_{cr}$ .

# HIDROGRAMA UNITARIO

Resulta así el hidrograma de la figura 3.1.a.



Igualando el área del triángulo a la lluvia neta E caída durante el intervalo D, resulta, en las unidades habituales, Q(m<sup>3</sup>/seg.), E (mm), T<sub>c</sub> (h), D (h):

$$Q = \frac{A \cdot E}{1,8 T_b} = \frac{A \cdot E}{1,8 (T_c + D)}$$

El modelo de hidrograma unitario triangular más conocido actualmente, propuesto por el U. S. Bureau of Reclamation en su publicación «Small Dams» (fig. 3.1.b), discrepa notablemente del anteriormente expuesto. Tales diferencias, más aparentes y teóricas que prácticas, se deben principalmente a la equívoca significación de la fórmula californiana (anexo A) utilizada por el Bureau para el cálculo de T<sub>c</sub>. Por otra parte, el coeficiente de D en la expresión T<sub>b</sub> debe ser 1, pues en caso contrario se llegaría al absurdo de que la duración del hidrograma total debido a un aguacero dependería del valor de D elegido por el calculista para descomponer su pluviograma.

# HIDROGRAMA UNITARIO

## 3.4 Proceso de cálculo

El cálculo del hidrograma de escorrentía superficial (único que determina este procedimiento) debido a un aguacero, cuyo pluviograma es conocido, se hace en dos pasos fundamentales:

- Se desglosa del pluviograma su componente neta mediante la correspondiente ley del Soil Conservation Service, de acuerdo con lo expuesto en el capítulo 2.
- Una vez obtenido el pluviograma neto, se descompone en intervalos de duración  $D < 1/5 T_c$ , y la escorrentía entrante en cada uno de ellos sale por el punto de desagüe, según el correspondiente hidrograma unitario. El hidrograma total será la suma de los parciales.

El proceso operativo se detalla en la figura 3.2, donde se desarrolla un ejemplo.

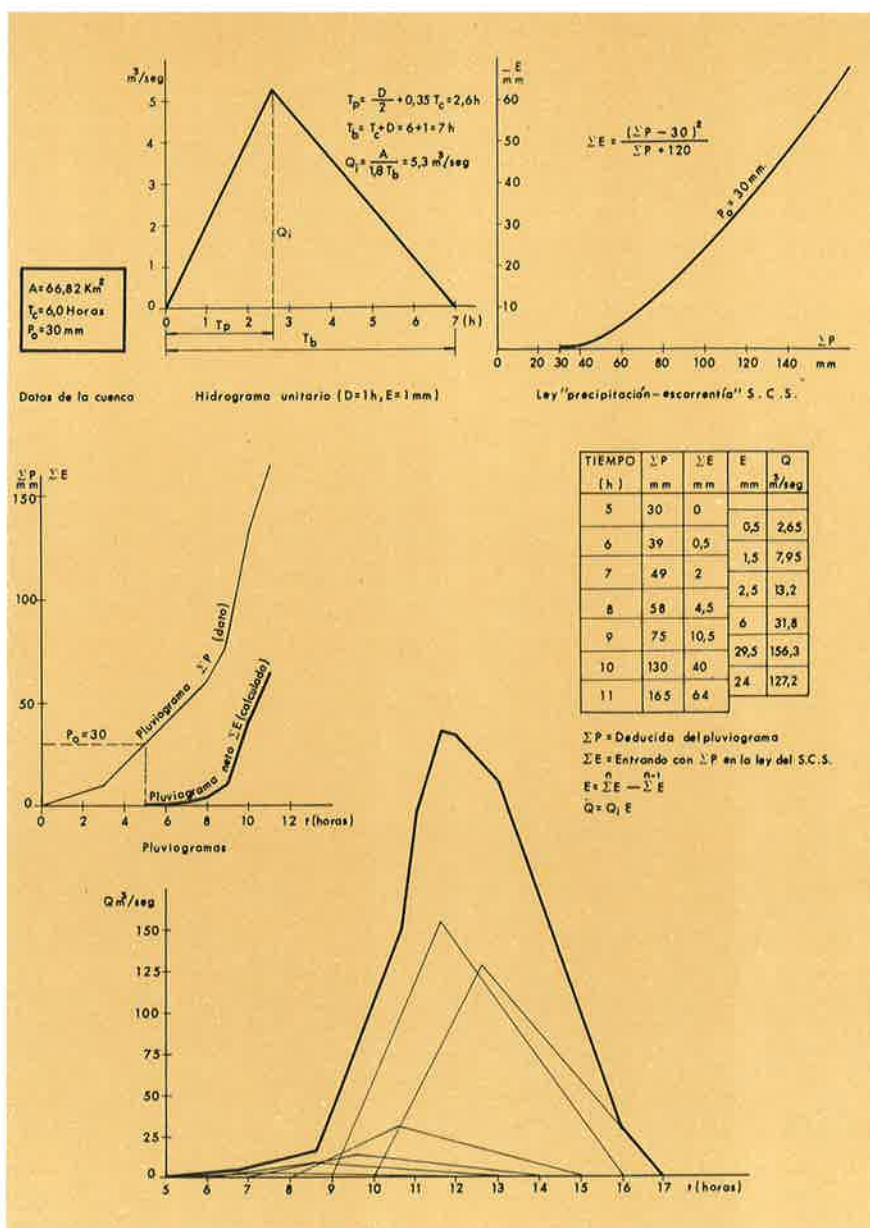


Fig. 3.2  
Ejemplo de aplicación del hidrograma unitario.









En este capítulo, último de la primera parte del trabajo dedicado a los conocimientos previos, se aclara el significado de algunos conceptos estadísticos que más adelante se van a citar.

El problema fundamental de tipo estadístico que se plantea en el estudio de las avenidas es la obtención de una ley de distribución que defina la frecuencia  $F$  con que un determinado valor (precipitación o caudal) no es superado.

La frecuencia se suele expresar también como período de retorno. Se dice que un valor tiene un período de retorno  $T$ , cuando, como media, es superado una vez cada  $T$  años. La relación entre los valores  $F$  y  $T$  es

$$T = \frac{1}{1 - F}$$

Para la deducción de la ley se parte de la serie de valores extremos que se obtiene fraccionando la serie completa de valores en intervalos de duración un año y eligiendo en cada uno de ellos solamente su máximo. Así se forma una nueva serie que constará de tantos datos como años de registro existan.

La ley surgirá al ajustar a esos valores extremos un modelo preconcebido.

El modelo universalmente aceptado para las máximas precipitaciones es el de Gumbel, que tiene la siguiente expresión:

$$F(x) = e^{-e^{K_1 x + K_2}}$$

en la que

$x$  = Valor de la variable.

$F(x)$  = Frecuencia con la que  $x$  no es superado.

$K_1$  y  $K_2$  = Parámetros indeterminados que se deben ajustar en cada caso.

$e$  = Base de los logaritmos neperianos.

Se recomienda hacer el ajuste gráficamente sobre un papel especial, con unas escalas tales que la ley de Gumbel se transforme en una recta (fig. 4.1). El proceso es el siguiente:

- a) Se ordenan los valores extremos de la serie en orden creciente y se les atribuye una frecuencia  $F = (2n - 1) \div 2N$ , siendo  $N$  el número de datos y  $n$  el número de orden de cada uno de ellos.
- b) Se dibujan en el papel de Gumbel los puntos representativos de las parejas de valores  $[x, F(x)]$ , y se interpola una recta, que será la ley buscada.

En lo que respecta a los máximos caudales, no existe un modelo con aceptación general y los diversos autores proponen leyes bastante dispares. En el apartado 9.1 de este trabajo se contribuye, en cierto modo, a esclarecer tan debatido tema. Las leyes de frecuencia de máximos caudales se refieren en esta exposición a las de las precipitaciones que los originan, y se representarán en el mismo gráfico que éstas.

# CONCEPTOS ESTADISTICOS

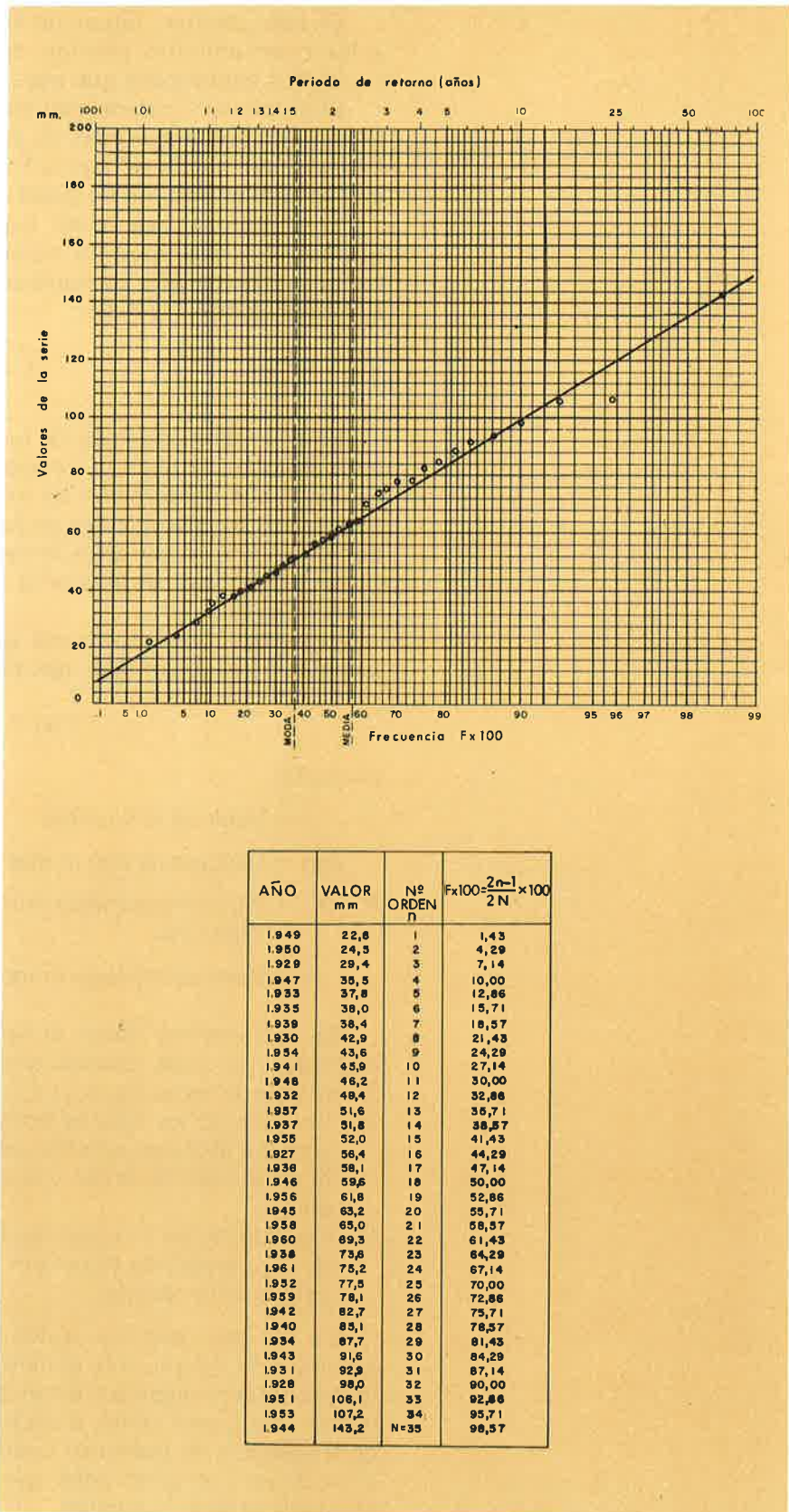


Fig. 4.1  
Ejemplo de ajuste de una ley  
de frecuencia de máximas  
precipitaciones.

**SEGUNDA PARTE:  
METODO PROPUESTO**



5.

JUSTIFICACION DE LA FORMULA ADOPTADA





## 5.1 Generalidades

La aplicación del método del hidrograma unitario, tal como se especificó en el capítulo 3, no es compleja, y se recomienda su utilización cuando se requiera el conocimiento detallado de la evolución de la onda de la avenida. Pero, para aquellos casos donde sólo se necesite el valor de su caudal máximo, conviene disponer de una simple fórmula que permita calcularlo directamente.

En un primer paso se hace la hipótesis de intensidad de lluvia neta constante durante un tiempo indefinido, lo cual simplifica notablemente la tarea y permite obtener inmediatamente la fórmula.

La ley, en esas condiciones, se deduce con el razonamiento clásico del método racional y se comprueba su perfecto acuerdo con los resultados de la teoría del hidrograma unitario, que hemos elegido como herramienta general para nuestro trabajo.

Posteriormente se generaliza dicha fórmula a los aguaceros reales, conservando la estructura del caso anterior, pero incorporándole un coeficiente que refleje la influencia de las distribuciones habituales de la lluvia,

Una serie de hipótesis implícitas en el razonamiento y en la deducción de los parámetros aconseja limitar la aplicación del método a cuencas pequeñas ( $A < 75 \text{ km}^2$ ).

Como es habitual en los métodos hidrometeorológicos de avenidas, sólo consideraremos las aguas de escorrentía superficial.

## 5.2 Caso ideal

En un aguacero ideal, de duración indefinida, con intensidad de lluvia neta  $\epsilon$  constante, el caudal  $Q$  en el punto de desagüe, que al principio sólo acusará la presencia del agua caída en sus proximidades, irá creciendo hasta alcanzarse una situación de equilibrio, en la que las intensidades de salida de agua se igualen con las de entrada en la cuenca, es decir,  $Q = \epsilon \cdot A$ , siendo  $A$  la superficie total de dicha cuenca; a partir de ese instante el caudal se estabilizará.

La intensidad de lluvia neta  $\epsilon$  será igual a la precipitación  $I$ , si el terreno es totalmente impermeable; en los casos reales  $\epsilon \div I = C < 1$ , siendo  $C$  el coeficiente de escorrentía (apartado 1.3).

El caudal máximo será el de equilibrio y valdrá, por tanto,  $Q = \epsilon \cdot A = C I A$ , en unidades acordes. Como habitualmente se mide  $Q$  en  $\text{m}^3/\text{seg.}$ ,  $I$  en  $\text{mm}/\text{h.}$ , y  $A$  en  $\text{Km}^2$ , la ecuación adopta la forma  $Q = C I A \div 3,6$ , expresión clásica del método racional.

El tratamiento de este caso ideal con el método del hidrograma unitario, se hace en la figura 5.1, donde se trabaja con hidrogramas elementales correspondientes a cada intervalo de lluvia neta de duración  $D = 0,1 T_c$ .

La figura es suficientemente elocuente y en ella se observa que:

- a) El caudal máximo o de equilibrio vale  $Q = C I A \div 3,6$ , en perfecto acuerdo con la fórmula racional.
- b) El tiempo de equilibrio, es decir, el transcurrido desde el origen hasta la estabilización del caudal, coincide con el de concentración.

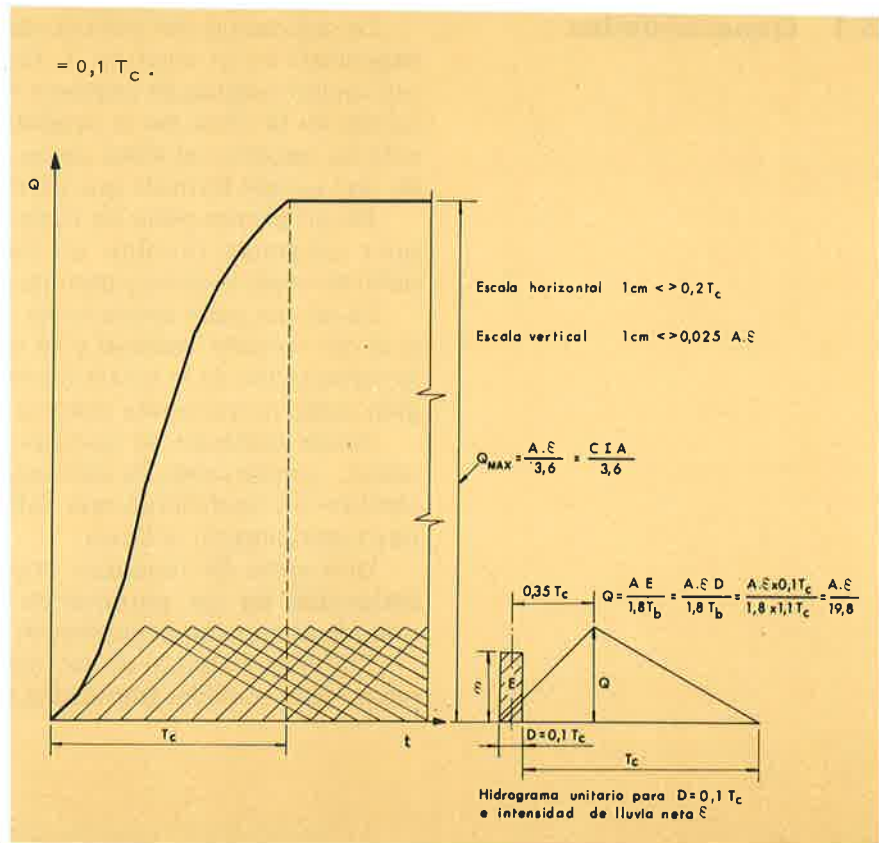


Fig. 5.1  
Aplicación del hidrograma unitario al caso ideal.

### 5.3 Intervalo de precipitación suministrador del caudal punta

Al suponer el aguacero de duración indefinida, hemos visto que hubiera sido suficiente un tiempo  $T_c$  para alcanzar un máximo igual al caudal de equilibrio. Prolongando por más tiempo la lluvia sólo se consigue mantener dicho caudal, pero no incrementarlo. Más aún, se puede afirmar de manera general que en cualquier caudal sólo participan las precipitaciones caídas en el intervalo anterior a ese instante y de duración  $T_c$ ; las anteriores ya han evacuado totalmente, de acuerdo con la definición de tiempo de concentración y, por supuesto, las posteriores pertenecen al futuro y aún no han llegado.

Concretamente, el máximo caudal originado por un aguacero estará constituido por agua precipitada exclusivamente dentro de un mismo intervalo de duración  $T_c$ . Si la lluvia neta en este lapso tiene lugar con intensidad constante, el caudal punta se podrá calcular por la fórmula racional ya mencionada.

Entre todos los lapsos del aguacero de dimensión  $T_c$ , el suministrador del caudal punta será aquel que proporcione la máxima lluvia neta, es decir, el mayor valor de  $C \cdot I$ . Se suele admitir que coincide con el de máximo  $I$  y, así, el cálculo estadístico de los caudales punta en el método racional se reduce al de los valores extremos de la intensidad media de precipitación en los intervalos de duración  $T_c$  y al valor de  $C$ , que cabe esperar en esos mismos intervalos.

En este trabajo se respeta, en principio, ese planteamiento tradicional, aunque no sea riguroso, sobre todo en pequeños aguaceros. Se precisará más este tema en los capítulos 7 y 10, y allí se verá cómo, eligiendo convenientemente el valor de C, se pueden introducir las oportunas medidas correctoras, que contrarresten los errores debidos a esta hipótesis simplificativa.

En resumen, el cálculo estadístico de los caudales punta se reduce en este método al de los valores extremos de la intensidad media de precipitación, en intervalos de duración  $T_c$ , y al valor de C, que cabe esperar en los mismos niveles en que se producen esas máximas intensidades.

## 5.4 Caso real

La hipótesis de lluvia neta constante admitida en el apartado 5.2 no es real y en la práctica existen variaciones en su reparto temporal, que favorecen el desarrollo de los caudales punta.

El fenómeno se hace en estas circunstancias más complejo y resulta difícil obtener directamente de su análisis una fórmula que dé los máximos del caudal.

Sin embargo, en cuencas pequeñas, esta influencia de la variación de la lluvia neta dentro de la duración de su tiempo de concentración es secundaria y se puede reflejar globalmente refiriendo los caudales punta de estos casos al homólogo en la hipótesis de intensidad de lluvia neta constante. Si se denomina K al cociente entre ambos, resulta la ley:

$$Q = \frac{C I A}{3,6} K$$

El factor corrector K, variará de unos episodios a otros, según la forma de los pluviogramas, y su valor medio en una cuenca concreta dependerá de la mayor o menor irregularidad en la distribución de la lluvia durante sus aguaceros más representativos. Sin embargo, hemos comprobado experimentalmente y mediante la aplicación de hidrograma unitario a los episodios lluviosos más característicos de diversos climas, que sus fluctuaciones no son muy grandes, y se puede admitir en la práctica como una constante con valor  $K = 1,20$ .

Todo ello nos lleva a la fórmula final:

$$Q = \frac{C I A}{3}$$

en la que:

$Q$  ( $m^3/seg.$ ) = Caudal punta correspondiente a un período de retorno dado.

$I$  ( $mm/h.$ ) = Máxima intensidad media en el intervalo de duración  $T_c$ , para el mismo período de retorno.

$A$  ( $km^2$ ) = Superficie de la cuenca.

$C$  = Coeficiente de escorrentía del intervalo donde se produce  $I$ .







## 6.1 Introducción

Este capítulo se dedica al cálculo de uno de los factores que, según se acaba de ver, intervienen en la fórmula del caudal punta: la máxima intensidad  $I$  de precipitación media en un tiempo  $T_c$ , y correspondiente al período de retorno que se desee.

En los primeros apartados se explica el significado de las curvas «intensidad-duración» y la manera de obtenerlas; en los últimos se expone el proceso para deducir el valor de la  $I$  de la fórmula, valiéndose de ellas.

## 6.2 Curvas intensidad-duración en una estación

Se denominan así aquellas curvas que resultan de unir puntos representativos de la intensidad media en intervalos de diferente duración y correspondientes todos ellos a una misma frecuencia o período de retorno.

Su obtención directa sólo es posible en las estaciones dotadas de pluviógrafo. El proceso es el siguiente:

- Se analizan las bandas de registro y se seleccionan cada año los valores extremos de precipitación para tiempos, por ejemplo, de diez, veinte, treinta minutos, una, dos, seis, doce y veinticuatro horas.
- Los valores de cada una de las series se dividen por su duración  $D$  para obtener las intensidades, y se les ajusta una ley de Gumbel.
- Entrando en todas esas leyes con un mismo período de retorno  $T_1$ , se obtienen los puntos de la curva 1 (fig. 6.1). Repitiendo la operación con períodos de retorno  $T_2$ , se dibuja la curva 2, y así sucesivamente.

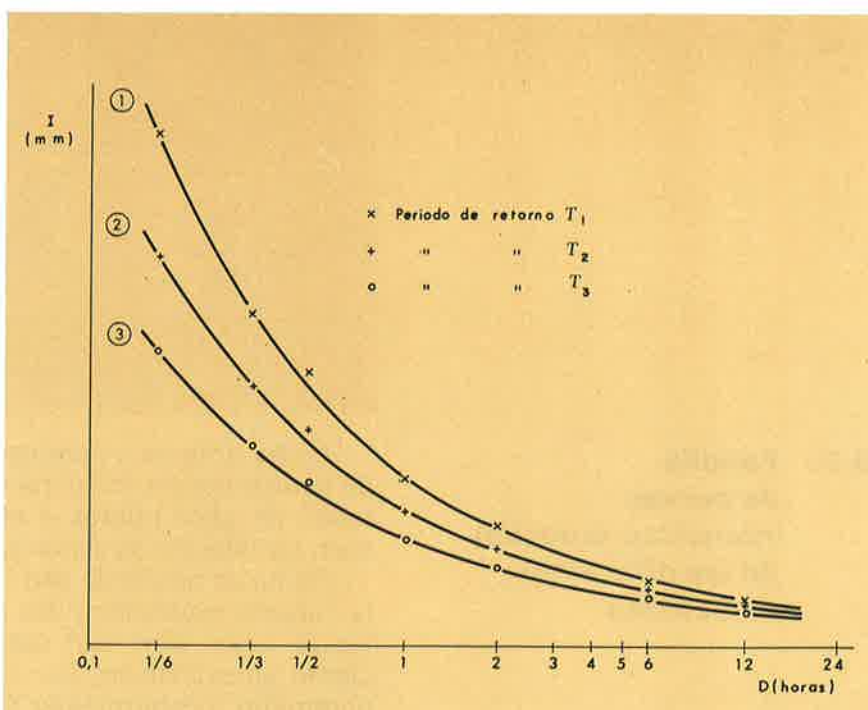


Fig. 6.1  
Esquema definitorio de curvas  
intensidad-duración  
de una estación.

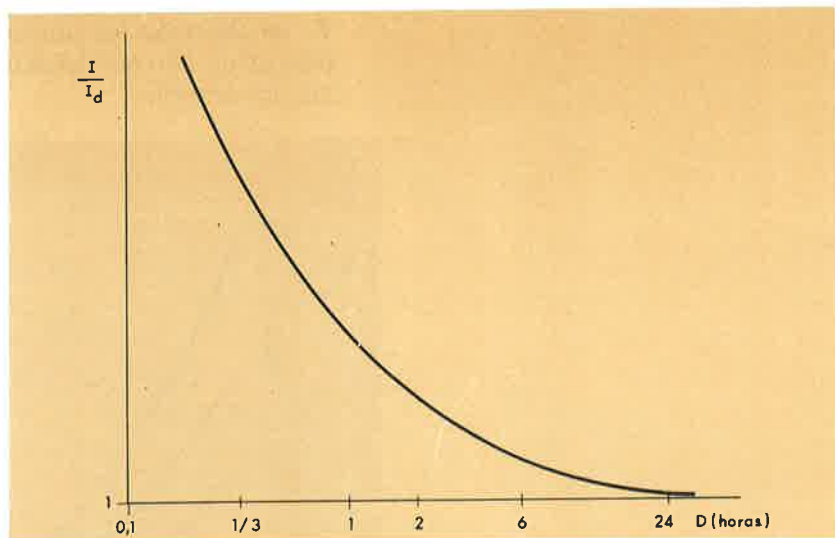
Se observa en la mencionada figura que el valor de  $I$  aumenta al disminuir el de  $D$ , y así debe ser según se explica a continuación. Llamemos  $I_D$  a la intensidad media en aquel intervalo, entre los de duración  $D$ , que recibió la máxima precipitación de un año. Al menos dentro de ese intervalo tiene que haber alguna fracción de tiempo  $D' < D$ , en el que la intensidad supere esa media, salvo en el caso teórico de que fuera constante en todo él. Ello supone que los valores extremos de  $I_D$  serán mayores que los de  $I_D$  y justifica el aspecto de las curvas.

Se ha comprobado experimentalmente que todas las curvas de una misma estación, correspondientes a los diferentes  $T_r$ , son afines, es decir, sólo se diferencian en la escala de  $I$  y, por tanto, se pueden reducir a una ley única adimensional si los valores de cada curva se expresan en porcentaje del correspondiente a una duración dada, que se ha elegido como referencia.

Esa ley, gracias a su carácter adimensional, es independiente de los valores absolutos de la lluvia, lo cual no sólo permite su aplicación a cualquier período de retorno, sino que también facilita, como más adelante se verá, su extrapolación a otros lugares donde no es posible obtenerla directamente por carecer de pluviógrafo.

Pensando en esa extrapolación, conviene elegir como valor de referencia el relativo a la lluvia diaria  $I_d = P_d \div 24$ , puesto que éste es el más fácilmente conocible en la generalidad de los casos. La ley adimensional adopta así esta forma  $I \div I_d = \varphi(D)$  (fig. 6.2).

Fig. 6.2  
Esquema de ley única adimensional intensidad-duración de una estación.



### 6.3. Familia de curvas intensidad-duración de las diferentes estaciones

La ley anterior es característica en cada estación y función de la distribución temporal de sus aguaceros tipo. Variará, por tanto, de unos puntos a otros, y tanto más cuanto mayores sean las diferencias climáticas.

Se ha comprobado con los datos de numerosas estaciones, la mayoría españolas y dos rusas, que las curvas adimensionales de todas ellas son susceptibles de expresarse, con suficiente aproximación, por medio de una ley general, con un parámetro indeterminado  $K$ , variable de unos lugares a otros,



# CALCULO DE LA INTENSIDAD DE PRECIPITACION

es decir,  $I \div I_d = \varphi(D, K)$ , que en ejes  $(I \div I_d, D)$ , se traduce en una familia de curvas.

Para caracterizar las diversas curvas de la familia, se decidió elegir un parámetro de clara significación física, como es  $K = I_1 \div I_d$ , siendo  $I_1$ , la intensidad horaria correspondiente.

Se propone, concretamente, como expresión universal de cualquier curva intensidad-duración:

$$\frac{I}{I_d} = \left( \frac{I_1}{I_d} \right)^{(28^{0.1} - D^{0.1}) : (28^{0.1} - 1)}$$

representada por la familia de curvas de la figura 6.3. En cada estación habrá que estimar el valor característico del lugar  $I_1 \div I_d$ , que representa la relación de la intensidad horaria a la diaria del mismo período de retorno.

Conviene llamar la atención sobre la diferencia existente entre los valores  $I_d$  e  $I_{24}$ , que explica algunos aspectos del trazado de las curvas; la primera se refiere a las precipitaciones diarias, es decir, correspondientes a veinticuatro horas fijas, por ejemplo, de nueve

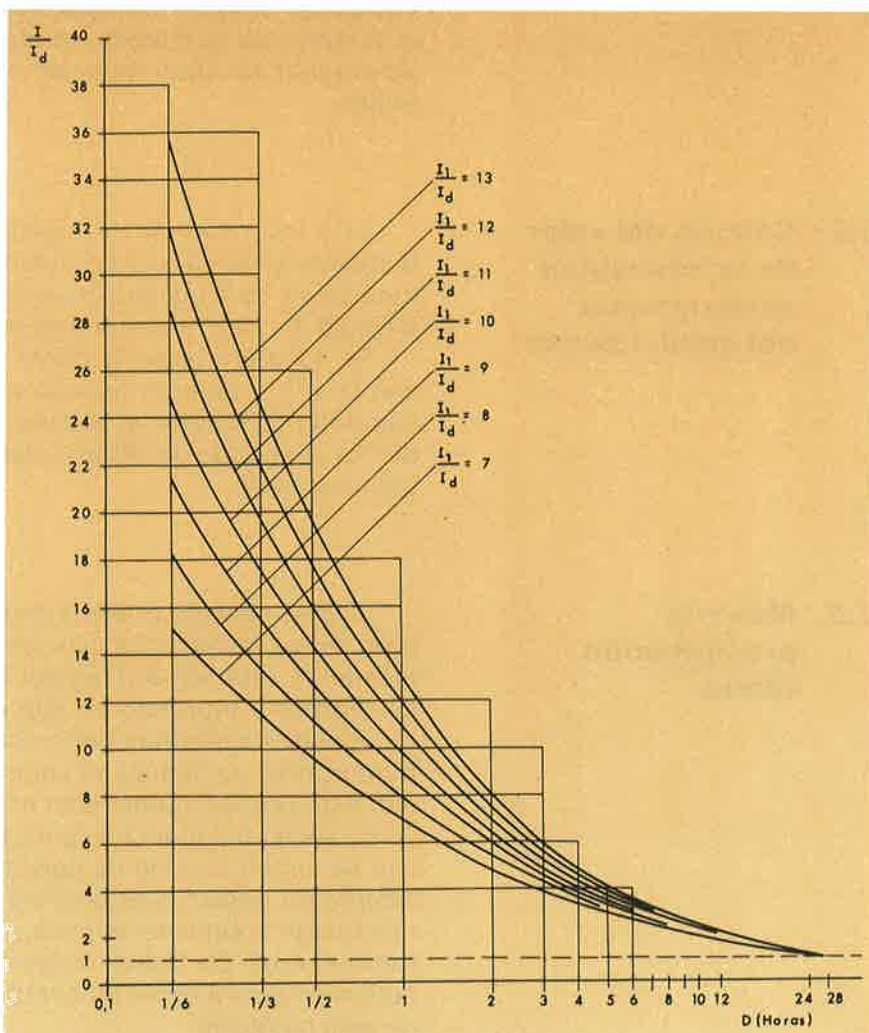


Fig. 6.3  
Familia de curvas  
en las diferentes estaciones.

de la mañana a nueve de la mañana del día siguiente, mientras que la segunda considera la lluvia de los intervalos más desfavorables de veinticuatro horas, sin obligarles a comenzar a una hora determinada. Ello justifica que para  $D = 24$  horas, las curvas definen valores  $I_{24} \div I_d > 1$ . Se ha visto experimentalmente que  $I_d < > I_{28}$ , y, por eso, todas las curvas pasan por el punto  $(I_{28} \div I_d, 1)$ .

## 6.4 Curva intensidad-duración de una cuenca pequeña

En una cuenca pequeña se puede utilizar la curva «intensidad-duración» de la estación pluviométrica más próxima. En general, será más preciso analizar las leyes de las diferentes estaciones del entorno, trazar las isolíneas de  $I_1 \div I_d$ , y obtener el valor medio de este parámetro en la superficie de la cuenca, lo que permitirá seleccionar entre la familia de curvas «intensidad-duración» aquella apropiada al caso.

En cuencas extensas no es aceptable este método, puesto que el desfase entre los intervalos de máxima intensidad en los diversos puntos da lugar a pluviogramas medios y leyes «intensidad-duración» más suaves que los puntuales en cualquiera de las estaciones del entorno, aunque se debe tener en cuenta que al crecer el tamaño de la cuenca, también lo hace  $D = T_c$ , y ello tiende a amortiguar las discrepancias entre los valores medios y los puntuales.

## 6.5 Cálculo del valor de la intensidad determinante del caudal punta

Una vez aclarada la significación de las curvas «intensidad-duración» y la manera de obtenerlas, vamos a ver cómo nos podemos servir de ellas para estimar el valor de  $I$ , que interviene en la fórmula del caudal punta expuesto en el capítulo anterior.

Se debe entrar en la curva «intensidad-duración» de la cuenca con  $D = T_c$  y obtener directamente  $I \div I_d$ . Para llegar al valor de  $I$ , sólo falta completar el cálculo con el de  $I_d = Pd \div 24$ , correspondiente al período de retorno deseado, según se explica en el apartado siguiente.

## 6.6 Máxima precipitación diaria

La precipitación máxima diaria,  $P_d$ , se puede determinar en cada una de las estaciones pluviométricas de la zona y alrededores, ajustando una ley de Gumbel a los valores extremos de los años de registro y entrando en ella con el período de retorno dado. Se interpolan las isoyetas entre esas lluvias máximas puntuales y planimetrando, se deduce el valor medio de  $P_d$  en la cuenca de estudio. Este procedimiento sólo es admisible en superficies pequeñas como las aquí supuestas, pues en caso contrario la hipótesis implícita de simultaneidad de episodios lluviosos del mismo período de retorno en todas las estaciones haría que los resultados así obtenidos fueran sobrevaloraciones, tanto más exageradas cuanto mayor fuera el área. De todos modos en el capítulo 10 se expone un procedimiento para tener en cuenta indirectamente las consecuencias de esta hipótesis.

7.

CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA



## 7.1 Introducción

El coeficiente de escorrentía es otro de los factores que interviene en la fórmula de cálculo y, quizás, el que ha venido determinándose con mayor imprecisión y falta de rigor en análogos métodos al aquí propuesto. Ello ha contribuido, y no poco, al descrédito de las fórmulas del tipo racional.

Para la obtención de tal factor se propone aquí una ley original, enraizada en aquella otra de transferencia «precipitación-escorrentía superficial», deducida por el Soil Conservation Service de EE. UU., ya descrita en el capítulo 2.

El coeficiente que figura en la expresión del caudal punta es el coeficiente medio en un intervalo de tiempo, pero coincide, según veremos más adelante, con el instantáneo en un determinado instante. Por ello, se comienza este capítulo con el estudio de los valores instantáneos.

## 7.2 Valores instantáneos

De acuerdo con lo expuesto en el apartado 1.3, el coeficiente instantáneo de escorrentía en un instante dado, hasta el cual ha precipitado  $\sum P$  desde el origen del aguacero con una lluvia neta  $\sum E$ , valdrá:

$$C = \lim_{\Delta \rightarrow 0} \frac{\Delta \sum E}{\Delta \sum P} = \lim_{\Delta \rightarrow 0} \frac{\Delta (\sum P \div P_0)}{\Delta (\sum E \div P_0)}$$

que coincide con la expresión de la tangente a la curva del U. S. Soil Conservation Service en el punto correspondiente. La ley derivada de dicha curva (fig. 7.1), definirá, por tanto, la variación del coeficiente instantáneo.

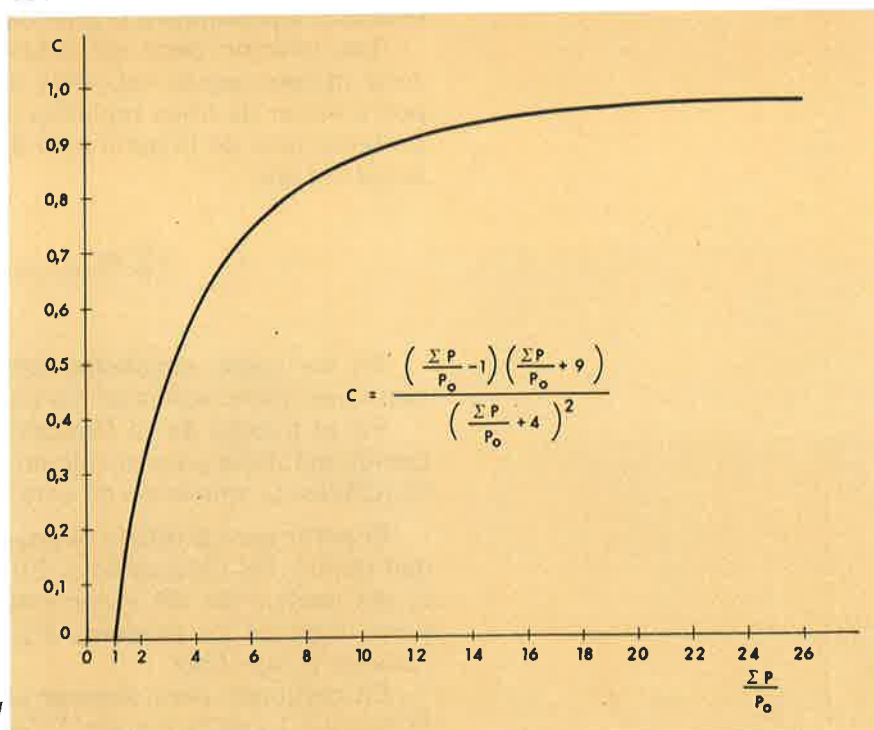


Fig. 7.1  
Ley derivada de la del Soil Conservation Service.

En un somero análisis del gráfico se observa su buena lógica. Para precipitaciones  $\sum P$  menores que  $P_0$ , no hay escorrentía y, por tanto,  $C = 0$ ; para valores mayores,  $C$  aumenta con la lluvia, tendiendo asintóticamente a 1. Ello supone, en una cuenca concreta, que los aguaceros de alto período de retorno tendrán mayores coeficientes que los de baja frecuencia; por otra parte, el coeficiente irá aumentando en el transcurso de un aguacero.

### 7.3 Valor medio en un intervalo de tiempo

El coeficiente de escorrentía instantáneo se ha visto que va creciendo con la precipitación a lo largo del aguacero y, por tanto, el valor medio en un intervalo será mayor que el de su origen y menor que el del final, coincidiendo con el instantáneo en un instante intermedio.

Según se ha comentado anteriormente, el intervalo que interesa en el cálculo del caudal punta es aquel, entre los de duración  $T_c$ , que proporciona mayor precipitación. Dicho intervalo, al menos para valores de  $T_c$  pequeños, se extenderá a uno y otro lado del máximo del hietograma.

De acuerdo con lo expuesto en los dos párrafos anteriores, el coeficiente de la fórmula se puede aceptar equivalente al del instante en el que se produce el máximo del hietograma correspondiente. La ley de la figura 7.1 definirá dicho valor en cuanto se conozca el de  $\sum P \div P_0$  en ese instante.

Al igual que se viene haciendo con los otros datos de lluvia, se valorará ese valor de  $\sum P$  en función de la precipitación diaria correspondiente  $P_d$ . La correlación entre ambas se puede establecer empíricamente, basados en el análisis de los pluviogramas de estaciones próximas a la cuenca de estudio.

Esa relación debe ser prácticamente la misma dentro de una zona meteorológica expuesta a los tipos de episodios lluviosos y podrá variar de unas regiones a otras. Se ha comprobado en diferentes climas de la península Ibérica que puede admitirse una ley lineal del tipo:

$$(\sum P)_{\text{máx. intens.}} = \beta P_d$$

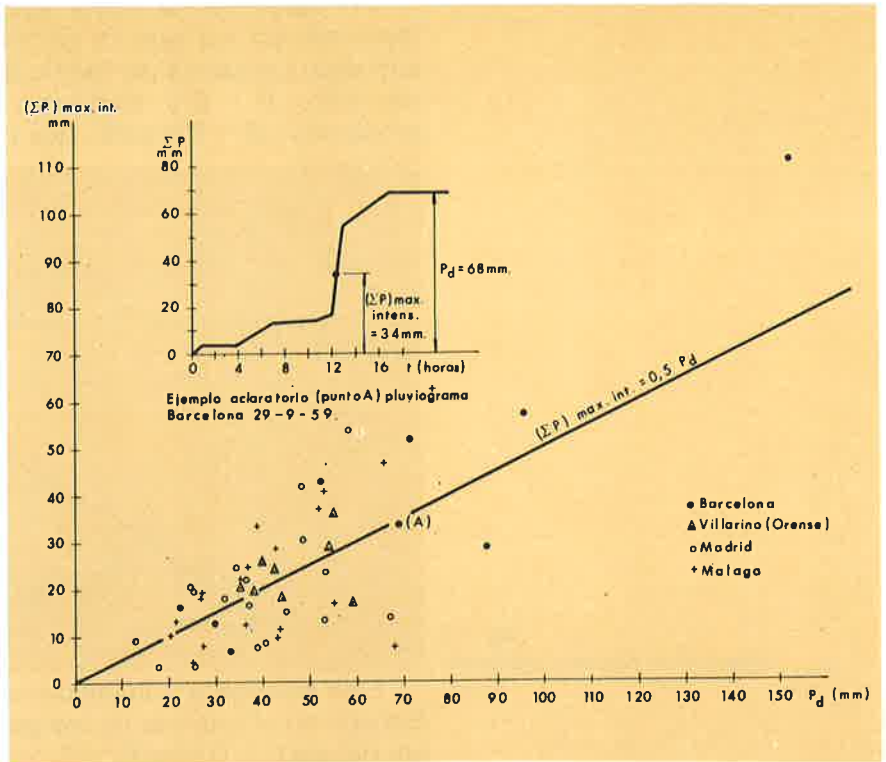
En los casos españoles estudiados resulta  $\beta \simeq 0,5$ , con las naturales dispersiones en los puntos experimentales (fig. 7.2).

En el trabajo de la Dirección General de Carreteras «Estudio complementario para el cálculo de avenidas en las Islas Canarias», se justifica la aplicación de esta misma ley en aquella región.

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 resumen, para obtener el valor de  $C$  de cálculo se entra en la figura 7.1 con la abscisa  $\sum P \div P_0 = \beta P_d \div P_0$ .

Fig. 7.2  
Correlación entre la lluvia  
diaria y la acumulada  
hasta el máximo del hietograma.



#### 7.4 Ley definitiva

Hay que hacer algunas objeciones al razonamiento anterior, porque hay casos en los que sistemáticamente no se cumple la hipótesis ya repetida de que el máximo caudal está asociado al intervalo de máxima precipitación y duración  $T_c$ .

Esos casos son los de los pequeños aguaceros de bajo período de retorno, cuya precipitación total apenas supera el umbral de escorrentía  $P_0$  de la curva del Soil Conservation Service (fig. 7.3). En ellos, el agua caída en la fase de máximas intensidades quedará absorbida íntegramente por el terreno, ya que las lluvias acumuladas hasta esos momentos son  $\Sigma P < P_0$ . Sin embargo, habrá escorrentía gracias a las precipitaciones de los últimos momentos, cuando ya se ha sobrepasado dicho umbral. El tramo final del pluviograma, con  $\Sigma P > P_0$ , es el suministrador de todos los caudales, y entre ellos el punta, aunque sus intensidades no sean las máximas, puesto que es el único que tiene un coeficiente de escorrentía distinto de cero.

Los cálculos, tal como se han programado hasta ahora, reflejarían correctamente el valor  $C = 0$  en el intervalo de máxima precipitación, pero de ahí concluirían erróneamente que  $Q = 0$ .

Algo análogo sucede también con los aguaceros de tipo medio, mayores que los antes comentados pero cuya precipitación no llega a superar ampliamente la cifra de  $P_0$ .

En esos casos, el intervalo generador del máximo caudal, y con él, el punto intermedio indicativo del coeficiente de escorrentía, se desplazan en el tiempo hacia la zona final del aguacero, en espera de condiciones más favorables de la humedad del suelo que las correspondientes al intervalo de máxima intensidad.

# CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA

En definitiva, la lluvia acumulada en esos casos hasta los instantes en los que se genera el caudal punta es superior al supuesto cincuenta por ciento de la correspondiente lluvia diaria y, por tanto,  $\beta > 0,5$ , siendo su valor  $\beta = 1$  para  $P_d \div P_0 = 1$ , y tendiendo a  $\beta = 0,5$  para altos valores de  $P_d \div P_0$ .

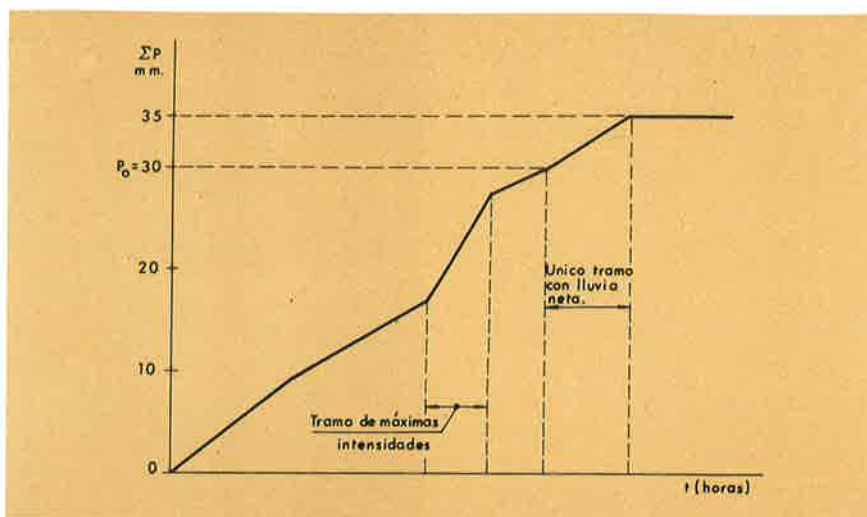


Fig. 7.3  
Ejemplo de pequeño aguacero.

Esto equivale a a modificar la ley derivada del Soil Conservation Service en el entorno de los pequeños valores, haciéndola despegar del eje  $C = 0$  para  $P_d = P_0$ , o sea, en la abscisa  $0,5 P_d \div P_0 = 0,5$ , para tender posteriormente a confundirse con la curva primitiva. Así se obtuvo la ley de la figura 7.4, que se propone definitivamente para la estimación del coeficiente de escorrentía que debe intervenir en los cálculos estadísticos del caudal punta, y se ajusta suficientemente a la fórmula:

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

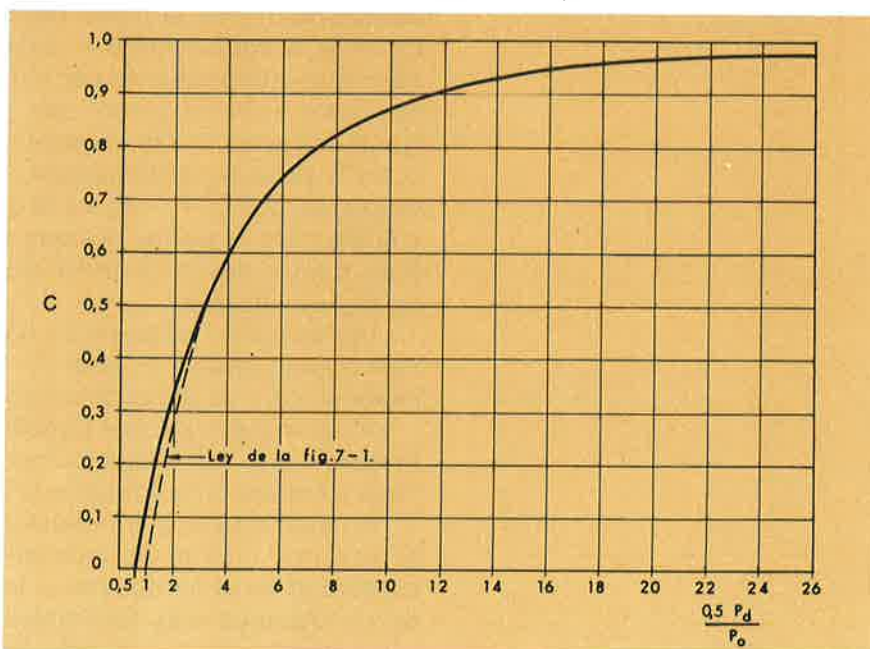


Fig. 7.4  
Ley definitiva de C.







## 8.1 Limitaciones generales

Ya se ha comentado a lo largo de la exposición que el método no es aplicable a los regímenes nivales y que se limita a las cuencas pequeñas (orden de magnitud  $T_c < 6$  h.). Para cuencas de mayor tamaño el método infravalora los caudales, pues el factor de uniformidad  $K$  es en realidad superior a 1,2 y, así, por ejemplo, para cuencas de  $T_c = 12$  h. oscila, de unas cuencas a otras, entre 1,5 y 2,5, en función principalmente de la configuración más o menos triangular de su verdadero hidrograma unitario.

También hemos dicho que los cálculos se refieren exclusivamente a los caudales de escorrentía superficial y que éstos, en general, son prácticamente equivalentes a los totales, puesto que la aportación subterránea se puede desprestigiar en el cómputo de los caudales punta, salvo en episodios lluviosos muy duraderos y de evolución suave, que no son los condicionantes de la ley de frecuencia en los casos ordinarios de cuencas pequeñas.

Además de esas limitaciones generales, existen algunas cuencas especiales para las cuales no es indicado el método, o bien, exigen introducir en él algunas modificaciones. A continuación pasamos revista a estos casos singulares.

## 8.2 Cuencas con efectos extraordinarios de laminación

Cuando se produce en algunas zonas de los cauces un acusado almacenamiento de agua, con el consiguiente efecto laminador, la ley de frecuencia real presenta, por esta razón, valores del caudal menores que los obtenidos por la fórmula de cálculo propuesta.

La laminación dependerá del volumen almacenado en relación con el de avenida y de otros factores de segundo orden que habrá que estudiar en cada caso y que, desde luego, no pueden quedar reflejados en un método general. Estas cuencas requieren un tratamiento específico y se salen del marco de este trabajo. Aquí nos limitamos a hacer las consideraciones cualitativas puestas de manifiesto en los gráficos de la figura 8.1.

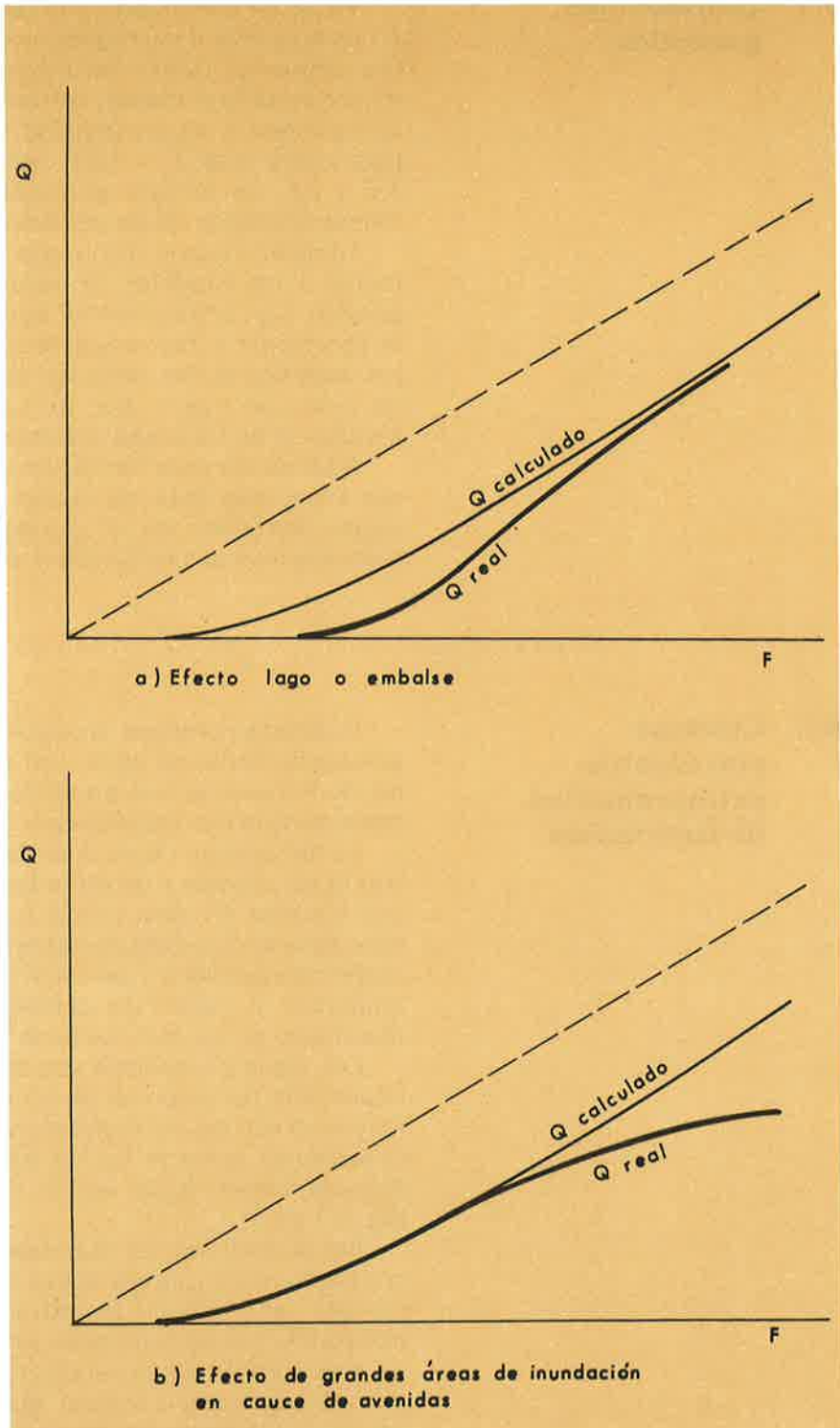
Los lagos y embalses son capaces de almacenar un porcentaje importante del volumen de las avenidas pequeñas, pero no sucede lo mismo con las avenidas grandes. Por eso, las discrepancias fundamentales entre la ley de frecuencia real y la calculada por la fórmula tienen lugar en el intervalo de los pequeños valores (fig. 8.1.a.).

Por el contrario, las inundaciones en el cauce de avenidas no se producen hasta que las aguas desbordan el cauce menor del río y, por ello, las laminaciones extraordinarias debidas a dichas inundaciones afectan únicamente a los valores altos del caudal (fig. 8.1.b).

A la hora de valorar el efecto laminador sufrido por los caudales de una cuenca que incluya alguna zona de gran almacenamiento de agua, habrá que tener también en cuenta la situación de dicha zona, puesto que ésta sólo puede afectar a los caudales procedentes de aguas arriba. Por ejemplo, a igualdad de las demás circunstancias, un gran embalse ubicado en la cabecera de un afluente tendrá un efecto menor que otro situado sobre el curso principal, en las proximidades del punto de desagüe considerado.

# LIMITACIONES DEL METODO Y SU APLICACION A CUENCAS SINGULARES

Fig. 8.1  
Efecto de las laminaciones  
extraordinarias en las leyes  
de frecuencia de los caudales  
punta.



## 8.3 Cuencas urbanas

Todo lo expuesto hasta aquí se ha referido al caso de cuencas naturales. Cuando exista un porcentaje apreciable de zona urbanizada, es preciso acusar en los cálculos las alteraciones hidrológicas que de ello se derivan.

# LIMITACIONES DEL METODO Y SU APLICACION A CUENCAS SINGULARES

El coeficiente de escorrentía será mayor en estos casos y se puede estimar como media de los valores  $P_0$  de la fracción natural y de aquella urbanizada, ponderando en razón de las respectivas superficies. Para ello se citan a continuación algunos valores orientativos de suelos artificiales:

Asfaltos, hormigones o tejados .....	$2 < P_0 < 5$ mm
Adoquinados .....	$3 < P_0 < 7$ mm
Macadam sin tratamiento superficial .....	$4 < P_0 < 9$ mm

o bien, en valores globales:

Ciudades con poza zona verde o superficies muy industrializadas .....	$4 < P_0 < 9$ mm
Areas residenciales o ligeramente industrializadas .....	$7 < P_0 < 15$ mm

Por otra parte, la circulación de las aguas encuentra condiciones más favorables en las zonas urbanas que en las rurales y, en consecuencia, el tiempo de concentración será menor, no pudiendo estimarse directamente por la ley indicada en el anejo A, relativa a las cuencas naturales. En consecuencia, y como conclusión del estudio de la bibliografía especializada (Ref. 2, 5.1, 6.2, 10), se ha elaborado para el cálculo del tiempo de concentración la siguiente fórmula:

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

en la que

$T'_c$  = Tiempo de concentración real en cuenca urbana.

$T_c$  = Tiempo de concentración que le correspondería a la misma cuenca en estado natural no urbanizado y calculable según la ley indicada en el anejo A:

$$T_c = 0,3 \left( \frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76}$$

$\mu$  = Superficie impermeable  $\div$  Superficie total

A modo orientativo se pueden señalar los siguientes valores de  $\mu$  en relación con el grado de urbanización:

GRADO DE URBANIZACION	VALORES DE $\mu$
Pequeño .....	$\mu < 0,05$
Moderado .....	$0,05 < \mu < 0,15$
Importante .....	$0,15 < \mu < 0,30$
Muy desarrollado .....	$\mu < 0,30$

La fórmula anterior supone las zonas urbanizadas repartidas en la cuenca y no muy concentradas en una de sus partes, pues en esos casos el tiempo de concentración dependería también de la situación de dichas zonas.

## 8.4 Aplicación al drenaje superficial de carreteras

El cálculo de los caudales procedentes del drenaje superficial de una carretera y recogidos por la correspondiente cuneta, se puede hacer como un caso particular de una cuenca urbana, con un grado límite de urbanización  $\mu = 1$ . De acuerdo con ello, resulta  $T'_c = T_c \div 4$ . De todos modos, se recomienda efectuar las investigaciones experimentales pertinentes para confirmar o modificar la relación antes mencionada entre  $T'_c$  y  $T_c$ , pues el método aquí expuesto se refiere a cuencas naturales y la extrapolación, en este caso, puede resultar excesiva.

El valor orientativo de  $P_0$  para los distintos tipos de firme ya se indicó en el apartado anterior. Si dicho firme es notablemente impermeable (asfalto, hormigón, etc.), se pueden eludir las estimaciones del parámetro  $P_0$  y admitir, directamente, con suficiente aproximación práctica, un valor  $C = 1$  para el coeficiente de esorrentía.

9.

ASPECTO DE LA LEY DE FRECUENCIA  
DE MAXIMOS CAUDALES





## ASPECTO DE LA LEY DE FRECUENCIA DE MAXIMOS CAUDALES

La ley de frecuencia de los máximos caudales se deduce en cada cuenca concreta aplicando el método de cálculo expuesto a los valores de distintos períodos de retorno. Pero, conviene dar una visión global y cualitativa de la configuración de dicha ley y ello constituye el objeto de este breve capítulo.

Según la fórmula de cálculo propuesta:

$$Q = \frac{C I A}{3} = C \cdot \left( \frac{I A}{3} \right)$$

al variar el período de retorno, el segundo factor  $(I A \div 3)$  describe una ley de Gumbel proporcional a la de la intensidad  $I$  y, por tanto, proporcional también a la de las máximas precipitaciones diarias  $P_d$ . A su vez, el factor  $C$  parte de 0 y crece progresivamente hacia 1, lo que hace que la ley de frecuencia de caudales punta tienda asintóticamente a la de  $I A \div 3$ , según el esquema de la figura 9.1.

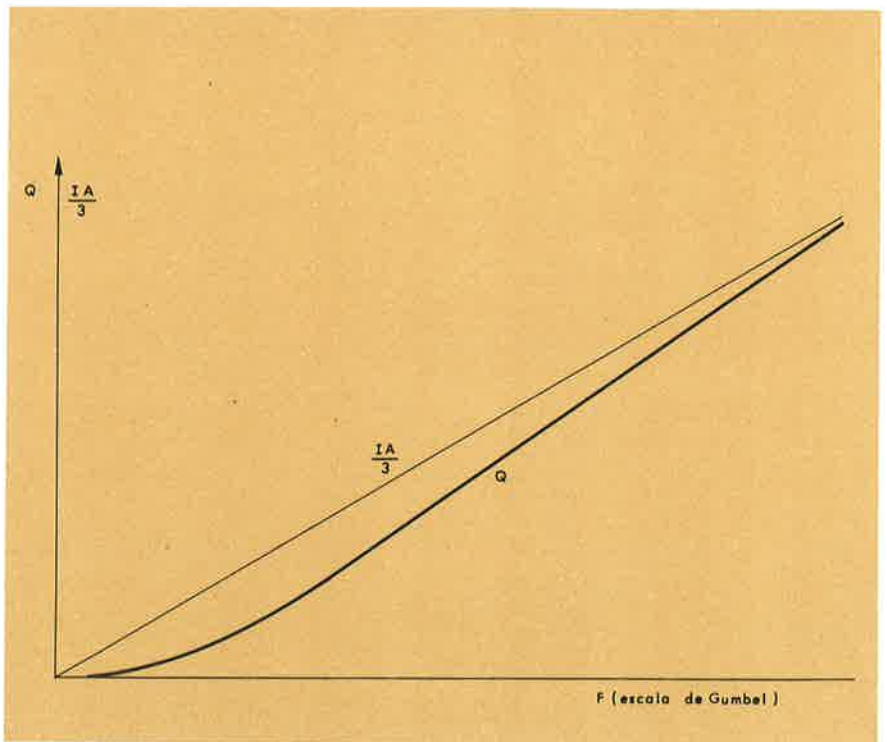


Fig. 9.1  
Aspecto de la ley de frecuencia de caudales punta.

Sin embargo, conviene advertir que la zona en la que la curva se aproxima a la asíntota tendrá lugar generalmente para períodos de retorno muy altos, que exceden a los interesantes para el cálculo. Se exceptúan las cuencas muy impermeables y con importantes precipitaciones máximas, donde los valores de  $C$  son ya cercanos a 1, incluso para pequeños períodos de retorno.







## 10.1 Introducción

El técnico encargado puede deducir los datos básicos necesarios para la aplicación del método a cada caso concreto, pero se simplifica notablemente su tarea, si se le facilitan ya elaborados en un estudio sistemático como el realizado por la Dirección General de Carreteras a escala nacional, y que se comenta en los apartados siguientes.

En primer lugar, nos referiremos a la documentación pluviométrica.

A continuación se describe el contraste empírico efectuado en varias cuencas con una doble finalidad: comprobar la idoneidad del método y obtener unos valores experimentales del parámetro  $P_0$ , que permitan ajustar las cifras absolutas propuestas por el U. S. Soil Conservation Service, a los fines de este estudio y a la variación climática española.

Al final de este capítulo, eminentemente práctico, se resume, paso a paso, el proceso de cálculo para llegar al valor del caudal punta, pues, aunque se desprende directamente de la exposición realizada, quizás haya podido quedar diluido y confuso entre sus comentarios y justificaciones. Para mayor claridad se desarrolla también un ejemplo numérico siguiendo las instrucciones dadas anteriormente.

## 10.2 Documentación pluviométrica

Se ha calculado el valor del parámetro  $I_1 \div I_d$ , correspondiente a las leyes «intensidad-duración», en diversas estaciones pluviográficas y con esos resultados se han interpolado las isolíneas de la figura 10.1, sobre el mapa de España peninsular.

En el trabajo de la Dirección General de Carreteras «Estudio complementario para el cálculo de avenidas en las islas Canarias», se propone un valor de  $I_1 \div I_d = 8$  en las vertientes norte de las islas con marcado relieve, e  $I_1 \div I_d = 9$  para las vertientes sur de las mismas y la totalidad de las islas de suave topografía.

En las islas Baleares (pluviógrafos de Palma y San Bonet), se ha comprobado que  $11 < I_1 \div I_d < 12$ , al igual que sucede en la vecina zona costera valenciana.

Por otra parte, desde hace algún tiempo se dispone de planos nacionales con las isolíneas de máximas precipitaciones diarias,  $P_d$ , para períodos de retorno de 3, 5, 10, 25, 50 y 100 años. En la figura 10.2 se presenta la reducción fotográfica de uno de ellos. Los valores de otras frecuencias se pueden deducir llevando a un papel de Gumbel los correspondientes a los planos y ajustándoles una recta que permitirá interpolar o extrapolar.

En el apartado 7.3 se explicó el significado del parámetro  $\beta$  y se comentó su valor constante,  $\beta = 0,5$ , para toda España.

En el cálculo del caudal  $Q$  intervienen el parámetro  $I_1 \div I_d$  a través de la intensidad de lluvia, el  $\beta$  a través del coeficiente de escorrentía y la variable  $P_d$  a través de ambos, según se recordará en este mismo capítulo al resumir el proceso operativo.

## 10.3 Contraste empírico

El método de cálculo expuesto, fruto de un proceso deductivo basado en consideraciones hidrológicas más o menos teóricas, debía recibir el espaldarazo de la confirmación experimental antes de proponerse definitivamente.

Para ello, en los trabajos de la Dirección General de Carreras «Umbrales de escorrentía en la España peninsular» y «Estudio complementario para el cálculo de avenidas en las islas Canarias» se seleccionaron algunas cuencas pequeñas repartidas por las diferentes regiones españolas. Con los datos de cada una de ellas se realizaron las operaciones que se describen en los párrafos siguientes.

Se dibujaron en un papel de Gumbel los puntos representativos de los valores extremos del caudal, registrados durante los años de vida de la estación, a cada uno de los cuales se le atribuyó una frecuencia,  $F = (2n - 1) \div 2N$ , de acuerdo con lo explicado en el capítulo 4.

Por otra parte, se calcularon por el método propuesto los caudales para varios períodos de retorno a partir de las precipitaciones. Estos valores se representaron en el mismo papel de Gumbel antes mencionado y se unieron para obtener la ley de frecuencia.

Los valores de todos los parámetros involucrados en dichos cálculos ( $P_d$ ,  $I_1 \div I_d$ ,  $\beta$ ,  $T_c$  y  $P_0$ ), a excepción del  $P_0$ , quedaron automáticamente determinados en cada caso, según los datos pluviométricos de la Dirección General de Carreteras mencionados en el apartado anterior, y los geométricos deducibles de los planos 1:50.000 del Instituto Geográfico Nacional.

Se repitieron los cálculos tanteando diversos valores de  $P_0$  y se eligió aquel valor que proporcionó la ley de frecuencia en mejor acuerdo con los puntos experimentales de caudal.

En definitiva, lo que se hizo fue ajustar la ley resultante del método propuesto con el solo grado de libertad que permite la indeterminación del parámetro  $P_0$ . Los ajustes conseguidos son satisfactorios, aunque con las naturales dispersiones propias de estos puntos de caudales extremos, cuya frecuencia real puede discrepar notablemente de la supuesta por la fórmula  $F = (2n - 1) \div 2N$ , cuando el número de datos de la serie es corto. En la figura 10.3 se representa un ejemplo.

Los resultados obtenidos en estas estaciones de aforo avalan empíricamente el método, a la vez que presentan unos valores de  $P_0$  muy útiles para establecer unos criterios estimativos de dicho parámetro en las cuencas sin datos de caudales, tal como se detalla en el apartado siguiente.

## 10.4 Estimación del parámetro $P_0$

En el cuadro adjunto figuran, para cada una de las cuencas seleccionadas, los valores del parámetro  $P_0$ , deducidos, tanto empíricamente, como mediante la aplicación de la tabla modificada del U. S. Soil Conservation Service, reproducida en el apartado 2.2.

Comisaría	Estación de Aforos N°	Denominación	P <sub>0</sub> empírico m m	P' <sub>0</sub> según S. C. S	$\frac{P_0}{P'_0}$
Norte de España	E-107	Rio Oyarzun en Oyarzun	50	30	1,7
"	E-440	Rio Sor en Riberas del Sor	45	27	1,7
"	E-443	Rio Mera en Sta. Maria de Mera	18	22	0,8
"	E-520	Rio Dubra en Portodemouros	36	24	1,5
Guadiana	E-251	Rio Rucacas en Cañamero	40	13	3,1
Sur de España	E-15	Rio Salia en la Viñuela	48	12	4,0
"	E-27	Rio Jauto en Alfaix	80	20	4,0
Ebro	E-151	Rio Ubagua en Muez	32	16	2,0
Pirineo Oriental	E-17	Rio Abanco en Ayguafreda	28	10	2,8

Se observan notables diferencias entre los valores empíricos y los recomendados por el organismo americano, y hay dos tipos de razones que justifican esa disparidad, tal como se pudo comprobar en un estudio detallado de la generación de los valores extremos de caudal en diversas cuencas.

Por una parte, las condiciones de humedad representativas del estado del suelo en las fechas de las máximas avenidas anuales explica que, mientras en el norte los valores reales del P<sub>0</sub> coinciden con los recomendados por el Soil Conservation Service, en el sur y sureste de la Península dichas cifras deben multiplicarse por un factor del orden de dos, como corresponde a un terreno casi seco (ver fig. 2.3).

Por otra parte, el cálculo tradicional a partir de los planos de isomáximas y de las curvas «intensidad-duración», da lugar a unas estimaciones de la lluvia diaria P<sub>d</sub> y, fundamentalmente, de la intensidad I, de la fórmula racional, que sobrevaloran los datos realmente generadores de los máximos caudales.

La relación entre las intensidades estimadas y las reales es alta para los pequeños valores y tiende a uno cuando crece  $P_d \div P_0$ .

Un procedimiento cómodo para que este fenómeno tenga la debida repercusión en los cálculos de los caudales consiste en afectar a los verdaderos valores del P<sub>0</sub> de un factor multiplicador, cuyo orden de magnitud es dos. Efectivamente, se consiguen unos ajustes satisfactorios de las leyes de frecuencia de máximos caudales, tanto trabajando con las cifras reales de las lluvias, intensidades y P<sub>0</sub>, como con un valor próximo a 2 P<sub>0</sub>, y las sobreestimacio-

nes obtenidas directamente de las isomáximas y de las curvas «intensidad-duración». De esta segunda forma los excesos en la estimación de la intensidad  $I$ , se corrigen indirectamente compensándolos con la oportuna infravaloración del coeficiente de esorrentía.

En definitiva, el efecto conjunto de las condiciones de humedad del suelo y de la sobrevaloración de las precipitaciones justifica la adopción de los factores multiplicadores representados en la figura 10.4.

Basados en los contrastes empíricos de los barrancos de Guiniguada y Tirajana, en Gran Canaria, y de Santos, en Tenerife, se proponen para las islas Canarias factores regionales de 4,5 en la vertiente norte de las islas, con acusado relieve, y de 5,5 en la vertiente sur y en la totalidad de las islas, de suave topografía.

Por extrapolación de valores de la península, se recomiendan factores entre 3 y 4 para las islas Baleares y del orden de 4 para Ceuta y Melilla.

Para finalizar este apartado, se hacen en los párrafos siguientes algunos comentarios complementarios sobre la sobrevaloración ya comentada de las precipitaciones.

Las razones que explican tal sobrevaloración son la no simultaneidad en todos los puntos de la cuenca de las lluvias de un mismo período de retorno, la falta de coincidencia en las fechas de las máximas precipitaciones y de los máximos caudales, y el desplazamiento, dentro de un mismo aguacero, del intervalo generador del máximo caudal respecto al de máxima intensidad, porque el primero tiene tendencia a retrasarse en espera de suelos más saturados y porque, a veces, la presencia de un intervalo con duración sensiblemente inferior a  $T_c$ , donde se concentra singularmente la lluvia, condiciona el caudal punta, aunque los intervalos  $T_c$  de su entorno no sean los de mayor precipitación.

Empíricamente se ha visto que el tamaño de la cuenca no juega un papel relevante en el mecanismo corrector y no debe sorprender excesivamente si se tiene en cuenta que las intensidades de los cálculos no se refieren a una duración fija, sino a  $D = T_c$ , y, así, por ejemplo, las correcciones a la intensidad de seis horas en una cuenca de 75 km<sup>2</sup>, pueden ser análogas a las de tres horas en una cuenca de 40 km<sup>2</sup>.

El procedimiento elegido para contrarrestar las sobrevaloraciones de las lluvias e intensidades implícitas en la metodología, acusan, a veces, algunas deficiencias, pero sólo para pequeños valores de  $P_d \div P_o$ , que corresponden a períodos de retorno fuera del campo de interés práctico.

Para cada período de retorno elegido se necesita calcular los factores que intervienen en la fórmula:

$$Q = \frac{CIA}{3}$$

## 10.5 Resumen del proceso operativo



El área, naturalmente, se determinará planimetrando sobre la cartografía disponible, en la cual se deducirán también los valores de la longitud y pendiente del curso principal,  $\underline{L}$  y  $\underline{J}$ , que condicionan el tiempo de concentración  $T_c$ . A continuación se obtienen los otros factores.

### Intensidad

- Se determina el valor de  $I_1 \div I_d$ , recomendado por el plano de la fig. 10.1.
- Se calcula  $D = T_c = 0,3 (L \div J^{1/4})^{0,76}$  (fórmula justificada en el anejo A).
- Con esas cifras de  $I_1 \div I_d$  y  $D$ , se deduce  $I \div I_d$ , bien por la fórmula del apartado 6.3, o las curvas de la figura 6.3. El valor de  $I \div I_d$  es característico de la cuenca e independiente del período de retorno.
- Para el período de retorno deseado se deduce  $I$  multiplicando  $I \div I_d$  por la correspondiente  $I_d = P_d \div 24$ . La máxima precipitación diaria  $P_d$  la facilitan los mapas de isoyetas análogas al de la figura 10.2.

### Coefficiente de escorrentía

- Se analizan las características de suelo y vegetación de la cuenca mediante visita a la misma, fotografía aérea, planos, etc., y se deduce provisionalmente un valor medio de  $P_0$ , según las indicaciones de la tabla modificada del U. S. Soil Conservation Service, que figura en el apartado 2.2.
- Ese valor se multiplica por el factor regional que le corresponda en el plano de la figura 10.4, obteniendo así la cifra definitiva de  $P_0$ .
- Se calcula el coeficiente de escorrentía  $C$ , según la fórmula:

$$C = \frac{(P_d - P_0)(P_d + 23 P_0)}{(P_d + 11 P_0)}$$

El valor de  $P_d$  ya se determinó en el paso *d*).

### Valores reales de los parámetros

- El proceso de cálculo ha concluido con las operaciones anteriores, pues las puntualizaciones de este paso no afectan al resultado del caudal. Sin embargo conviene aclarar que, según lo explicado en el apartado 10.4, es más correcto hablar de un umbral de escorrentía mitad del  $P_0$  obtenido en el paso *f*), y de unos valores del coeficiente de escorrentía e intensidad, definidos por las expresiones:

$$C^* = \frac{(P_d - P_0 \div 2)(P_d + 23 \cdot P_0 \div 2)}{(P_d + 11 \cdot P_0 \div 2)^2} ; \quad I^* = I \frac{C}{C^*}$$

**10.6 Ejemplo numérico**

Se va a aplicar el proceso anterior al caso concreto del río Jauto, en Alfaix, y para un período de retorno de veinticinco años.

De los planos del Instituto Geográfico Nacional a escala 1:50.000, se obtuvo:  $A = 68 \text{ km}^2$ ;  $L = 26 \text{ km}$ ;  $J = 2,96 \times 10^{-2}$ .

a)  $\frac{I_1}{I_d} = 10,75$  (fig. 10.1).

b)  $T_c = 0.3 \left( \frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76} = 7$  horas

c)  $\frac{I}{I_d} = 2,9$  (fórmulas del apartado 6.3, o fig. 6.3).

d)  $P_d = 144 \text{ mm}$  (fig. 10.2);  $I_d = \frac{144}{24} = 6 \text{ mm/h.}$ ;

$I = 2,9 \times 6 = 17,4 \text{ mm/h.}$

e) Analizando los planos geológicos y fotografías aéreas de la zona se dedujo la siguiente composición de la cuenca.

Complejo "suelo-vegetación"	$P_0$ según tabla	Porcentaje de área
Cultivos en hilera, $\geq 3\%$ , R, suelo tipo C	8	11%
Cereales de invierno, $\geq 3\%$ , R, suelo tipo C	10	5%
Barbecho, $\geq 3\%$ , R, suelo tipo C	6	8%
Masa forestal clara, suelo tipo B	24	68%
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal, $\geq 3\%$ , pobre, suelo tipo B	26	8%

$P_0$  medio según  
tabla = 20

f) El multiplicador regional, según el plano de la figura 10.4, es 4,1, luego, la cifra definitiva de la estimación es  $P_0 = 82 \text{ mm}$ .

g)  $C = \frac{(144 - 82)(144 + 23 \times 82)}{(144 + 11 \times 82)^2} = 0,12$

resultando:  $Q = \frac{0,12 \times 17,4 \times 68}{3} = 47 \text{ m}^3/\text{seg.}$

h) Aunque estas observaciones no afectan al resultado anterior, conviene aclarar que son más acordes con el fenómeno físico las cifras de

$P_0^* = \frac{P_0}{2} = 41 \text{ mm};$

# APLICACION A ESPAÑA

$$C^* = \frac{(144 - 41)(144 + 23 \times 41)}{(144 + 11 \times 41)^2} = 0,32$$

$$I^* = 17,4 \times \frac{0,12}{0,32} = 6,5 \text{ mm/h.}$$

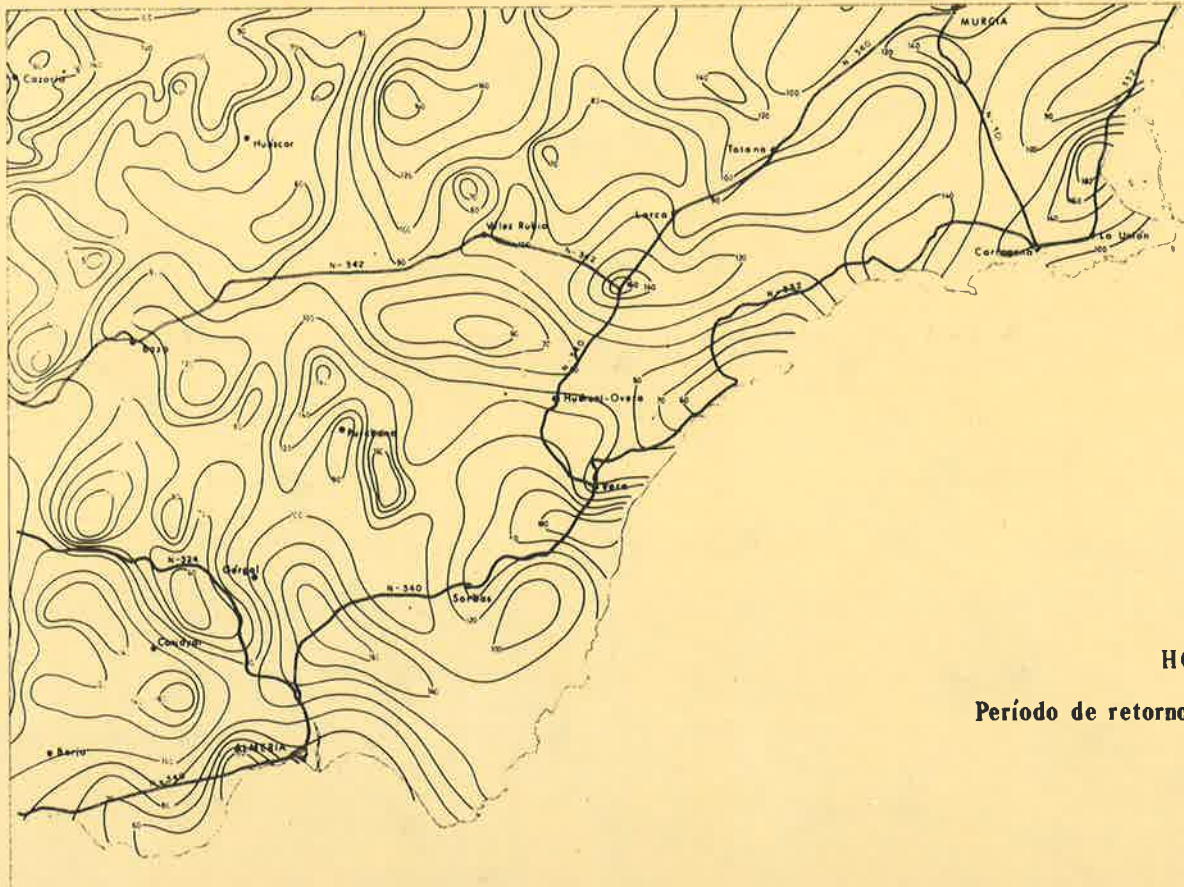
Fig. 10.1 Mapa de isolíneas  $I_1/I_0$





DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS Y CAMINOS VECINALES  
SUBDIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS TÉCNICAS Y PROSPECCIONES  
SECCIÓN DE GEOTECNIA Y PROSPECCIONES

ISOLINEAS DE PRECIPITACIONES MAXIMAS  
PREVISIBLES EN UN DIA



HOJA XIV

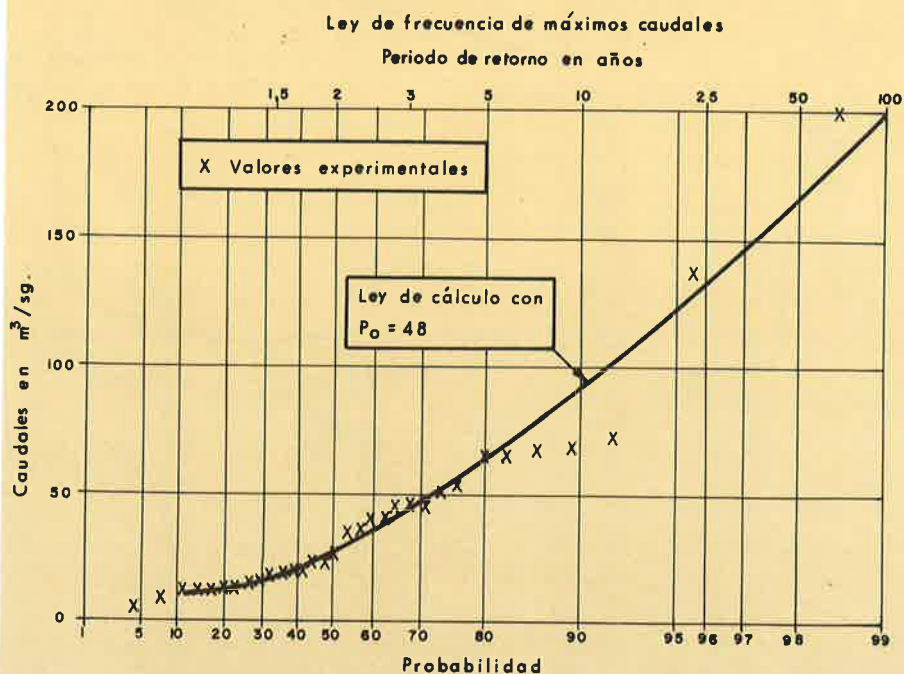
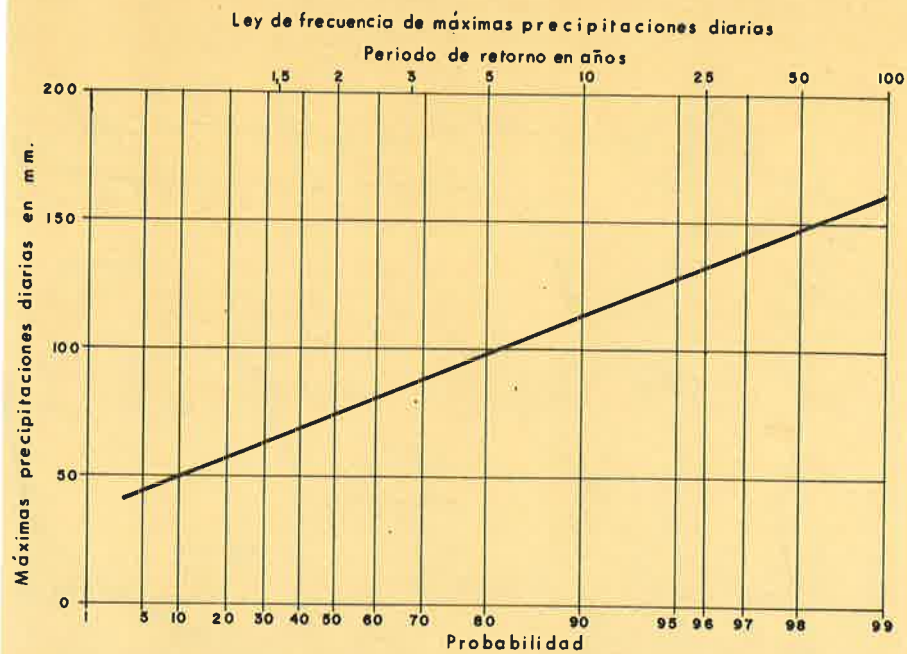
Período de retorno 25 años

Fig. 10.2  
Muestra de los planos  
de máxima precipitación  
de la Dirección General  
de Carreteras (Reproducción  
fotográfica).

Fig. 10.3  
Ejemplo de contraste empírico.  
Río Salia (Málaga).

## DATOS FISICOS DE LA CUENCA

Superficie  $A$  ( $\text{Km}^2$ ) = 67  
 Longitud del curso principal  $L$  (Km) = 15  
 Pendiente  $J$  = 0,1298  
 Estimación del tiempo de concentración  $T$  (horas) =  $D = 3,4$   
 Relación en esa zona entre la intensidad horaria y diaria  $I_1 / I_d = 10$



# APLICACION A ESPAÑA

Fig. 10.4  
Multiplicador regional  
del parámetro  $P_0$ .



# ANEJOS





A.

TIEMPO DE CONCENTRACION



## A.1 Introducción

La ley de salida de la escorrentía por el punto de desagüe (hidrograma superficial), presenta un cierto retraso respecto a la de su entrada en la cuenca (hietograma neto), debido al tiempo invertido en su recorrido por el terreno y red de drenaje. Dicho retraso, que lógicamente dependerá de las dimensiones y características físicas de la cuenca, condiciona decisivamente el proceso de transformación de las precipitaciones en caudales del río y es una variable que se debe tener en cuenta en los cálculos hidrometeorológicos de avenidas.

En este anejo se pasa revista a los conceptos de que se han valido los diversos autores para definir de alguna manera ese retraso, y se establecen las relaciones entre ellos. Después se citan las fórmulas vigentes para calcularlos, en función de los datos físicos de la cuenca, y se hace un análisis crítico de ellas, en el que se señala la que a nuestro juicio resulta más acertada.

De acuerdo con todo lo anterior, concluye el anejo proponiendo una fórmula para estimar el tiempo de concentración, que es el concepto representativo del retraso de la cuenca que hemos venido utilizando en los cálculos del método desarrollado en este trabajo y en el del hidrograma unitario.

## A.2 Formas de evaluar el retraso

Los autores, interesados en el tema, para valorar el retraso en la salida de la escorrentía de la cuenca, recurren a diversos conceptos que son afines, pero no equivalentes, y cuyo significado aclaramos seguidamente, antes de entrar en materia (fig. A.1).

El tiempo de concentración ( $T_c$ ), según expresamos en el apartado 1.5, es el transcurrido desde el final del aguacero hasta el final de su hidrograma superficial. Se podría definir también como el tiempo que tarda en salir por el punto de desagüe la última gota de escorrentía, debida a la precipitación caída en un instante dado.

El tiempo de demora o de retraso ( $T_g$ ) es el que separa el centro de gravedad de un hietograma y el del hidrograma superficial correspondiente.

El hidrograma unitario es una constante de la cuenca y, por tanto, cualquiera de sus tiempos significativos se puede considerar como característico de ella. En este anejo se alude a los dos conceptos siguientes:

- Tiempo mediano ( $T_M$ ). Es el transcurrido desde el origen del hidrograma hasta el momento en que ha desaguado la mitad de su volumen.
- Tiempo de demora de la punta ( $T_{gp}$ ). Es el desfase existente entre el centro de gravedad del hietograma neto y el momento de producirse la punta de caudal.

Se subraya que  $T_c$  y  $T_g$  son constantes de la cuenca y, por tanto, los mismos en todos los hidrogramas, con independencia de su magnitud, duración y reparto temporal, mientras que  $T_M$  y  $T_{gp}$  solamente son constantes si se refieren al hidrograma unitario.

Se exponen a continuación las relaciones existentes entre los diversos tiempos mencionados, a las que se ha llegado experimen-

# TIEMPO DE CONCENTRACION

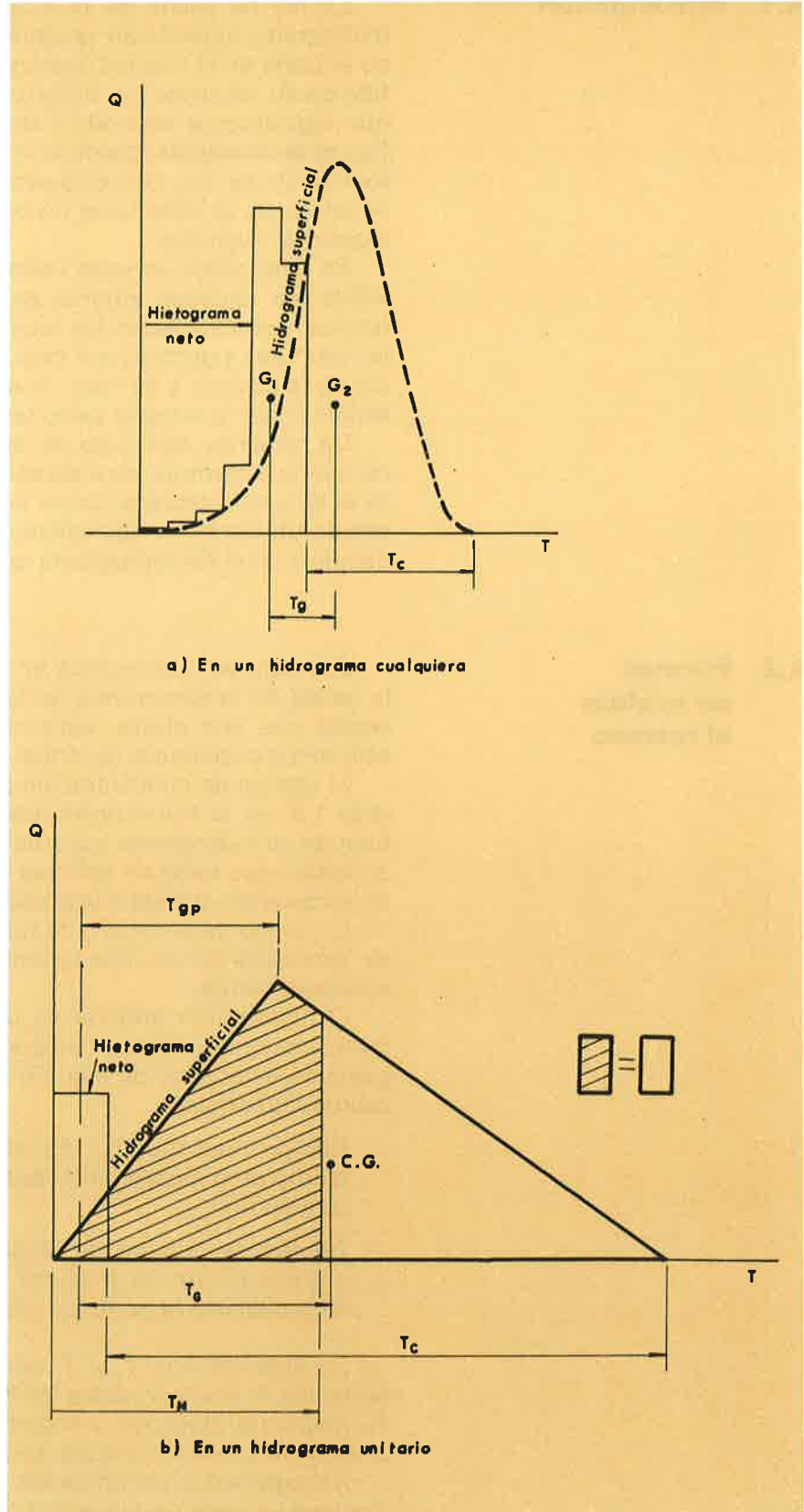


Fig. A.1  
 Tiempos representativos  
 de la demora.

## TIEMPO DE CONCENTRACION

talmente después de estudiar el proceso de transformación de precipitaciones en caudales de diversas cuencas, de acuerdo con la teoría del hidrograma unitario. Para ello, los hidrogramas unitarios se asimilaron a triángulos y se pudo comprobar que la hipótesis es aceptable a fines prácticos.

El valor de  $T_g \div T_c$ , constante de la cuenca, varía de unas a otras, y es tanto mayor cuanto más concentradas en la cabecera estén la superficie y las precipitaciones. En las cuencas naturales suele oscilar poco, en torno a 0,45 ( $T_g \div T_c \simeq 0,45$ ).

El tiempo mediano  $T_M$ , es prácticamente equivalente al de demora  $T_g$ .

La relación  $T_{gp} \div T_c$ , oscila de unas cuencas a otras, de forma análoga a como sucede con  $T_g \div T_c$ , pero las fluctuaciones en torno a su valor medio ( $T_{gp} \div T_c \simeq 0,35$ ) son mayores en este caso.

### A.3 Fórmulas vigentes

En este apartado presentamos las fórmulas que tradicionalmente se vienen empleando para el cálculo de los tiempos representativos del retraso provocado por el recorrido superficial del agua sobre la cuenca.

Los símbolos que se van a emplear son los siguientes:

L (km) = Longitud del curso principal.

J = Pendiente media del curso principal.

A (km<sup>2</sup>) = Superficie de la cuenca.

$L_c$  (km) = Distancia a lo largo del curso principal, desde el punto más próximo al centro de gravedad de la cuenca hasta el punto de desagüe.

#### *Fórmula Californiana*

La dedujo Kirpich según datos de Ramser y la adoptaron la Dirección General de Carreteras y la State of California Division of Highways.

$$T_c = 0,066 \left( \frac{L}{J^{1/2}} \right)^{0,77}$$

#### *Fórmula de Ven Te Chow*

$$T_{gp} = 0,096 \left( \frac{L}{J^{1/2}} \right)^{0,64}$$

Aceptando la relación  $T_g \div T_{gp} = 0,45 \div 0,35$ , se puede transformar en:

$$T_g = 0,123 \left( \frac{L}{J^{1/2}} \right)^{0,64}$$

# TIEMPO DE CONCENTRACION

Fórmula de Giandotti

$$T_c = \frac{4 \sqrt{A} + 1,5 L}{25,3 \sqrt{J \cdot L}}$$

Fórmula del U. S. Corps of Engineers

$$T_M = 0,164 \left( \frac{L L_c}{J^{1/2}} \right)^{0,38}$$

Experimentalmente se ha visto que la relación  $L_c \div L$ , tiene un valor medio igual a 0,5. Si se sustituye  $L_c$  por 0,5 L en la ley anterior, se llega a una expresión más simple y prácticamente equivalente:

$$T_M \simeq T_g = 0,126 \left( \frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76}$$

## A.4 Contraste empírico de las fórmulas

Para juzgar sobre la idoneidad de las fórmulas mencionadas se van a contrastar sus resultados con los valores obtenidos empíricamente en algunas cuencas.

Se dispone para ello de los datos que sirvieron de base para establecer la fórmula del U. S. Corps of Engineers y por otra parte, se han deducido los valores de cuatro cuencas españolas y de otras dos norteamericanas, de tan reducido tamaño que en España no se encuentran otras análogas dotadas con estación de aforos (cuadro A.1).

CUADRO A-1. DATOS EXPERIMENTALES

CUENCA	S (Km <sup>2</sup> )	L (Km)	J	Tg. (Horas)
1. SAN GABRIEL RIVER AT SAN GABRIEL DAM, CALIF.	420	37	0,0663	3,3
2. WEST FORT SAN GABRIEL RIVER AT COGSWELL DAM, CALIF.	105	15	0,0852	1,6
3. SAN ANITA CREEK AT SANTA ANITA DAM, CALIF.	28	9	0,1309	1,1
4. SAN DIMAS CREEK AT SAN DIMAS DAM, CALIF.	42	14	0,0833	1,5
5. EATON WASH AT EATON WASH DAM, CALIF.	25	12	0,1136	1,3
6. SAN ANTONIO CREEK NEAR CLAREMONT, CALIF.	44	9,5	0,1926	1,2
7. SANTA CLARA RIVER NEAR SAUGUS, CALIF.	919	58	0,0265	5,6
8. TEMECULA CREEK AT PAUBA CANYON, CALIF.	435	42	0,0284	3,7
9. SANTA MARGARITA RIVER NEAR FALLBROOK, CALIF.	1670	74	0,0199	7,3
10. SANTA MARGARITA RIVER AT YSIDORA, CALIF.	1917	98	0,0161	9,5
11. LIVE OAK CREEK AT LIVE OAK DAM, CALIF.	6	4,7	0,1326	0,8
12. TUJUNGA CREEK AT BIG TUJUNGA DAM, CALIF.	211	24	0,0549	2,5
13. MURRIETA CREEK AT TEMECULA, CALIF.	570	44	0,0180	4,0
14. LOS ANGELES RIVER AT SEPULVEDA DAM, CALIF.	394	30,6	0,0275	3,5
15. PACOIMA WASH AT PACOIMA DAM CALIF.	72	24	0,0597	2,4
16. ALHAMBRA WASH ABOVE SHORT STREET, CALIF. }				
17. BROADWAY DRAIN ABOVE RAYMOND DIKE, CALIF. }				
18. GILA RIVER AT CONNOR NO 4 DAM SITE, ARIZ.	7355	211	0,0055	21,5
19. SAN FRANCISCO RIVER AT JUNCTION WITH BLUE RIVER, ARIZ.	5180	209	0,0061	20,6
20. BLUE RIVER NEAR CLIFTON, ARIZ.	2046	124	0,0123	10,3
21. SALT RIVER NEAR ROOSEVELT, ARIZ.	11162	257	0,0085	18,6
22. NEW RIVER AT ROCK SPRINGS, ARIZ.	174	33	0,0267	3,1
23. NEW RIVER AT NEW RIVER, ARIZ.	222	37	0,0275	3,7
24. NEW RIVER AT BELL ROAD, ARIZ.	484	77	0,0157	5,3
25. SKUNK CREEK NEAR PHOENIX, ARIZ.	167	28	0,0169	2,4
26. RIERA DEL ABANCO EN ABANCO	35	11,1	0,0655	1,4
27. RIO SABAR EN ALFARNATEJO	39	8,8	0,0684	1,7
28. RIO GUADALMEDINA EN PANTANO DEL AGUJERO	153	44,6	0,0304	3,0
29. RIO CAMBA EN LAS PORTAS	168	34	0,0205	5,0
30. CUENCA EXPERIMENTAL W-1 EN EDWARDSVILLE (ILLINOIS)	0,110	0,239	0,0180	0,1
31. CUENCA EXPERIMENTAL W-4 EN EDWARDSVILLE (ILLINOIS)	1,173	1,478	0,0110	0,36

## TIEMPO DE CONCENTRACION

Los datos del U. S. Corps of Engineers se refieren al tiempo mediano  $T_M$  y los demás al tiempo de retraso o demora  $T_g$ . No obstante, como ya se ha indicado que  $T_M \div T_g \simeq 1$  en las cuencas naturales, los valores son homogéneos.

En las figuras A.2, A.3 y A.4, se dibujan en papel doblemente logarítmico las leyes tradicionales y los puntos representativos de los valores experimentales. A la vista de esos gráficos se pueden hacer algunos los comentarios.

### *Fórmula Californiana*

La ley se sitúa entre los puntos representativos de los valores experimentales que corresponden a tiempos de demora  $T_g$ , o medianos  $T_M$ . Por tanto, es inapropiada para estimar el tiempo de concentración  $T_c$ , como pretende, puesto que  $T_c \simeq 2,2 T_g$ , según hemos visto en el apartado A.2. De todos modos, el ajuste con los mencionados puntos es solamente mediocre.

### *Fórmula de Ven Te Chow*

Se observa un buen acuerdo con los datos de las cuencas grandes, pero en las pequeñas sobrevalora el tiempo si su pendiente es suave y lo infravalora si es fuerte.

### *Fórmula de Giandotti*

Análogamente a como sucedía con la ley Californiana, la de Giandotti parece más adecuada para valorar el tiempo de demora que el de concentración. Se consiguen resultados aceptables de  $T_g$  en el intervalo de los grandes valores, pero da lugar a notables sobrevaloraciones en las cuencas pequeñas de pendiente suave.

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

Se ajusta a los datos experimentales en todo el campo de valores y por ello se recomienda en este estudio.

Admitiendo a grandes rasgos que  $L_c \ll L$ , y  $\sqrt{A} \ll L$ , todas las fórmulas mencionadas se pueden reducir a la expresión general  $T \ll (L \div J^\alpha)^n$ . Los valores de  $n$  sufren pequeñas variaciones, pero los de  $\alpha$  oscilan desde 1, en la fórmula de Giandotti, hasta 1/4, en la del U. S. Corps of Engineers, siendo 1/2 en la Californiana y en la de Ven Te Chow. Los datos experimentales, según hemos visto, parecen dar la razón a la ley que concede menor influencia a la pendiente, como es la del U. S. Corps of Engineers.

# TIEMPO DE CONCENTRACION

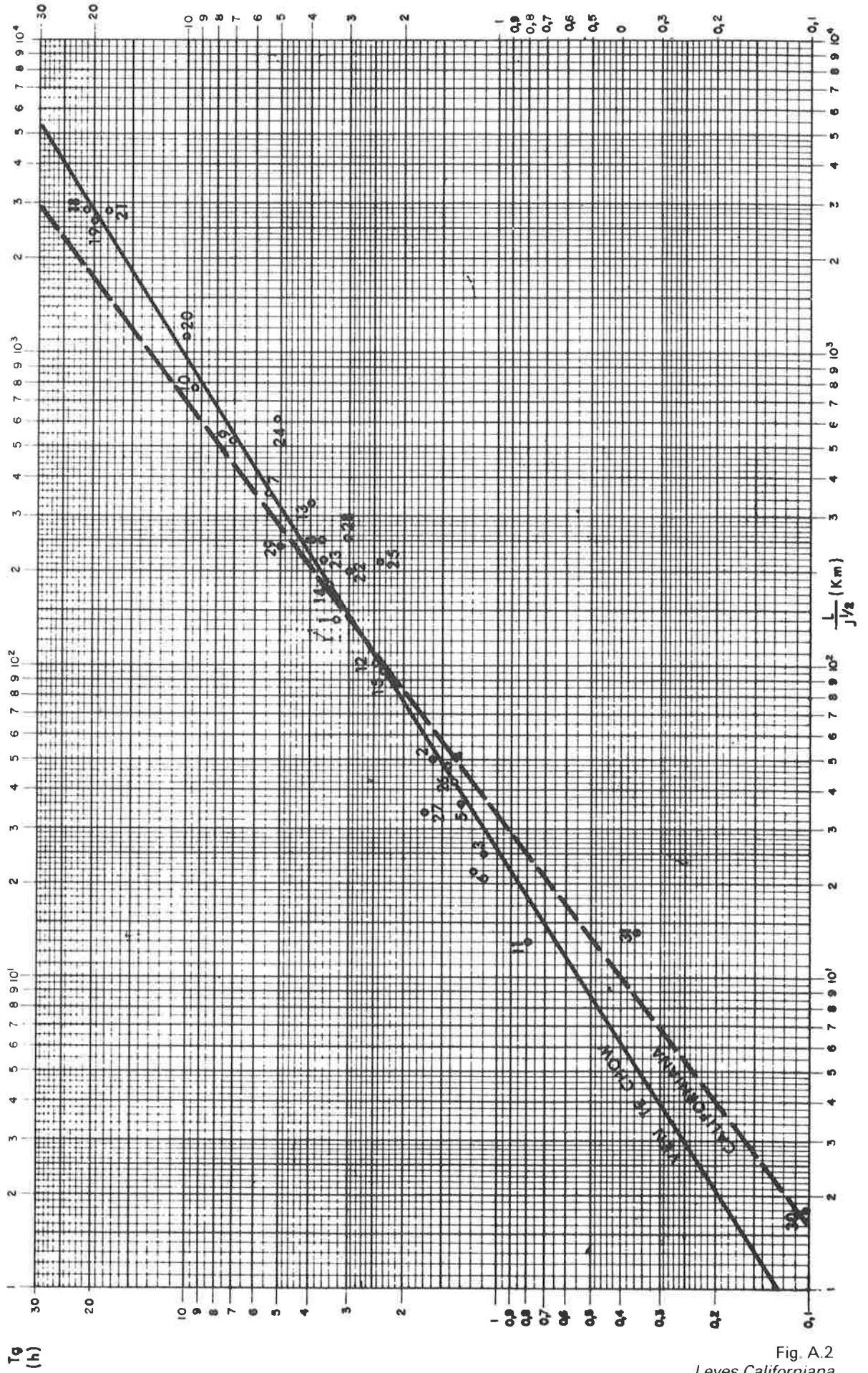


Fig. A.2  
Leyes Californiana  
y de Ven Te Chow.



# TIEMPO DE CONCENTRACION

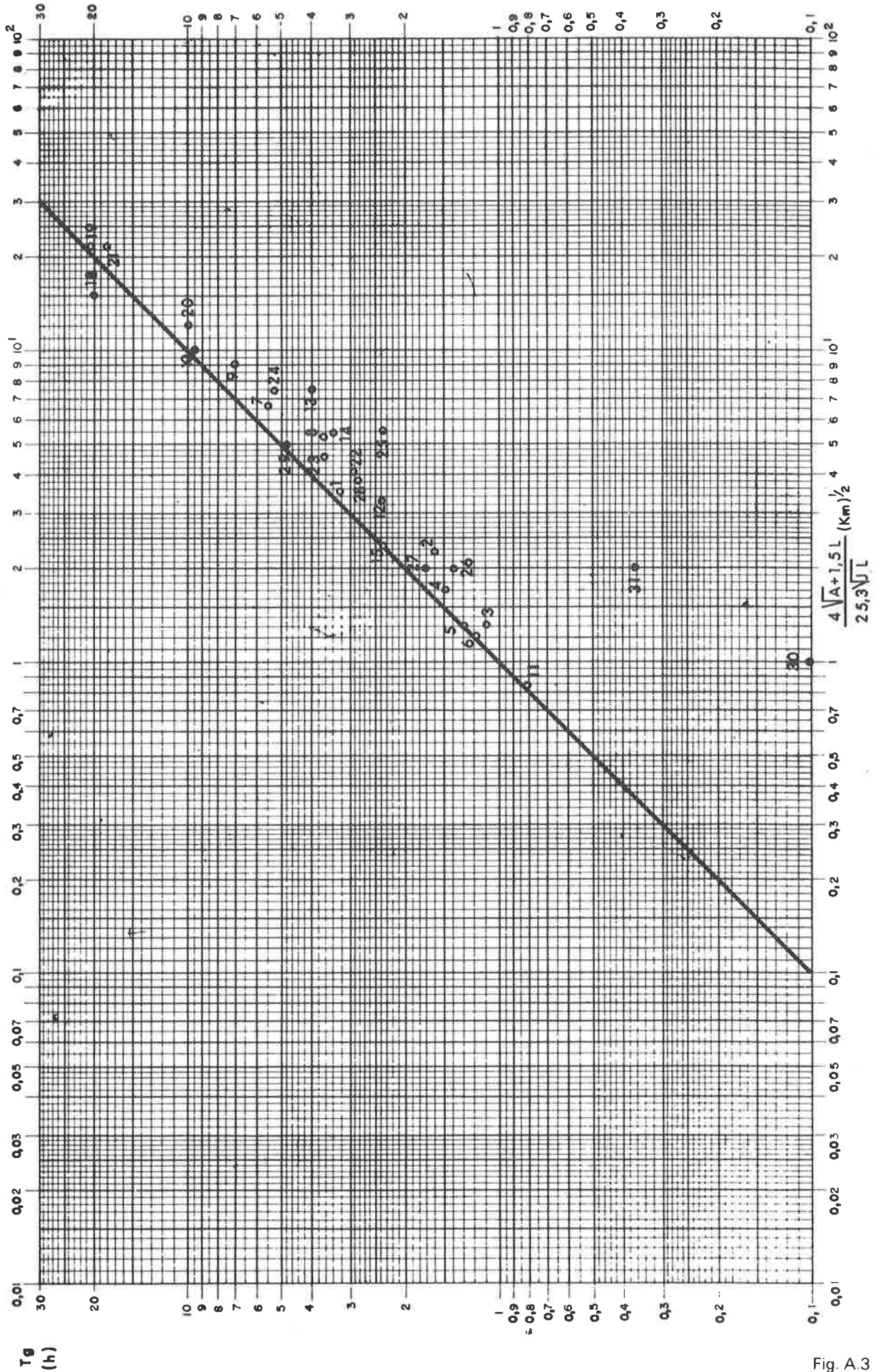


Fig. A.3  
Ley de Giandotti.

# TIEMPO DE CONCENTRACION

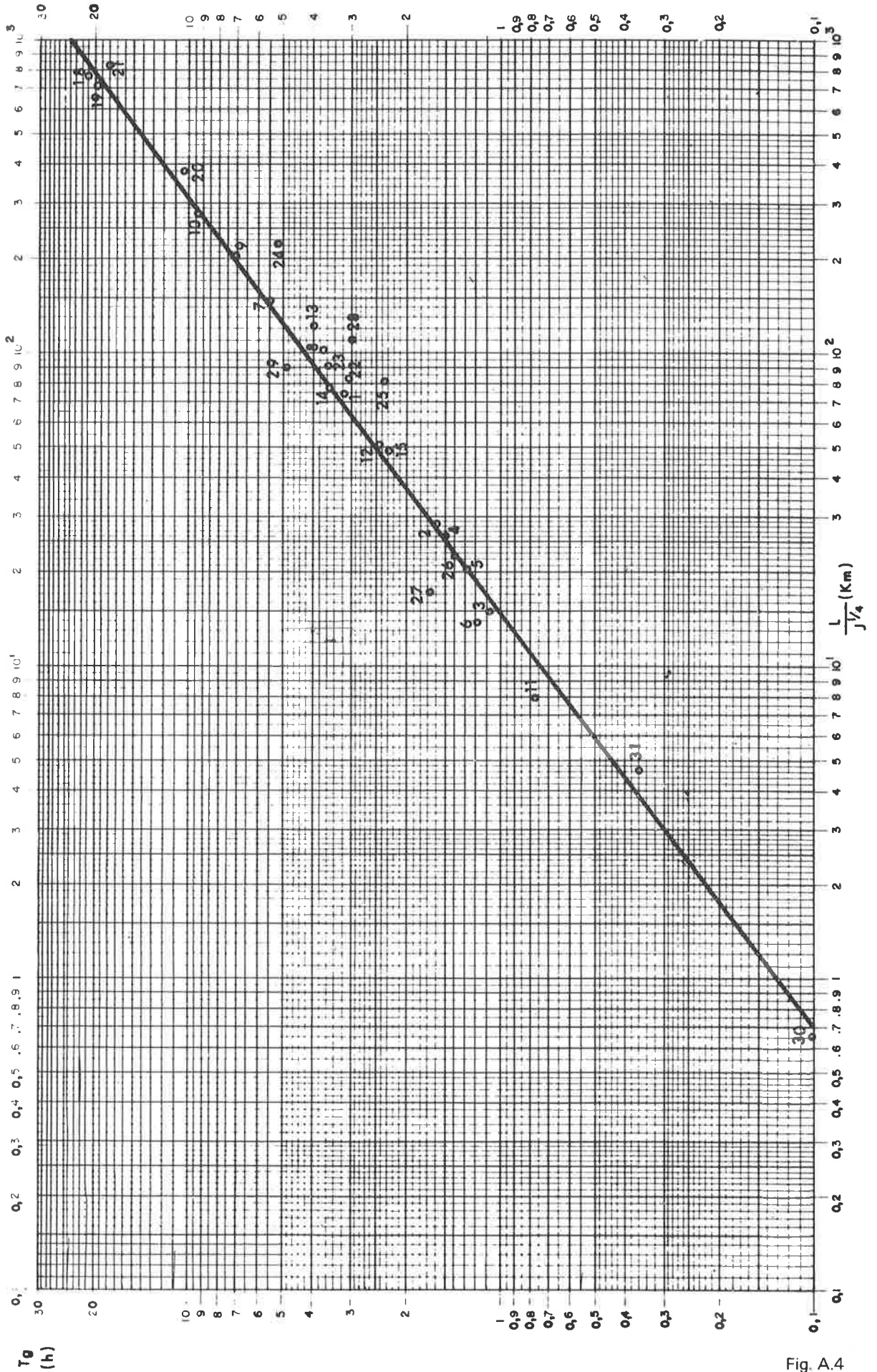


Fig. A.4  
Ley del U. S. Corps of Engineers.

## TIEMPO DE CONCENTRACION

En general, las pendientes de los ríos disminuyen al aumentar su longitud, por lo que, en las cuencas de zonas con análogo relieve, puede existir una cierta correlación implícita entre los valores de  $L$  y  $J$ , que permiten ajustar a esos datos experimentales leyes del tipo  $T \llcorner \llcorner (L \div J^\alpha)^n$ , con distintas combinaciones  $(n, \alpha)$ , y con análoga dispersión, por ser equivalentes, en virtud de dicha correlación. Por ejemplo, una relación del tipo  $L \cdot J = K$ , permite transformar la ley del Corps of Engineers

$$T_g \llcorner \llcorner \left(\frac{L}{J^{1/4}}\right)^{0,76} = \left(\frac{L^{0,76}}{J^{0,19}}\right)$$

$$\text{en } T_g \llcorner \llcorner \left(\frac{L^{0,64}}{J^{0,31}}\right) (\simeq \text{Ven Te Chow});$$

$$\times \text{ o en } T_g \llcorner \llcorner \frac{L^{0,5}}{J^{0,45}} (\simeq \text{Giandotti})$$

La manera de evitar esa indeterminación y descubrir así los valores universales de  $n$  y  $\alpha$ , es disponer de datos heterogéneos donde coexistan, dentro de un mismo tamaño de cuenca, pendientes suaves y fuertes que imposibiliten la mencionada correlación entre  $L$  y  $J$ .

En nuestro análisis creemos haber eludido ese peligro ya que, si bien la generalidad de los datos del cuadro A.1 se ajustan aceptablemente a la ley  $L J = 1,2$  (fig. A.5), existen también cuencas como las números 30 y 31, que discrepan notablemente de ella. Por ello, los puntos 30 y 31 representativos de esas cuencas, tienen un interés especial en las figuras A.2, A.3 y A.4.

### A.5 Fórmula propuesta para el tiempo de concentración

La medida experimental directa del tiempo de concentración es muy sensible a las imprecisiones que se pueden cometer al estimar el final del pluviograma de una cuenca y en la descomposición del último tramo del hidrograma, en sus componentes superficial y subterránea. Pero  $T_c \simeq T_g \div 0,45 = 2,2 T_g$ , según apuntábamos en el apartado A.2, y ello nos permite llegar a la fórmula del tiempo de concentración, a través de la ya conocida para el tiempo de demora.

En el apartado anterior recomendábamos la ley equivalente a la del U. S. Corps of Engineers

$$T_g = 0,126 \left(\frac{L}{J^{1/4}}\right)^{0,76}$$

y, por tanto:

$$T_c = 0,3 \left(\frac{L}{J^{1/4}}\right)^{0,76}$$

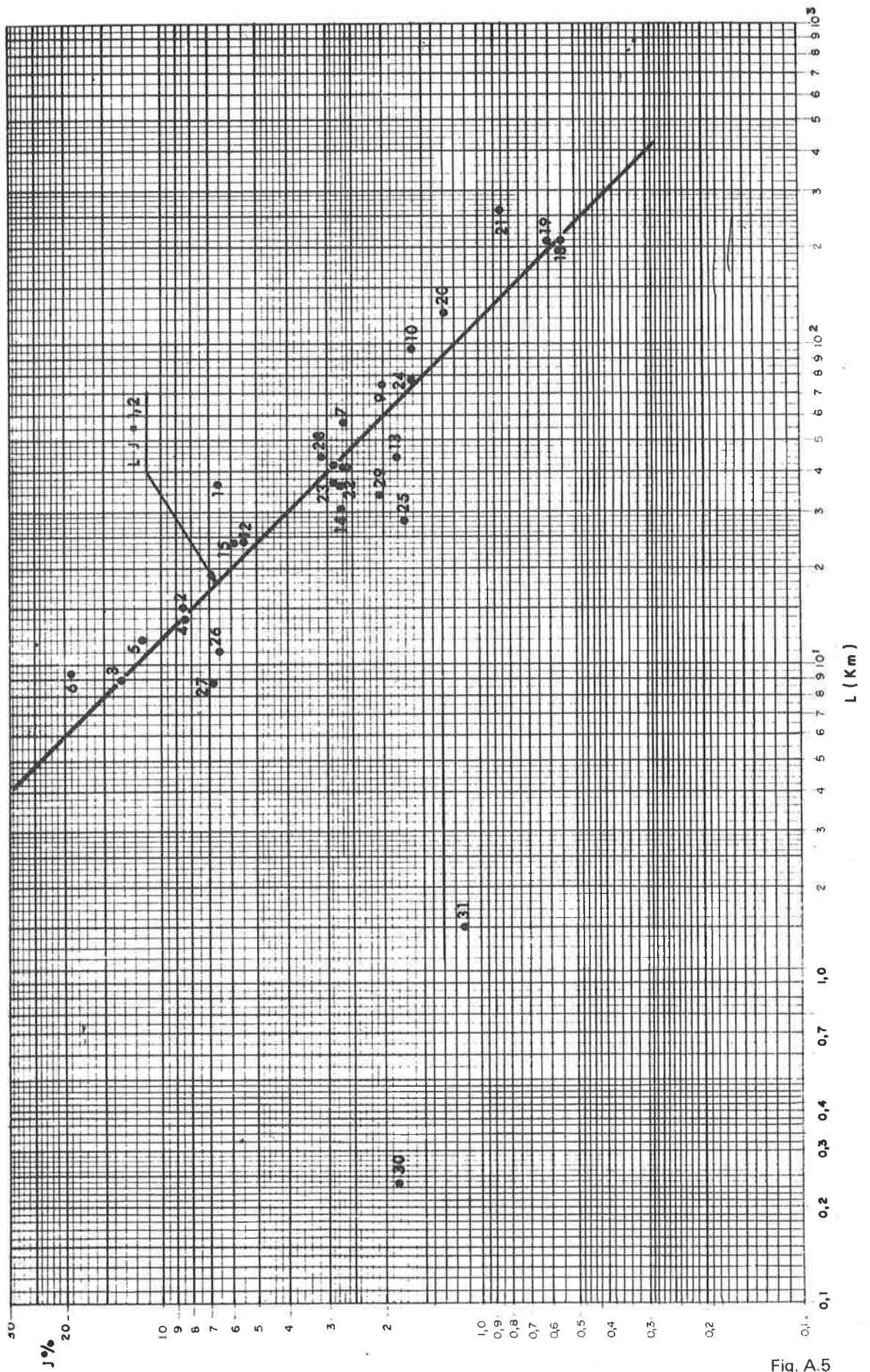


Fig. A.5  
Correlación entre los valores  
experimentales de L y J.

**B.**

ANALISIS CRITICO DE OTROS METODOS



## B.1 Introducción

En este capítulo se pasa revista, y se hacen comentarios críticos, a otros métodos que siguen la misma línea del propuesto en este estudio. Se han seleccionado los de más extendido uso y los más directamente relacionados con el tema de carreteras que nos ocupa.

Se inicia el análisis con los métodos racional, California y Cook, de los cuales, se cree, nace el actual de la Dirección General de Carreteras, que se estudia a continuación. Se incluyen también el B. P. R. (U. S. Bureau of Public Roads), por la identidad de su objetivo con el aquí perseguido, y el de Ven Te Chow, por la categoría y actualidad de su autor.

Todos los procedimientos hasta ahora mencionados son fundamentalmente norteamericanos. Se comentan, finalmente, un método ruso y otro alemán para ampliar los contornos geográficos y por su analogía con el de este estudio.

## B.2 Método racional

Sus orígenes se remontan al siglo XIX y es, con mucho, el más antiguo de todos los de su género, y padre de la mayoría de ellos.

La fórmula de cálculo es  $Q = C I A \div 3,6$ , con el mismo significado de los símbolos utilizados en este estudio.

Ya se ha dicho en el capítulo 5 que la expresión sería correcta en la hipótesis ideal de escorrentía uniforme, pero en los casos reales infravalora el caudal y la constante debe ser del orden de 3, en lugar de 3,6.

Su principal defecto es considerar constante el coeficiente de escorrentía C de cada cuenca, cuando, en realidad, debe crecer con el período de retorno. Tal hipótesis sólo es admisible a grandes rasgos en cuencas muy impermeables ( $P_0$  muy pequeños), como son las áreas pavimentadas, para las cuales se concibió inicialmente.

## B.3 Método Californiano

Es el recomendado por la California Division of Highways. Su fórmula de cálculo es la racional y sus peculiaridades estriban en las instrucciones para la obtención de los distintos factores de la misma.

Se refiere únicamente a períodos de retorno del orden de cincuenta o cien años, y por ello es aceptable la constancia de C para cada cuenca. Dicho valor lo fija en función de la naturaleza y tipo de cultivo del suelo. Si se pretende que su validez sea general, y no limitada al estado de California, se le puede reprochar que no acusa la influencia del clima.

El tiempo de concentración lo calcula por la ley de Kirpich y, por ello, se la conoce con el nombre de fórmula californiana. En el anejo A se expusieron las razones por las que no se consideraba dicho método.

Propone una ley intensidad-duración  $I \div I_1 = D^{0.17} \log_e P_1 \div 462$ , donde I,  $I_1$  y D tienen el mismo significado y unidades dados en este estudio, y  $P_1$  (mm) es la máxima precipitación horaria de ese período, en la cuenca considerada.

Los registros pluviométricos de la intensa red norteamericana permiten trabajar directamente con planos de datos horarios, mientras que en España sólo son posibles los de precipitaciones diarias, como los deducidos por la Dirección General de Carreteras.

El parámetro  $P_1$  se juzga como no suficiente, con validez general, para caracterizar la ley intensidad-duración, tal como se hace en este método, aunque puede serlo dentro de un mismo clima, como es el californiano. Se ha visto, por ejemplo, la inadecuación de esas leyes al clima mediterráneo español.

### B.4 Método de Cook

Está patrocinado por el Soil Conservation Service de EE. UU. y equivale a una fórmula del tipo  $Q = K \cdot A^{3/4}$ , donde, a su vez  $K = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3$ , con el significado indicado a continuación.

$K_1$  = Función de las características de la cuenca, tal como indica la tabla 4.2.4.2.b, del actual método de la Dirección General de Carreteras, que es copia de la de Cook (por esta relación con la norma española se comenta este método).

$K_2$  = Factor geográfico que en unas zonas de EE. UU. es inferior a 0,5 y en otras superior a 1,4. Dentro de una misma zona el coeficiente puede oscilar notablemente, lo cual deja un gran margen de incertidumbre.

$K_3$  = Función del período de retorno y se hace variar de unas regiones a otras en función de su precipitación media anual. Siempre es 1 para cincuenta años, que es el período básico elegido para el cálculo.

Es un método híbrido entre los hidrometeorológicos y las fórmulas empíricas, que exige una importante elaboración de datos para poderla aplicar a una zona fuera de los EE. UU.

### B.5 Norma actual de la Dirección General de Carreteras

La Norma actual de la Dirección General de Carreteras se orientó con los criterios y métodos existentes en otros países y, por tanto, participa de sus virtudes y de sus imperfecciones.

Por otra parte, los datos básicos de precipitaciones y caudales instantáneos disponibles en aquellas fechas en España no permitían ajustar seriamente los modelos de cálculo ni matizar las variaciones regionales de sus parámetros.

Las anteriores consideraciones explican las siguientes objeciones que se pueden hacer a dicha Norma a la luz de lo expuesto en este estudio:

- La conocida fórmula racional, admitida para el cálculo, se dedujo razonando en unas hipótesis ideales de intensidad de lluvia neta y conviene modificar su constante para adaptarla a las circunstancias de los aguaceros reales.
- El coeficiente de escorrentía se determina mediante una tabla tomada del método de Cook e implícitamente se refiere a período-



dos de retorno del orden de cincuenta años. Se debe precisar su variación en función del período de retorno. Por otra parte, parece excesiva la influencia dada a la pendiente en detrimento de otras variables más decisivas, y se recomienda tener en cuenta, a estos efectos, las leyes de transferencia «precipitación-escorrentía» del U. S. Soil Conservation Service, que con excelentes resultados se vienen aplicando en los últimos años.

- Las series actuales de datos pluviométricos aconsejan diferenciar las leyes «intensidad-duración» de las diversas regiones españolas y sustituir por ellas la ley única actual, que propugna para toda España  $I_1 \div I_d = 6$ , a falta de mejor información.
- El cálculo del tiempo de concentración, como es habitual en otros métodos, se estima por la fórmula californiana, pero en el anejo A de este trabajo se comentó su equívoco significado y su incapacidad para definir  $T_c$ .

Enjuiciándolo globalmente, se puede afirmar que los resultados obtenidos por el método actual presentan, en relación con los aconsejados por los registros de máximos caudales en las estaciones de aforo, las diferencias que cualitativamente se indican en la figura B.1. Se observa en dicha figura que para períodos de retorno inferiores a los cien años, que son los habitualmente utilizados en los cálculos para carreteras, las estimaciones del caudal según la Norma son por exceso.

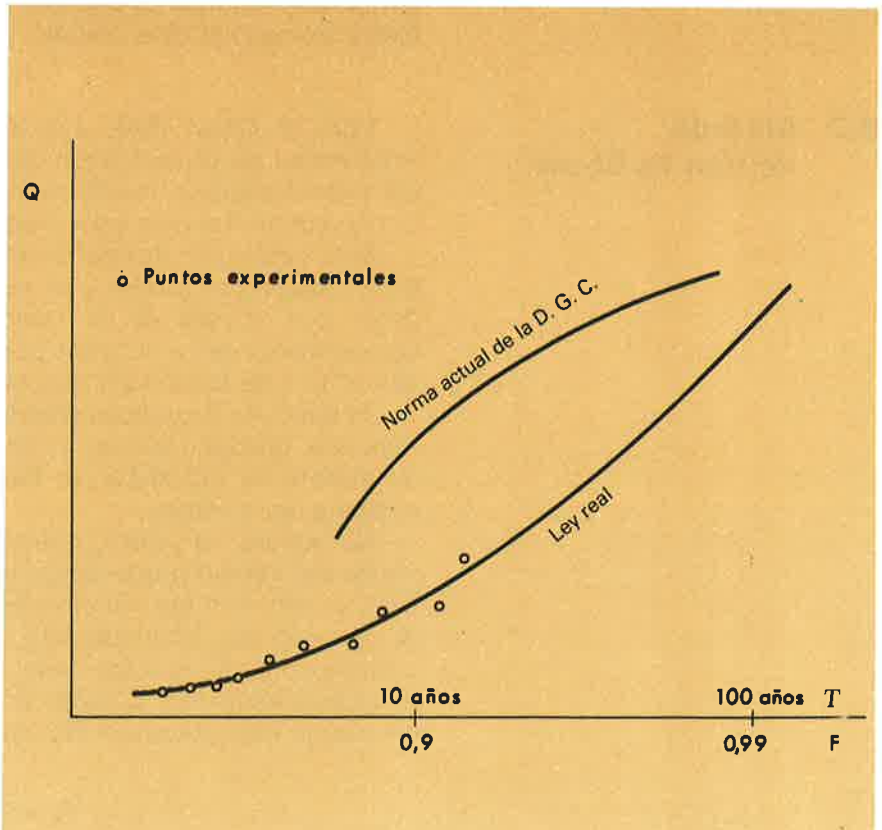


Fig. B.1  
Aspecto del contraste  
de los resultados  
de la Norma actual  
de la Dirección General  
de Carreteras.

## B.6 Método B. P. R.

Es el utilizado por U. S. Bureau of Public Roads y este solo hecho justifica su inclusión en este trabajo.

Los cálculos se hacen mediante ábacos equivalentes a leyes del tipo  $A = K_1 \cdot K_2 \cdot A^2$ , siendo

$K_1$  = Función de las máximas precipitaciones de la cuenca.

$K_2$  = Función de un índice representativo del tiempo de concentración.

En función de la naturaleza del suelo se clasifican las cuencas en tres grupos y a cada uno de ellos le corresponde un ábaco.

Se tienen así, en cuenta, las variables fundamentales del fenómeno físico, pero la influencia de ellas no parece cuantificada correctamente, sobre todo en lo que respecta a la superficie y al índice  $K_2$ .

Los ábacos están preparados para un período de retorno de diez años y la extrapolación a otros se hace mediante el factor reseñado en la tabla siguiente:

$T_i$	25	50	100
K	1,3	1,5	1,9

Dicha tabla se propone constante e independiente de la región donde esté situada la cuenca, a pesar de las diferencias de clima existentes en Estados Unidos.

## B.7 Método de Ven Te Chow

Ven Te Chow (Ref. 2 y 3) transforma las leyes habituales «intensidad de precipitación-duración» en otras «intensidad de lluvia neta-duración», mediante las curvas ya mencionadas del Soil Conservation Service, y así elude el cálculo de  $C$ .

Esta operación se realiza en una estación pluviométrica de la zona elegida como base y se repite para diversos valores de  $P_0$ , es decir, con curvas de la familia del Soil Conservation Service correspondientes a distintos suelos. El factor X, así deducido, equivale al C. I. de la fórmula racional.

Al aplicarlo a cuencas distantes de la estación base variarán las máximas precipitaciones, y con ellas las escorrentías. Para tenerlo en cuenta se introduce un factor corrector Y específico de cada subzona del territorio.

No acepta, «a priori», que la duración de lluvia neta condicionante del caudal punta tenga que ser la del tiempo de concentración, y tantea en los cálculos distintos lapsos de tiempo. A igualdad de las demás circunstancias, la punta de caudal debida a una intensidad de lluvia neta dada, crece con su duración hasta  $D = T_c$  en que se estabiliza. El factor Z, deducido experimentalmente, tiene en cuenta esa influencia. Resulta así la fórmula:

$$Q = \frac{A X Y Z}{3,6}$$

Las franjas regionales con  $Y$  constante, como reconoce el autor, son una gruesa aproximación y lo correcto sería trazar las isolíneas de ese valor. Las isolíneas de escorrentía o lluvia neta encierran una enorme dificultad y sería necesario hacerlas con precipitaciones, con lo cual se volvería al esquema operativo del método racional. A nuestro juicio una buena solución, respetando al máximo el interesante proceso actual, sería caracterizar las leyes «intensidad de lluvia neta-precipitación», no por la frecuencia en la estación base, sino por el valor  $P_d$  al que van asociadas, y así podría generalizarse su empleo a todos los puntos de una zona dentro de la cual se admita constante la distribución porcentual de los aguaceros.

El factor  $Z$  nace de la hipótesis de que el caudal se pueda calcular con lluvias de un intervalo  $D < T_c$ . Efectivamente, hay veces en que se comete menos error despreciando la lluvia neta de  $(T_c - D)$ , que admitiendo su total distribución uniformemente en  $T_c$ . Sin embargo, en el método propuesto en este estudio ya se ha tenido en cuenta la falta de uniformidad mediante la constante correctora  $K = 1,2$ , que daba lugar a  $Q = C I A \div 3,6$ , en lugar de  $Q = C I A \div 3,6$ , y no se necesita la reiteración de los cálculos para diferentes valores de  $D$  en cuencas pequeñas.

## B.8 Método ruso

El método racional ruso recibe el nombre de Protodiakonov y su fórmula es:

$$Q = \frac{(I K - f) A}{3,6}, \text{ siendo}$$

$K$  Coeficiente climático.

$f$  Intensidad de infiltración del agua.

Si, de acuerdo con su definición, se sustituye  $f$  por  $I - CI = I(1 - C)$ , resulta:

$$Q = \frac{(K - 1 + C) I A}{3,6}$$

cuya única novedad es la del coeficiente climático  $(K - 1)$ , que parecería más lógico que figurase en la fórmula como factor y no como sumando fijo del coeficiente de escorrentía.

No se dispone de información sobre la forma de determinar  $K$ , ni  $f$ , o  $C$ .

## B.9 Método Alemán

El método alemán (Ref. 5.2), toma a su vez el nombre de Specht, con la ley:

$$Q = \frac{C I A}{3,6} \cdot K$$

siendo  $K$  el coeficiente de desuniformidad de la precipitación.

## ANALISIS CRITICO DE OTROS METODOS

Coincide en realidad con la fórmula propuesta en este estudio cuando se adopta  $K = 1,2$ .

No se dispone de información sobre la forma de determinar sus factores, y especialmente C.

C.



**C.1 Introducción**

En este estudio se ha desarrollado una metodología para estimar los caudales de avenida de distintas frecuencias.

Pero existen casos en los que las obras de cruce de las vías de comunicación con las vaguadas exigen unas dimensiones mínimas por razones extrahidrológicas.

En esas circunstancias sería interesante disponer de unos límites máximos para los caudales de avenida y comprobar inmediatamente si no superan la capacidad de desagüe de dichas obras, en cuyo caso se evitaría hacer cualquier otro cálculo más preciso.

El objeto del presente estudio es definir razonablemente esos límites.

**C.2 Deducción a partir del método general**

La fórmula de cálculo, se ha visto que era:

$$Q = \frac{C I A}{3}$$

que se puede transformar de la siguiente manera:

$$Q = \frac{C A I}{3 I_d} \cdot I_d = \frac{C A}{3} \frac{I}{I_d} \frac{P_d}{24}$$

Las leyes  $I \div I_d$  se definieron en la figura 6.3, pero para duración  $D < 6$  h., que son las interesantes para cuencas pequeñas, se pueden sustituir con suficiente aproximación por leyes:

$$\frac{I}{I_d} = \frac{I_1}{I_d} T_c^{-\alpha}$$

En realidad  $\alpha$  crece con  $I_1 \div I_d$ , siendo 0,5 para  $I_1 \div I_d = 7$  y 0,62, para  $I_1 \div I_d = 11$ , pero por sencillez se admite en todos los casos  $\alpha = 0,55$ , como propone la Norma actual de la D. G. C.

Por otra parte, se dedujo:

$$T_c = 0,3 \frac{L}{J^{1/4}}^{0,76}$$

En general, suele ocurrir que  $J$  disminuye con  $L$ , según leyes  $L \cdot J = K_1$ , y que la longitud aumenta con el área según  $L = \sqrt{A} \div K_2$ . De acuerdo con ello, se puede estimar el tiempo de concentración por la expresión:

$$T_c = 0,3 \left( \frac{L^{0,76}}{K_1^{0,19}} \right) = \frac{0,3}{K_1^{0,19} K_2^{1,64}} A^{0,475}$$

En consecuencia:

$$Q = \frac{C A P_d}{3 \cdot 24} \frac{I_1}{I_d} \left( \frac{0,3}{K_1^{0,19} K_2^{1,64}} A^{0,475} \right)^{-0,55}$$

# LEY ENVOLVENTE PARA ESPAÑA PENINSULAR

El valor de  $K_1$  suele oscilar en torno a 1, 2 y el de  $K_2$  en torno a 0,5, según se comprobó empíricamente. Del lado de la seguridad se elige  $K_1 = 2$ , y  $K_2 = 0,8$ . Resulta así:

$$Q = \frac{C P_d I_1}{42 I_d} A^{3/4}$$

Es preciso resaltar que la estructura  $Q = K \cdot A^{3/4}$  de nuestra fórmula coincide, entre otras, con las de Talbot y de Bürkli, mencionadas en la actual Norma de la D. G. C., y con la del método de Cook, patrocinada por el U. S. Soil Conservation Service.

Teniendo en cuenta los valores de  $I_1 \div I_d$  registrados en la España peninsular se llega a leyes  $Q = (1 \div K) \cdot C P_d A^{3/4}$ , siendo  $K = 5$ , en el Norte, y  $K = 3,5$ , en Levante, y, en general,  $3,5 < K < 5$ , en toda España.

Pensando en períodos de retorno de diez años, no es fácil que los coeficientes de esorrentía superen el valor de 0,21 en Levante, ni el de 0,3 en el Norte. Por ello, se propone para la generalidad de la España peninsular:

$$Q_{10} = 0,06 P_{10} A^{3/4}$$

Los períodos de retorno inferiores a diez años no tienen interés (1) y para los superiores se ha comprobado que la ley anterior puede generalizarse con suficiente aproximación de la forma siguiente:

$$Q = 0,06 P_{10} A^{3/4} \log T$$

en la que

$Q$  (m<sup>3</sup>/seg.) = Caudal punta

$P_{10}$  (mm) = Máxima precipitación diaria de período de retorno diez años.

$A$  (km<sup>2</sup>) = Superficie de la cuenca.

$T$  (años) = Período de retorno para el cual se quiere calcular el caudal.

Contrastando los resultados de esa fórmula con los datos empíricos de diversas cuencas españolas se ha comprobado que la ley efectivamente tiene el carácter de envolvente superior, pero hay casos en que el coeficiente de sobrevaloración del caudal así estimado supera al 5.

En la deducción de la fórmula se ha supuesto una relación entre la longitud del río  $L$  y el área de la cuenca  $A$ .

$$K_2 = \frac{\sqrt{A}}{L} = 0,8$$

(1) En la actual Norma de la D. G. C. se admiten, para ciertas obras, períodos de retorno de dos, tres y cinco años, pero las sobrevaloraciones que van implícitas en sus cálculos en realidad dan lugar a caudales con períodos de retorno muy superiores.



En cuencas de configuración alargada tal valor resulta muy exagerado y sería más razonable utilizar cifras del orden de  $K_2 \simeq 0,5$ . En esas circunstancias la fórmula se transforma en:

$$Q = 0,04 P_{10} A^{3/4} \log T$$

### **C.3 Comentario final**

Las fórmulas empíricas en función del área de la cuenca, incluidas las del presente anejo, son unas aproximaciones excesivamente burdas para el cálculo de las avenidas. La aplicación de la fórmula racional en cuencas pequeñas, tal como se explica en esta publicación, resulta mucho más precisa que ellas e igualmente sencilla si se prescinde del análisis pormenorizado del terreno y únicamente se hace una estimación a grandes rasgos del parámetro  $P_0$  del lado de la seguridad.



# RESUMEN



## RESUMEN

En este estudio se propone, y justifica teórico-empíricamente, un método para el cálculo de los caudales máximos en cuencas pequeñas, que, si bien coincide estructuralmente con la fórmula racional, modifica su constante para tener en cuenta la falta de uniformidad en la distribución de los aguaceros reales y, sobre todo, desarrolla una nueva teoría para la obtención razonable de sus parámetros.

Entre las diversas aportaciones de este estudio se pueden destacar:

- Nueva ley determinante del coeficiente de escorrentía que resuelve uno de los problemas menos estudiados.
- Sencilla ley propuesta por el autor para la estimación del tiempo de concentración después de haber hecho un análisis crítico de las fórmulas tradicionales.
- Modelo de ley de frecuencia de caudales punta que se deriva de la teoría expuesta.

Por otra parte, se ha elaborado la documentación pluviométrica necesaria para la inmediata aplicación del método a las cuencas españolas.

Los resultados del contraste empírico realizado en las diferentes regiones de nuestra geografía otorgan credibilidad al método, a la vez que permitieron ajustar los criterios para la estimación del parámetro  $P_0$ , determinante del coeficiente de escorrentía.



## REFERENCIAS





## REFERENCIAS

1. MOP. Dirección General de Carreras y Caminos Vecinales. «Instrucción de Carreteras. Drenaje. Norma 5.1-I.C». 1965.
2. Ven Te Chow, «Handbook of applied Hydrology». McGraw Hill, 1964.
3. Ven Te Chow, «Hydrologic Design of Culverts». ASCE-J. of H. D. Marzo, 1962.
4. Bureau of Reclamation, «Diseño de pequeñas presas». CECSA, 1966.
5. IAHS Unesco-WMO, «Proceedings of the Leningrad Symposium», 1967.
  - 5.1. R. J. Kennedy and W. E. Watt, «The relationship between lag time and the physical characteristics of drainage basins in southern Ontario».
  - 5.2. J. Woloszyn, «The genetic method of computation of flood caused by storm rainfalls in small catchment areas in the absence of hydrological data».
  - 5.3. G. A. Alexeyev, «Objective statistical methods of computation and generalization of the parameters of maximum rainfall runoff».
6. IAHS Unesco-WMO, «Simposio sobre proyectos de recursos hidráulicos con datos insuficientes». Madrid, 1973.
  - 6.1. P. R. Hellwell, T. Y. Chen, «A dimensionless unitgraph for Hong-Kong».
  - 6.2. M. J. Hall, «Synthetic unit Hydrograph Technique for design of flood allevation works in urban areas».
7. R. Heras, «Métodos prácticos para el estudio hidrológico completo de una cuenca». Centro de Estudios Hidrográficos. Madrid, 1970.
8. Linsley-Kohler-Paulhus, «Hidrología para ingenieros». Ediciones del Castillo.
9. F. Elías, «Precipitaciones máximas en España». Ministerio de Agricultura. Madrid, 1963.
10. D. Normand, «Modeles pour l'étude du ruissellement urbain». La Houille Blanche, n.º 3, 1971.



## LISTA DE SIMBOLOS



# LISTA DE SIMBOLOS

SIMBOLO	SIGNIFICADO	UNIDADES HABITUALES
Características geométricas de la cuenca		
A	Superficie	Km <sup>2</sup>
L	Longitud del curso principal	Km
L <sub>c</sub>	Distancia a lo largo del curso principal desde el punto más próximo al centro de gravedad de la cuenca hasta el punto de desagüe	Km
J	Pendiente media del curso principal	adimensional
Precipitaciones		
P	Símbolo general para designar la precipitación	mm
P <sub>D</sub>	Precipitación caída en una duración D	mm
P <sub>1</sub> , P <sub>24</sub>	Casos particulares de P <sub>D</sub>	mm
P <sub>d</sub>	Precipitación diaria	mm
∑ P	Precipitación acumulada desde el origen del aguacero hasta el instante considerado	mm
P <sub>0</sub>	Parámetro que interviene en la determinación del coeficiente de escorrentía igual a la ∑ P a partir de la cual se inicia la escorrentía en el aguacero	mm
I	Símbolo general para designar la intensidad de precipitación	mm ÷ h
I <sub>D</sub>	Intensidad de precipitación asociada a intervalos de duración D	mm ÷ h
I <sub>1</sub> , I <sub>24</sub>	Casos particulares de I <sub>D</sub>	mm ÷ h
I <sub>d</sub>	Intensidad diaria	mm ÷ h
β	Relación entre la ∑ P en el momento de máxima intensidad I y la diaria correspondiente	adimensional
E	Símbolo general para designar la escorrentía	mm
∑ E	Escorrentía provocada por ∑ P	mm
ε	Intensidad de lluvia neta o de escorrentía	mm ÷ h
C	Coeficiente de escorrentía = $\Delta \sum P \div \Delta \sum E$	adimensional
Tiempos		
t	Símbolo general para designar el tiempo	h
D	Duración del intervalo en el cual se considera la intensidad de precipitación o la lluvia neta	h
T	Período de retorno	años
T <sub>i</sub>	Período de retorno de i años	años
T	Símbolo general para designar cualquier tiempo de la cuenca	h
T <sub>c</sub>	Tiempo de concentración	h
T <sub>g</sub>	Tiempo de demora o retraso	h

# LISTA DE SIMBOLOS

SIMBOLO	SIGNIFICADO	UNIDADES HABITUALES
$T_M$	Tiempo mediano	h
$T_{gp}$	Tiempo de demora de la punta	h
$T_b$	Tiempo de base o duración del hidrograma de escorrentía	h
$T_p$	Tiempo de punta	h
$Q$	Caudal punta	m <sup>3</sup> /seg.
$K$	Símbolo general para designar a los parámetros constantes	
$i$	Símbolo general para designar los subíndices	



