

**MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS**

**CALCULO HIDROMETEOROLOGICO DE
CAUDALES MAXIMOS EN PEQUEÑAS
CUENCAS NATURALES**

JOSE R. TEMEZ PELAEZ
Dr. Ing. de C.C. y P.
Catedrático de la Escuela de I.T.O.P.

1978

INDICE

	Página <u>Nº</u>
PRESENTACION	
PRIMERA PARTE. CONOCIMIENTOS PREVIOS	1
CAPITULO 1. CONCEPTOS BASICOS DE AVENIDAS	1
1.1. Generalidades	1
1.2. Distribución de un aguacero. Escorrentía	2
1.3. Entradas de agua en la cuenca. Pluviogramas y hietogramas	4
1.4. Salidas de agua de la cuenca. Hidrogramas	7
1.5. Desfase entre las entradas y salidas de escorrentía . Tiempo de concentración	10
CAPITULO 2. CALCULO DE LA ESCORRENTIA	15
2.1. Leyes del U. S. Conservation Service	15
2.2. Parámetro P_0	17
CAPITULO 3. HIDROGRAMA UNITARIO	23
3.1. Generalidades	23
3.2. Hipótesis básicas	23
3.3. Morfología	24
3.4. Proceso de cálculo	26
CAPITULO 4. CONCEPTOS ESTADISTICOS	29
SEGUNDA PARTE. METODO PROPUESTO.	33
CAPITULO 5. JUSTIFICACION DE LA FORMULA ADOPTADA	33
5.1. Generalidades	33
5.2. Caso ideal	34
5.3. Intervalo de precipitación suministrador del caudal punta	36
5.4. Caso real	37
CAPITULO 6. CALCULOS DE LA INTENSIDAD DE PRECIPITACION	39
6.1. Introducción	39
6.2. Curvas intensidad-duración en una estación	39
6.3. Familia de curvas intensidad-duración de las diferentes estaciones	42
6.4. Curva intensidad-duración de una cuenca pequeña	45
6.5. Cálculo del valor de la intensidad determinante del caudal punta	45
6.6. Máxima precipitación diaria	46
CAPITULO 7. CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA	47
7.1. Introducción	47

	Página <u>Nº</u>
7.2. Valores instantáneos	48
7.3. Valor medio en un intervalo de tiempo	49
7.4. Ley definitiva	51
CAPITULO 8. LIMITACIONES DEL METODO Y SU APLICACION A CUENCAS SINGULARES.	55
8.1. Limitaciones generales	55
8.2. Cuencas con efectos extraordinarios de laminación	56
8.3. Cuencas urbanas	58
8.4. Aplicación al drenaje superficial de carreteras	59
CAPITULO 9. ASPECTO DE LA LEY DE FRECUENCIA DE MA- XIMOS CAUDALES	61
CAPITULO 10. APLICACION A ESPAÑA	63
10.1. Introducción	63
10.2. Documentación pluviométrica	64
10.3. Contraste empírico	65
10.4. Estimación del parámetro P_0	66
10.5. Resumen del proceso operativo	69
10.6. Ejemplo numérico	70
ANEJOS	
ANEJO A. TIEMPO DE CONCENTRACION	79
A.1. Introducción	79
A.2. Formas de evaluar el retraso	80
A.3. Fórmulas vigentes	83
A.4. Contraste empírico de las fórmulas	84
A.5. Fórmula propuesta para el tiempo de concentración	90
ANEJO B. ANALISIS CRITICO DE OTROS METODOS	93
B.1. Introducción	93
B.2. Método nacional	94
B.3. Método Californiano	94
B.4. Método de Cook	95
B.5. Normativa actual de la Dirección General de Carreteras	96
B.6. Método B. P. R.	98
B.7. Método de Ven Te Chow	99
B.8. Método Ruso	101
B.9. Método Alemán	101
ANEJO C. LEY ENVOLVENTE PARA ESPAÑA PENINSULAR	103
C.1. Introducción	103
C.2. Deducción a partir del método general	104
RESUMEN	107
REFERENCIAS	109
LISTA DE SIMBOLOS	111

CALCULO HIDROMETEOROLOGICO DE CAUDALES MAXIMOS EN PEQUEÑAS CUENCAS NATURALES

PRESENTACION

La estimación de caudales procedentes de pequeñas cuencas naturales ha recibido, hasta fechas recientes, una atención muy inferior a la dedicada al cálculo de caudales procedentes de cuencas de gran extensión. Este fenómeno estaba justificado por el mayor interés económico que presenta la predicción de caudales de grandes ríos, tanto para llevar a cabo su aprovechamiento como para evitar daños por crecidas.

Sin embargo, el cálculo de caudales de avenida en pequeñas cuencas constituye actualmente un problema importante en el proyecto de carreteras, ya que éstas exigen numerosas obras de paso para salvar cauces pequeños. Dichas obras deben ser dimensionadas con arreglo a criterios de economía y seguridad, para lo cual es indispensable conocer con razonable precisión los caudales máximos de desagüe para diversos períodos de retorno.

Con objeto de satisfacer esta necesidad, se están llevando a cabo en los países de tecnología más avanzada ⁽¹⁾, numerosos estudios para perfeccionar el cálculo de caudales en pequeñas cuencas. También la Dirección General de Carreteras, consciente de la importancia del problema, está llevando a cabo un programa de trabajos en este sentido, entre los que se encuentran la elaboración de "Mapas de isofleas de precipitaciones máximas previsibles en un día" y la presente publicación. Ambos estudios constituyen pasos previos para la actualización de la Norma de Drenaje vigente.

El presente trabajo tiene por objeto mejorar la estimación de caudales de avenida en cuencas no superiores a 75 Km² mediante fórmulas sencillas y fiables. Para ello, se ha procedido a analizar los distintos métodos de cálculo disponibles, con objeto de seleccionar el más adecuado. Se ha considerado que el llamado "método racional" cumple básicamente los requisitos de sencillez y fiabilidad exigidos y, por ello, ha sido seleccionado como base del estudio. El paso siguiente ha consistido en revisar, a la luz de los conocimientos actuales, la determinación de los parámetros que intervienen en dicho método, con objeto de reflejar lo más fielmente posible el fenómeno considerado. A continuación se ha comprobado experimentalmente, utilizando cuencas en las que se disponía de aforos de caudales, la validez del método para los diversos ambientes de España y se ha determinado los valores más adecuados de los coeficientes empleados. Finalmente, se ha realizado un estudio complementario para definir la influencia del clima y del tipo de terreno sobre el valor de P_0 (precipitación mínima necesaria para que se produzca escorrentía) en las distintas zonas españolas, con objeto de reducir el grado de subjetivismo en la determinación de las características de la cuenca.

(1) Ver, por ejemplo: DAN-CHENG WOO: "Recent research in runoff estimates from small rural watersheds". Int. Symp. on River Mech. Vol. 2 Bangkok. enero 73.

Como resultado del proceso descrito, se ha logrado la aplicación cómoda y directa del método, que se describe con detalle en el capítulo final del presente trabajo.

No obstante, el proceso de mejora del método no se considera cerrado con este estudio. Por ello, se agradecerá el envío a la Sección de Geotecnia y Prospecciones, promotora y supervisora del presente trabajo, de cuantas críticas o sugerencias puedan contribuir a mejorarlo.

ANTONIO ALCAIDE PEREZ
Jefe de la Sección de Geotecnia
y Prospecciones

PRIMERA PARTE. CONOCIMIENTOS PREVIOS

CAPITULO 1. CONCEPTOS BASICOS DE AVENIDAS

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, ruína de puentes y otras construcciones ubicadas en el entorno del cauce, etc.

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 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 las marginamos de este trabajo al ser poco frecuentes en la mayor parte de nuestra geografía.

Tampoco consideramos 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 obstruído por vegetación, etc.

1.2. DISTRIBUCION DE UN AGUACERO. ESCORRENTIA

Las gotas precipitadas en un aguacero siguen sobre la cuenca derroteros de naturaleza muy diferente (fig. 1.1.) y solo 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.

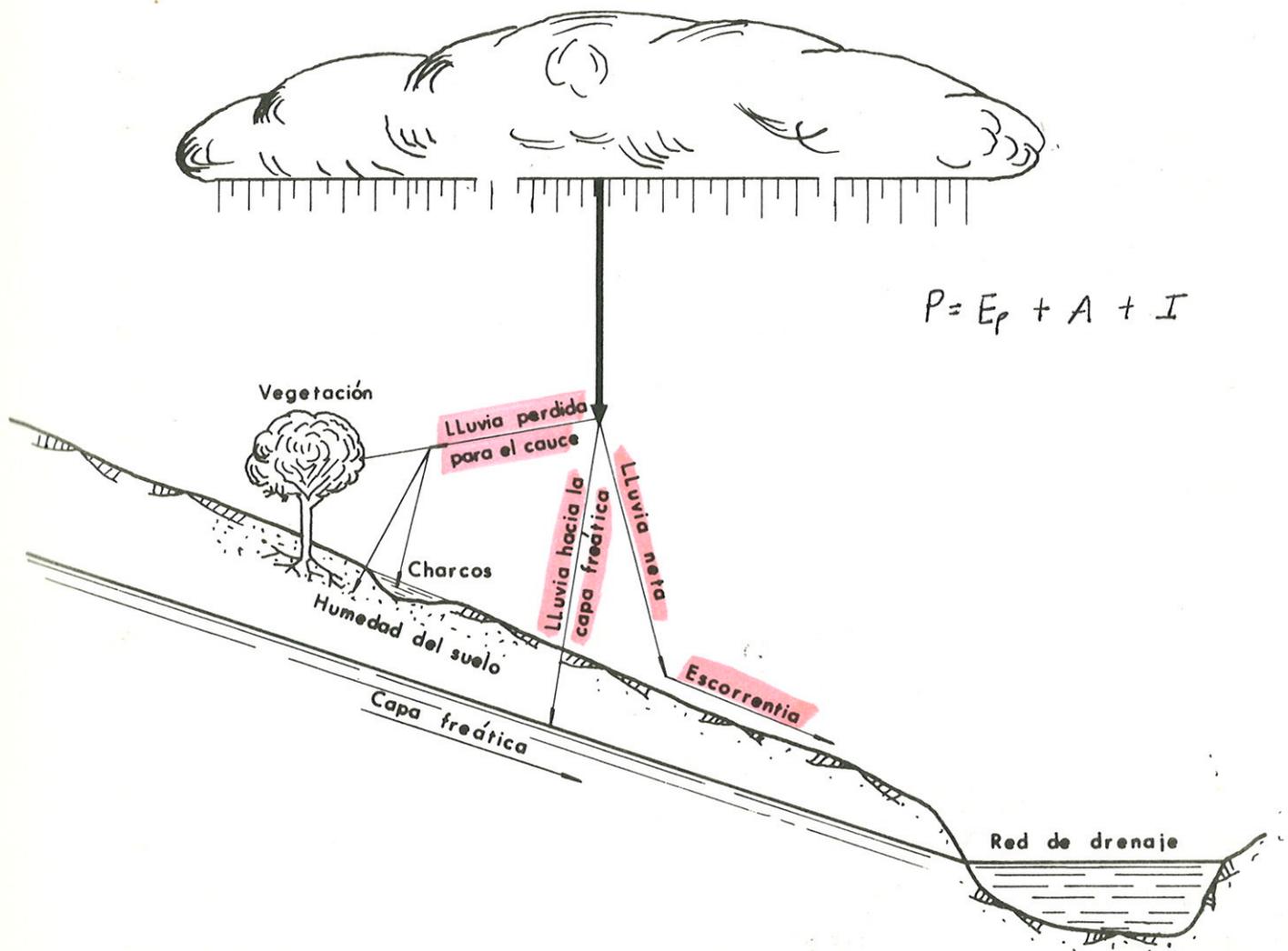


Fig. 1-1. DISTRIBUCION DE LA PRECIPITACION DE UN AGUACERO

La lluvia acumulada en el suelo por encima del nivel freático (almacenamiento superficial y humedad de la capa no saturada), según hemos 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 solo contemplan esta componente y desprecian la subterránea en una primera aproximación, que a veces es suficiente a fines prácticos.

1.3. ENTRADAS DE AGUA EN LA CUENCA. PLUVIOGRAMAS Y HIE TOGRAMAS

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 cronológico 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 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.)

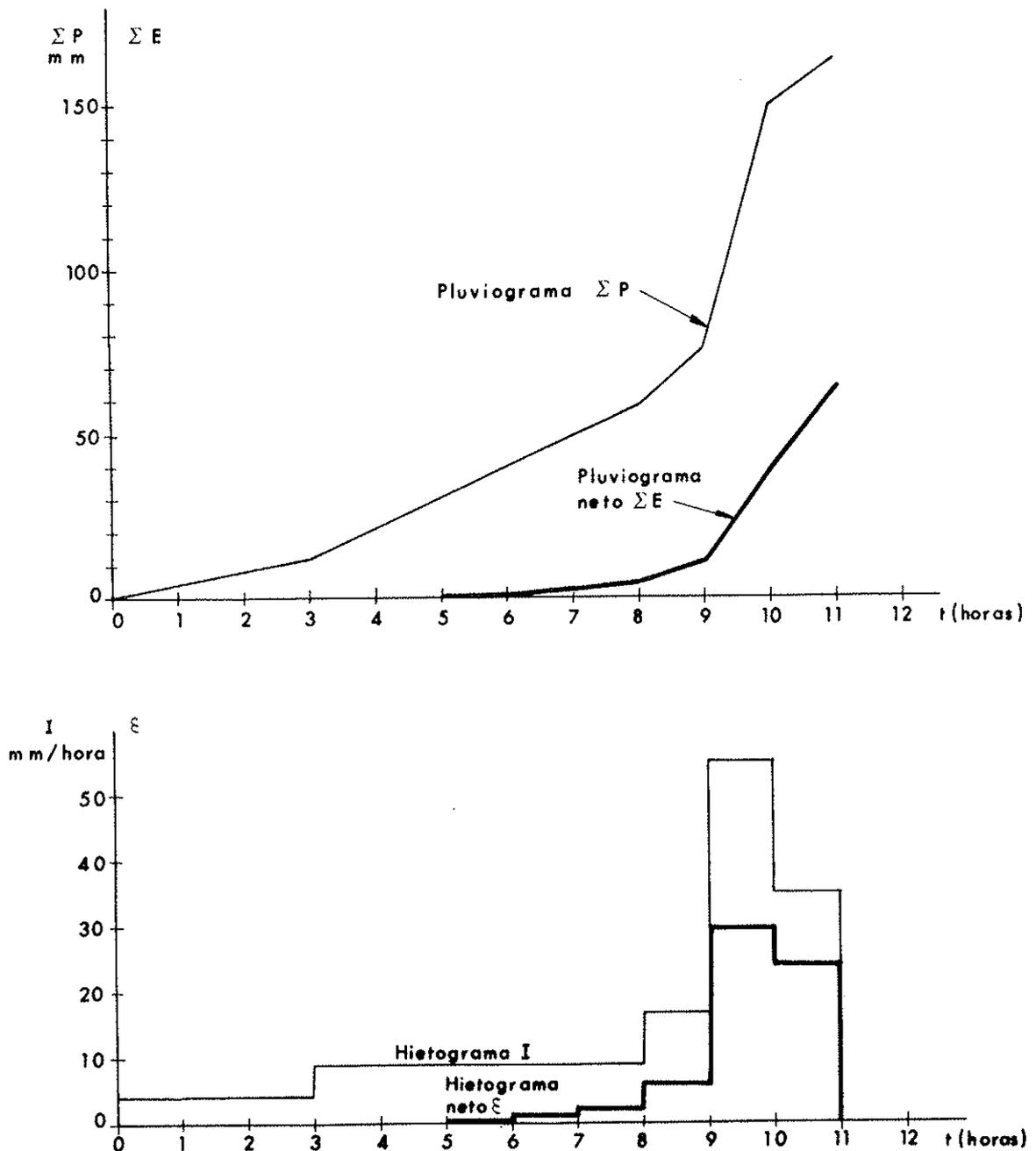


Fig.1- 2. PLUVIOGRAMAS Y HIETOGRAMAS

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 hemos 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.

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

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

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

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 $\frac{\text{volumenes}}{\text{tiempo}}$ 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:

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

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

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

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 (ordinariamente 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 m³/seg). También podría transformarse en altura de agua dividiendo por la superficie de la cuenca.
tiempo

A la integral del hidrograma se le denomina "curva de caudales acumulados" y representa el volumen total de agua V desaguado 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 hemos dicho, durante el paso de una avenida coexisten in diferenciados 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 ori gen subterráneo y siguen leyes suavemente decrecientes llamados cur vas de agotamiento. La ruptura de ese ritmo en el hidrograma es prec samente la señal que permite detectar el origen y final de la escorren tía (puntos α y ω de la figura 1.3.).

El hidrograma subterráneo entre α y ω se obtiene extrapolando en determinados tramos, las curvas de agotamiento que mueren y nacen res pectivamente en esos puntos, y enlazandolos con un tramo de acuerdo.

-En los primeros momentos, 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. Vamos a definir a continuación (fig. 1.3.) una serie de conceptos relativos a su morfología.

Tiempo de base, T_b , es la duración del hidrograma de escurrimiento.

Caudal punta es el máximo registrado durante el paso de la avenida.

Tiempo de punta es el transcurrido desde el origen hasta el momento 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.

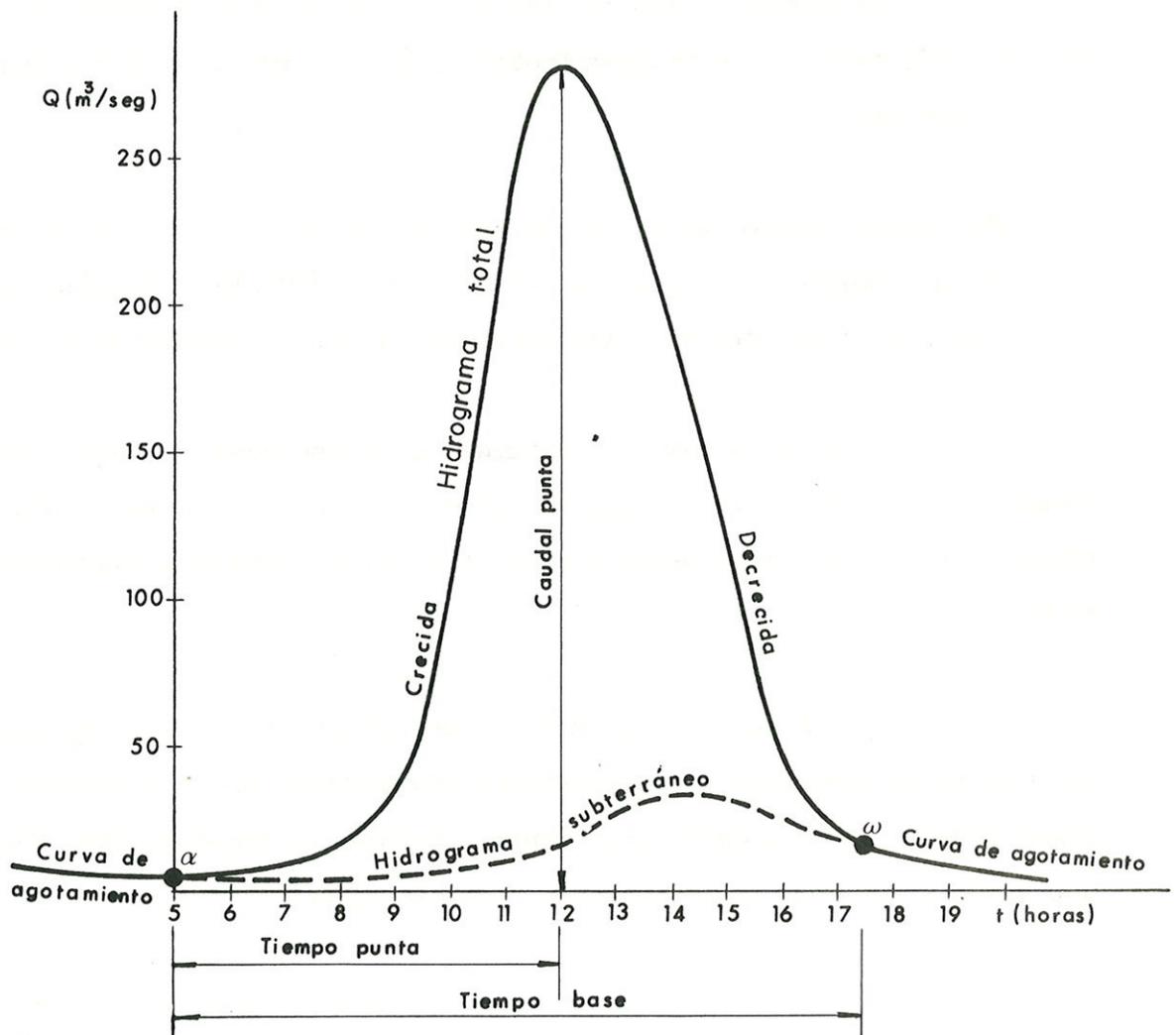


Fig.1-3. HIDROGRAMAS

1.5. DESFASE ENTRE LAS ENTRADAS Y SALIDAS DE ESCORRENTIA. TIEMPO DE CONCENTRACION.

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_{α} del pluviograma y 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.

Por el contrario, desde que finalizan las entradas de escorrentía (tiempo t_{ω} , del final del hietograma y pluviograma neto) hasta que sale de la cuenca su última gota (tiempo t_{ω} 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

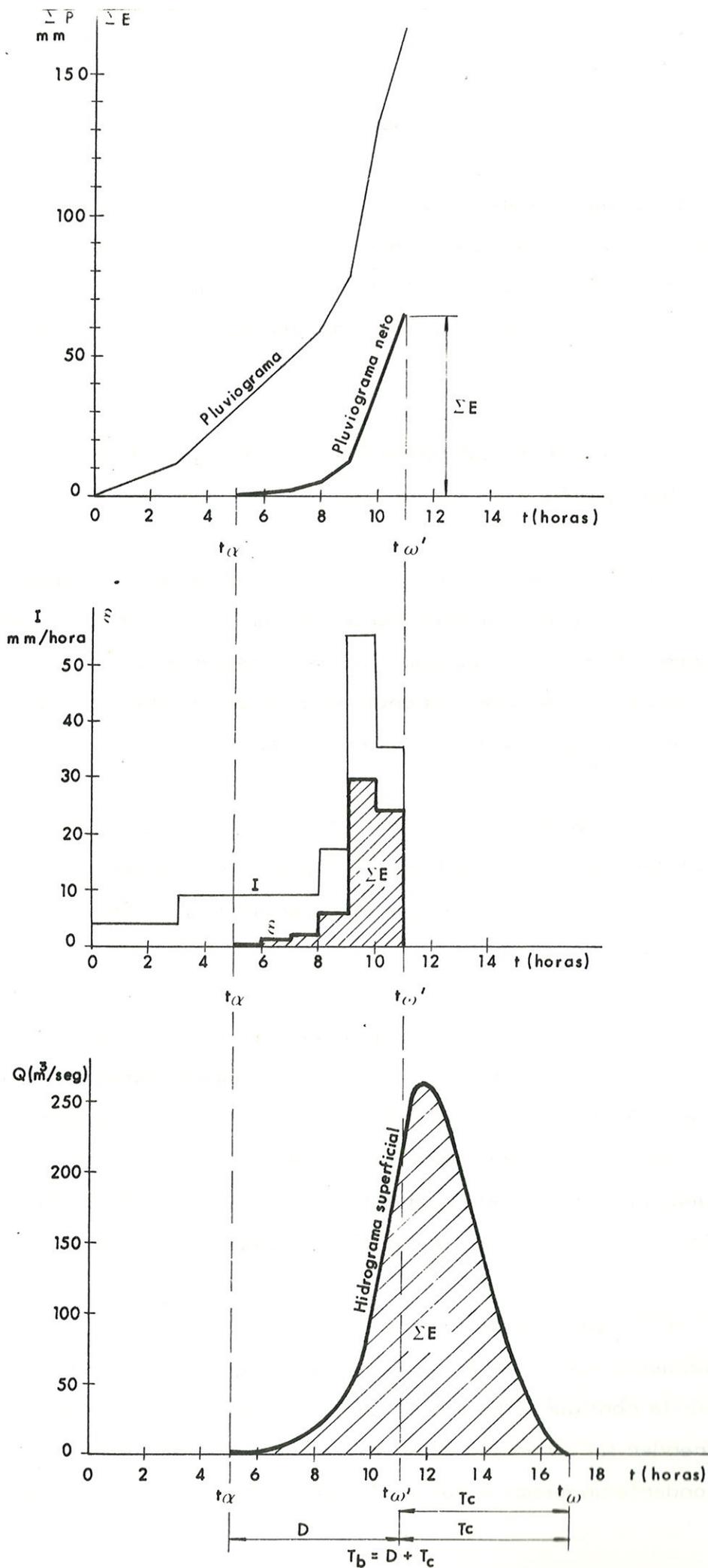


Fig.1-4. DESFASE ENTRE LAS ENTRADAS Y SALIDAS DE ESCORRENTIA EN LA CUENCA

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; así ambos efectos de signo contrario se contrarrestan.

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

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

que se justifica en el anejo A, en la que

T_c (h) = tiempo de concentración

L (km) = longitud del curso principal

J = pendiente media del curso principal

CAPITULO 2. CALCULO DE LA ESCORRENTIA (APORTACION)

2.1. LEYES DEL U. S. SOIL CONSERVATION SERVICE

Según comentamos 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:

$$\Sigma E = 0 \text{ para } \Sigma P \leq P_0$$
$$\Sigma E = \frac{(\Sigma P - P_0)^2}{\Sigma P + 4 P_0} \text{ para } \Sigma P > P_0$$

en la que

ΣP = Lluvia acumulada desde el comienzo del aguacero, hasta el instante considerado.

ΣE = Escorrentía provocada por ΣP , o componente de lluvia neta de ΣP .

P_0 = Parámetro o umbral de escorrentía.

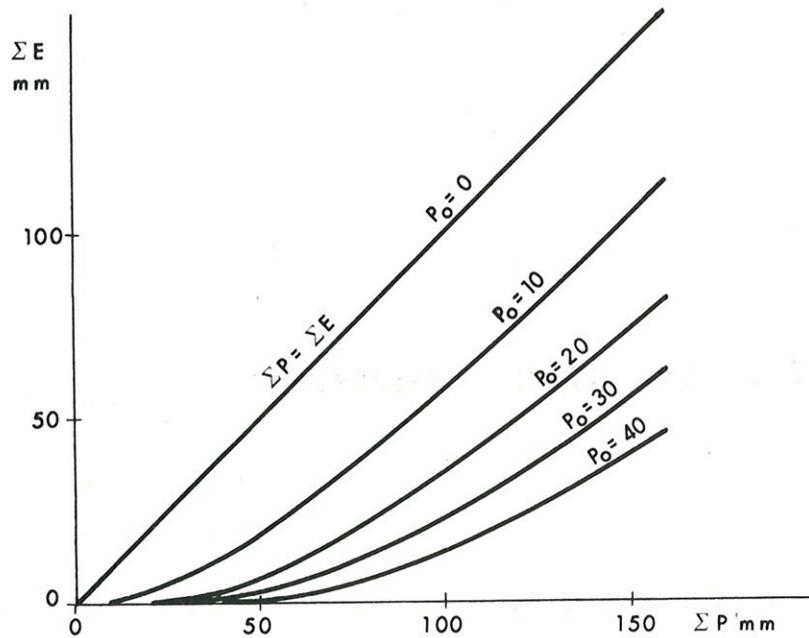


Fig. 2-1. LEYES DE TRANSFERENCIA PRECIPITACION-ESCORRENTIA DEL S.C.S.

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

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

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

$$\frac{\Sigma E}{P_0} = \frac{\left(\frac{\Sigma P}{P_0} - 1\right)^2}{\frac{\Sigma P}{P_0} + 4} \quad \text{para} \quad \frac{\Sigma P}{P_0} \geq 1$$

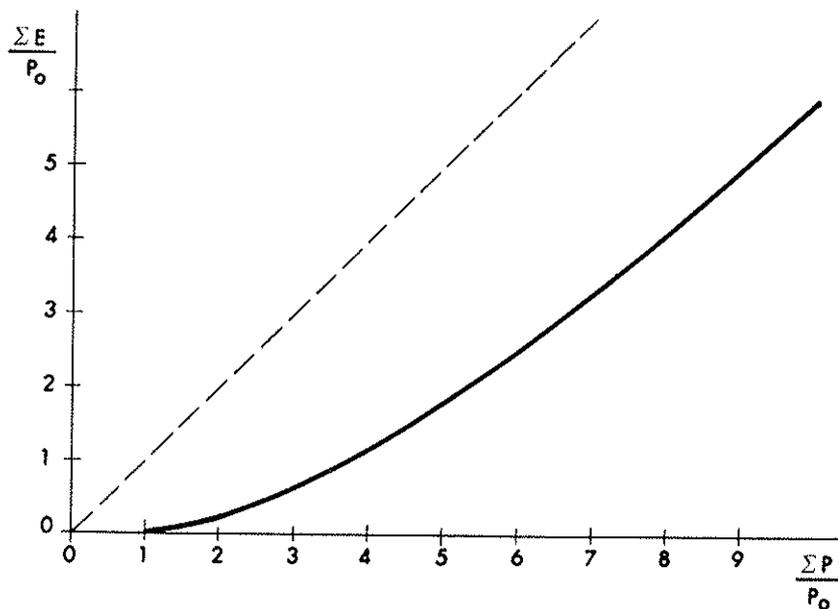


Fig. 2-2. LEY UNICA DEL SOIL CONSERVATION SERVICE

2. 2. PARAMETRO P_0

El único parámetro indeterminado, y que fija las magnitudes ab solutas 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 iniciarse el aguacero, lo que a su vez dependerá de las llu vias 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.

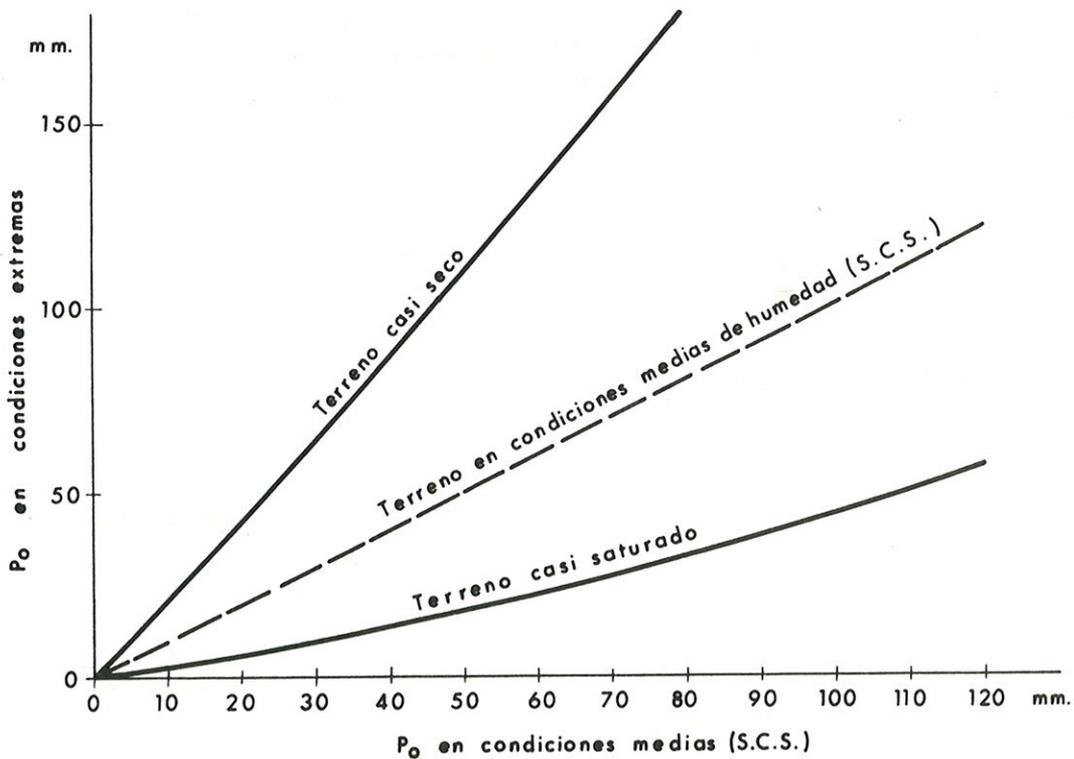


Fig. 2-3. VARIACION DEL VALOR DE P_0 CON LA HUMEDAD INICIAL DEL TERRENO

En el capítulo 10 se hará el 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.

TABLA PARA LA ESTIMACION INICIAL DEL PARAMETRO P_0

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

NOTAS:

— Los valores de P_0 notablemente altos se han sustituido en la tabla por una raya. Las superficies de cuenca a que correspondan esos valores deben considerarse inexistentes a efectos del cálculo de avenidas pues con los periodos de retorno habituales en el proyecto de obras de paso de carreteras no cabe esperar que provoquen escorrentia.

— 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 si representan un porcentaje despreciable del área total. En caso contrario, deberán diferenciarse los porcentajes de las superficies impermeables ($P_0 \geq 0$) 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 ese 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 este 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 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 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)

Cuando 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)

Cuando 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 hace diferencia entre el laboreo en línea recta (R) y el 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 aún cuando estén muy húmedos. Profundos y de texturas gruesas (arenosas o areno-limosas), están excesivamente drenados.

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-arcillo-arenosa 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).

CAPITULO 3. HIDROGRAMA UNITARIO

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).

Proponemos 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. HIPOTESIS BASICAS

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 esorrentías E_i .

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 \underline{D} (duración de la lluvia neta) y \underline{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 cumplan 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 supondremos 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. MORFOLOGIA

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

El tiempo de base cumplirá la condición de todo hidrograma $T_b = D + T_C$ según vimos en el apartado 1.5.

El tiempo de punta T_p se puede expresar como $T_p = D/2 + KT_C$, 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 $T_p = D/2 + 0,35 T_c$.

Resulta así el hidrograma de la figura 3. 1. a.

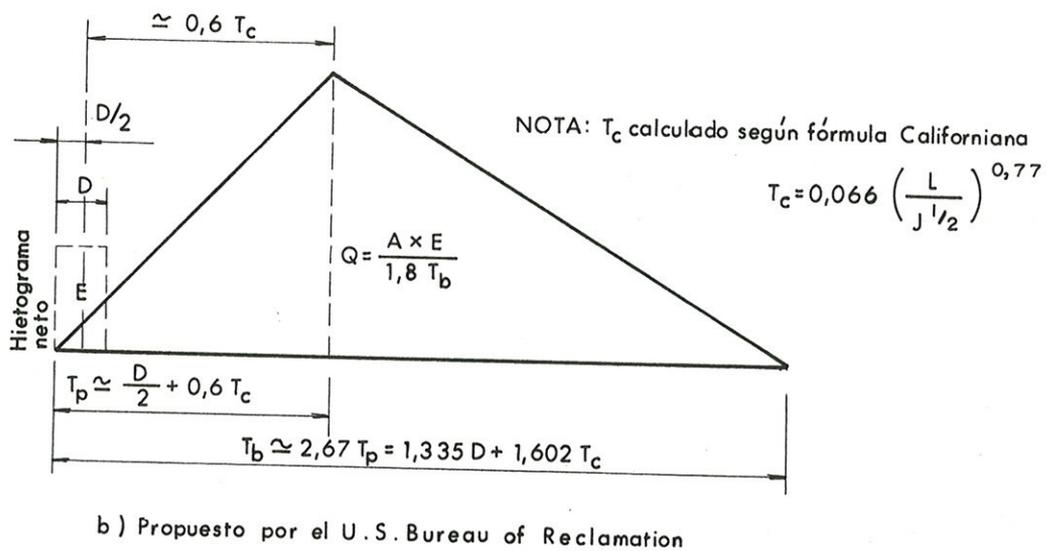
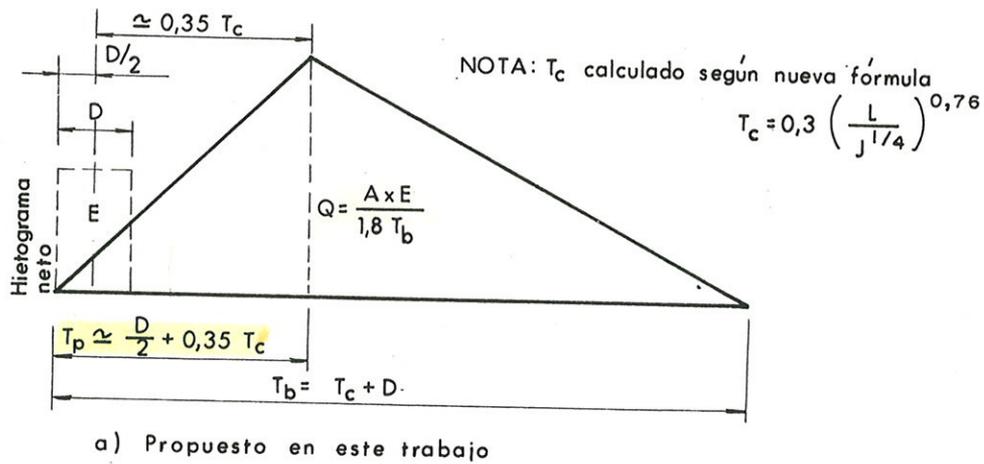


Fig. 3 - 1 - HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR.

Igualando el área del triángulo a la lluvia neta E caída durante el intervalo D resulta, en las unidades habituales, Q (m³/seg), E (mm), T_c (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_c . Por otra parte, el coeficiente de D en la expresión T_b 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.

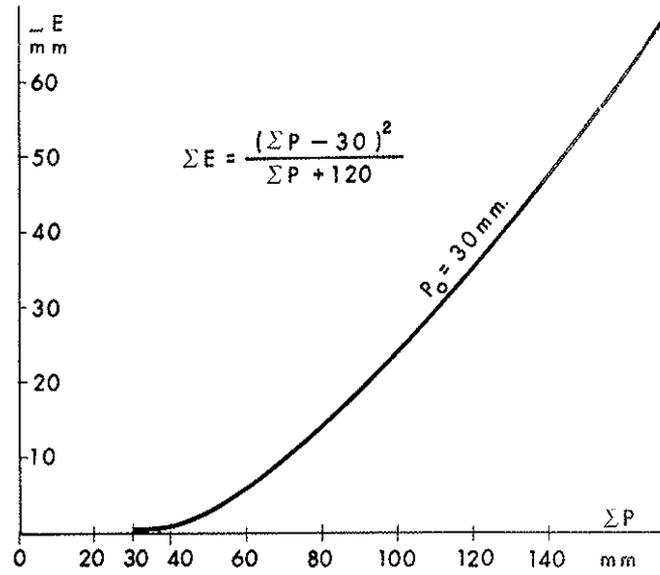
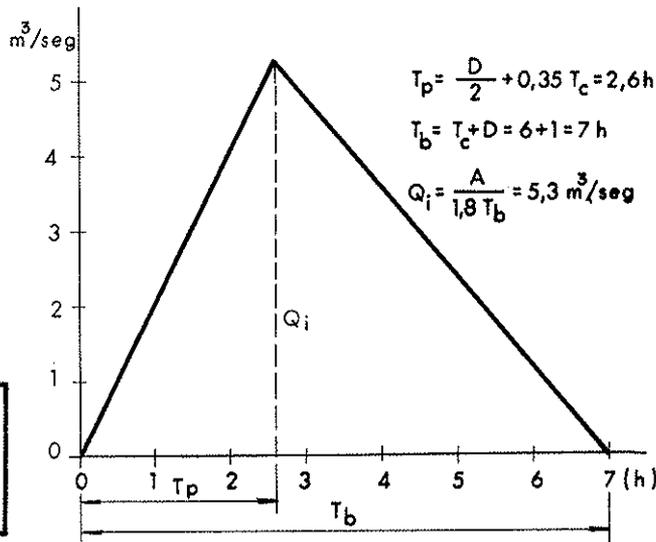
3.4. PROCESO DE CALCULO

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:

- a) Se desglosa del pluviograma su componente neta mediante la correspondiente ley del Soil Conservation Service, de acuerdo con lo expuesto en el capítulo 2.
- b) 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.

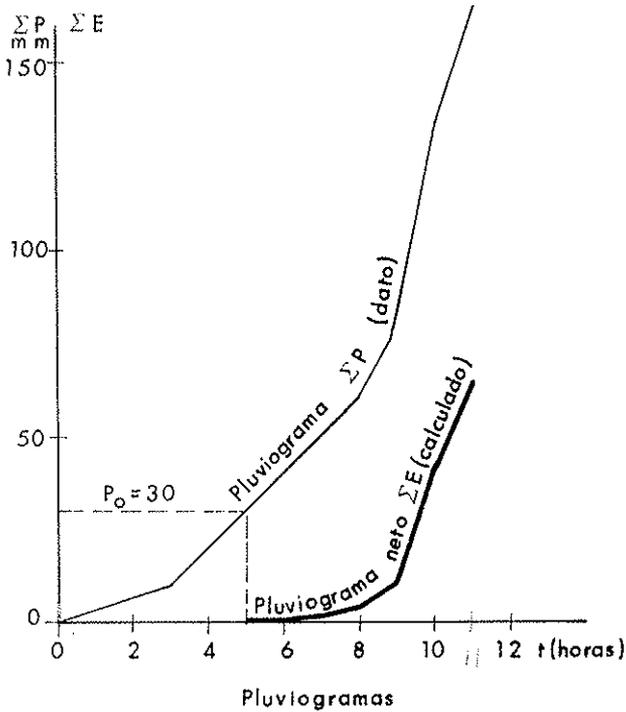
$A = 66,82 \text{ Km}^2$
 $T_c = 6,0 \text{ Horas}$
 $P_o = 30 \text{ mm}$



Datos de la cuenca

Hidrograma unitario ($D=1 \text{ h}, E=1 \text{ mm}$)

Ley "precipitación-escorrentía" S. C. S.



TIEMPO (h)	ΣP (mm)	ΣE (mm)	E (mm)	Q (m^3/seg)
5	30	0		
6	39	0,5	0,5	2,65
7	49	2	1,5	7,95
8	58	4,5	2,5	13,2
9	75	10,5	6	31,8
10	130	40	29,5	156,3
11	165	64	24	127,2

$\Sigma P =$ Deducida del pluviograma
 $\Sigma E =$ Entrando con ΣP en la ley del S.C.S.
 $E = \Sigma E - \Sigma E^{n-1}$
 $Q = Q_i E$

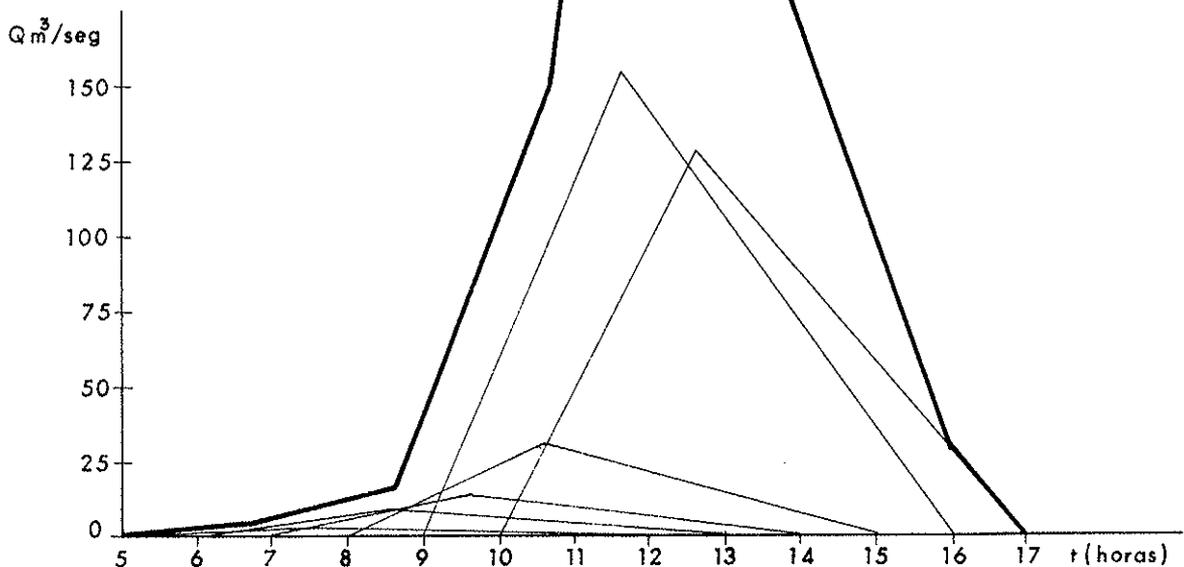


Fig.3-2. EJEMPLO DE APLICACION DEL HIDROGRAMA UNITARIO

CAPITULO 4. CONCEPTOS ESTADISTICOS

En este capítulo, último de la primera parte del trabajo dedicada 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 periodo de retorno. Se dice que un valor tiene un periodo 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 pre concebido.

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 que x no es superado

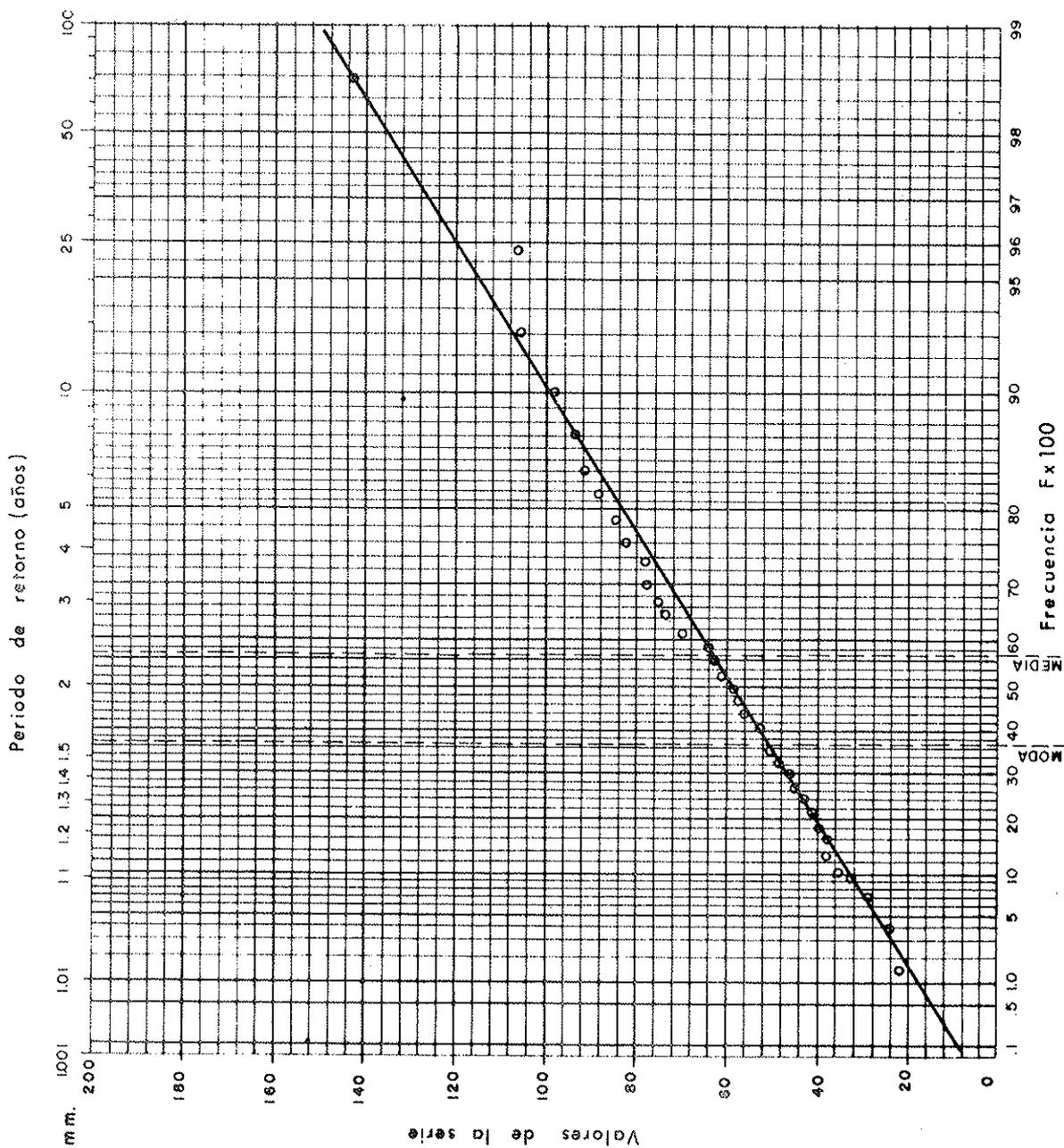
K_1 y K_2 = parámetros indeterminados que se deben ajustar en cada caso.

e = base de los logaritmos neperianos

Recomendamos 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 será el siguiente:

- a) Se ordenan los valores extremos de la serie en orden creciente y se les atribuye una frecuencia $F = \frac{2n-1}{2N}$ 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 las referimos en nuestra exposición a las de las precipitaciones que los originan, y las representaremos en el mismo gráfico que éstas.



AÑO	VALOR mm	Nº ORDEN n	$Fx 100 = \frac{2(n-1)}{2N} \times 100$
1949	22,8	1	1,43
1950	24,5	2	4,28
1929	29,4	3	7,14
1947	35,5	4	10,00
1933	37,8	5	12,86
1935	38,0	6	15,71
1939	38,4	7	18,57
1930	42,9	8	21,43
1934	43,6	9	24,29
1941	45,9	10	27,14
1948	45,2	11	30,00
1932	49,4	12	32,86
1937	51,6	13	35,71
1937	51,8	14	38,57
1955	52,0	15	41,43
1927	56,4	16	44,29
1936	58,1	17	47,14
1946	59,6	18	50,00
1956	61,6	19	52,86
1945	63,2	20	55,71
1958	65,0	21	58,57
1960	69,3	22	61,43
1938	73,6	23	64,29
1961	75,2	24	67,14
1952	77,5	25	70,00
1959	78,1	26	72,86
1942	82,7	27	75,71
1940	85,1	28	78,57
1934	87,7	29	81,43
1943	91,6	30	84,29
1931	92,9	31	87,14
1928	98,0	32	90,00
1951	106,1	33	92,86
1953	107,2	34	95,71
1944	143,2	35	98,57

Fig.4-1. EJEMPLC DE AJUSTE DE UNA LEY DE FRECUENCIA DE MAXIMAS PRECIPITACIONES.

SEGUNDA PARTE. METODO PROPUESTO

CAPITULO 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 solo 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, solo consideraremos las aguas de escorrentía superficial.

5.2. CASO IDEAL

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

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

El caudal máximo será el de equilibrio y valdrá por tanto $Q = \varepsilon A = CIA$ en unidades acordes. Como habitualmente se mide Q en m^3/seg I en mm/h y A en Km^2 , la ecuación adopta la forma $Q = \frac{CIA}{3,6}$, 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 $D = 0,1 T_c$.

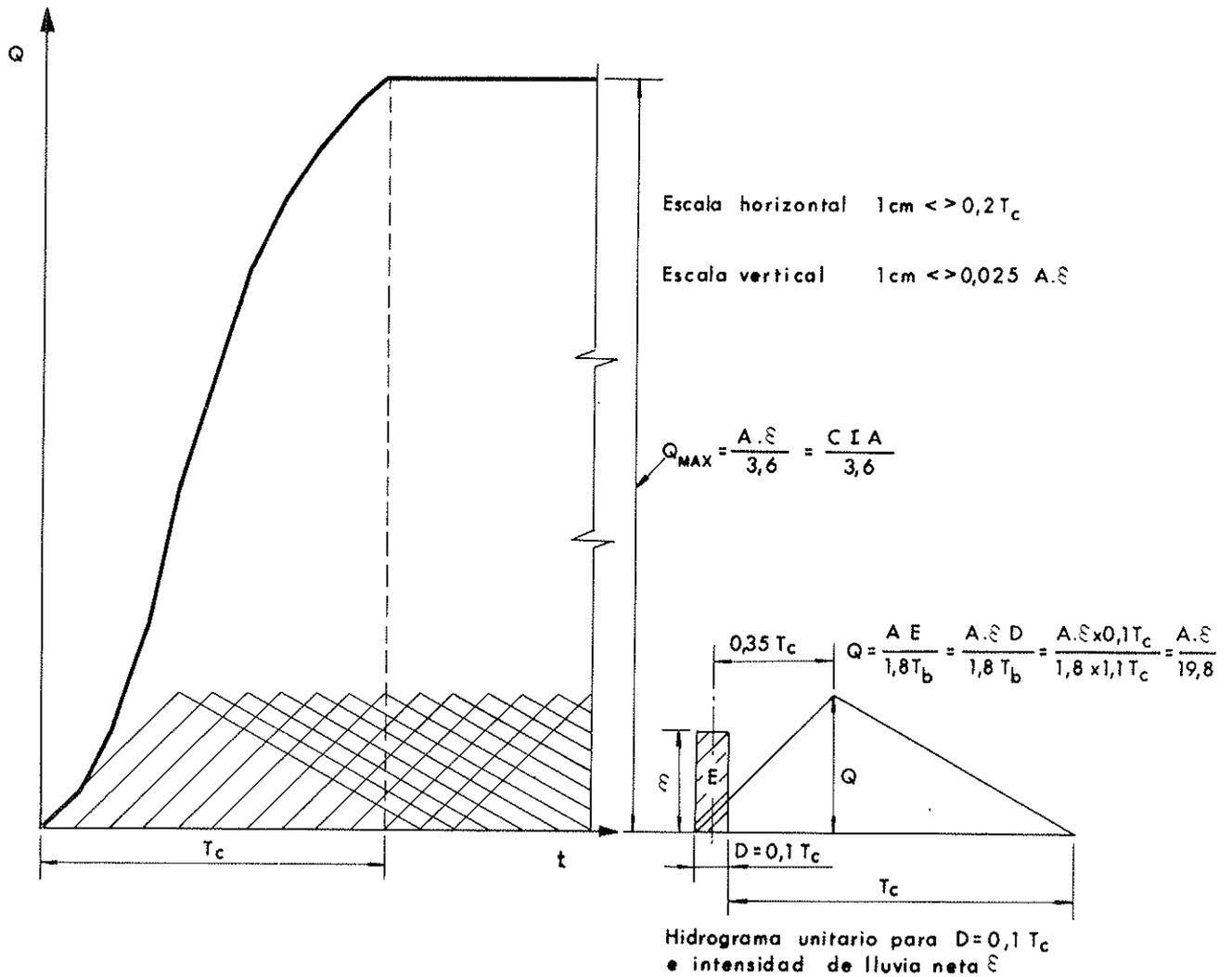


Fig. 5-1. APLICACION DEL HIDROGRAMA UNITARIO AL CASO IDEAL

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

- a) El caudal máximo o de equilibrio vale $Q = \frac{CIA}{3,6}$ 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.

5.3. INTERVALO DE PRECIPITACION 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, solo se consigue mantener dicho caudal pero no incrementarlo. Más aún, se puede afirmar de manera general que en cualquier caudal solo 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 ese 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 $C.I.$ Normalmente coincidirá con el de máximo valor de I , pues las fluctuaciones de esta variable son mucho más acusadas que las de C . Así se admitirá en los cálculos estadísticos, ya que los casos contrarios son singulares y por tanto poco representativos.

Suponen una excepción a la regla anterior los pequeños aguaceros de bajo periodo de retorno, que apenas superan el umbral de escorrentía P_0 de la ley del Soil Conservation Service, pero tendremos ocasión de precisar más este tema en el capítulo 7, y allí veremos como estos casos se pueden tratar a fines prácticos con la regla general, con tal de elegir convenientemente el valor de C .

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 intervalos 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 denominamos K al cociente entre ambos, resulta la ley:

$$Q = \frac{CIA}{3,6} K$$

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 del 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 del orden de $K = 1,20$.

Todo ello nos lleva a la fórmula final:

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

en la que

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

I (mm/h) = Máxima intensidad media en el intervalo de duración T_C , para el mismo periodo de retorno

A (Km^2) = Superficie de la cuenca

C = Coeficiente de escorrentía del intervalo donde se produce I

CAPITULO 6. CALCULOS DE LA INTENSIDAD DE PRECIPITACION

$$I \text{ (mm/h)}$$

6.1. INTRODUCCION

Este capítulo se dedica al cálculo de uno de los factores que, según acabamos de ver, intervienen en la fórmula del caudal punta: la máxima intensidad I de precipitación media en un tiempo T_c , y correspondiente al periodo 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-DURACION EN UNA ESTACION

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

Su obtención directa solo 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 10, 20 y 30 minutos, 1, 2, 6, 12 y 24 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 periodo de retorno T_1 se obtienen los puntos de la curva 1 (fig. 6.1.). Repitiendo la operación con periodos de retorno T_2 se dibuja la curva 2, y así sucesivamente.

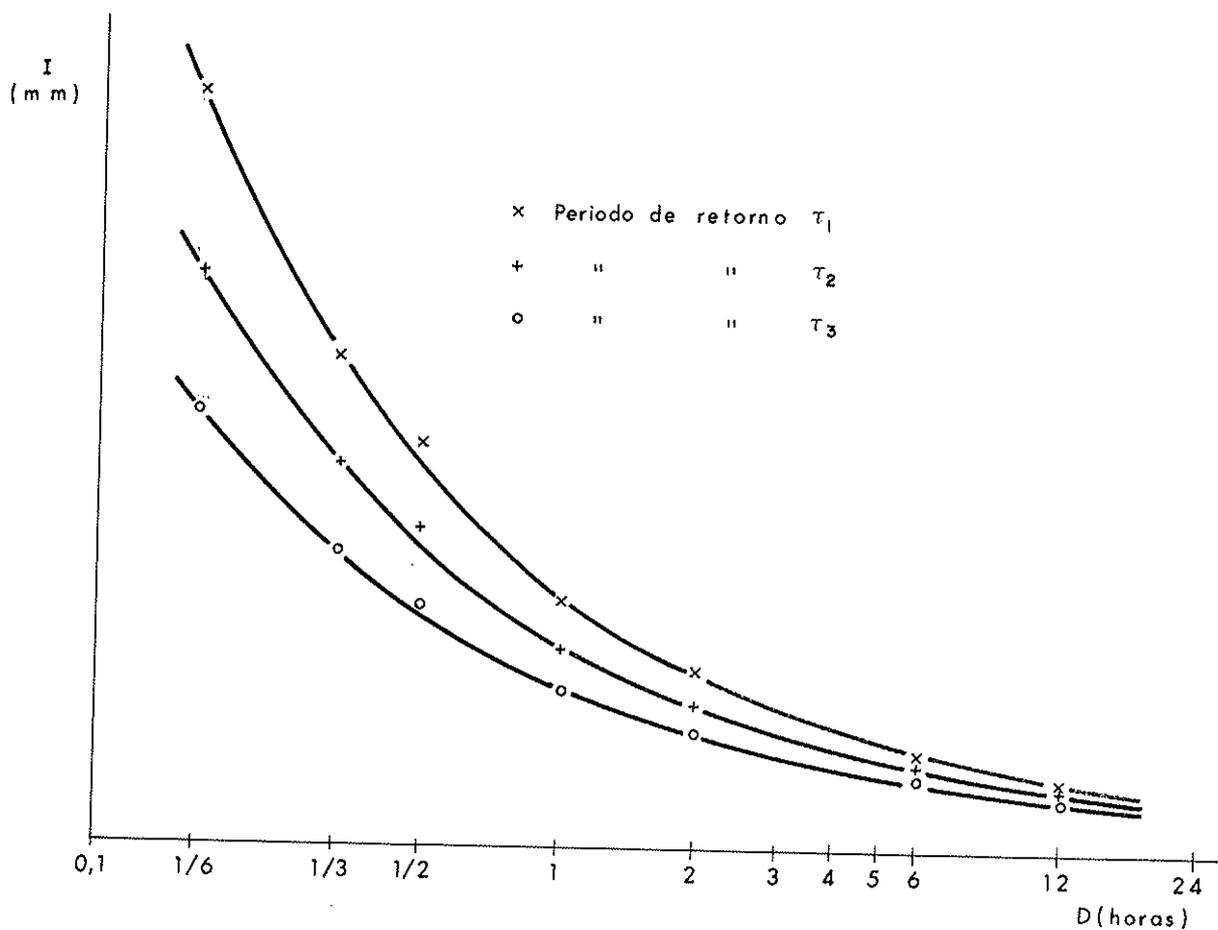


Fig. 6-1. ESQUEMA DEFINITORIO DE CURVAS INTENSIDAD-DURACION DE UNA ESTACION

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 mismo 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.

Hemos comprobado experimentalmente que todas las curvas de una misma estación correspondientes a los diferentes T_i son afines, es decir solo 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 solo permite su aplicación a cualquier periodo de retorno, sino que también facilita, como más adelante veremos, 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 $I_d = \frac{P_d}{24}$ puesto que éste es el más fácilmente conocible en la generalidad de los casos. La ley adimensional adopta así la forma $\frac{I}{I_d} = \varphi(D)$ (fig. 6.2.).

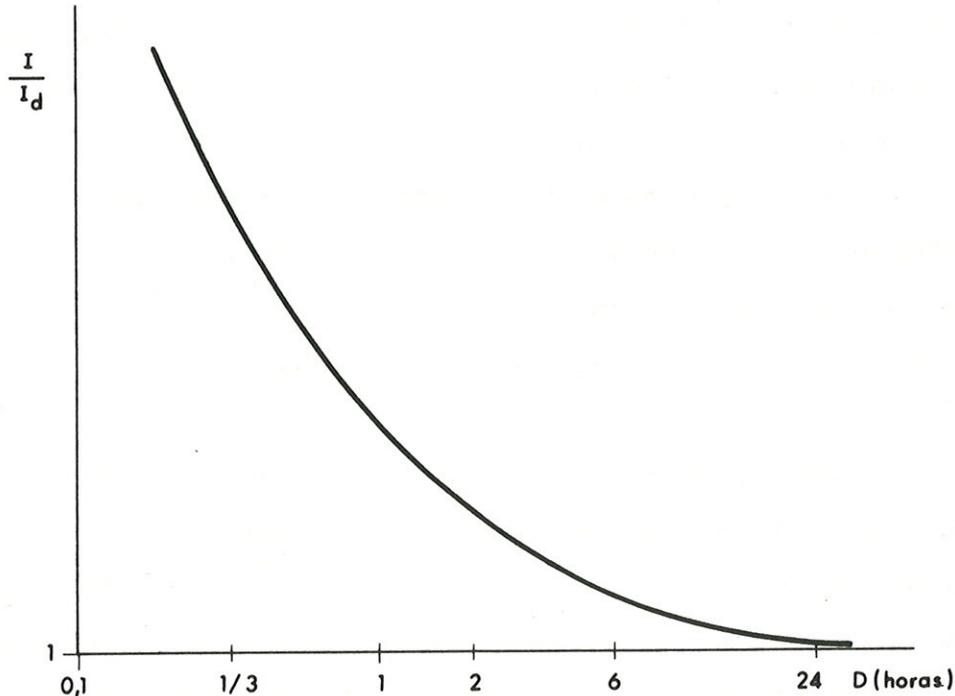


Fig. 6-2. ESQUEMA DE LEY UNICA ADIMENSIONAL
INTENSIDAD-DURACION DE UNA ESTACION

6. 3. FAMILIA DE CURVAS INTENSIDAD - DURACION 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, es decir, $\frac{I}{I_d} = \varphi(D, K)$, que en ejes $\left(\frac{I}{I_d}, D\right)$ 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 $K = \frac{I_1}{I_d}$ siendo I_1 la intensidad horaria correspondiente.

Proponemos concretamente como expresión universal de cualquier curva intensidad-duración:

$$\frac{I}{I_d} = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0,1} - D^{0,1}}{0,4}}$$

representada por la familia de curvas de la figura 6.3. En cada estación habrá que estimar el valor del parámetro característico del lugar $\frac{I_1}{I_d}$ que representa la relación de la intensidad horaria a la diaria del mismo periodo 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 24 horas fijas, por ejemplo de 9 de la mañana a 9 de la mañana del día siguiente, mientras que la segunda considera la lluvia de los intervalos más desfavorables de 24 horas, sin obligarles a comenzar a una hora determinada. Ello justifica que para $D = 24$ horas las curvas definan valores $\frac{I_{24}}{I_d} > 1$. Se ha visto experimentalmente que $I_d \ll I_{24}$ y por eso todas las curvas pasan por el punto $\left(\frac{I_{24}}{I_d}, 1 \right)$.

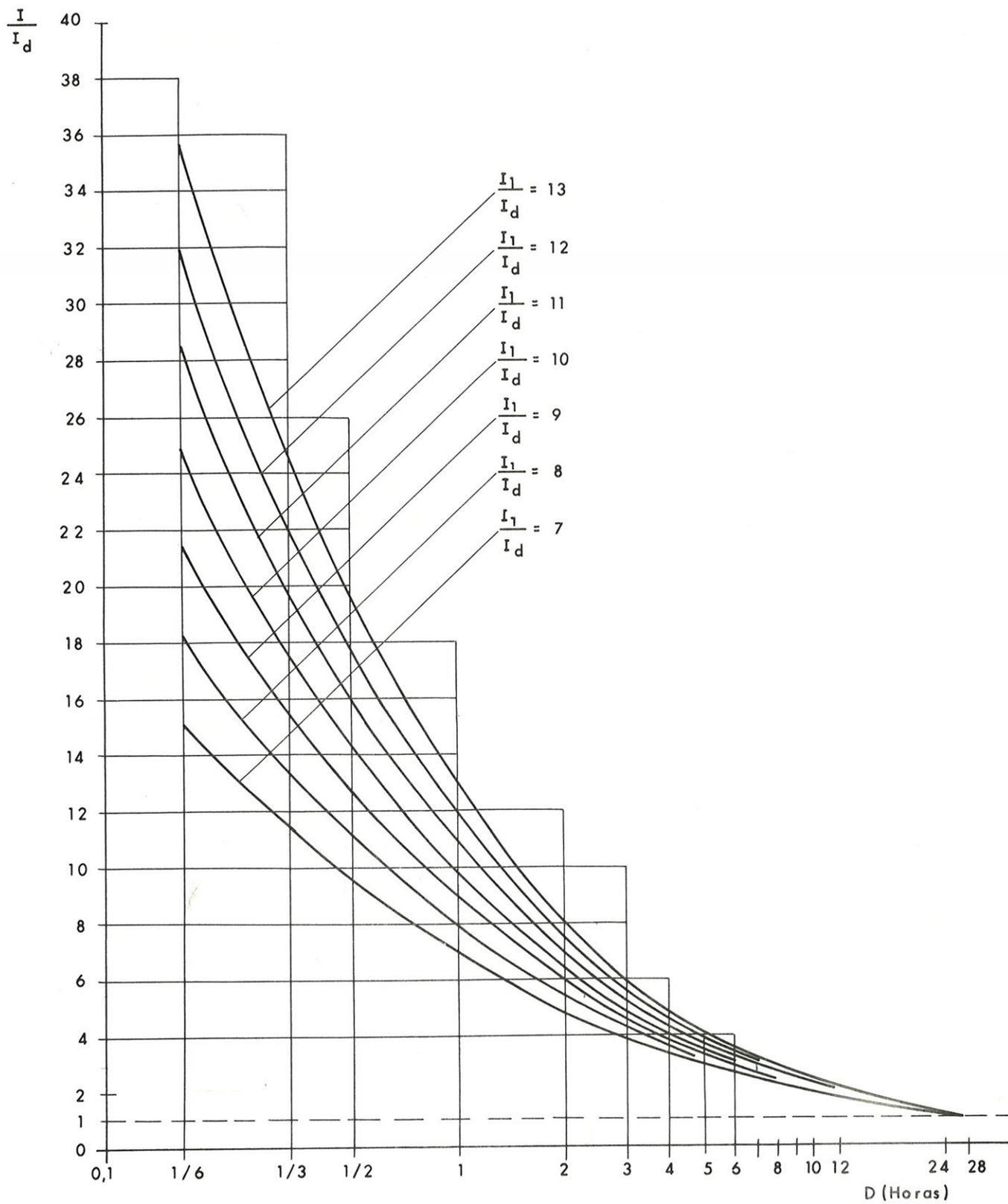


Fig. 6-3. FAMILIA DE CURVAS EN LAS DIFERENTES ESTACIONES.

6.4. CURVA INTENSIDAD-DURACION 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 isofneas de $\frac{I}{I_d}$, 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 dá lugar a pluviogramas medios y leyes "intensidad-duración" más suaves que los puntuales en cualquiera de las estaciones del entorno.

6.5. CALCULO DEL VALOR DE I DETERMINANTE DEL CAUDAL PUNTA

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

Debemos entrar en la curva "intensidad-duración" de la cuenca con $D = T_c$ y obtendremos directamente $\frac{I}{I_d}$. Para llegar al valor de I solo falta completar el cálculo con el de $I_d = \frac{P_d}{24}$, correspondiente al periodo de retorno deseado, según se explica en el apartado siguiente.

6.6. MAXIMA PRECIPITACION 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 periodo de retorno dado. Se interpolan las isoyetas entre esas lluvias máximas puntuales y planimetrando se deduce la cifra media de P_D en la cuenca del estudio. Este procedimiento solo es admisible en superficies pequeñas como las aquí supuestas, pues en caso contrario la hipótesis implícita de simultaneidad de episodios lluviosos del mismo periodo de retorno en todas las estaciones haría que los resultados así obtenidos fueran sobrevaloraciones, tanto más exageradas cuanto mayor fuera el área.

CAPITULO 7. CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA

7.1. INTRODUCCION

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 contribuído, 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., y 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 momento. Por ello se comienza este capítulo con el estudio de los valores instantáneos.

7.2. VALORES INSTANTANEOS

De acuerdo con lo expuesto en el apartado 1.3., el coeficiente instantáneo de escorrentía en un momento dado, hasta el cual ha precipitado ΣP desde el origen del aguacero con una lluvia neta ΣE , valdrá:

$$C = \lim_{\Delta \rightarrow 0} \frac{\Delta \Sigma E}{\Delta \Sigma P} = \lim_{\Delta \rightarrow 0} \frac{\Delta \frac{\Sigma P}{P_0}}{\Delta \frac{\Sigma E}{P_0}}$$

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.

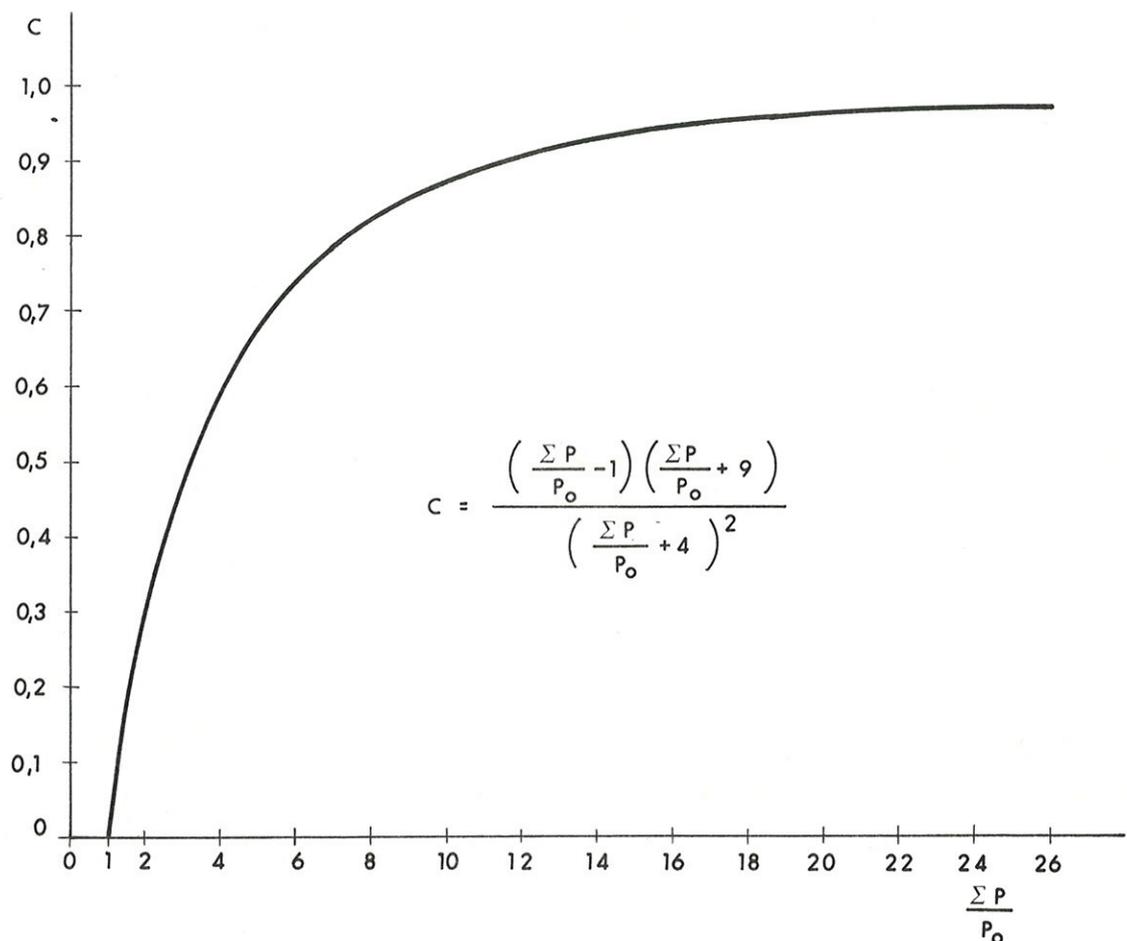


Fig.7-1.LEY DERIVADA DE LA DEL S. C. S.

En un somero análisis del gráfico se observa su buena lógica. Para precipitaciones ΣP 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 periodo 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 hemos 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 momento intermedio.

Según hemos comentado anteriormente, el intervalo que nos 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 que se produce el máximo del hietograma correspondiente. La ley de la figura 7.1. nos definirá dicho valor en cuanto conozcamos el de $\frac{\Sigma P}{P_0}$ en ese momento.

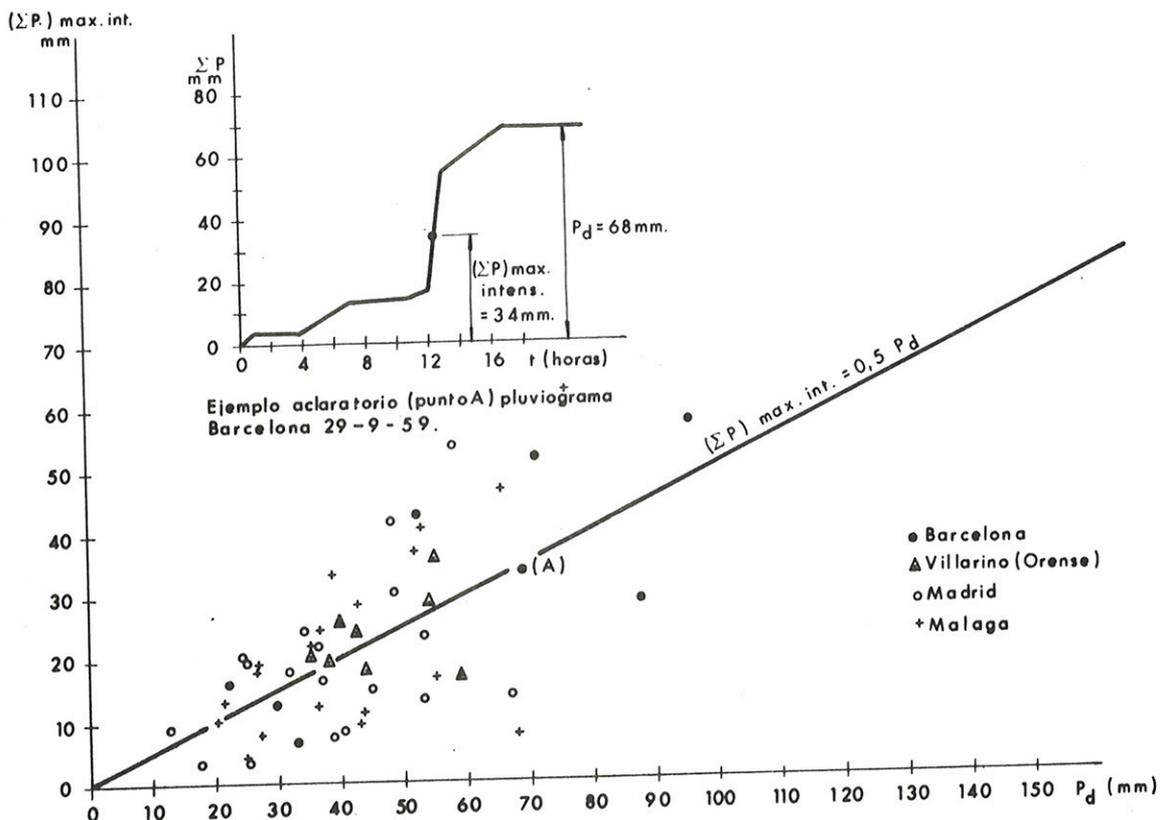
Al igual que venimos haciendo con los otros datos de lluvia, valoraremos ese valor de ΣP en función de la precipitación diaria correspondiente P_d . La correlación entre ambas se puede establecer empíricamente, basados en el análisis de los pluviogramas de estaciones próximas a la cuenca del estudio.

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

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

En los casos españoles estudiados resulta $\beta \approx 0,5$ 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 β 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 momentos del aguacero que cuando lo hace en la fase final.

En resumen, para obtener el valor de C de cálculo no hay más que entrar en la figura 7.1. con la abscisa $\frac{\sum P}{P_0} = \frac{\beta P_d}{P_0}$.

7.4. LEY DEFINITIVA

No habría objeciones al razonamiento anterior, si no fuera 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 periodo 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 $\sum P < P_0$. 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 $\sum P > P_0$ 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 los hemos programado hasta ahora, reflejarían correctamente el valor $C = 0$ en el intervalo de máxima precipitación, pero de ahí concluirían erróneamente que $Q = 0$. Tal deficiencia se subsana fácilmente a fines prácticos manteniendo en esos casos el razonamiento de la máxima intensidad, pero trabajando con un valor de C ficticio

distinto de cero, que multiplicado por I dé el valor real del máximo caudal. El coeficiente C solo debe ser cero en los aguaceros sin escorrentía, es decir cuando el total de su precipitación sea inferior a P_0 .

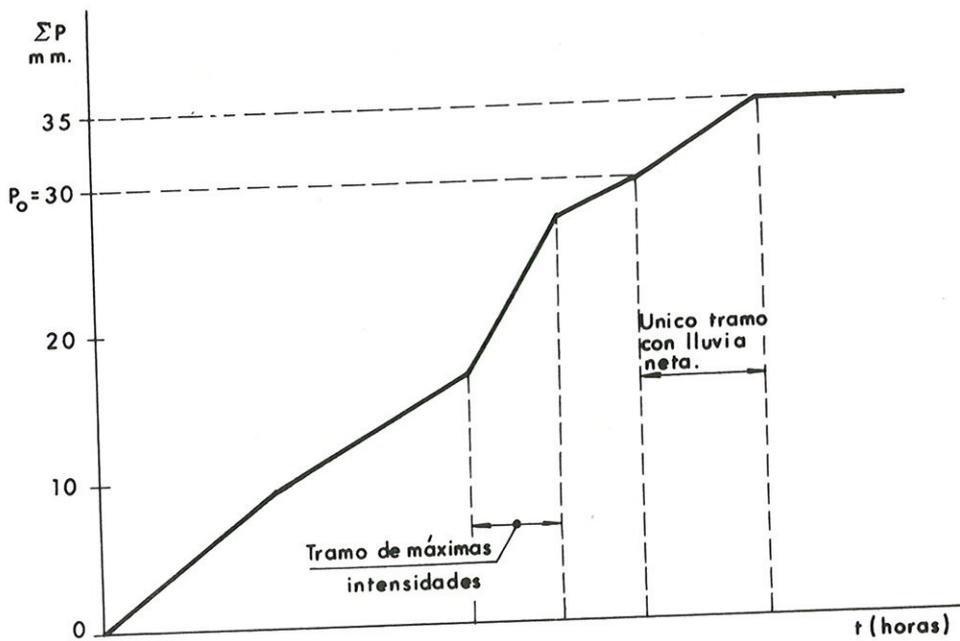


Fig. 7-3. EJEMPLO DE PEQUEÑO AGUACERO

Con esas ideas se ha modificado la ley derivada del S. C. S. en el entorno de los pequeños valores haciéndola despegar del eje $C = 0$ para $P_d = P_0$, o sea en la abscisa $\frac{\beta P_d}{P_0} = \beta$, 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:

$$C = \frac{\beta (P_d - P_0) [\beta P_d + (11 + \beta) P_0]}{(\beta P_d + 5,5 P_0)^2}$$

que para los casos españoles con $\beta = 0,5$ se convierte en

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

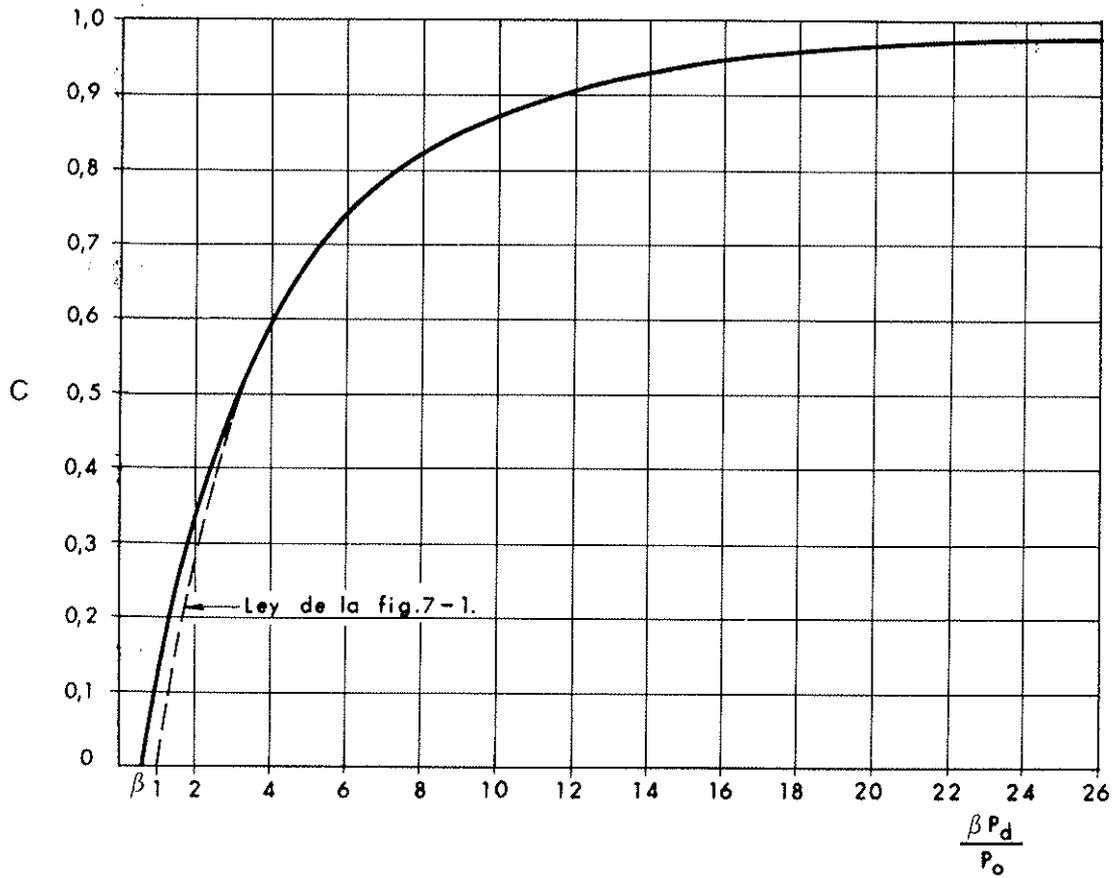


Fig.7-4. LEY DEFINITIVA DE C

CAPITULO 8. LIMITACIONES DEL METODO Y SU APLICACION A CUENCAS SINGULARES

8.1. LIMITACIONES GENERALES

Ya hemos 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 $A < 75 \text{ Km}^2$).

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 despreciar 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 LAMINACION

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 solo 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.

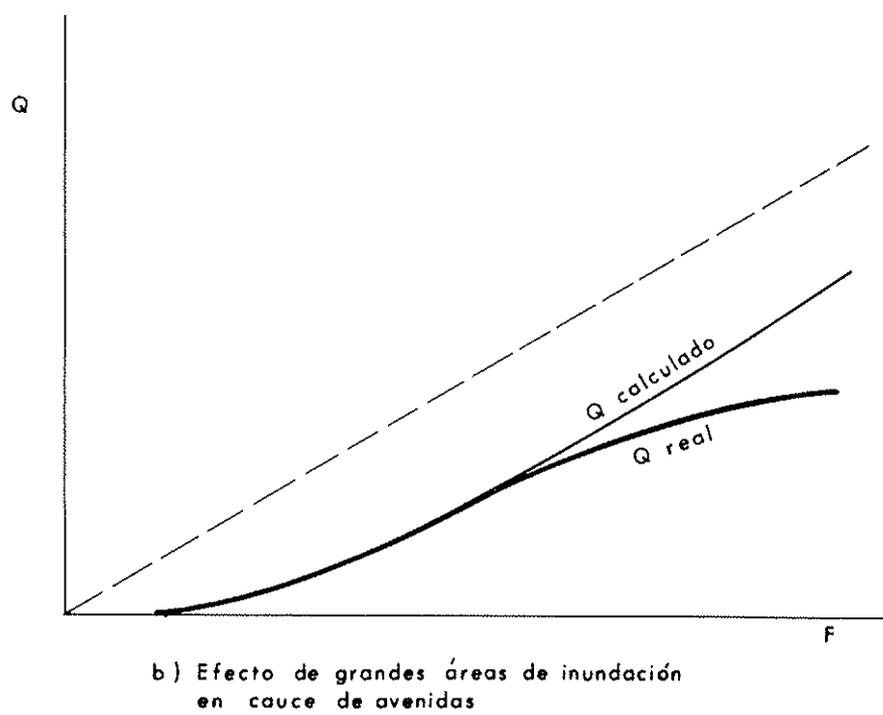
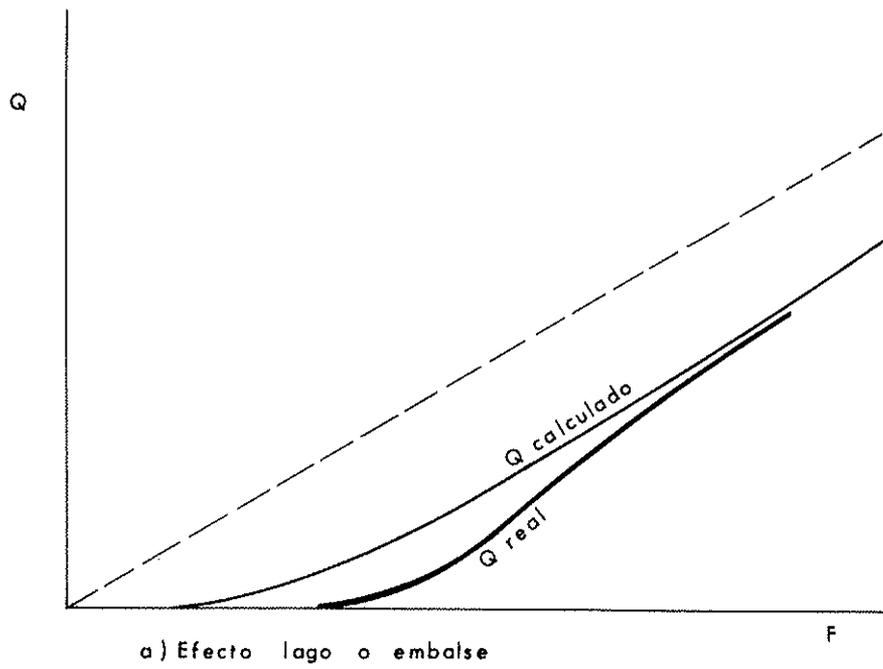


Fig. 8-1. EFECTO DE LAS LAMINACIONES EXTRAORDINARIAS EN LAS LEYES DE FRECUENCIA DE LOS CAUDALES PUNTA

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.

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	$2 < P_0 < 5 \text{ mm}$
Adoquinados	$3 < P_0 < 7 \text{ mm}$
Macadam sin tratamiento superficial	$4 < P_0 < 9 \text{ mm}$

o bien en valores globales

Ciudades con poca zona verde, o superficies muy industrializadas	$4 < P_0 < 9 \text{ mm}$
Áreas residenciales o ligeramente industrializadas	$7 < P_0 < 15 \text{ mm}$

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

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

A modo orientativo podemos señalar los siguientes valores de μ en relación con el grado de urbanización:

<u>Grado de urbanización</u>	<u>Valores de μ</u>
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. APLICACION 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 $T'_C = \frac{T_C}{4}$. 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 escorrentía.

CAPITULO 9. 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 periodos 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:

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

Al variar el periodo de retorno, el segundo factor $\left(\frac{I A}{3} \right)$ 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 cero y crece progresivamente hacia uno, lo que hace que la ley de frecuencia de caudales punta tienda asintóticamente a la de $\frac{I A}{3}$ según el esquema de la figura 9. 1.

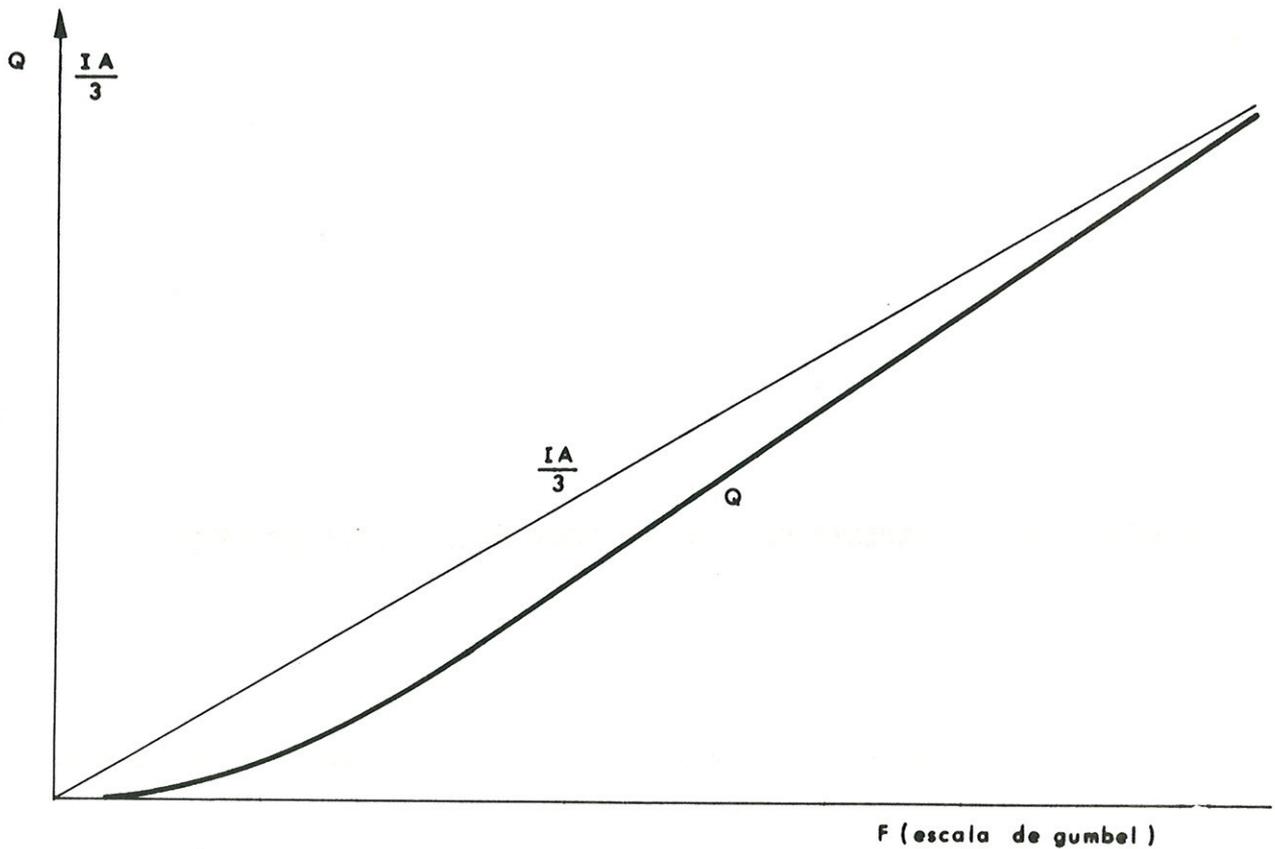


Fig.9-1. ASPECTO DE LA LEY DE FRECUENCIA DE CAUDALES PUNTA

Sin embargo, conviene advertir que la zona en que la curva se aproxima a la asíntota tendrá lugar ordinariamente para periodos 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 periodos de retorno.

CAPITULO 10. APLICACION A ESPAÑA

10.1. INTRODUCCION

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 variedad 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 de esta memoria, 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. DOCUMENTACION PLUVIOMETRICA

Se ha calculado el valor del parámetro $\frac{I_1}{I_d}$ correspondiente a las leyes "intensidad-duración" en diversas estaciones pluviográficas y con esos resultados se han interpolado las isóneas 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 $\frac{I_1}{I_d} = 7,5$ en las vertientes Norte de las islas con marcado relieve e $\frac{I_1}{I_d} = 8,5$ para las vertientes Sur de las mismas y la totalidad de las islas de suave topografía.

En las islas Baleares (pluviógrafos de Palma y Son Bonet) se ha comprobado que $12 < \frac{I_1}{I_d} < 13$, al igual que sucede en la vecina zona costera valenciana.

Por otra parte, desde hace algún tiempo se dispone de planos nacionales con las isóneas de máximas precipitaciones diarias P_d para periodos 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 β y se comentó su valor constante $\beta = 0,5$ para toda España.

En el cálculo del caudal Q intervienen el parámetro $\frac{I_1}{I_d}$ a través de la intensidad de lluvia, el β 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 EMPIRICO

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 de finitivamente.

Para ello en los trabajos de la Dirección General de Carreteras "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 $F = \frac{2n-1}{2N}$, de acuerdo con lo explicado en el capítulo 4.

Por otra parte, se calcularon por el método propuesto los caudales para varios periodos 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 $\left(P_d, \frac{l_1}{l_d}, \beta, T_c \text{ y } P_0 \right)$ 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 y Catastral.

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

En definitiva, lo que se hizo fué 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 $F = \frac{2n-1}{2N}$, 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. ESTIMACION DEL PARAMETRO 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.

Comisaria	Estación de Aforos Nº	Denominación	P_0 empírico m m	P'_0 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 unas notables diferencias entre las cifras empíricas y las recomendadas por el organismo americano. En nuestra opinión hay dos tipos de razones que justifican esa disparidad:

Por una parte, la distinta naturaleza de los procesos experimentales de contraste y ajuste seguidos en la elaboración de la tabla y en este trabajo, lo que en definitiva supone una diferencia de matiz en el significado del valor característico de P_0 elegido en cada caso. Los americanos parece ser que utilizaron la información de todas las avenidas registradas, deduciendo los valores individuales de P_0 en función de los volúmenes, y obteniendo después la media de todos ellos. Aquí solamente se tuvieron en cuenta las máximas avenidas de cada año, y ha sido la distribución de frecuencia de sus caudales punta la que ha determinado el valor de P_0 , haciendo así el ajuste de la forma más directa posible a los fines perseguidos en este estudio.

Por otra parte, la mencionada tabla, como indicativa de los P_0 que deben intervenir en los cálculos estadísticos de avenidas, ignora uno de los factores más decisivos, el clima, que condiciona la época de presentación de las avenidas y la humedad del suelo habitual en esas fechas.

Así, aún siendo iguales todas las características de suelo y vegetación señaladas por el S. C. S., los valores de P_0 en las regiones secas superarán notablemente a los correspondientes de las húmedas.

Análogamente, los climas donde los fuertes aguaceros tienen lugar durante el estiaje, o al comienzo de la estación húmeda, contarán con mayores valores de P_0 que aquéllos otros donde esos aguaceros se presentan avanzado el periodo de aguas altas, cuando el terreno ya ha sido humedecido en cierto grado por las lluvias precedentes. Las dos situaciones opuestas, que acabamos de mencionar, se pueden encontrar incluso dentro de una misma región según las cuencas sean pequeñas o grandes; en efecto, en las primeras pueden ser las tormentas estivales quienes determinen

los máximos caudales, mientras que en las segundas, los valores extremos de caudal serán debidos a otros episodios lluviosos característicos de la época húmeda, menos intensos, pero más duraderos y generales que las tormentas.

A la vista de todo lo expuesto, se propone a continuación un procedimiento para estimar el valor del parámetro P_0 en aquellas cuencas españolas carentes de datos de caudales.

El U. S. Soil Conservation Service estableció su tabla en dos fases. En la primera, suministrado artificialmente el agua a los complejos "suelo-vegetación" fijó una clasificación con los valores relativos del P_0 ; en una segunda etapa ajustó los valores absolutos de dicho parámetro mediante datos empíricos de diversas cuencas naturales por el procedimiento ya mencionado en este mismo apartado. Con un razonamiento análogo, se propone respetar la esencia del método americano, las variables de las que depende el parámetro P_0 y los valores relativos indicados por la tabla del U. S. Soil Conservation Service, pero haciendo un nuevo ajuste empírico de los valores absolutos, más acorde con la realidad española y más adecuado a los fines específicos de determinar la ley de frecuencia de los caudales punta por el método aquí propuesto para la Dirección General de Carreteras.

En consecuencia, la estimación de los valores de P_0 se puede hacer por la tabla del apartado 2.2., pero multiplicando la cifra media resultante para la cuenca, por el factor regional señalado en el plano de la figura 10. 4.

Dicho plano está de acuerdo con las cifras del contraste que figuran en el cuadro de este apartado, a excepción del dato del río Mera, que presenta un valor experimental singular, posiblemente explicable por los importantes incendios forestales habidos en esa zona y no tenidos en cuenta a la hora de aplicar la tabla del U. S. Soil Conservation Service.

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 la península, se recomiendan factores entre tres y cuatro para las islas Baleares y del orden de cuatro para Ceuta y Melilla.

10. 5. RESUMEN DEL PROCESO OPERATIVO

Para cada periodo de retorno elegido, se necesitan calcular los factores que intervienen en la fórmula:

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

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 nos ocupamos de los otros factores.

Intensidad

- a) Se determina el valor de $\frac{I_1}{I_d}$ recomendado por el plano de la fig. 10.1.
- b) Se calcula $D = T_c = 0,3 \left(\frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76}$ (fórmula justificada en el anejo A).
- c) Con esas cifras de $\frac{I_1}{I_d}$ y D , se deduce $\frac{I}{I_d}$, bien por la fórmula del apartado 6.3. o las curvas de la figura 6.3. El valor de $\frac{I}{I_d}$ es característico de la cuenca e independiente del periodo de retorno.

- d) Para el periodo de retorno deseado se deduce I multiplicando $\frac{I}{I_d}$ por la correspondiente $I_d = \frac{P_d}{24}$. La máxima precipitación diaria P_d la facilitan los mapas de isoyetas análogos al de la figura 10.2.

Coeficiente de escorrentía

- e) 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.
- f) 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 .
- g) Se calcula el coeficiente de escorrentía C según la fórmula

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

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

10.6. EJEMPLO NUMERICO

Se va a aplicar el proceso anterior al caso concreto del río Jauto en Alfaix y para un periodo de retorno de 25 años.

De los planos del Instituto Geográfico y Catastral 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) $T_C = 0,3 \left(\frac{L}{J/4} \right)^{0,76} = 7$ horas

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

d) $P_d = 144$ mm (fig. 10.2.); $I_d = \frac{144}{24} = 6$ mm/h; $I = 2,9 \times 6 = 17,4$ 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 $P_0 = 82$ mm

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

Resultado: $Q = \frac{0,12 \times 17,4 \times 68}{3} = 47$ m³/s

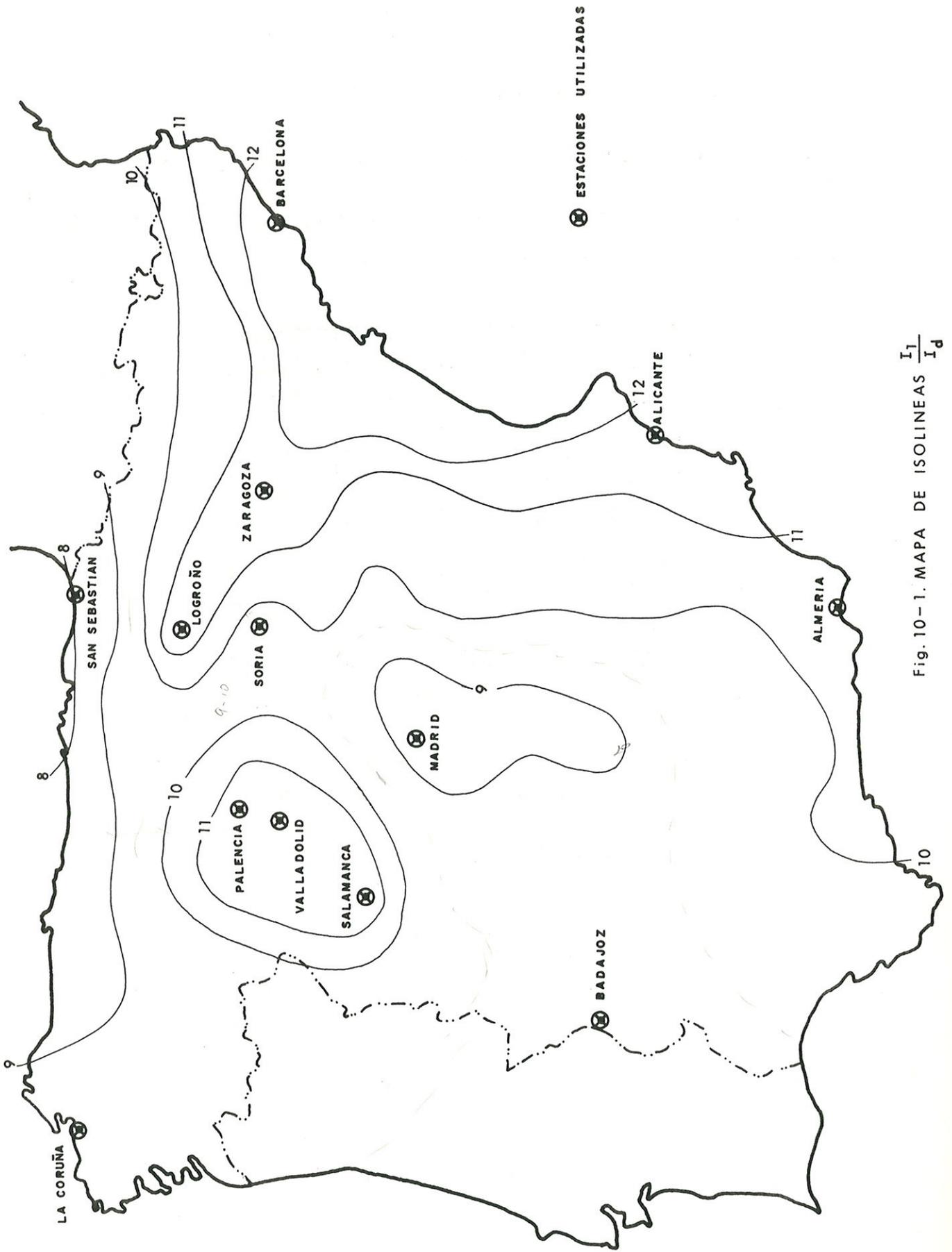
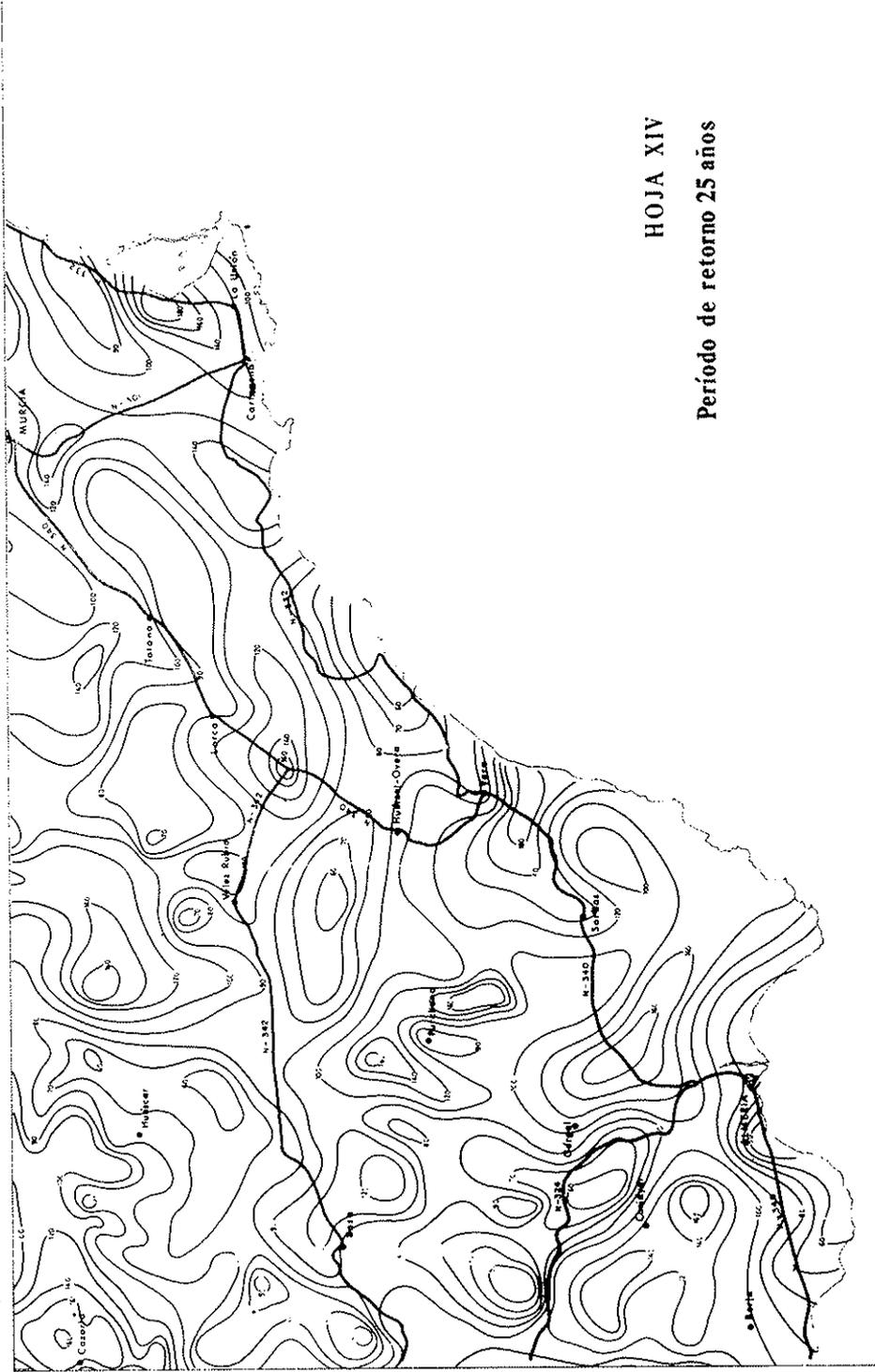


Fig. 10-1. MAPA DE ISOLINEAS $\frac{I_1}{I_1}$

ISOLINEAS DE PRECIPITACIONES MAXIMAS PREVISIBLES EN UN DIA

M.O.P. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS Y CANTONOS VECINALES
SUBDIRECCION GENERAL DE NORMAS TECNICAS Y PROYECCIONES
SECCION DE GEOTECNIA Y PROYECCIONES



HOJA XIV

Período de retorno 25 años

Fig.10-2. MUESTRA DE LOS PLANOS DE MAXIMA PRECIPITACION DE LA D.G.C
(Reproducción fotográfica)

DATOS FISICOS DE LA CUENCA

Superficie A (Km^2) = 67

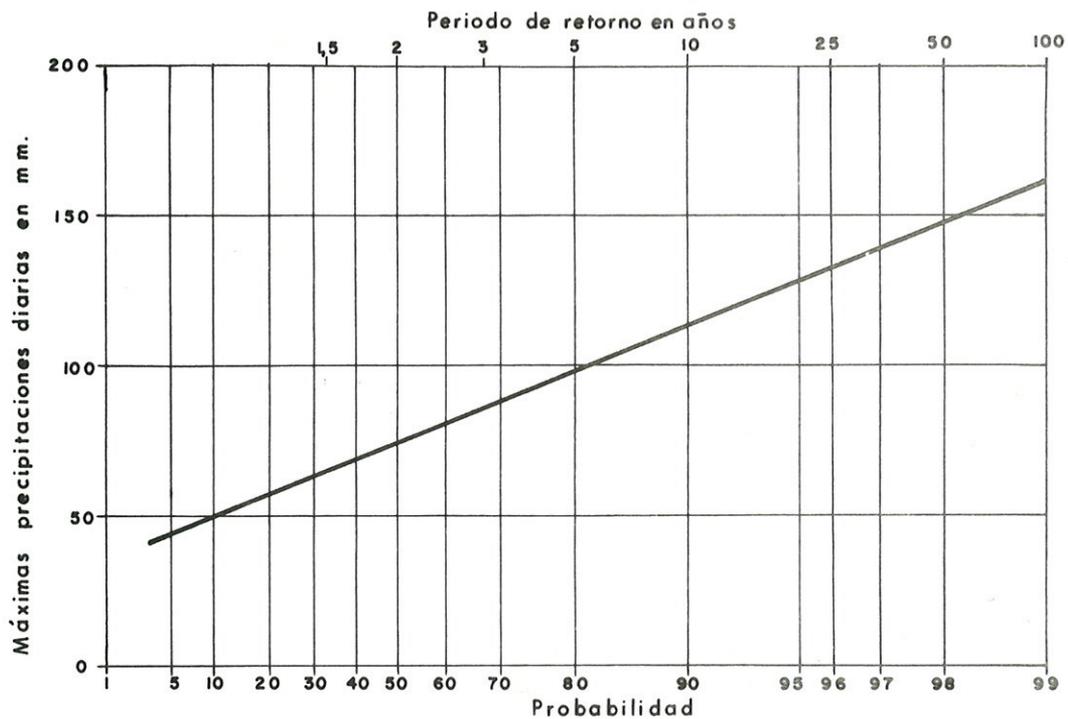
Longitud del curso principal L (Km) = 15

Pendiente $J = 0,1298$

Estimación del tiempo de concentración T (horas) = $D = 3,4$

Relación en esa zona entre la intensidad horaria y diaria $I_1 / I_d = 10$

Ley de frecuencia de máximas precipitaciones diarias



Ley de frecuencia de maximos caudales

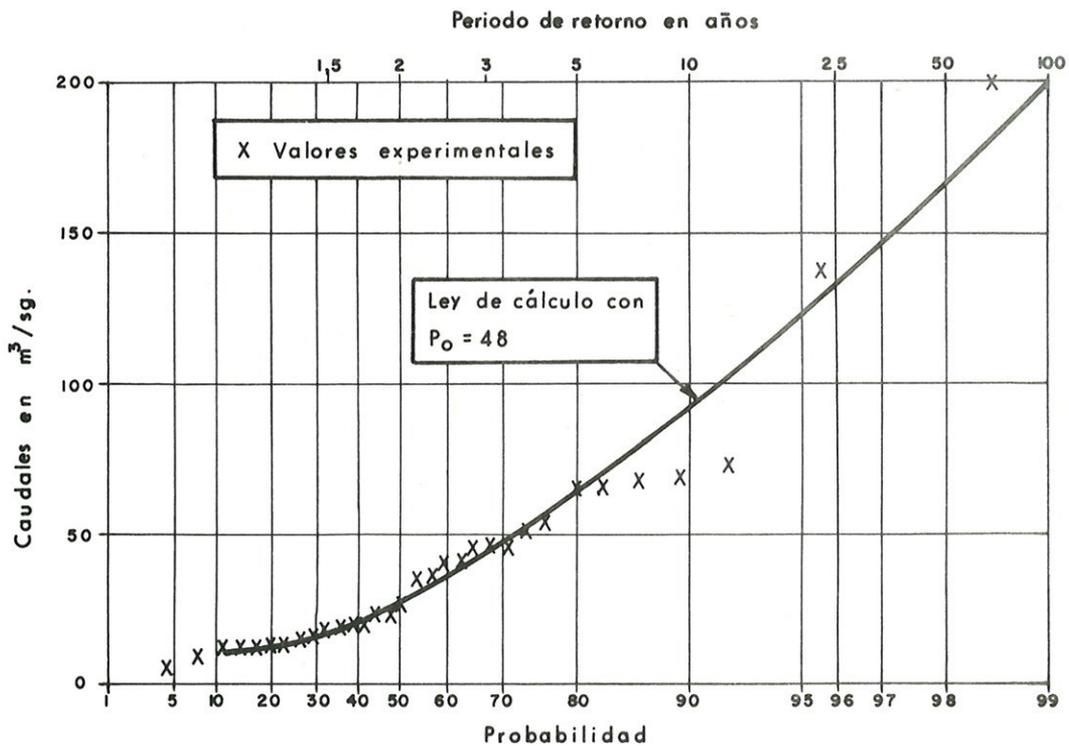


Fig.10-3 - EJEMPLO DE CONTRASTE EMPIRICO RIO SALIA (Malaga)

DATOS FISICOS DE LA CUENCA

Superficie $A (Km^2) = 67$

Longitud del curso principal $L (Km) = 15$

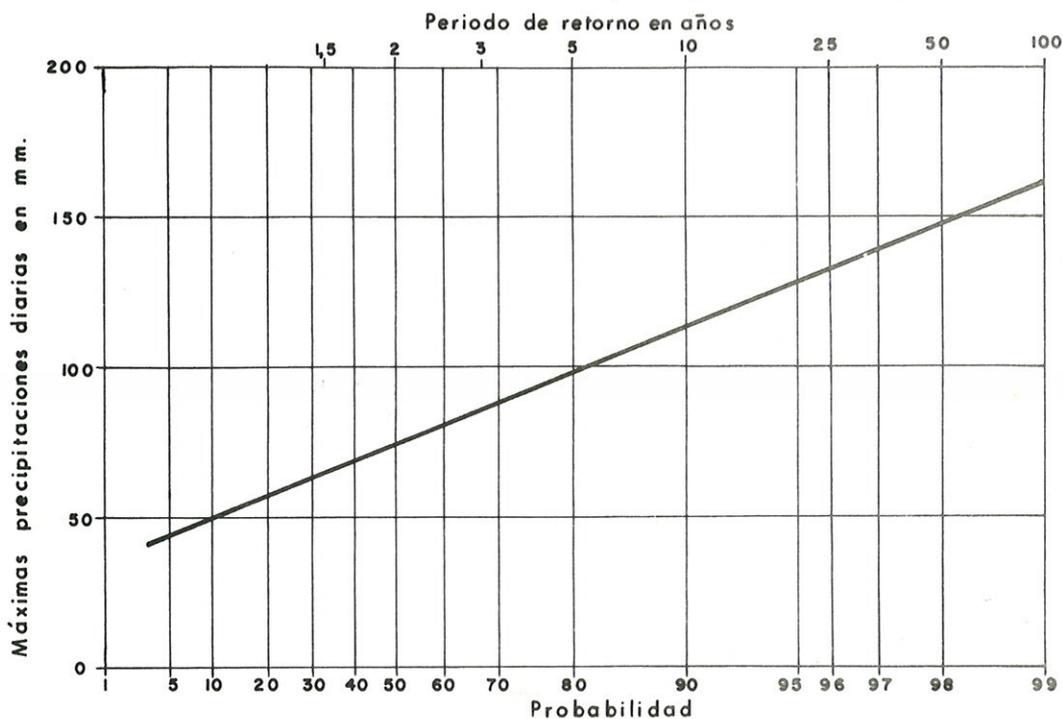
Pendiente $J = 0,1298$

Estimación del tiempo de concentración $T (horas) = D = 3,4$

Relación en esa zona entre la intensidad

horaria y diaria $I_1 / I_d = 10$

Ley de frecuencia de máximas precipitaciones diarias



Ley de frecuencia de maximos caudales

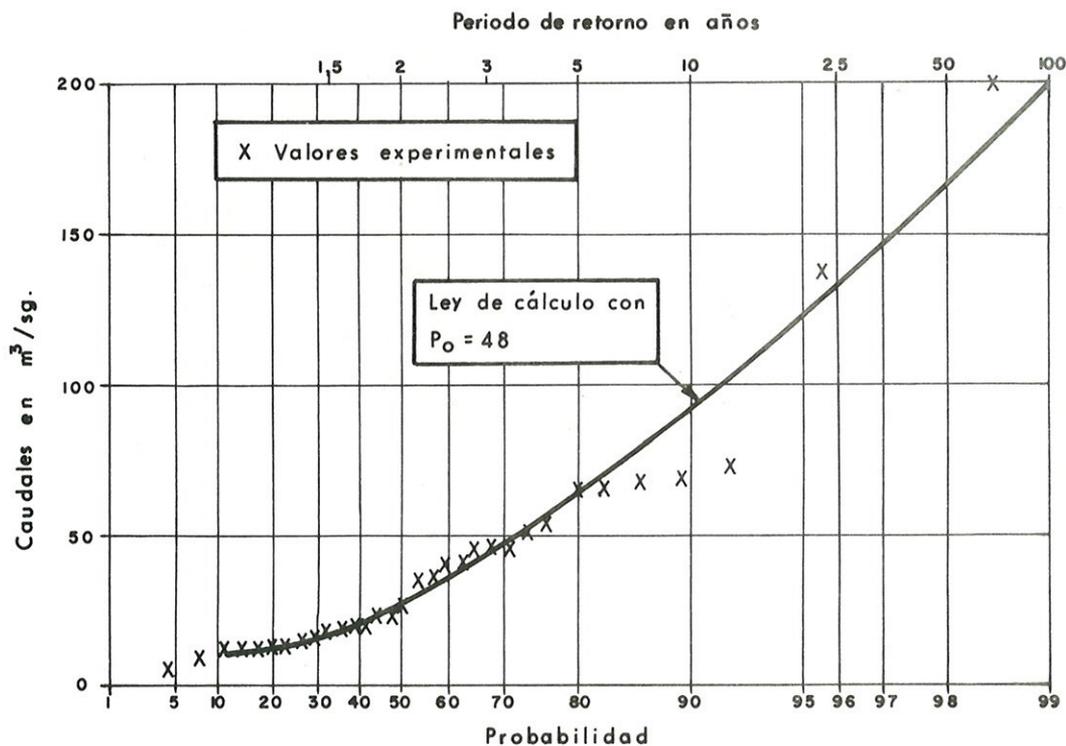


Fig. 10-3 - EJEMPLO DE CONTRASTE EMPIRICO RIO SALIA (Malaga)

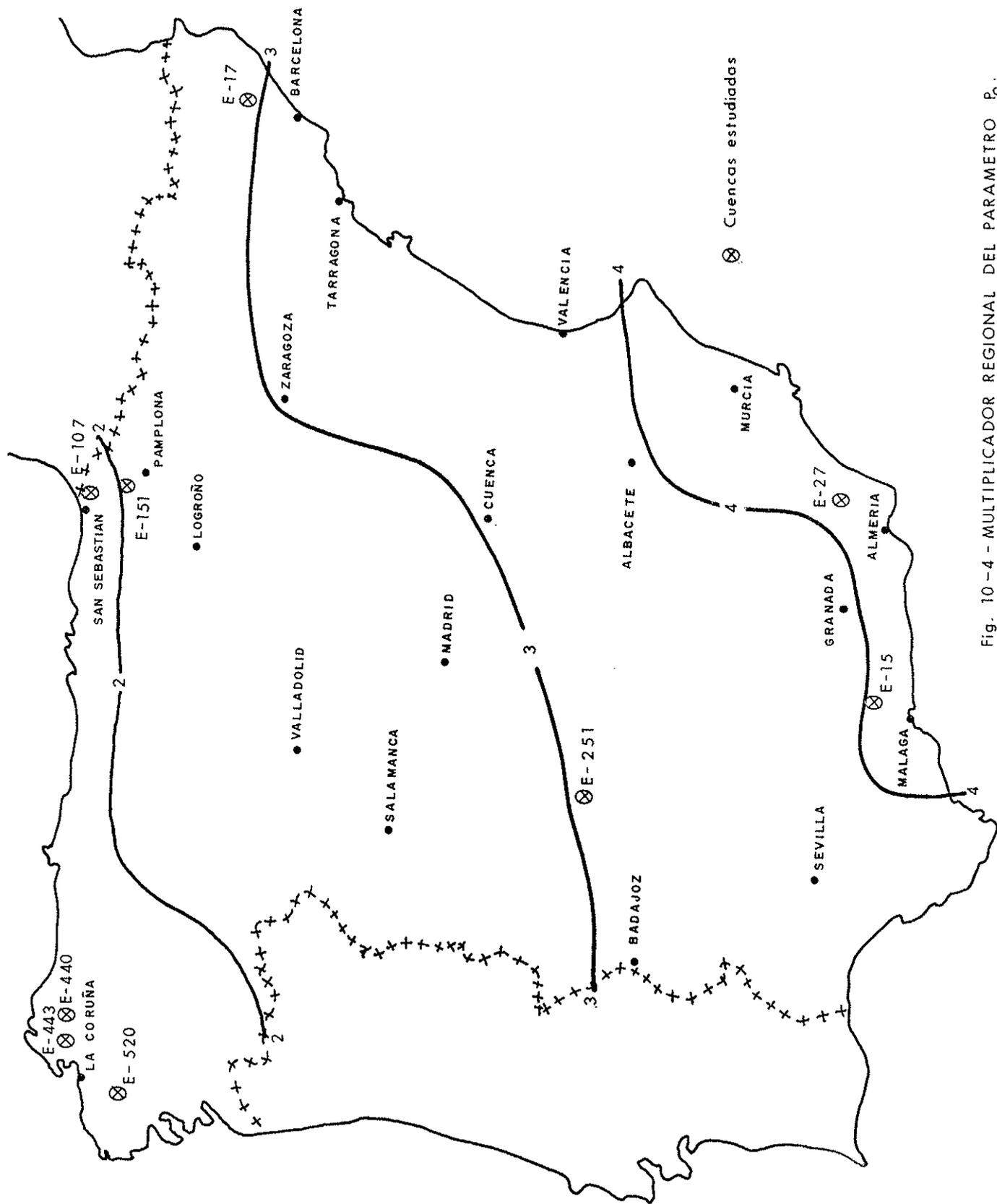


Fig. 10-4 - MULTIPLICADOR REGIONAL DEL PARAMETRO P_0 .

A N E J O S

ANEJO - A

TIEMPO DE CONCENTRACION

A. 1. INTRODUCCION

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 (hidrograma 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, se 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 hidrograma, 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 aludiremos 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 hidrograma neto y el momento de producirse la punta del caudal.

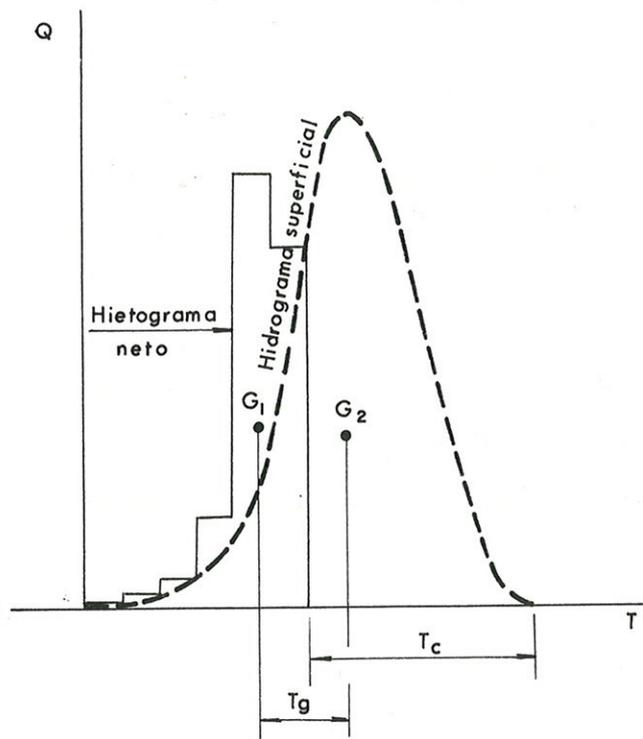
Subrayamos que T_C y T_g son constantes de la cuenca y por tanto los mismos en todos los hidrogramas, con independencia de su magnitud, duración y reparto temporal, mientras que T_M y T_{gp} solamente son constantes si se refieren al hidrograma unitario.

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

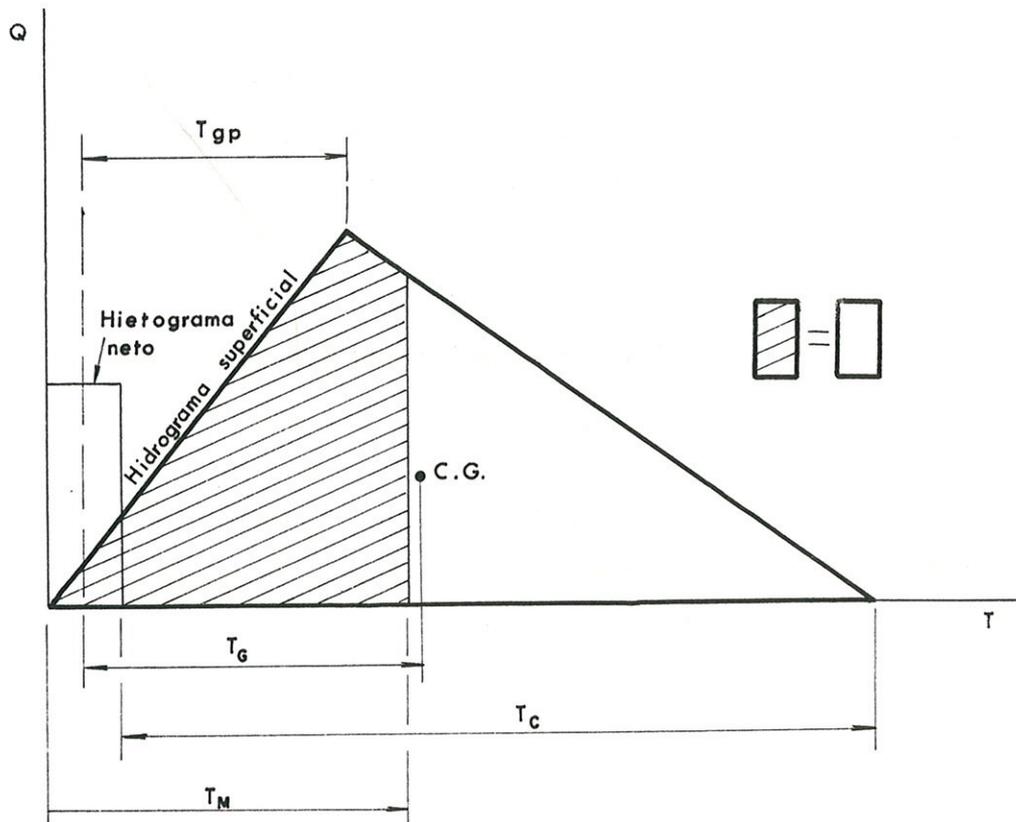
El valor de $\frac{T_g}{T_C}$, constante de la cuenca, varía de unas a otras, y es tanto mayor cuanto más concentradas en la cabecera estén la superficie y las precipitaciones. En las cuencas naturales suele oscilar poco en torno a $0,45 \left(\frac{T_g}{T_C} \approx 0,45 \right)$.

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

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



a) En un hidrograma cualquiera



b) En un hidrograma unitario

Fig. A - 1. TIEMPOS REPRESENTATIVOS DE LA DEMORA

A. 3. FORMULAS 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 vamos a emplear son los siguientes:

- L (Km) - Longitud del curso principal
- J - Pendiente media del curso principal
- A (Km²) - 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 $\frac{T_g}{T_{gp}} = \frac{0,45}{0,35}$ se puede transformar en

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

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 $\frac{L_c}{L}$ tiene un valor medio igual a 0,5. Si sustituimos L_c por 0,5 L en la ley anterior llegamos a una expresión más simple y prácticamente equivalente:

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

A. 4. CONTRASTE EMPIRICO DE LAS FORMULAS

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

Disponemos para ello de los datos que sirvieron de base para establecer la fórmula del U. S. Corps of Engineers, y por nuestra parte hemos 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	L	J	Tg.
		(Km ²)	(Km)		(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

Los datos del U. S. Corps of Engineers se refieren al tiempo mediano T_M y los nuestros al tiempo de retraso o demora T_g . No obstante, como ya hemos indicado que $\frac{T_M}{T_g} \approx 1$ 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 los comentarios siguientes:

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 ella pretende, puesto que $T_C \approx 2,2 T_G$ 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 dá 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 trabajo.

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 $T \ll \left(\frac{L}{J\alpha}\right)^n$. Los valores de n sufren pequeñas variaciones, pero los de α 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.

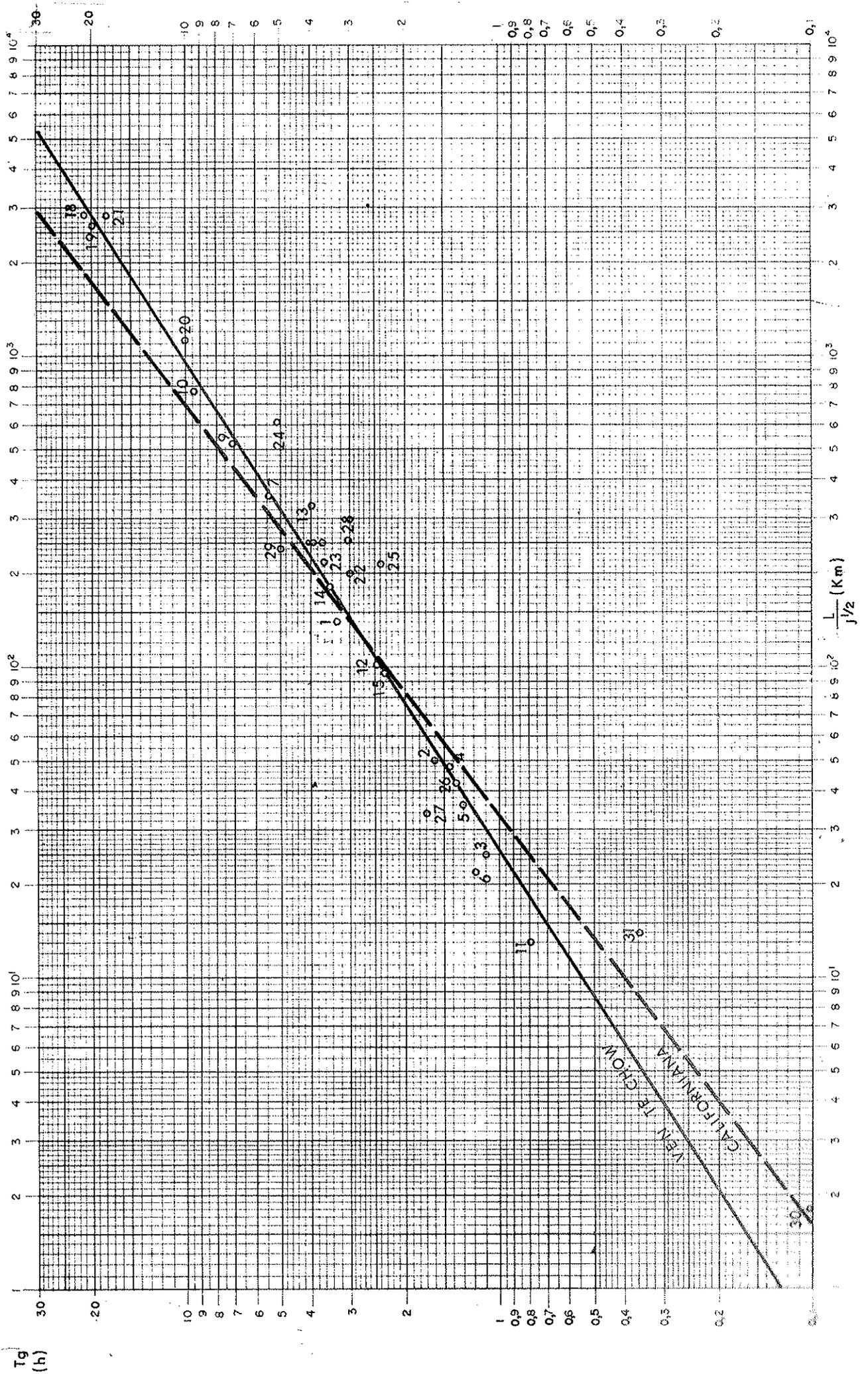


Fig. A -2. LEYES CALIFORNIANA Y DE VEN TE CHOW

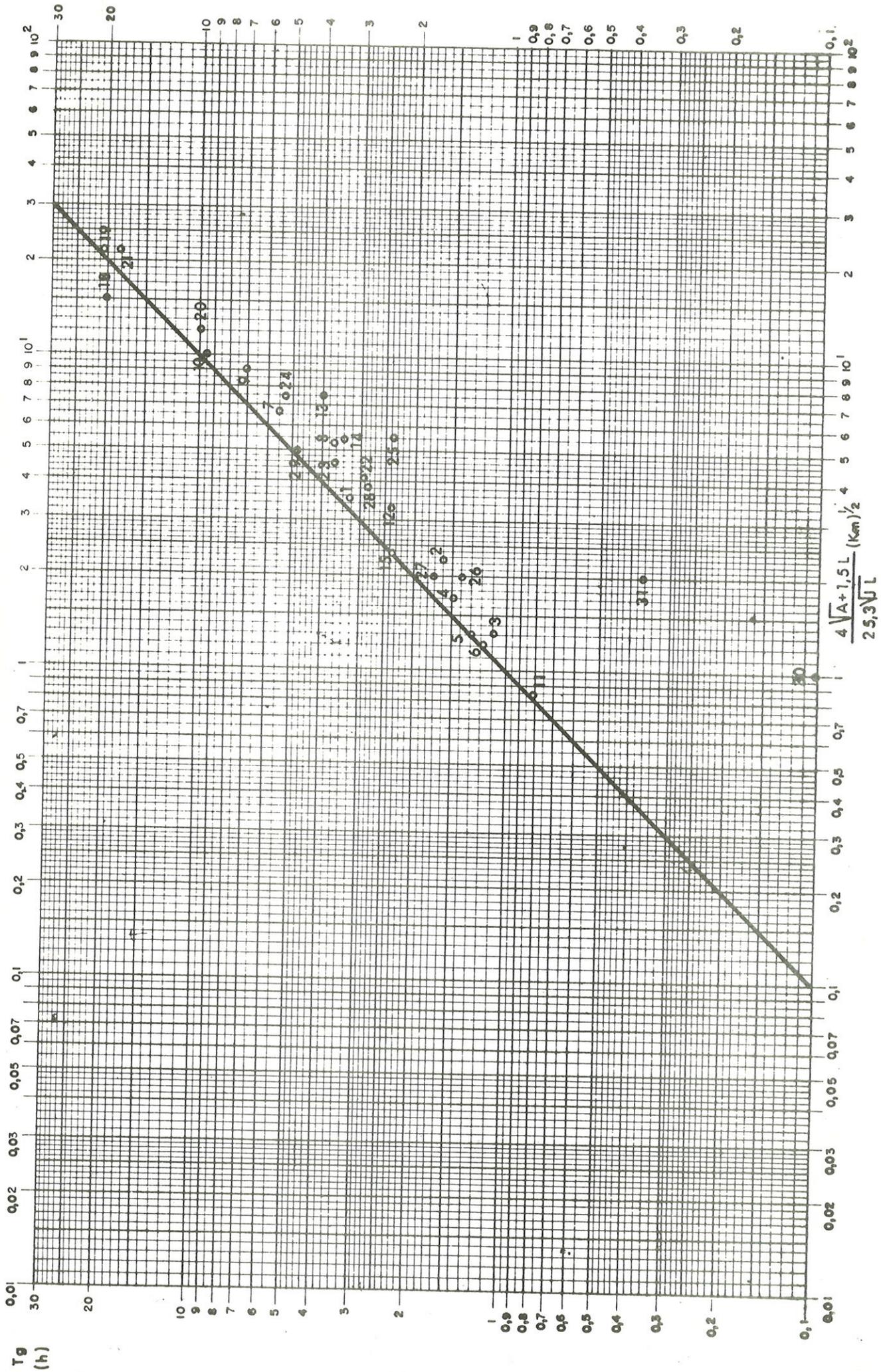


Fig . A - 3 . LEY DE GIANDOTTI

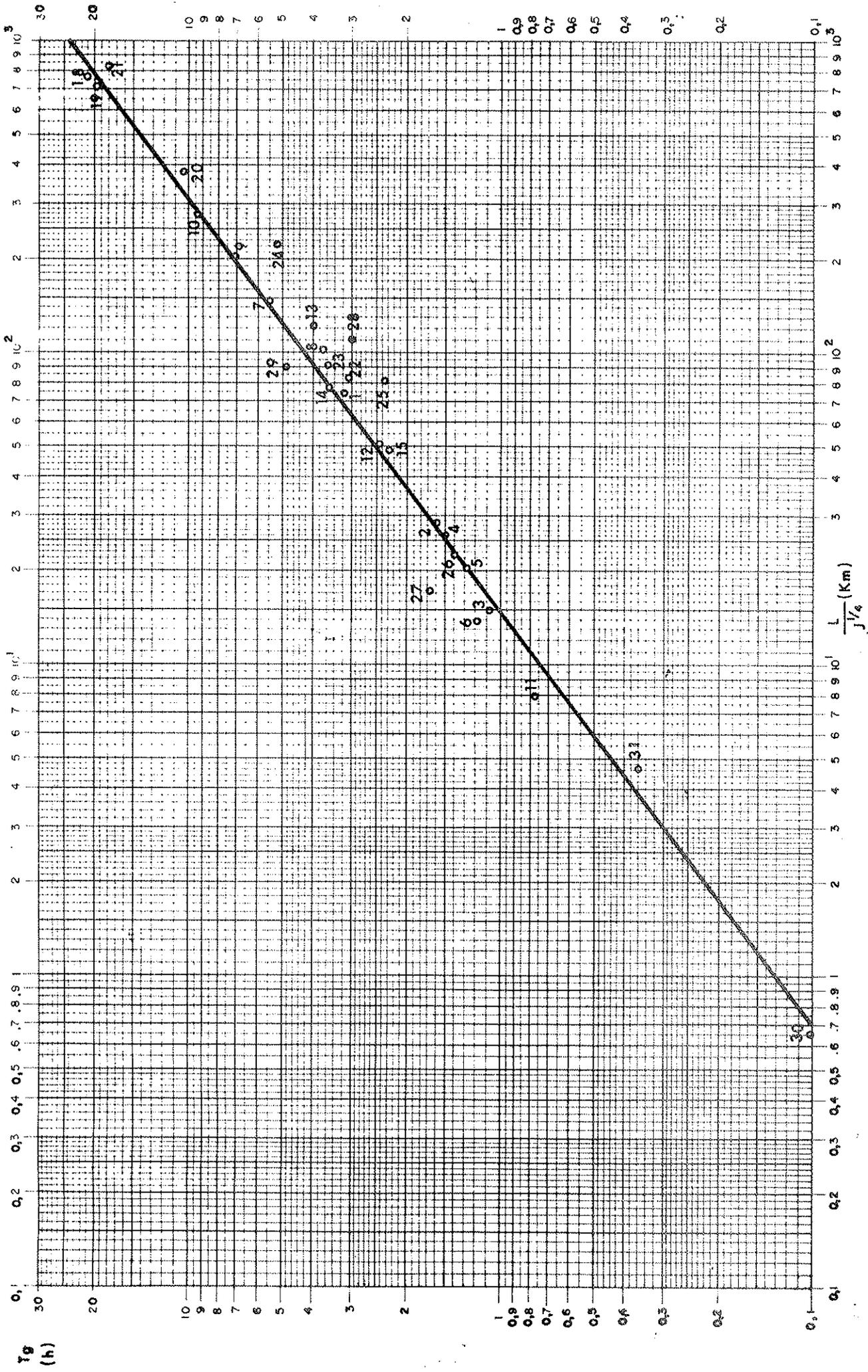


Fig. A-4. LEY DEL U.S. CORPS OF ENGINEERS

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 \underline{L} y \underline{J} , que permiten ajustar a esos datos experimentales leyes del tipo $T_c < \left(\frac{L}{J^\alpha} \right)^n$ con distintas combinaciones (n, α) 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

$$T_g < \left(\frac{L}{J^{1/4}} \right)^{0,76} = \frac{L^{0,76}}{J^{0,19}} \text{ en } T_g < \frac{L^{0,64}}{J^{0,31}} \text{ (} \approx \text{ Ven Te Chow) o bien en } T_g < \frac{L^{0,5}}{J^{0,45}}$$

(\approx Giandotti). La manera de evitar esa indeterminación, y descubrir así los valores universales de \underline{n} y $\underline{\alpha}$ 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 $L \cdot J = 1,2$ (fig. A. 5.) existen también cuencas como las nº 30 y 31 que discrepan notablemente de ella. Por ello los puntos 30 y 31 representativos de esas cuencas tienen un interés especial en la figuras A.2., A.3. y A.4.

A. 5. FORMULA PROPUESTA PARA EL TIEMPO DE CONCENTRACION

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 $T_c \approx \frac{T_g}{0,45} = 2,2 T_g$, 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 recomendabamos la ley equivalente a la del U. S. Corps of Engineers $T_g = 0,126 \left(\frac{L}{J/4} \right)^{0,76}$ y por tanto:

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

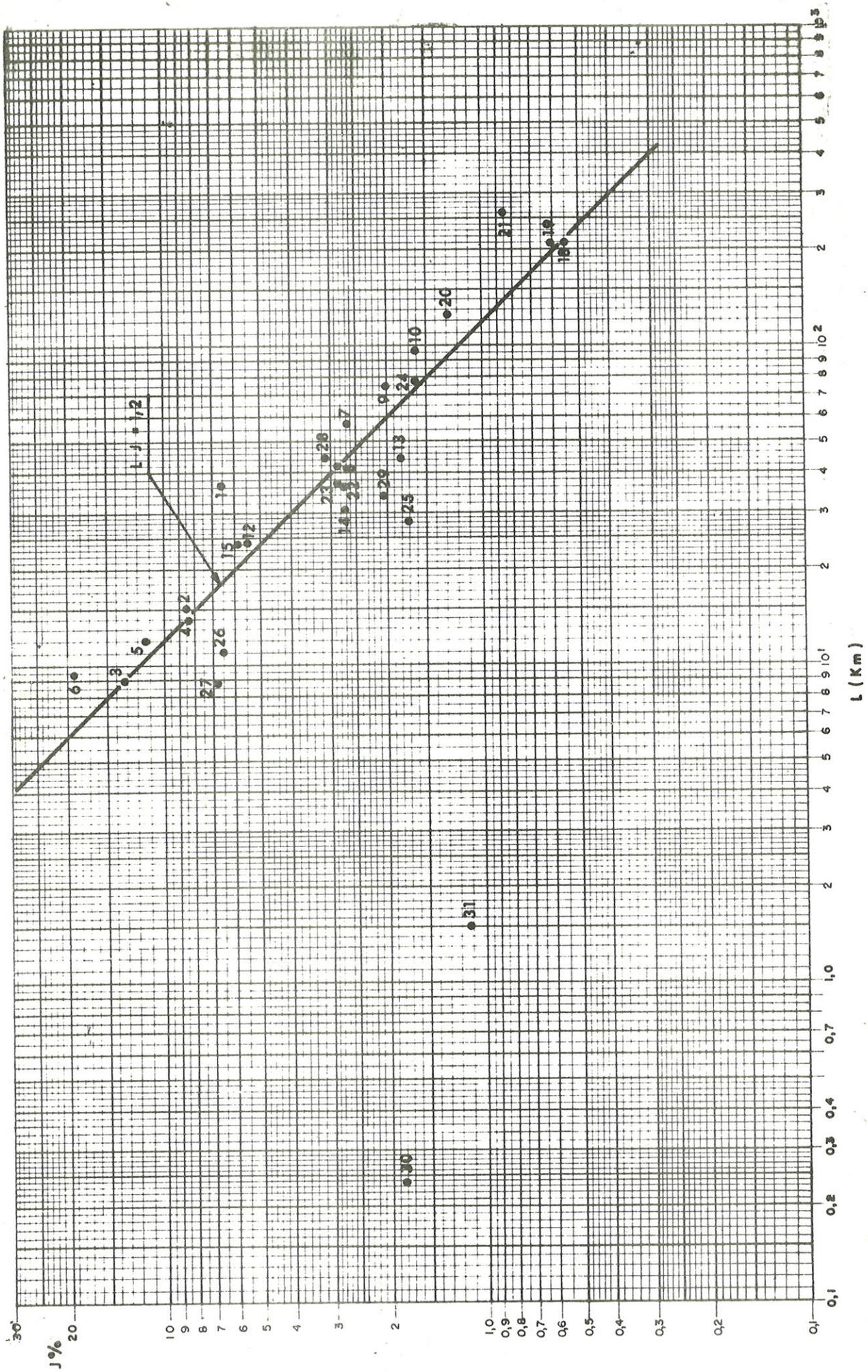


Fig. A - 5. CORRELACION ENTRE LOS VALORES EXPERIMENTALES DE L Y J

A N E J O - B

ANALISIS CRITICO DE OTROS METODOS

B. 1. INTRODUCCION

En este capítulo se pasa revista, y se hacen algunos comentarios críticos, a otros métodos que siguen la misma línea del propuesto en este trabajo. 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, creemos, 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 trabajo.

B. 2. METODO 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 $Q = \frac{CIA}{3,6}$ con el mismo significado de los símbolos utilizados en este trabajo.

Ya se ha dicho en el capítulo 5 que la expresión sería correcta en la hipótesis ideal de esorrentía 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 esorrentía C de cada cuenca, cuando en realidad debe crecer con el periodo de retorno. Tal hipótesis solo 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. METODO CALIFORNIANO

Es el recomendado por la California División 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 periodos de retorno del orden de 50 ó 100 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 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 $\frac{I}{I_1} = D^{0,17} \log_e \frac{P_1}{462}$ donde I, I₁ y D tienen el mismo significado y unidades dados en este trabajo y P₁ (mm) es la máxima precipitación horaria de ese periodo de retorno en la cuenca considerada.

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

El parámetro P₁ juzgamos que no es 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. METODO 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 $K = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3$

K₁ es 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 normativa española se comenta este método.

K_2 es un 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 es función del periodo de retorno y se hace variar de unas regiones a otras en función de su precipitación media anual; siempre es 1 para 50 años, que es el periodo 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. NORMATIVA ACTUAL DE LA DIRECCION 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 esta memoria:

- 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 esorrentía se determina mediante una tabla tomada del método de Cook e implícitamente se refiere a periodos de retorno del orden de 50 años. Se debe precisar su variación en función del periodo 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-esorrentía" del U. S. 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 $\frac{I_1}{I_d} = 6$, 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 periodos de retorno inferiores a los 100 años, que son los habitualmente utilizados en los cálculos de carreteras, las estimaciones del caudal según la Norma son por exceso.

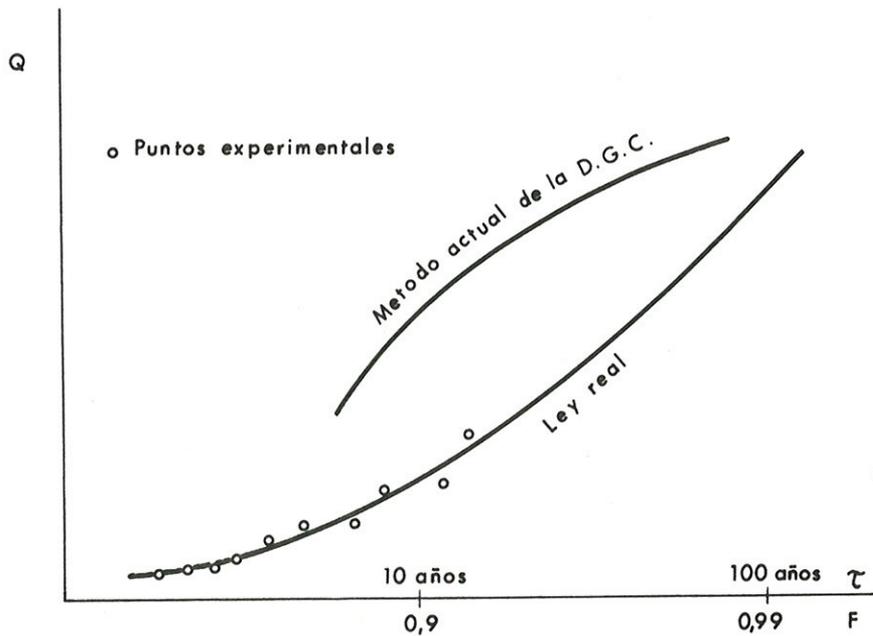


Fig.B-1. ASPECTO DEL CONTRASTE DE LOS RESULTADOS DE LA NORMATIVA ACTUAL DE LA D.G.C.

B. 6. METODO 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 $Q = K_1 \cdot K_2 \cdot A^2$ 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 periodo de retorno de 10 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 la proponen constante e independiente de la región donde esté situada la cuenca, a pesar de las diferencias de clima existentes en Estados Unidos.

B. 7. METODO 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 \underline{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 S. C. S. 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, varían las máximas precipitaciones, y con ellas las escorrentías. Para tenerlo en cuenta se introduce un factor conector 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
$$Q = \frac{A \times Y \times Z}{3,6}$$

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 escurrimiento 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 trabajo ya se ha tenido en cuenta la falta de uniformidad mediante la constante correctora $K = 1,2$ que daba lugar a $Q = \frac{CIA}{3}$, en lugar de $Q = \frac{CIA}{3,6}$ y no se necesita la reiteración de los cálculos para diferentes valores de D en cuencas pequeñas.

B. 8. METODO RUSO

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

$$Q = \frac{(1K - f) A}{3,6} \quad \text{siendo}$$

K un coeficiente climático

f intensidad de infiltración del agua

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

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

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

No disponemos de información sobre la forma de determinar K, ni f, o C.

B. 9. METODO ALEMAN

El método alemán (Ref. 5. 2.) toma a su vez el nombre de Specht, con la ley

$$Q = \frac{CIA}{3,6} K \quad \text{siendo}$$

K = coeficiente de desuniformidad de la precipitación

Coincide en realidad con la fórmula propuesta en este trabajo en cuanto se adopte $K = 1,2$.

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

ANEJO - C

LEY ENVOLVENTE PARA ESPAÑA PENINSULAR

C. 1. INTRODUCCION

En esta memoria se ha desarrollado una metodología para estimar los caudales de avenida de distintas frecuencias.

Pero existen casos donde 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 trabajo es definir razonablemente esos límites.

C. 2. DEDUCCION A PARTIR DEL METODO GENERAL

La fórmula de cálculo hemos visto que era

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

que podemos transformar de la siguiente manera

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

Las leyes $\frac{I}{I_d}$ se definieron en el gráfico 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 α crece con $\frac{I_1}{I_d}$, siendo 0,5 para $\frac{I_1}{I_d} = 7$ y 0,62 para $\frac{I_1}{I_d} = 11$, pero por sencillez admitimos en todos los casos $\alpha = 0,55$ como proponen las normas actuales de la D. G. C.

Por otra parte se dedujo

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

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

$$T_c = 0,3 \left(\frac{L^{5/4}}{K_1^{1/4}} \right) = \frac{0,3}{K_1^{0,19} K_2^{1,64}} A^{0,475}$$

En consecuencia

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

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

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

Queremos resaltar que la estructura $Q = K A^{3/4}$ de nuestra fórmula coincide entre otras con las de Talbot y de Bürkli mencionadas en las actuales normas 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 $\frac{I_1}{I_d}$ registrados en la España peninsular se llega a leyes $Q = \frac{1}{K} C P_d A^{3/4}$ siendo $K = 5$ en el Norte y $K = 3,5$ en el Levante, y en general $3,5 < K < 5$ en toda España.

Pensando en periodos de retorno de 10 años, no es fácil que los coeficientes de escorrentía superen el valor de 0,21 en Levante, ni el de 0,3 en el Norte. Por ello proponemos para la generalidad de la España peninsular.

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

Los periodos de retorno inferiores a 10 años no tienen interés (1) y para los superiores hemós comprobado que la ley anterior puede generalizarse con suficiente aproximación de la forma siguiente:

(1) En las actuales Normas de la D.G.C. se admiten para ciertas obras periodos de retorno de 2, 3 y 5 años pero las sobrevaloraciones que van implícitas en sus cálculos en realidad dan lugar a caudales con periodo de retorno muy superiores.

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

en la que

Q (m^3/seg) = caudal punta

P (mm) = máxima precipitación diaria de periodo de retorno 10 años

A (Km^2) = superficie de la cuenca

T (años) = periodo 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 .

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

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

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

y los márgenes de error disminuyen apreciablemente.

RESUMEN

En este trabajo 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 trabajo destacamos:

- 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

- 1 Dirección General de Carreteras "Normas sobre drenaje de carreteras" Madrid, 1964.
- 2 Ven Te Chow "Handbook of applied Hydrology" Mc Graw-Hill, 1964
- 3 Ven Te Chow "Hidrologic 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 Simposium" 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 desing 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 Castiello
- 9 F. Elías "Precipitaciones máximas en España" Ministerio de Agricultura Madrid 1963
- 10 D. Normand "Modeles pour l'etude du ruissellement urbain" La Houille Blanche n° 3-1971.

LISTA DE SIMBOLOS

SIMBOLO	SIGNIFICADO	UNIDADES HABITUALES
Características geométricas de la cuenca		
A	Superficie	Km ²
L	Longitud del curso principal	Km
L _c	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 _D	Precipitación caída en una duración D	mm
P ₁ , P ₂₄	Casos particulares de P _D	mm
P _d	Precipitación diaria	mm
ΣP	Precipitación acumulada desde el origen del aguacero hasta el instante considerado	mm
P ₀	Parámetro que interviene en la determinación del coeficiente de escorrentía igual a la ΣP a partir de la cual se inicia la escorrentía en el aguacero	mm

SIMBOLO	SIGNIFICADO	UNIDADES HABITUALES
I	Símbolo general para designar la intensidad de precipitación	$\frac{mm}{h}$
I_D	Intensidad de precipitación asociada a intervalos de duración D	$\frac{mm}{h}$
I_1, I_{24}	Casos particulares de I_D	$\frac{mm}{h}$
I_d	Intensidad diaria	$\frac{mm}{h}$
β	Relación entre la ΣP en el momento de máxima intensidad I y la diaria correspondiente	adimensional
E	Símbolo general para designar la escorrentía	mm
ΣE	Escorrentía provocada por ΣP	mm
ε	Intensidad de lluvia neta o de escorrentía	$\frac{mm}{h}$
C	Coefficiente de escorrentía = $\frac{\Delta \Sigma P}{\Delta \Sigma E}$	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	Periodo de retorno	años
T_i	Periodo de retorno de i años	años
T	Símbolo general para designar cualquier tiempo de la cuenca	h
T_c	Tiempo de concentración	h
T_g	Tiempo de demora o retraso	h
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^3/seg

SIMBOLO	SIGNIFICADO	UNIDADES HABITUALES
K	Símbolo general para designar a los pa rámetros constantes	
i	Símbolo general para designar los sub índices.	