

Generalización y mejora del método racional.

Versión de la Dirección General de Carreteras de España

J. R. TEMEZ PELAEZ (*)

RESUMEN. Esta versión del método racional, elaborada para la Dirección General de Carreteras de España, ha sido contrastada empíricamente en numerosas y variadas cuencas naturales aforadas y tiene un amplio campo de aplicación que alcanza hasta superficies de 3.000 km². Como facetas más originales cabe destacar las leyes del coeficiente de escurrimiento, y del coeficiente de uniformidad. También se llama la atención sobre la fórmula del tiempo de concentración que proporciona valores mayores que las fórmulas tradicionales y tiene repercusión en los cálculos de caudales.

ABSTRACT. This version of the rational method, carried out for the Highways Administration of Spain, has been tested in numerous and different natural watersheds and it has a wide range of application reaching drainage areas of 3,000 km². The laws of runoff and of uniformity coefficients are the most interesting aspects of it. It is also drawn the attention to the formula for estimating the time of concentration which provides higher values than the common used ones and it has repercussions on the peak discharge estimates.

1. INTRODUCCION

El método racional estructura de forma sencilla y adecuada la influencia que en el proceso de cálculo de los caudales de crecida tienen los factores que esencialmente lo condicionan. Sus parámetros tienen un claro sentido físico que favorece el control de los cálculos y además son susceptibles de estudios regionales, lo cual facilita su inmediata aplicación a los casos concretos. Tal cúmulo de ventajas justifica que este método siga siendo actualmente el más usado en el mundo.

A pesar de todo ello, las versiones tradicionales del método racional conducen a resultados poco satisfactorios que en general sobreestiman la ley de frecuencia de los caudales, especialmente en el rango de bajos y medios períodos de retorno (1).

Las consideraciones anteriores han motivado que la Dirección General de Carreteras de España promoviera los estudios oportunos para lograr una metodología que conservando las virtudes de la fórmula racional corrigiera sus deficiencias y diera lugar a unos resultados más acordes con la realidad. Fruto de esos estudios son sus publicaciones de los años 78 y 89 (2 y 3) y la Instrucción de Drenaje 5.2.I.C. del Ministerio de Obras Pú-

blicas y Urbanismo (4). Una futura publicación presentará las innovaciones de los últimos trabajos que ahora se anticipan de forma resumida en esta comunicación.

2. FORMULA DE CALCULO

Se conserva la expresión tradicional incorporándole únicamente el factor K , denominado de uniformidad.

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

siendo:

- Q (m³/seg) = Caudal punta correspondiente a un período de retorno dado.
- I (mm/h) = Máxima intensidad media en el intervalo de duración T_c para el mismo período de retorno.
- A (km²) = Superficie de la cuenca.
- C = Coeficiente de escurrimiento.
- K = Coeficiente de uniformidad.

3. MAXIMA PRECIPITACION DIARIA

Como más adelante se verá, tanto para el cálculo de la intensidad I como del coeficiente de escurrimiento C de la fórmula antes mencionada, se necesita conocer el valor de la máxima precipitación diaria P_d (mm) correspondiente al período de retorno de cálculo.

(*) Catedrático de la Escuela de ITOP. Jefe del Sector de Hidrología del CEDEX.

La estimación se hace como es habitual a partir de los planos de isoyetas de máximas precipitaciones diarias (isomáximas) trazadas de acuerdo con valores de las lluvias puntuales de un mismo período de retorno en las diversas estaciones pluviométricas.

El valor medio areal en una cuenca así deducido debe afectarse de un factor reductor función de su área según la expresión

$$K_A = 1 \quad \text{para } A < 1$$

$$K_A = 1 - \frac{\log A}{15} \quad \text{para } 1 \leq A \leq 3.000$$

siendo

K_A = Factor reductor de la lluvia diaria.
 $\log A$ = Logaritmo decimal de la superficie A (km²).

La aplicación de ese factor se justifica por la no simultaneidad de las precipitaciones de un mismo período de retorno en todos los puntos de la cuenca y la ley se dedujo a partir de los valores empíricos obtenidos en cuencas de diverso tamaño y localización donde se determinó la lluvia media areal del día más desfavorable en cada uno de los años con datos de registro. Posteriormente se comparó la ley de frecuencia obtenida a partir de esos valores con aquella otra deducida de las isomáximas.

4. LEYES INTENSIDAD-DURACION

La aplicación del método es compatible con el empleo de cualquier curva intensidad-duración, si bien se propagan leyes

$$\frac{I_t}{I_d} = \left(\frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{289.1 - P_0.1}{289.1 - 1}}$$

I_t = Intensidad media en el intervalo de duración t .
 I_d, I_1 = Intensidades media diaria y horaria del mismo período de retorno.

Para el caso concreto de España la Dirección General de Carreteras facilitó un mapa con la variación espacial del parámetro $\frac{I_1}{I_d}$.

5. TIEMPO DE CONCENTRACION

En el desarrollo del método se hizo un análisis crítico de diversas fórmulas establecidas para definir de alguna forma el retraso de las salidas de caudal por el punto de desagüe que se produce respecto a las entradas de precipitación debido al recorrido de las aguas por la cuenca.

El problema principal consistió en dilucidar el verdadero significado del tiempo que definen y si ese tiempo es el adecuado para entrar con él en los cálculos de la

fórmula racional a través de la curva intensidad-duración.

Las principales conclusiones prácticas a que se llegó fueron las siguientes:

- La intensidad de la fórmula racional debe referirse a un intervalo de duración igual al tiempo de concentración T_c , entendiéndose por tal el necesario para que salgan de la cuenca las gotas de lluvia hidrológicamente más alejadas. Dicho tiempo es asimilable al transcurrido en un aguacero unitario desde el final de la lluvia hasta el final del correspondiente hidrograma supuesto triangular.
- La fórmula californiana (Kirpich) figura en los textos como representativa del tiempo de concentración. Ello quizá pueda admitirse en algunas cuencas urbanas, pero en las naturales supone una notable infravaloración de ese concepto y más parece adecuarse al tiempo de demora T_d que separa los centros de gravedad del hietograma y del hidrograma superficial, cuya relación con el tiempo de concentración es del orden del 45 %.
- La fórmula de U.S. Corps of Engineers es la más satisfactoria de las analizadas (Kirpich, Ven Te Chow, Giandotti) y define el tiempo mediano que transcurre desde el origen del hidrograma hasta el momento en que se ha desaguado la mitad de su volumen.
- La simplificación y adaptación de la fórmula del U.S. Corps of Engineers al concepto de tiempo de concentración antes mencionado conduce a la fórmula finalmente propuesta:

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

T_c (h) = Tiempo de concentración.
 K (km) = Longitud del curso principal.
 J = Pendiente media del curso principal.

- La aceptación de esta fórmula supone el empleo de tiempos de concentración del orden de dos veces los tradicionales de Kirpich o Giandotti y ello repercute sensiblemente en los cálculos, sobre todo en cuencas pequeñas.

6. COEFICIENTE DE ESCORRENTIA

El coeficiente de escorrentía es quizá la parte más original del método y se determina según la expresión:

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

$$C = 0 \quad \text{para } P_d \leq P_0$$

siendo

P_d = Lluvia diaria.
 P_0 = Umbral de escorrentía.

La ley, cuya justificación detallada se omite en aras a la brevedad, toma como punto de partida la ley derivada de aquella otra del U.S. Soil Conservation Service (SCS) que determina la escorrentía E de un aguacero en función de la lluvia P

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

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

La única variable de que depende el coeficiente de escorrentía es P_0/P_0 y a través de ella se representa correctamente en la ley la lógica influencia que debe tener la lluvia, de forma que C crece con el período de retorno, y es tanto mayor cuanto más agresivo es el clima y más abundantes sus aguaceros.

El parámetro P_0 define el umbral de precipitación a partir del cual se inicia la escorrentía, y es función del complejo suelo-vegetación de la cuenca según tablas del SCS. Para una misma cuenca el valor de P_0 varía de unas fechas a otras en función de la humedad inicial del suelo. En los estudios de carácter estadístico y no determinístico, como es el caso de las leyes de frecuencia obtenidas por el método racional, el valor del P_0 de la tabla deberá afectarse en cada región de un factor acorde con las condiciones habituales de humedad del suelo en las épocas de fuertes aguaceros. Así, por ejemplo, en la España mediterránea ese factor es del orden de 2, como corresponde a suelo seco, mientras en la zona más húmeda del Norte es próximo a 1.

El contraste empírico en cuencas aforadas ha mostrado que los valores de P_0 a utilizar en el cálculo de caudales no son muy diferentes en las regiones húmedas y secas, lo cual se explica por los efectos contrapuestos que tienen la humedad del suelo y la vegetación. En relación con el de las zonas áridas, el P_0 de las húmedas debería ser menor en razón al contenido de agua en el suelo, pero mayor a causa de la vegetación más abundante. El rango de valores más frecuentes es

$$24 \leq P_0 \leq 36 \text{ mm}$$

7. COEFICIENTE DE UNIFORMIDAD

Al ir aumentando el tamaño de la cuenca, algunas de las hipótesis implícitas en la formulación del método racional dejan de cumplirse y ello se acusa en los resultados de cálculo que deben ser corregidos. Uno de los efectos más importantes a corregir es el relativo al supuesto reparto uniforme de la escorrentía dentro del intervalo de cálculo de duración T_c .

La corrección se hace a través del coeficiente de uniformidad K que figura en la fórmula de cálculo (apartado 2).

El coeficiente de uniformidad K varía de un aguacero a otro, pero su valor medio en una cuenca concreta depende principalmente del valor de su tiempo de concentración, y de forma tan acusada que a efectos prácti-

cos puede despreciarse la influencia de las restantes variables, tales como el régimen de precipitaciones, etc.

Su valor puede estimarse de acuerdo con la fórmula siguiente:

$$K = 1 + \frac{T_c^{0.25}}{T_c^{1.25} + 14}$$

La ley y las afirmaciones antes mencionadas están basadas en los contrastes realizados en diferentes cursos de agua dotados de estaciones de aforo (figura 1). La ley está también en buen acuerdo con las conclusiones que se pueden deducir de algunos análisis teóricos desarrollados con el hidrograma unitario.

8. CONTRASTE EMPÍRICO

Como ejemplo de los contrastes empíricos realizados, las figuras 2 y 3 muestran en dos estaciones de aforo las leyes de frecuencia estimadas con este método en relación con los puntos experimentales correspondientes a los máximos caudales anuales observados en el período de registro.

9. LIMITES DEL CAMPO DE APLICACION

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

Los límites del campo de aplicación en función del tamaño de la cuenca son los propios de un método hidrometeorológico agregado, es decir, que contempla unitariamente la cuenca y trabaja con los valores medios areales de los parámetros pluviométricos y edafológicos. Son por ejemplo los mismos límites que tiene el hidrograma unitario. En un afán de mayor concreción se pueden citar los siguientes órdenes de magnitud,

$$0,25 \text{ h} \leq T_c \leq 24 \text{ h}$$

$$A \leq 3.000 \text{ km}^2$$

siendo T_c el tiempo de concentración y A la superficie de cuenca.

El límite mínimo de 0,25 h impuesto al tiempo de concentración excluye aquellas cuencas minúsculas donde el tiempo de recorrido del flujo difuso (*land flow*) tiene relevancia frente al de recorrido por la red de drenaje (*channel flow*). En tales casos, el tiempo de concentración sólo puede estimarse de una forma aproximada por la fórmula propuesta en esta comunicación.

REFERENCIAS

- (1) RAY, K. LINSLEY. Flood estimates: How good are they? Water Resources Research, vol. 22, núm. 9, agosto 1986.
- (2) y (3) TEMEZ, J. R. (1978 y 1989). «Cálculo hidrometeorológico de caudales máximos en pequeñas cuencas naturales», MOPU Dirección General de Carreteras. Madrid.
- (4) INSTRUCCION 5.2 (1990). IC Drenaje Superficial, MOPU, Dirección General de Carreteras.

PUNTO N.º	ESTACION DE AFOROS	A_2 (km ²)	T_c (h)	K	P_0 (mm)
1	R. OYARZÚN EN OYARZÚN	38	3,4	1,25	35
2	R. RUECAS EN CAÑAMERO	42	3,1	1,27	30
3	R. UBAGUA EN MIEZ	55	3,1	1,25	27
4	R. JAUTO EN ALFAIX	68	7,0	1,45	46
5	R. GUADALMEDINA EN P.º AGUIERO	153	11,0	1,70	25
6	R. SOR EN RIBERAS DEL SOR	169	12,3	1,52	35
7	R. CABE EN PTE. RIVAS ALTAS	353	7,4	1,55	30
8	R. PAS EN PTE. VESGO	357	9,3	1,54	27
9	R. GUATEN EN VILLASECA	430	15,0	1,68	30
10	R. BURBIA EN TORAL DE LOS VADOS	492	10,0	1,56	24
11	R. CABRERA EN PTE. DOMINGO FLORES	560	15,8	1,73	24
12	R. ORIA EN ANDOAIN	755	13,2	1,64	20
13	R. NIÑO EN LUGO	2.303	21,8	1,70	30
14	R. TAJO EN TRILLO	3.253	34,0	1,70	27
15	R. ILOBREGAT EN CASTELVELL	3.293	21,7	1,77	35

TABLA 1. Valores experimentales.

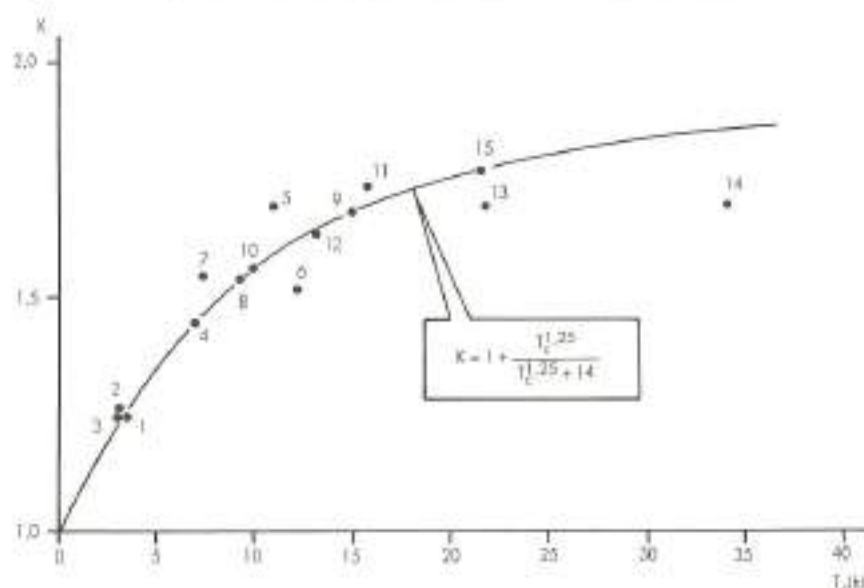


FIGURA 1. Ley del coeficiente de uniformidad.

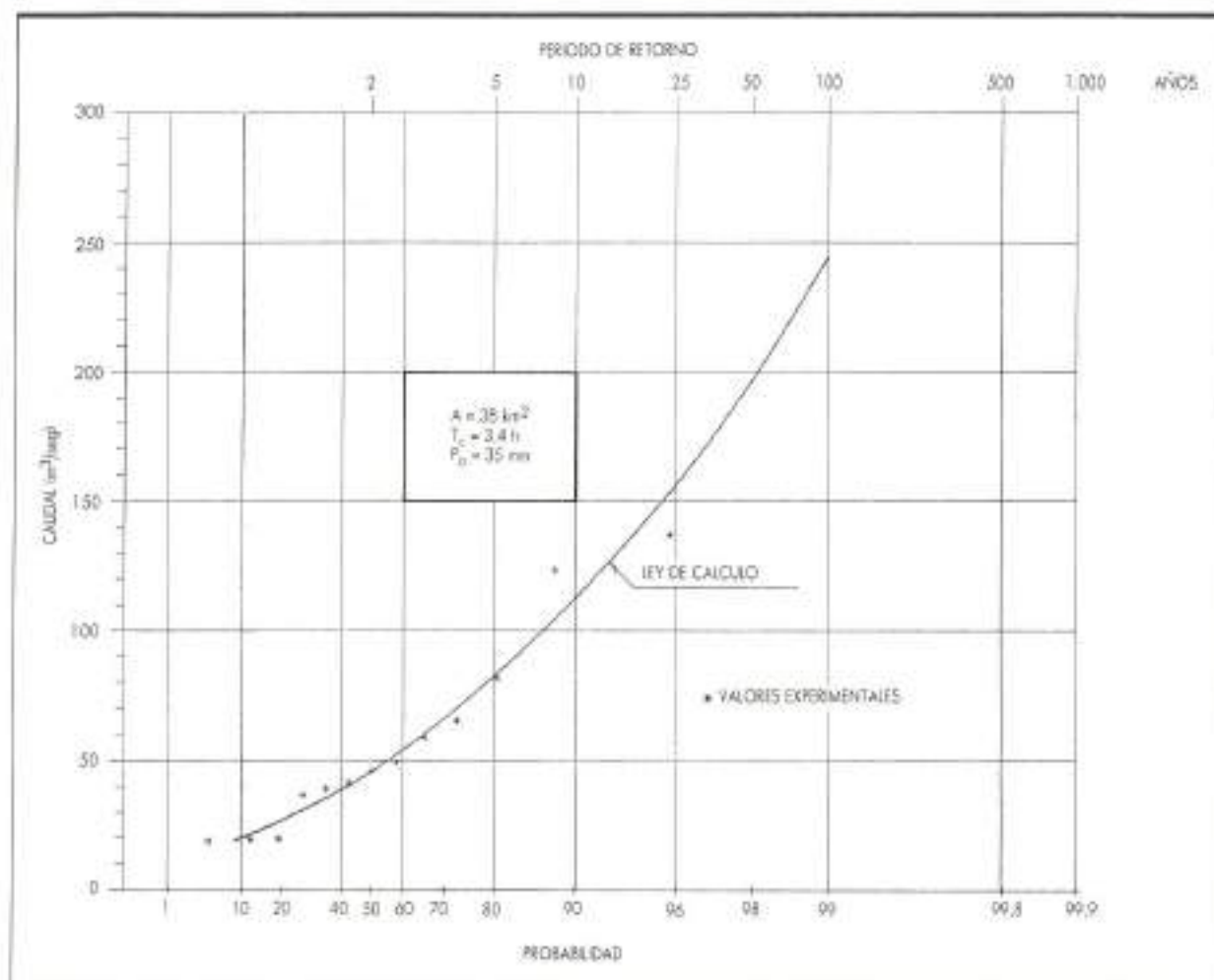


FIGURA 2. Río Oyarzún en Oyarzún.

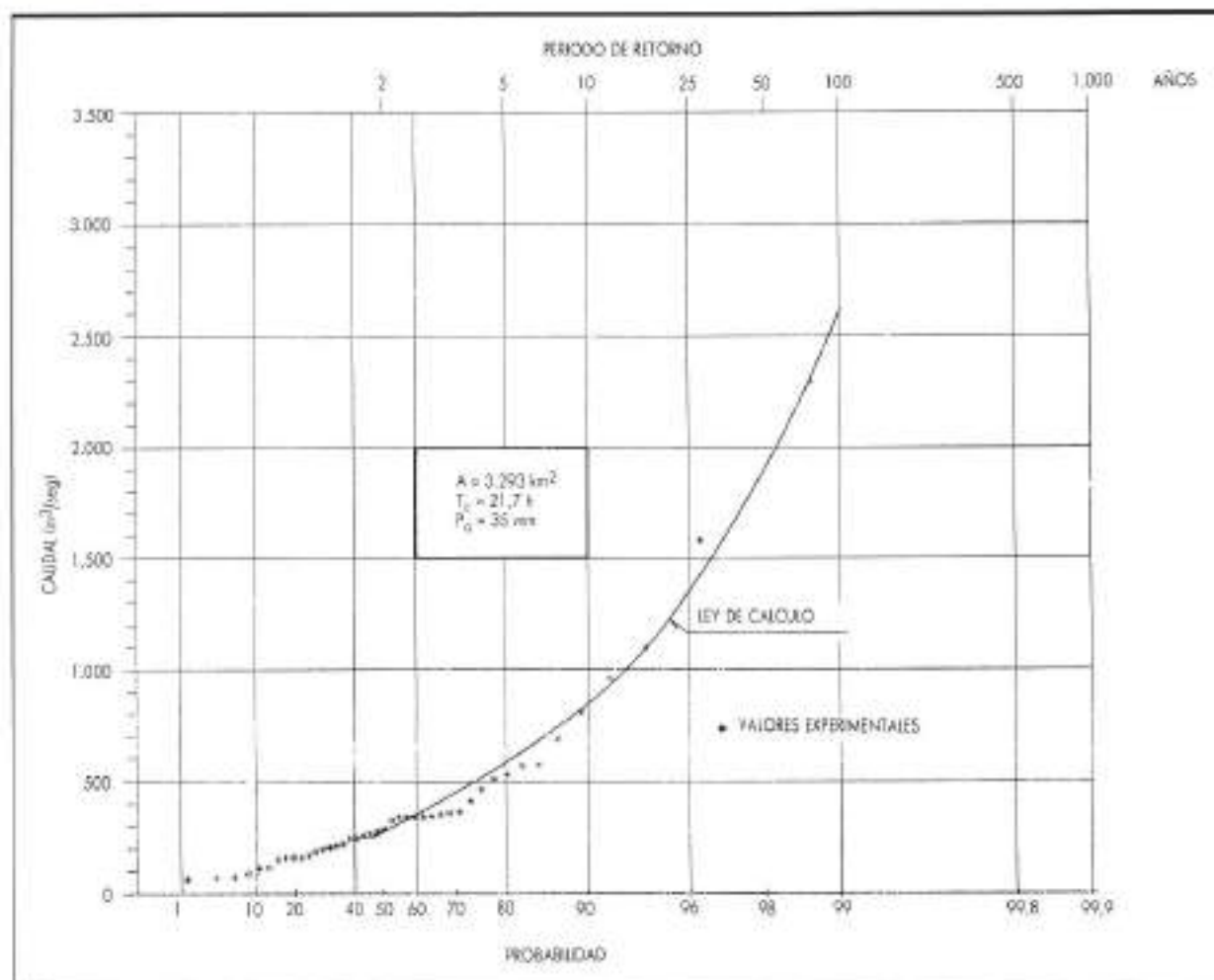


FIGURA 3. Río Ilobregat en Castellvell.