

G-602924



LIBRO
GIVE

APUNTE 234

FACULTAD DE INGENIERIA UNAM.

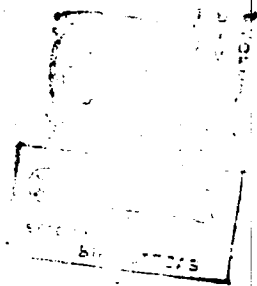
COORDINACI
DE
BIBLIOTECAS

G.- 602924



602924

ESCURRIMIENTO EN CUENCAS GRANDES



ROLANDO SPRINGALL *

* INVESTIGADOR, INSTITUTO DE INGENIERIA, UNAM

G-602924



PROFESIONAL
INGENIERIA

COORDINACION
DE
BIBLIOTECAS

ABSTRACT

A brief description of the runoff cycle and its interrelationships with the precipitation is done. The principal runoff-precipitation models, in large watersheds, and the criteria to evaluate the discharge or the maximum flood, with the runoff registers, are presented. Finally is also indicated how to find the return period in order to selectionate the design flood.

RESUMEN

Se hace una breve descripción del ciclo del escurrimiento y de los factores de que depende su interrelación con la precipitación. Se presentan los principales modelos de relación lluvia-escurrimiento en cuencas grandes y los criterios que hay para valuar el gasto o la avenida máxima ligados a un periodo de retorno, con base en los registros de escurrimiento. Se indica también cómo valuar el periodo de retorno para seleccionar la avenida de diseño.



PROFESIONAL
ASOCIACION
DE
BIBLIOTECAS

COORDINACION
DE
BIBLIOTECAS

RESUMEN	
1. INTRODUCCION	1
2. ASPECTOS GENERALES	4
2.1 <u>Análisis de hidrogramas</u>	2
2.2 <u>Infiltración y pérdidas</u>	3
3. RELACIONES PRECIPITACION-ESCURRIMIENTO	4
3.1 <u>Correlación entre la precipitación y el escurrimiento</u>	4
3.2 <u>Hidrograma unitario</u>	5
3.3 <u>Hidrograma unitario instantáneo</u>	6
4. DETERMINACION DE LA AVENIDA MAXIMA	7
4.1 <u>Antecedentes</u>	7
4.2 <u>Métodos empíricos</u>	9
4.3 <u>Métodos estadísticos</u>	10
4.4 <u>Método del hidrograma unitario</u>	16
5. EJEMPLOS NUMERICOS	17
5.1 <u>Cálculo del hietograma de una tormenta y su capacidad de infiltración</u>	17
5.2 <u>Obtención del hidrograma unitario de una tormenta</u>	18
5.3 <u>Obtención del hidrograma unitario a partir de la curva S</u>	19
5.4 <u>Cálculo del gasto máximo por métodos estadísticos</u>	20
6. AGRADECIMIENTO	30
7. REFERENCIAS	30
FIGURAS	35

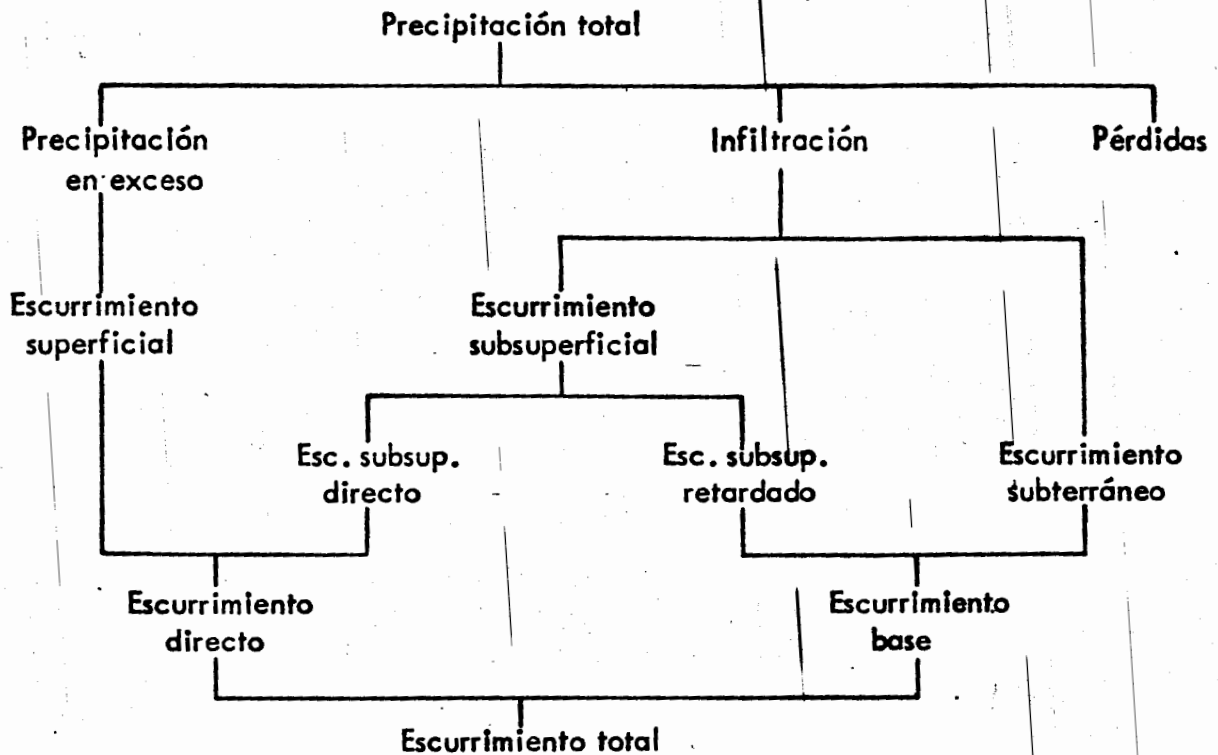
1. INTRODUCCION

Uno de los problemas más importantes que se presentan al diseñar un puente es determinar el hidrograma de la avenida máxima, o su gasto máximo, que con una determinada frecuencia puede presentarse en el sitio del cruce.

El objeto de este trabajo es proporcionar diversos métodos para calcular el gasto máximo, y en algunos casos, la avenida máxima que se puede presentar en cuencas grandes. Cabe aclarar que como los métodos aquí expuestos también son aplicables a cuencas pequeñas, no se hará una clasificación que defina qué se entiende por cuenca grande y pequeña.

2. ASPECTOS GENERALES

El agua que recibe la superficie terrestre en cualquier estado físico, proveniente de la atmósfera, se llama precipitación; esta origina lo que se conoce como escurrimiento. La relación entre precipitación y escurrimiento se puede esquematizar de la siguiente manera².



De este esquema se deduce que el escurrimiento total está compuesto principalmente del superficial o directo y del subterráneo o base. En época de estiaje, solo el escurrimiento base contribuye al escurrimiento del río. El escurrimiento directo aparece siempre que la intensidad de la tormenta sea mayor que la capacidad de infiltración del terreno, y representa el mayor porcentaje de volumen en una avenida.

El escurrimiento total origina, en las corrientes que drenan las cuencas, fluctuaciones de gasto, las cuales pueden registrarse por medio de un hidrograma, o sea la representación gráfica de la variación del gasto respecto al tiempo (fig 1).

2.1. Análisis de hidrogramas

Para relacionar la precipitación con el escurrimiento se necesita separar del hidrograma el escurrimiento directo y el escurrimiento base. El inicio del escurrimiento directo es muy fácil de determinar pues el hidrograma sufre un incremento muy marcado (fig 1). El problema es conocer dónde termina el escurrimiento directo y la frontera con el escurri-

miento base. En una aproximación inicial puede considerarse como frontera una línea recta horizontal partiendo del punto de inflexión que indica el inicio del escurrimiento directo.

Un análisis más detallado requerirá del conocimiento de la curva de vaciado de la cuenca, que es la variación del gasto base respecto al tiempo, y que permitirá conocer el punto aproximado donde termina el escurrimiento directo en una tormenta. La curva de vaciado se puede obtener superponiendo una serie de hidrogramas en épocas de secas; así, se tendrá conocimiento de una variación bastante completa de esta¹.

Cuando se tenga un hidrograma de tormentas consecutivas y se desee separar los escurrimientos, se necesitará también conocer la curva de abatimiento del escurrimiento directo³.

2.2 Infiltración y pérdidas

El flujo de agua a través de la superficie del suelo se llama infiltración. Esta agua, al reabastecer la deficiencia de humedad del suelo, se mueve hacia abajo convirtiéndose en agua subterránea. La máxima cantidad de agua que un terreno en cualquier condición es capaz de absorber en la unidad de tiempo se llama capacidad de infiltración.

En el proceso del escurrimiento se consideran como pérdidas toda el agua retenida por las depresiones y vegetación de la superficie del terreno, y aquella que aunque se infiltra, sirve para satisfacer las condiciones de humedad del suelo.

Si se analiza el esquema que relaciona la precipitación con el escurrimiento, se ve que conociendo la precipitación ocasionada por una tormenta y su escurrimiento directo, se pueden calcular la infiltración y las pérdidas. Para obtener el volumen de precipitación* se

* Generalmente se expresa en altura de lámina de agua, que es el volumen entre el área drenada.

calcula el histograma de la precipitación media del área drenada de la tormenta en estudio. El histograma es la representación de la variación de la intensidad de lluvia a intervalos de tiempo constante¹; su área proporcióna la altura de lluvia total durante toda la tormenta. Esta altura se supone distribuida uniformemente en toda el área drenada. Se pueden usar, para construir el histograma, en lugar de intensidades de lluvia, alturas de lluvia.

Del hidrograma producido por la tormenta, de la cual se conoce la precipitación total, se puede calcular el escurrimiento directo. La diferencia entre la precipitación total y el escurrimiento directo proporcióna el valor medio de la infiltración y las pérdidas (ver 5.1).

Este método es aproximado, ya que en realidad la infiltración es función del tiempo, la que será mayor al iniciarse la tormenta e irá disminuyendo exponencialmente con respecto al tiempo.

3. RELACIONES PRECIPITACION-ESCURRIMIENTO

La relación entre la precipitación y el escurrimiento es de gran importancia pues permite inferir uno a partir del otro; además, se puede conocer la tormenta de diseño optimizando los registros de precipitación y, si se conoce la liga entre la precipitación y el escurrimiento, se podrá calcular la avenida máxima.

3.1 Correlación entre la precipitación y el escurrimiento

Si se trata de hacer una correlación entre la precipitación y el escurrimiento deben tomarse en cuenta parámetros tales como: la condición de humedad del suelo antes de la precipitación, duración de la tormenta, época del año, etc. Cuanto mayor sea el intervalo de relación, menos parámetros se requerirán. La liga entre los volúmenes de precipitación y escurrimiento, tomando en cuenta diversos parámetros, se puede hacer con base en una correlación coaxial gráfica³.

3.2 Hidrograma unitario

Tomando como base la teoría del hidrograma unitario² se puede relacionar la precipitación con el escurrimiento, teniendo en cuenta su distribución respecto al tiempo. El hidrograma unitario de una cuenca se define como el hidrograma del escurrimiento directo resultante de un centímetro de lluvia en exceso*, generada uniformemente sobre la cuenca, con una intensidad también uniforme durante un periodo específico de tiempo o duración en exceso**.

La teoría del hidrograma unitario se basa en las siguientes hipótesis:

- a) La lluvia en exceso está distribuida uniformemente en toda su duración y sobre el área de la cuenca
- b) El tiempo base de duración del hidrograma del escurrimiento directo debido a una lluvia en exceso de duración unitaria es constante
- c) Las ordenadas de los hidrogramas de escurrimientos directos de un tiempo base común son directamente proporcionales a la cantidad total de escurrimiento directo representado por cada hidrograma
- d) Para una cuenca dada, en la forma de su hidrograma unitario se integrarán todas las características físicas de la misma.

Con base en lo anterior, para calcular el hidrograma unitario de una tormenta aislada, se hace lo siguiente (ver 5.2).

1. Se separa del hidrograma de la tormenta el gasto base y se calcula el volumen del escurrimiento directo

* La lluvia en exceso es la parte de la precipitación que origina el escurrimiento directo (fig 2).

** La duración en exceso es el tiempo que dura la lluvia en exceso (fig 2).

2. Para obtener las ordenadas del hidrograma unitario se dividen las ordenadas del hidrograma del escurrimiento directo entre su volumen expresado en lámina de agua
3. Para calcular la duración efectiva de la lluvia en exceso que produjo el escurrimiento para el cual se calculó el hidrograma unitario, se deben conocer el hidrograma de las precipitaciones medias de esa tormenta y el índice de infiltración.

El hidrograma unitario así deducido solo servirá para tormentas que tengan la misma duración en exceso. Cuando se necesite determinar el hidrograma del escurrimiento directo para una tormenta con duración en exceso, diferente de la que se dedujo el hidrograma unitario disponible, deberá ajustarse el hidrograma unitario mediante el método de la curva S^* (fig 5).

La teoría del hidrograma unitario ha originado las técnicas del hidrograma unitario sintético³ y del hidrograma unitario triangular⁴.

3.3 Hidrograma unitario instantáneo

Si la duración de la lluvia tiende a cero, al hidrograma unitario resultante² se le llama hidrograma unitario instantáneo. Esto origina que dicho hidrograma sea independiente de la duración de la lluvia en exceso, por lo que se elimina una de las variables en el análisis de hidrogramas.

Usando la hipótesis c del hidrograma unitario, si se tiene una lluvia en exceso de función $I(\tau)$, de duración t_0 y el hidrograma unitario instantáneo se expresa como $u(t - \tau)$, la ordenada del hidrograma resultante para un tiempo t , es

* Véase 5.3.

$$Q(t) = \int_0^{t \leq t_0} u(t - \tau) I(\tau) d\tau \quad (1)$$

lo que se llama integral de la convolución, en donde $u(t - \tau)$ es la función de núcleo, $I(\tau)$ la función de entrada y $t' = t$ cuando $t \leq t_0$ y $t' = t_0$ cuando $t \geq t_0$ (fig 3).

La teoría del hidrograma unitario instantáneo ha dado origen a investigaciones teóricas sobre relaciones de lluvias y escurrimientos.

Si se tienen datos de lluvia y escurrimiento, resolviendo la ecuación integral 1 se podrá determinar la función $u(t - \tau)$, o sea, el hidrograma unitario instantáneo. Existen diversos métodos para resolver la ecuación integral²; uno de ellos es transformarla a un sistema de ecuaciones lineales considerando incrementos finitos de tiempo. Procedimientos de este tipo han creado técnicas nuevas, tanto para calcular el hidrograma unitario instantáneo, como para obtener a posteriori los registros de escurrimiento con base en los de lluvia, o viceversa⁵.

4. DETERMINACION DE LA AVENIDA MAXIMA

4.1 Antecedentes

Para el diseño de puentes es de gran importancia conocer el gasto máximo producto de una avenida y en muchas ocasiones la distribución de esta avenida respecto al tiempo.

La magnitud de la avenida es función directa del periodo de retorno que se le asigne, el que a su vez dependerá de la importancia de la obra y de la vida útil de esta. El periodo de retorno de una avenida es el intervalo de recurrencia promedio de que esa avenida sea igual

lada o superada en un determinado lapso de tiempo.

Para escoger el periodo de retorno que se le debe asignar a una tormenta se puede aplicar la fórmula

$$P = 1 - (1 - q)^n \quad (2)$$

donde

$$q = \frac{1}{T_r} \quad (3)$$

siendo

n vida útil de la obra, en años

P probabilidad de que ocurra esa avenida o una mayor, durante la vida útil de la obra

q probabilidad de que ocurra la avenida en un año en particular

T_r periodo de retorno de la avenida, en años

Asignando un valor a T_r y conociendo la vida útil de la obra, se podrá conocer la probabilidad de incidencia de la avenida correspondiente a ese T_r con base en la ec 2, durante la vida útil de la obra.

Para la selección de la avenida de diseño se requiere de un análisis hidrológico y económico del problema. Conforme se incrementa el tamaño de la avenida de diseño, el costo de la obra crece y al mismo tiempo, la probabilidad de riesgo disminuye⁶. Se podrá construir una gráfica de avenidas de diseño contra costo total anual tanto de la obra en sí como de los daños que ocasionaría su falla. Se escogerá la avenida a la que corresponda el costo total anual mínimo.

Una manera práctica de apreciar lo anterior resulta al simplificar la ec 2, que de acuerdo con Gumbel⁷ se puede expresar como

$$T_r = \frac{n}{P} \quad (4)$$

donde P es la probabilidad de que ocurra la avenida con periodo de retorno T_r , durante los n años de vida útil de la obra. Esta ecuación es válida para valores de $1/T_r$ menores de uno.

4.2 Métodos empíricos

Existe una gran variedad de ellos, y aunque en general se puede decir que solo se requiere del conocimiento del área de la cuenca y de su coeficiente de escurrimiento, pueden conducir a errores muy grandes y solo proporcionar el gasto máximo instantáneo. Se recomienda usarlos solo cuando no sea posible utilizar algunos de los métodos que se mencionan después. En general todos los métodos empíricos se derivan de la "fórmula racional"². Uno de los más conocidos es el desarrollado por Creager, que conduce a la ecuación

$$Q = 1.303 C (0.386 A)^{\alpha} \quad (5)$$

donde

$$\alpha = \frac{0.936}{A^{0.048}}$$

A área de la cuenca, en km^2

C coeficiente de escurrimiento

Q gasto máximo, en m^3/seg

La Secretaría de Recursos Hidráulicos ha efectuado un estudio para valuar el coeficiente C en toda la República Mexicana⁸.

Debido a su sencillez, los métodos empíricos tienen gran difusión, pero como se hizo la salvedad, pueden involucrar grandes errores, ya que el proceso de escurrimiento es mucho más complejo como para resumirlo que en una fórmula de tipo directo, en la que solo intervienen el área de la

cuenca y un coeficiente de escurrimiento.

4.3 Métodos estadísticos

Para aplicarlos se requiere conocer los gastos máximos anuales. Cuantos más datos se tengan, mayor será la aproximación. Permiten conocer el gasto máximo para un periodo de retorno considerado.

Todos los métodos estadísticos se basan en considerar que el gasto máximo anual es una variable aleatoria que tiene una cierta distribución. En general, se cuenta con pocos años de registro, por lo que la curva de distribución de probabilidades de los gastos máximos se tiene que prolongar en su extremo, si se quiere inferir un gasto mayor a los registrados. El problema se origina en que existen muchos tipos de distribuciones que se apegan a los datos y que sin embargo, difieren en los extremos. Esto ha dado lugar a diversos métodos estadísticos dependiendo del tipo de distribución que se considere. Gumbel⁷ y Nash⁹ consideran una distribución de valores extremos, con la única diferencia que el criterio de Nash es menos rígido que el de Gumbel, pues permite ajustar la distribución por mínimos cuadrados. Por otra parte, Lebediev considera una distribución del tipo III de Pearson. Moran¹⁰ sugiere escoger varias distribuciones y ver cuál se ajusta mejor; esto requiere que se tengan los datos necesarios para poder aplicar alguna prueba estadística.

4.3.1 Método de Gumbel

Para calcular el gasto máximo para un periodo de retorno determinado se usa la ecuación

$$Q_{\text{máx}} = Q_m - \frac{\sigma_0}{\sigma_N} (\bar{Y}_N - \log_e T_r) \quad (6)$$

siendo

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2 - NQ_m^2}{N-1}} \quad (7)$$

donde

- N número de años de registro
- Q_i gastos máximos anuales registrados, en m^3 seg
- $Q_m = \sum_{i=1}^N Q_i / N$, gasto medio, en m^3 /seg
- $Q_{m\acute{a}x}$ gasto máximo para un periodo de retorno determinado, en m^3 /seg
- T_r periodo de retorno (ec 2 ó 4)
- σ_N, \bar{Y}_N constantes función de N , tabla 1
- σ_Q desviación estándar de los gastos

Para calcular el intervalo de confianza, o sea, aquel dentro del cual puede variar $Q_{m\acute{a}x}$ dependiendo del registro disponible, se hace lo siguiente:

Si $\phi = 1 - 1/T_r$ varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N} \alpha \sigma_m \frac{\sigma_Q}{\sigma_N \sqrt{N}} \quad (8a)$$

donde

- N número de años de registro
- $\sqrt{N} \alpha \sigma_m$ constante función de ϕ , tabla 2
- σ_N constante función de N , tabla 1
- σ_Q desviación estándar de los gastos, ec 7

Si ϕ es mayor de 0.90, el intervalo se calcula como

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \sigma_Q}{\sigma_N} \quad (8b)$$

La zona de ϕ comprendida entre 0.8 y 0.9 se considera de transición, donde ΔQ es proporcional al calculado con las expresiones 8a y b, dependiendo del valor de ϕ .

El gasto máximo de diseño para un cierto periodo de retorno será igual al gasto máximo calculado con la ec 6, más o menos el intervalo de confianza, ec 8a o b.

Una aplicación del método se muestra en 5.4.1

4.3.2 Método de Nash

Considera que el valor del gasto para un determinado periodo de retorno se puede calcular de la ecuación

$$Q_{\text{máx}} = a + c \log \log \frac{T_r}{T_r - 1} \quad (9)$$

donde

a, c	constantes función del registro de gastos máximos anuales
$Q_{\text{máx}}$	gasto máximo para un periodo de retorno determinado, en m^3 /seg
T_r	periodo de retorno (ec 2 ó 4)

Las constantes a y c se valúan de los registros en la forma siguiente

$$a = Q_m - c X_m \quad (10)$$

y

$$c = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Q_i - N X_m Q_m}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - N X_m^2} \quad (11)$$

siendo

$$X_i = \log \log \frac{T_r}{T_r - 1} \quad (12)$$

donde

- N número de años de registro
 Q_i gastos máximos anuales registrados, en m^3 /seg
 $Q_m = \sum_{i=1}^N Q_i / N$, gasto medio, en m^3 /seg
 X_i constante para cada gasto Q registrado, función de su periodo de retorno correspondiente
 $X_m = \sum_{i=1}^N X_i / N$, valor medio de las X

Para calcular los valores de X_i correspondientes a los Q_i , se ordenan estos en forma decreciente, asignándole a cada uno un número de orden m_i ; al Q_i máximo le corresponderá el valor uno, al inmediato siguiente dos, etc. Entonces, el valor del periodo de retorno para cada Q_i se calculará como

$$T_r = \frac{N+1}{m_i} \quad (13)$$

Finalmente, el valor de cada X_i se obtiene sustituyendo el valor de 13 en 12.

El intervalo dentro del cual puede variar el $Q_{\text{máx}}$ calculado por la ec 9, se obtiene como

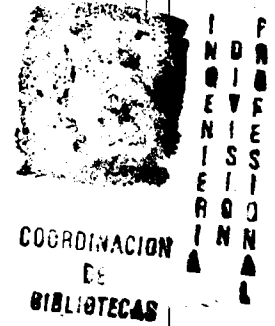
$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2 (N-1)} + (X - X_m)^2 \frac{1}{N-2} \frac{1}{S_{xx}} \left(S_{qq} - \frac{S_{xq}^2}{S_{xx}} \right)} \quad (14)$$

siendo

$$S_{xx} = N \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2$$

$$S_{qq} = N \sum q_i^2 - (\sum q_i)^2$$

$$S_{xq} = N \sum q_i x_i - (\sum q_i)(\sum x_i)$$



De la ec 14 se ve que ΔQ solo varía con X , la cual se calcula de la ec 12 sustituyendo el valor del periodo de retorno para el cual se calculó el $Q_{r \text{ máx}}$. Todos los demás términos que intervienen en la ec 14 se obtienen de los datos.

El gasto máximo de diseño correspondiente a un determinado periodo de retorno será igual al gasto máximo obtenido de la ec 9, más o menos el intervalo de confianza calculado según la ec 14.

Una aplicación del método de Nash se muestra en 5.4.2.

4.3.3 Método de Lebediev

El gasto máximo se obtiene a partir de la fórmula

$$Q_d = Q_{\text{máx}} + \Delta Q \quad (15)$$

donde

$$Q_{\text{máx}} = Q_m (K C_v + 1) \quad (16)$$

y

$$\Delta Q = \pm \frac{A E Q_{\text{máx}}}{\sqrt{N}} \quad (17)$$

Los términos que aparecen en las ecuaciones anteriores tienen el siguiente significado:

A coeficiente que varía de 0.7 a 1.5, dependiendo del número de años de registro. Cuantos más años de registro haya, menor será el valor del coeficiente. Si N es mayor de 40 años, se toma el valor de 0.7

C_s coeficiente de asimetría. Se calcula de

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^3}{N C_v^3} \quad (18)$$

Por otra parte, Lebediev recomienda tomar los valores siguientes

$C_s = 2 C_v$ para avenidas producidas por deshielo

$C_s = 3 C_v$ para avenidas producidas por tormentas

$C_s = 5 C_v$ para avenidas producidas por tormentas en cuencas cíclicas

Entre estos valores y el que se obtiene de la ec 18 se escoge el mayor.

C_v coeficiente de variación, que se obtiene de la ecuación

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^2}{N}} \quad (19)$$

E_r coeficiente que depende de los valores de C_v (ec 19) y de la probabilidad p (ec 3). Se encuentra en forma de gráfica en la fig 7

K coeficiente que depende de la probabilidad p, ec 3, expresada en porcentaje de que se repita el gasto de diseño y del coeficiente de asimetría C_s (tabla 3)

N años de observación

Q intervalo de confianza, en m^3/seg

Q_d gasto total de diseño, en m^3/seg
 Q_i gastos máximos anuales observados, en m^3/seg
 Q_m gasto medio, en m^3/seg , el cual se obtiene de

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} \quad (20)$$

$Q_{\text{máx}}$ gasto máximo probable obtenido para un periodo de retorno determinado, en m^3/seg

En 5.4.3 se encuentra una aplicación del método de Lebediev.

4.4 Método del hidrograma unitario

Es de los métodos que requiere mayor cantidad de datos. Si bien necesita tener registros continuos de escurrimiento y de precipitación de la cuenca en estudio, tiene la ventaja respecto a los métodos anteriores que permite conocer el hidrograma de la avenida así como su gasto máximo.

Para aplicar este método se requiere procesar los datos de lluvia y escurrimiento en la siguiente forma

Cálculo de curvas de intensidad-duración-frecuencia¹ para la cuenca en estudio

Determinación del coeficiente de infiltración para cada avenida registrada (ver 5.1) y trazo de una gráfica de variación de capacidad de infiltración respecto al tiempo en el que se presentó dicha avenida

Obtención de hidrogramas unitarios para diferentes duraciones de lluvia en exceso (ver 5.2 y 5.3).

Una vez procesados los datos de acuerdo con los pasos anteriores, para aplicar el método se hace lo siguiente¹

- Se escoge el periodo de retorno de la tormenta de diseño (ac 3)
- Se supone una duración de tormenta
- Con el periodo escogido en a y la duración supuesta de b, se calcula la altura de precipitación con base en las curvas de intensidad-duración-frecuencia de la cuenca en estudio

d) Se calcula el hietograma de la tormenta para la altura de precipitación obtenida en c (ver 5.1)

e) Con el hietograma deducido en el paso anterior y escogiendo el valor del coeficiente de infiltración más desfavorable, se calcula la altura de la lluvia en exceso y la duración en exceso de la tormenta

f) Conocida la duración de lluvia en exceso se ve a que hidrograma unitario de los procesados corresponde. Escogido el hidrograma unitario, como se conoce la altura de la lluvia en exceso del paso anterior, se podrá determinar la avenida, multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario por la altura de lluvia. La avenida así deducida corresponde a una tormenta cuya duración se supuso en b. Si no se tiene conocimiento de la duración de la tormenta más desfavorable, se puede repetir el proceso a partir de b, suponiendo diversas duraciones de tormenta, hasta obtener la avenida más desfavorable.

5. EJEMPLOS NUMERICOS

5.1 Cálculo del hietograma de una tormenta y su capacidad de infiltración

Datos

Del hidrograma de una tormenta aislada se calculó un volumen de escurrimiento directo igual a $11.5 \times 10^4 \text{ m}^3$.

Area de la cuenca, 500 ha

La distribución de la tormenta, así como su intensidad se encuentran en las primeras dos columnas de la tabla 5.1

Solución

a) Como se conoce el volumen de escurrimiento directo, se puede calcular la altura de lluvia en exceso

$$h_e = \frac{\text{Vol. esc. dir.}}{\text{Area drenada}} = \frac{11.5 \times 10^4}{500 \times 10^4} = 2.3 \text{ cm}$$

b) Cálculo del hietograma de la tormenta

T A B L A 5.1

Datos		Precip Acumulada (cm)	Incr. tiempo (min)	Precip. en el Δt (cm)	Intensidad en el Δt (cm/hr)
Duración (min)	Intensidad (cm/hr)				
0					
30	5.0	2.5	30	2.5	5
60	4.0	4.0	30	1.5	3
90	3.0	4.5	30	0.5	1.0
120	2.4	4.8	30	0.3	0.6

De la tabla 5.1 se obtiene el histograma de la tormenta (fig 2), ordenando los valores de la última columna.

c) Cálculo del coeficiente de infiltración

1er. tanteo: $\phi = 1.5$ cm/h

$$h_e = (5 - 1.5)0.5 + (3 - 1.5)0.5 = 2.50 > 2.3$$

2o. tanteo $\phi = 1.7$ cm/h

$$h_e = (5 - 1.7)0.5 + (3 - 1.7)0.5 = 2.3 \text{ (correcto)}$$

Entonces, $\phi = 1.7$ cm/h es el coeficiente de infiltración

medio

5.2 Obtención del hidrograma unitario de una tormenta

Datos

Area drenada, 2,894 km²

Precipitación media, 6.73 cm

Duración lluvia en exceso, 12 h

Hidrograma de la tormenta (tabla 5.2, col 2)

Solución.

En la tabla 5.2 se indica el proceso para obtener el hidrograma unitario. En la col 4 se obtiene el escurrimiento directo, restándole al gasto observado (col 2) el gasto base estimado (col 3).

Para calcular el volumen de escurrimiento directo se suman los valores de la col 4, y como los gastos se obtuvieron a un intervalo constante de tiempo (3 h igual a 1.08×10^4 seg), la suma total se multiplica por ese intervalo, es decir:

$$V_e = 9,532.10 \times 1.08 \times 10^4 = 102.95 \times 10^6 \text{ m}^3$$

Como el área drenada es de $2,894 \text{ km}^2$, la altura de lluvia en exceso será

$$h = \frac{V_e}{A} = \frac{102.95 \times 10^6}{2,894 \times 10^6} = 0.0356 \text{ m} = 3.56 \text{ cm}$$

Las ordenadas del H.U. (col 5) se obtienen dividiendo las ordenadas del escurrimiento directo (col 4) entre 3.56. Este H.U. servirá para una duración de lluvia en exceso de 12 h, según datos obtenidos del hietograma de la tormenta.

Todo el proceso se presenta en la fig 4.

5.3 Obtención del hidrograma unitario a partir de la curva S

La tabla 5.3 ilustra la aplicación de la curva S para la obtención de los hidrogramas unitarios para duraciones de lluvia en exceso de 12 h (col 2).

Con base en las ordenadas del hidrograma unitario (H.U.) para una $D_e = 12 \text{ h}$ (col 2) se construye la curva S (col 4), sumando las ordenadas del H.U. desplazado sucesivamente 12 h, que es el tiempo de lluvia en exceso para el que fue deducido.

Una vez conocida la curva S, para calcular el H.U. para una

$D_e = 5$ h, se desplaza la curva S esa duración (col 5) y se calcula la diferencia de ordenadas (col 6). Como la duración para la cual se calcula el H.U. es de la mitad de la del H.U. para el cual se calculó la curva S, a fin de obtener las ordenadas del nuevo H.U., las diferencias deberán multiplicarse por 2 (col 7).

Para un H.U. de 24 h, se desplaza la curva S 24 h (col 8) y se calcula la diferencia de ordenadas entre la curva S original y la desplazada (col 9). Para obtener las ordenadas del H.U. para $D_e = 24$ h, se multiplica la col 9 por 0.5, ya que la duración del H.U. que sirvió para la curva S es de la mitad del calculado.

Lo anterior se muestra en la fig 6.

5.4 Cálculo del gasto máximo por métodos estadísticos

Como ejemplo de aplicación de los métodos de Gumbel, Nash y Lebediev a continuación se calcula el gasto máximo que con un periodo de retorno de 50 y 100 años se puede presentar en la estación hidrométrica de Salvatierra, Gto., sobre el río Lerma.

Se recomienda formar una tabla de cálculo (tabla 5.4), donde las dos primeras columnas se integran con datos registrados en la estación en estudio, los que a su vez se obtienen de los boletines hidrológicos. Si se aplica el método de Gumbel solo se requieren las columnas uno a tres; para el método de Lebediev se usan todas las columnas, excepto la tres. Para el método de Nash se utiliza la tabla 5.5

5.4.1 Método de Gumbel

a) Cálculo del gasto medio anual registrado

De la tabla 5.4, si se suma la col 2 y se divide entre el número de años de registro, se obtiene

$$Q_m = \frac{2,248.00}{20} = 112.44 \text{ m}^3/\text{seg}$$

T A B L A 5.2 Obtención del Hidrograma Unitario

Tiempo, en horas	Gasto observa- do, en m ³ /seg	Gasto base estimado, en m ³ /seg	Escurrimiento directo, en m ³ /seg	H. U. De = 12 en m ³ /seg
1	2	3	4	5
1, 0	42.5	42.5	0	0
3	45.3	41.1	4.2	1.2
6	53.8	39.6	14.2	4.0
9	85.0	39.6	45.4	12.8
12	178.4	39.1	139.3	39.1
15	342.7	38.5	304.2	85.4
18	577.7	37.9	539.8	151.6
21	761.8	33.4	728.4	204.6
24	818.4	33.4	785.0	220.5
2, 27	812.8	39.6	773.2	217.2
30	777.4	41.1	736.3	206.8
33	732.1	41.9	690.2	193.9
36	676.8	43.3	633.5	178.0
39	614.5	44.7	569.8	160.1
42	543.7	46.7	497.0	139.6
45	478.6	48.1	430.5	120.9
48	413.5	49.6	363.9	102.2
3, 51	362.5	51.0	311.5	87.1
54	317.2	52.4	264.8	74.4
57	287.4	53.8	233.6	65.6
60	257.7	55.2	202.5	56.9
63	235.0	55.8	179.2	50.3
66	215.2	56.6	158.6	44.6
69	192.4	57.8	134.6	37.8
72	179.8	58.9	120.9	34.0
4, 75	161.4	61.7	99.7	28.0
78	148.7	63.2	85.5	24.0
81	138.8	64.9	73.9	20.8
84	133.1	66.6	66.5	18.7
87	127.4	68.0	59.4	16.7
90	121.8	69.4	52.4	14.7
93	118.9	70.8	48.1	13.5
96	113.3	72.2	41.1	11.5
5, 99	110.4	73.6	35.8	10.3
102	106.2	75.0	31.2	8.8
105	103.4	76.4	27.0	7.6
108	99.1	77.8	21.3	6.0
111	96.3	79.2	17.1	4.8
114	93.5	80.6	12.9	3.6
117	90.6	82.0	8.6	2.4
Suma			9 542.1	

Tabla 5.3 Relación de Hidrogramas Unitarios a Hidrogramas Curva S

Tiempo, en horas	Cálculo de la Curva S, a partir de un H. U. para $D_e = 12$ horas			Cálculo del H. U. con $D_e = 6$ horas			Cálculo del H. U. con $D_e = 24$ horas		
	H. U. $D_e = 12$ horas		Curva S	Curva S desplaza da 6 h		H. U. $D_e = 6$ horas	Curva S despla- zada 24 horas		H. U. $D_e = 24$ horas
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	0		0		0	0		0	0
6	26		26	0	26	52		26	13
12	96		96	26	70	140		96	48
18	196	26	222	96	126	252		222	111
24	286	96	382	222	160	320	0	382	191
30	347	222	569	382	187	374	26	543	271.5
36	385	382	767	569	198	396	96	671	335.5
42	394	569	963	767	196	392	222	741	370.5
48	374	767	1141	963	178	356	382	759	379.5
54	334	963	1297	1141	156	312	569	728	364
60	292	1141	1433	1297	136	272	767	666	333
66	254	1297	1551	1433	118	236	963	588	294
72	216	1433	1649	1551	98	196	1141	503	254
78	181	1551	1732	1649	83	166	1297	435	217.5
84	148	1649	1797	1732	65	130	1433	364	182
90	117	1732	1849	1797	52	104	1551	293	149
96	91	1797	1888	1849	39	78	1649	239	119.5
102	65	1849	1914	1888	26	52	1732	192	91
108	45	1888	1933	1914	19	38	1797	136	68
114	31	1914	1945	1933	12	24	1849	96	48
120	21	1933	1954	1945	9	18	1888	66	33
126	14	1945	1959	1954	5	10	1914	45	22.5
132	8	1954	1962	1959	3	6	1933	29	14.5
138	4	1959	1963	1962	1	2	1914	18	9
144	1	1963	1963	1963	0	0	1959	9	4.5
150	0	1963	1963	1963			1962	4	2
156			1963	1963			1963	1	0.5
162			1963	1963			1963	0	0

b) Cálculo de la desviación estándar

Tomando en cuenta el valor de Q_m y la suma de la col 3, tabla 5.4 sustituyendo en la ec 7, se obtiene

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{36.59 \times 10^4 - 20 (112.44)^2}{19}} = 77.20$$

c) Cálculo de los coeficientes \bar{Y}_n y σ_n

De la tabla 1, para $N = 20$ se obtiene $\bar{Y}_n = 0.52355$

$$\text{y } \sigma_n = 1.06283$$

d) Obtención de la ecuación del gasto máximo

Sustituyendo los valores calculados en los pasos anteriores en la ec 6, se obtiene

$$Q_{\text{máx}} = 112.44 - \frac{77.20}{1.06283} (0.52355 - \log_e T_r)$$

$$Q_{\text{máx}} = 74.44 + 72.7 \log_e T_r$$

e) Gasto máximo para diferentes T_r

$$\text{Para } T_r = 50 \text{ años, } Q_{\text{máx}} = 358 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } T_r = 100 \text{ años, } Q_{\text{máx}} = 408 \text{ m}^3/\text{seg}$$

f) Intervalo de confianza

Como $\phi = 1 - \frac{1}{T_r}$ en los dos casos es mayor de 0.90, el intervalo de confianza se calcula aplicando la ec 8b; así

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \times 77.20}{1.06283} = \pm 83$$

g) Gasto máximo de diseño

El gasto máximo de diseño es la suma del gasto máximo más el intervalo de confianza, por lo que

$$\text{Para } T_r = 50 \text{ años, } Q_d = 358 + 83 = 441 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } T_r = 100 \text{ años, } Q_d = 408 + 83 = 491 \text{ m}^3/\text{seg}$$

5.4.2 Método de Nash

a) Cálculos preliminares

Para la aplicación de este método los gastos máximos anuales se ordenan en forma decreciente como se indica en la col 1, tabla 5.5. La col 2 es el número de orden que va de 1 a 20, pues es este el número de datos. La col 3 se calcula empleando la ec 13, que en este caso se transforma en

$$T_r = \frac{20 + 1}{m_i} = \frac{21}{m_i}$$

Las X_i se obtienen sustituyendo en la ec 12 los valores de la col 4.

b) Cálculo de Q_m y X_m

Sumando las cols 1 y 2, y dividiéndolas entre el número de años de registro, se obtiene

$$Q_m = \frac{2,248.8}{20} = 112.44 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$X_m = \frac{-11.79}{20} = -0.59$$

c) Cálculo de las constantes a y c

De la ec 11 se obtiene

$$c = \frac{-1,998.60 - 20(-0.59)(112.44)}{11.18 - 20(0.59)^2} = \frac{-571.80}{4.18} = -160.7$$

y de la ec 10

$$a = 112.44 - (-160.7)(-0.59) = 17.63$$

d) Gasto máximo

Sustituyendo los valores de las constantes a y c en la ec 9, se obtiene

$$Q_{\text{máx}} = 17.63 - 160.70 \log \log \frac{T_r}{T_r - 1}$$

y entonces

$$\text{Para } T_r = 50 \text{ años, } Q_{\text{máx}} = 348 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } T_r = 100 \text{ años, } Q_{\text{máx}} = 397 \text{ m}^3/\text{seg}$$

e) Intervalo de confianza

Para calcular este intervalo se emplea la ec 14. Antes de aplicarla conviene calcular

$$S_{xx} = 20 \times 11.20 (11.79)^2 = 85$$

$$S_{qq} = 20 \times 36.59 \times 10^4 - (2,248.8)^2 = 224 \times 10^4$$

$$S_{xq} = 20 (-1,998.6) - (2,248.8) (-11.79) = 13,458$$

Sustituyendo en la ec 14, se obtiene

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{295 + [X - (-0.59)]^2} 71.90$$

El valor de X se calcula de la ec 12 para cada T_r

$$\text{Para } T_r = 50 \text{ años, } X = -2.058 \text{ y } \Delta Q = 42$$

$$\text{Para } T_r = 100 \text{ años, } X = -2.365 \text{ y } \Delta Q = 46$$

f) Cálculo del gasto de diseño

Se obtiene sumando al $Q_{\text{máx}}$ el valor de ΔQ

$$\text{Para } T_r = 50 \text{ años, } Q_d = 348 + 42 = 390 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Para } T_r = 100 \text{ años, } Q_d = 397 + 46 = 443 \text{ m}^3/\text{seg}$$

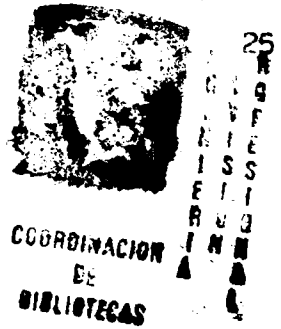
5.4.3 Método de Lebediev

a) Obtención del gasto medio Q_m

Se logra aplicando la ec 18, que es la suma de la col 2, de la tabla 5.4, dividida entre el número de años de registro, entonces

$$Q_m = \frac{2,248.8}{20} = 112.44 \text{ m}^3/\text{seg}$$

b) Obtención del coeficiente de variación C_v



Teniendo en cuenta la tabla 5.4, la ec 19 se reduce a su ar la col 6 y dividirla entre el número de años de registro. Ese valor, al sacarle raíz cuadrada, queda

$$C_v = \sqrt{\frac{8.94}{20}} = 0.67$$

c) Obtención del coeficiente de asimetría C_s

Como el número de años de registros es pequeño no es necesario aplicar la ec 18, ya que es lógico que se obtenga un valor más pequeño que el recomendado por Lebediev. Considerando que la avenida es producida por tormenta, el coeficiente toma el valor

$$C_s = 3 C_v = 3 \times 0.67 = 2.01$$

d) Obtención del coeficiente K

Para el periodo de retorno de 50 años, de la ec 3 se obtiene $p = 2$ por ciento. Con $p = 2$ y $C_s = 2.01$, de la tabla 3b se obtiene $K = 2.91$.

Para el periodo de retorno de 100 años, de la ec 3 se obtiene $p = 1$ por ciento. Con $p = 1$ y $C_s = 2.01$, de la tabla 3b se obtiene $K = 3.60$.

e) Obtención de E_r

De la fig 7, para $p = 2$ y $C_v = 0.67$, se obtiene $E_r = 0.96$.

Para $p = 1$ y $C_v = 0.67$, se obtiene $E_r = 1.00$

f) Obtención del gasto máximo

Para el periodo de retorno de 50 años, de la ec 16 se obtiene

$$Q_{\text{máx}} = 112.44 (2.91 \times 0.67 + 1) = 334 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para el periodo de retorno de 100 años, de la ec 16 se obtiene

$$Q_{\text{máx}} = 112.44 (3.60 \times 0.67 + 1) = 394 \text{ m}^3/\text{seg}$$

g) Obtención del intervalo de confianza ΔQ

Se escogerá $A = 1.0$. De la ec 17, se obtiene para $T_r = 50$

años

$$\Delta Q = \pm \frac{1 \times 0.96 \times 334}{\sqrt{20}} = 72$$

Para $T_r = 100$ años

$$\Delta Q = \pm \frac{1 \times 1.00 \times 338}{\sqrt{20}} = 87$$

h) Obtención del gasto de diseño

Para $T_r = 50$ años

$$Q_d = 334 + 72 = 406 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para $T_r = 100$ años

$$Q_d = 338 + 87 = 425 \text{ m}^3/\text{seg}$$

TABLA 5.4

1	2	3	4	5	6
Año de observación	Gasto máximo anual (Q_i)	$Q_i^2 \times 10^{-4}$	$\frac{Q_i}{Q_m}$	$\frac{Q_i}{Q_m} - 1$	$\left[\frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right]^2$
1943	300	9	2.67	1.67	2.79
44	188	3.53	1.67	0.67	0.45
45	147	2.16	1.31	0.31	0.09
46	105	1.10	0.93	-0.07	0.00
47	165	2.72	1.47	0.47	0.22
48	203	4.12	1.81	0.81	0.65
49	48.8	0.24	0.43	-0.57	0.32
1950	36.2	0.13	0.32	-0.68	0.46
51	56.3	0.32	0.50	-0.50	0.25
52	56.8	0.32	0.51	-0.50	0.25
53	45.2	0.20	0.40	-0.60	0.36
54	47.9	0.23	0.43	-0.57	0.32
55	141	1.99	1.25	0.25	0.06
56	98.2	0.96	0.87	-0.13	0.02
57	53.6	0.29	0.48	-0.52	0.27
58	246	6.05	2.19	1.19	1.41
59	156	2.43	1.39	0.39	0.15
1960	47.9	0.23	0.43	-0.57	0.32
61	54.9	0.30	0.49	-0.51	0.26
62	52.	0.27	0.46	-0.54	0.29
SUMA	2248.8	36.59			8.94

T A B L E 5.5

O_i	m_i	T_r	T_r $T_r - \bar{T}$	X_i	$Q_i^2 \times 10^{-4}$	$Q_i X_i$	X_i^2
300	1	21	1.000	-1.67	9.00	-501	2.79
246	2	10.5	1.105	-1.36	6.05	-324.5	1.85
203	3	7	1.166	-1.18	4.12	-239.5	1.40
188	4	5.25	1.233	-1.04	3.53	-195.5	1.08
165	5	4.20	1.313	-0.93	2.72	-153.4	0.87
156	6	3.50	1.400	-0.84	2.43	-131	0.71
147	7	3	1.500	-0.75	2.16	-110	0.56
141	8	2.63	1.615	-0.68	1.99	-96	0.46
105	9	2.33	1.750	-0.61	1.10	-64	0.37
98.2	10	2.10	1.910	-0.55	0.96	-54	0.30
56.8	11	1.91	2.100	-0.49	0.32	-28	0.24
56.3	12	1.75	2.335	-0.43	0.32	-24.2	0.19
54.9	13	1.62	2.610	-0.38	0.30	-20.8	0.14
53.6	14	1.50	3.000	-0.32	0.29	-17.2	0.10
52.0	15	1.40	3.500	-0.26	0.27	-13.5	0.07
48.8	16	1.31	4.225	-0.20	0.24	-9.8	0.04
47.9	17	1.24	5.170	-0.15	0.23	-7.1	0.02
47.9	18	1.17	6.880	-0.07	0.23	-3.4	
45.2	19	1.11	10.091	0.10	0.20		
36.2	20	1.05	21.000	0.12	0.13	4.3	0.01
Σ 2248.8				-11.79	36.59	-1098.5	11.19

6. AGRADECIMIENTO

El Ing. José Luis Sánchez Bribiesca hizo la revisión crítica del manuscrito.

7. REFERENCIAS

1. Ch. O. Wister, y E. F. Brater, "Hydrology", John Wiley & Sons, Inc. (1963)
2. Ven te Chow, "Handbook of Applied Hydrology", Mc Graw-Hill, Inc. (1964)
3. R. K. Linsley, M. A. Kohler, y J. L. Paulhus, "Applied Hydrology", Mc Graw-Hill, Inc., International Student Edition
4. "Desing of Small Dams", United States Department of the Interior. Bureau of Reclamation
5. A. Capella y J. L. Sánchez B., "Método Estadístico para determinar la relación precipitación-escurrimiento", Publicación del Instituto de Ingeniería, 145 (sep 1967)
6. L. E. Borgman, "Risk Criteria", Journal of the Water Wave and Harbar Division, A.S.C.E (Ago 1963)
7. E. Gumbel, "Statistics of Extremes", Columbia University Press
8. "Gastos máximos en las corrientes de la República Mexicana", Secretaría de Recursos Hidráulicos (1961)
9. R. B. Thorn, "River Engineering and Water Conservation Works", Butter Worths (1966)
10. P. A. P. Moran, "The Statistical Treatment of Flood Flows", Trans., American Geophysical Union, Vol 38, No 4 (ago 1957)

TABLA 1

N	y_N	σ_N	N	y_N	σ_N
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590
9	.4902	.9288	50	.54854	1.16066
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1623
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20649
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255

TABLA 2

ϕ	$\sqrt{N\alpha\sigma_m}$
.01	(2.1607)
.02	(1.7054)
.05	(1.4550)
.10	(1.3028)
.15	1.2548
.20	1.2427
.25	1.2494
.30	1.2687
.35	1.2981
.40	1.3366
.45	1.3845
.50	1.4427
.55	1.5130
.60	1.5984
.65	1.7034
.70	1.8355
.75	2.0069
.80	2.2408
.85	2.5849
.90	(3.1639)
.95	(4.4721)
.98	(7.0710)
.99	(10.000)

TABLA 3a

VALORES DE K

C _s	P en %																				C _s		
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97		99	99.9
0.0	3.72	3.09	2.58	2.33	2.02	1.88	1.64	1.28	0.84	0.67	0.52	0.25	0.00	-0.25	-0.52	-0.67	-0.84	-1.28	-1.64	-1.88	-2.33	-3.09	0.0
0.05	3.83	3.16	2.62	2.36	2.06	1.90	1.65	1.28	0.84	0.66	0.52	0.24	-0.01	-0.26	-0.52	-0.68	-0.84	-1.26	-1.62	-1.86	-2.26	-3.02	0.05
0.1	3.94	3.23	2.67	2.40	2.11	1.92	1.67	1.29	0.84	0.66	0.51	0.24	-0.02	-0.27	-0.53	-0.68	-0.85	-1.27	-1.61	-1.84	-2.25	-2.98	0.1
0.15	4.05	3.31	2.71	2.44	2.13	1.94	1.68	1.30	0.84	0.66	0.50	0.23	-0.02	-0.28	-0.54	-0.68	-0.85	-1.26	-1.60	-1.82	-2.22	-2.98	0.15
0.2	4.16	3.39	2.76	2.47	2.16	1.96	1.70	1.30	0.83	0.65	0.50	0.22	-0.03	-0.29	-0.55	-0.69	-0.85	-1.26	-1.58	-1.79	-2.18	-2.91	0.2
0.25	4.27	3.45	2.81	2.50	2.18	1.98	1.71	1.30	0.82	0.64	0.49	0.21	-0.04	-0.29	-0.56	-0.70	-0.85	-1.25	-1.56	-1.77	-2.14	-2.89	0.25
0.3	4.38	3.52	2.86	2.54	2.21	2.00	1.72	1.31	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.05	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.55	-1.75	-2.10	-2.87	0.3
0.35	4.50	3.59	2.90	2.58	2.23	2.02	1.73	1.32	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.06	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.53	-1.72	-2.06	-2.86	0.35
0.4	4.61	3.66	2.95	2.61	2.26	2.04	1.75	1.32	0.82	0.63	0.47	0.19	-0.07	-0.31	-0.57	-0.71	-0.85	-1.23	-1.52	-1.70	-2.03	-2.85	0.4
0.45	4.72	3.74	2.99	2.64	2.28	2.06	1.76	1.32	0.82	0.62	0.46	0.18	-0.08	-0.32	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.51	-1.68	-2.00	-2.84	0.45
0.5	4.83	3.81	3.04	2.68	2.31	2.08	1.77	1.32	0.81	0.62	0.46	0.17	-0.08	-0.33	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.49	-1.68	-1.96	-2.80	0.5
0.55	4.94	3.88	3.08	2.72	2.33	2.10	1.78	1.32	0.80	0.62	0.45	0.16	-0.09	-0.34	-0.58	-0.72	-0.85	-1.21	-1.47	-1.64	-1.92	-2.82	0.55
0.6	5.05	3.96	3.13	2.75	2.35	2.12	1.80	1.33	0.80	0.61	0.44	0.16	-0.10	-0.34	-0.59	-0.72	-0.85	-1.20	-1.45	-1.61	-1.88	-2.87	0.6
0.65	5.15	4.03	3.17	2.78	2.37	2.14	1.81	1.33	0.79	0.60	0.44	0.15	-0.11	-0.35	-0.60	-0.72	-0.85	-1.19	-1.44	-1.59	-1.84	-2.80	0.65
0.7	5.28	4.10	3.22	2.82	2.40	2.15	1.82	1.33	0.79	0.59	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.42	-1.57	-1.81	-2.84	0.7
0.75	5.35	4.17	3.26	2.86	2.42	2.16	1.83	1.34	0.78	0.58	0.42	0.13	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.86	-1.18	-1.40	-1.54	-1.78	-2.88	0.75
0.8	5.50	4.24	3.31	2.89	2.45	2.18	1.84	1.34	0.78	0.58	0.41	0.12	-0.13	-0.37	-0.60	-0.73	-0.86	-1.17	-1.38	-1.52	-1.74	-2.80	0.8
0.85	5.52	4.31	3.35	2.92	2.47	2.20	1.85	1.34	0.78	0.58	0.40	0.12	-0.14	-0.38	-0.60	-0.73	-0.86	-1.16	-1.36	-1.49	-1.70	-2.96	0.85
0.9	5.73	4.38	3.40	2.96	2.50	2.22	1.86	1.34	0.77	0.57	0.40	0.11	-0.15	-0.39	-0.61	-0.73	-0.85	-1.15	-1.35	-1.47	-1.66	-2.90	0.9
0.95	5.84	4.46	3.44	2.99	2.52	2.24	1.87	1.34	0.76	0.56	0.39	0.10	-0.16	-0.39	-0.62	-0.73	-0.85	-1.14	-1.34	-1.44	-1.62	-2.84	0.95
1.0	5.95	4.53	3.49	3.02	2.54	2.25	1.88	1.34	0.76	0.55	0.38	0.09	-0.16	-0.39	-0.62	-0.73	-0.85	-1.13	-1.32	-1.42	-1.59	-2.79	1.0
1.05	6.07	4.60	3.53	3.06	2.56	2.26	1.88	1.34	0.75	0.54	0.37	0.08	-0.17	-0.40	-0.62	-0.74	-0.85	-1.12	-1.30	-1.40	-1.56	-2.74	1.05
1.1	6.18	4.67	3.58	3.09	2.58	2.28	1.89	1.34	0.74	0.54	0.36	0.07	-0.18	-0.41	-0.62	-0.74	-0.85	-1.10	-1.28	-1.38	-1.52	-2.68	1.1
1.15	6.30	4.74	3.62	3.12	2.60	2.30	1.90	1.34	0.74	0.53	0.36	0.06	-0.18	-0.42	-0.62	-0.74	-0.84	-1.09	-1.26	-1.35	-1.48	-2.62	1.15
1.2	6.41	4.81	3.66	3.15	2.62	2.31	1.92	1.34	0.73	0.52	0.35	0.05	-0.19	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.08	-1.24	-1.33	-1.45	-2.56	1.2
1.25	6.52	4.88	3.70	3.18	2.64	2.32	1.93	1.34	0.72	0.52	0.34	0.04	-0.20	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.07	-1.22	-1.30	-1.42	-2.50	1.25
1.3	6.64	4.95	3.74	3.21	2.67	2.34	1.94	1.34	0.72	0.51	0.33	0.04	-0.21	-0.43	-0.63	-0.74	-0.84	-1.06	-1.20	-1.28	-1.38	-2.44	1.3
1.35	6.74	5.02	3.78	3.24	2.69	2.36	1.94	1.34	0.72	0.50	0.32	0.03	-0.22	-0.44	-0.64	-0.74	-0.84	-1.05	-1.18	-1.26	-1.35	-2.44	1.35
1.4	6.87	5.09	3.83	3.27	2.71	2.37	1.95	1.34	0.71	0.49	0.31	0.02	-0.22	-0.44	-0.64	-0.73	-0.83	-1.04	-1.17	-1.23	-1.32	-2.38	1.4
1.45	6.98	5.19	3.87	3.30	2.72	2.38	1.95	1.33	0.70	0.48	0.30	0.01	-0.23	-0.44	-0.64	-0.73	-0.82	-1.03	-1.15	-1.21	-1.29	-2.32	1.45
1.5	7.09	5.28	3.91	3.33	2.74	2.39	1.95	1.33	0.69	0.47	0.30	0.00	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.02	-1.13	-1.19	-1.26	-2.26	1.5
1.55	7.20	5.32	3.95	3.36	2.76	2.40	1.96	1.33	0.68	0.46	0.29	0.01	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.00	-1.12	-1.16	-1.23	-2.20	1.55
1.6	7.31	5.37	3.99	3.39	2.78	2.42	1.97	1.33	0.67	0.46	0.28	0.02	-0.25	-0.46	-0.64	-0.73	-0.81	-0.99	-1.10	-1.14	-1.20	-2.14	1.6
1.65	7.42	5.44	4.03	3.42	2.80	2.43	1.97	1.32	0.67	0.45	0.27	0.02	-0.26	-0.46	-0.64	-0.72	-0.81	-0.98	-1.08	-1.12	-1.17	-2.08	1.65
1.7	7.54	5.50	4.07	3.44	2.82	2.44	1.98	1.32	0.66	0.44	0.26	0.03	-0.27	-0.47	-0.64	-0.72	-0.81	-0.97	-1.06	-1.10	-1.14	-2.02	1.7
1.75	7.65	5.57	4.11	3.47	2.83	2.45	1.98	1.32	0.65	0.43	0.25	0.04	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.98	-1.04	-1.08	-1.12	-2.00	1.75

TABLA 3b

VALORES DE K

C _s	P en %																					C _s	
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99		99.9
1.8	7.76	5.64	4.15	3.50	2.85	2.46	1.99	1.32	0.64	0.42	0.24	-0.05	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.94	-1.02	-1.06	-1.09	-1.11	1.8
1.85	7.67	5.70	4.19	3.52	2.86	2.48	1.99	1.32	0.64	0.41	0.23	-0.06	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.93	-1.00	-1.04	-1.06	-1.08	1.85
1.9	7.98	5.77	4.23	3.55	2.88	2.49	2.00	1.31	0.63	0.40	0.22	-0.07	-0.29	-0.48	-0.64	-0.72	-0.79	-0.92	-0.98	-1.01	-1.04	-1.05	1.9
1.95	8.10	5.84	4.26	3.58	2.89	2.50	2.00	1.30	0.62	0.40	0.21	-0.08	-0.30	-0.48	-0.64	-0.72	-0.78	-0.91	-0.96	-0.99	-1.02	-1.02	1.95
2.0	8.21	5.91	4.30	3.60	2.91	2.51	2.00	1.30	0.61	0.39	0.20	-0.08	-0.31	-0.49	-0.64	-0.71	-0.78	-0.90	-0.950	-0.97	-0.990	-1.00	2.0
2.05		5.97	4.34	3.63	2.92	2.52	2.00	1.30	0.60	0.38	0.19	-0.09	-0.32	-0.49	-0.64	-0.71	-0.77	-0.89	-0.932	-0.95	-0.967	-0.976	2.05
2.1		6.04	4.38	3.65	2.94	2.53	2.01	1.29	0.59	0.37	0.18	-0.10	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.866	-0.914	-0.930	-0.945	-0.953	2.1
2.15		6.09	4.42	3.66	2.94	2.53	2.01	1.28	0.58	0.30	0.17	-0.11	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.854	-0.898	-0.913	-0.925	-0.931	2.15
2.2		6.14	4.46	3.68	2.95	2.54	2.02	1.27	0.57	0.35	0.16	-0.12	-0.33	-0.50	-0.64	-0.69	-0.75	-0.842	-0.882	-0.895	-0.905	-0.910	2.2
2.25		6.20	4.49	3.70	2.96	2.54	2.02	1.26	0.56	0.33	0.15	-0.12	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.828	-0.866	-0.878	-0.886	-0.890	2.25
2.3		6.26	4.52	3.73	2.98	2.54	2.01	1.26	0.55	0.32	0.14	-0.13	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.815	-0.850	-0.850	-0.867	-0.870	2.3
2.35		6.31	4.55	3.75	3.00	2.57	2.01	1.25	0.53	0.30	0.13	-0.13	-0.34	-0.50	-0.62	-0.67	-0.73	-0.803	-0.835	-0.843	-0.848	-0.852	2.35
2.4		6.37	4.59	3.78	3.02	2.60	2.00	1.25	0.52	0.29	0.12	-0.14	-0.35	-0.51	-0.62	-0.67	-0.72	-0.792	-0.820	-0.826	-0.830	-0.834	2.4
2.45		6.43	4.62	3.80	3.03	2.61	2.00	1.24	0.51	0.28	0.11	-0.15	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.780	-0.805	-0.810	-0.815	-0.817	2.45
2.5		6.50	4.66	3.82	3.05	2.62	2.00	1.23	0.50	0.27	0.10	-0.16	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.768	-0.790	-0.795	-0.800	-0.800	2.5
2.55		6.52	4.68	3.84	3.06	2.62	2.00	1.22	0.49	0.26	0.093	-0.16	-0.36	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.757	-0.777	-0.780	-0.785	-0.785	2.55
2.6		6.54	4.71	3.86	3.08	2.63	2.00	1.21	0.48	0.25	0.085	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.746	-0.764	-0.766	-0.770	-0.770	2.6
2.65		6.64	4.75	3.89	3.09	2.63	2.00	1.20	0.47	0.24	0.078	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.65	-0.69	-0.734	-0.750	-0.752	-0.755	-0.755	2.65
2.7		6.75	4.80	3.92	3.10	2.64	2.00	1.19	0.46	0.24	0.070	-0.18	-0.38	-0.51	-0.61	-0.65	-0.68	-0.724	-0.736	-0.739	-0.740	-0.740	2.7
2.75		6.80	4.83	3.94	3.11	2.64	2.00	1.18	0.45	0.23	0.063	-0.19	-0.38	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.713	-0.724	-0.726	-0.727	-0.728	2.75
2.8		6.86	4.86	3.96	3.12	2.65	2.00	1.18	0.44	0.22	0.057	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.703	-0.711	-0.714	-0.715	-0.715	2.8
2.85		6.93	4.88	3.98	3.12	2.65	2.00	1.16	0.42	0.21	0.049	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.66	-0.692	-0.700	-0.702	-0.702	-0.702	2.85
2.9		7.00	4.91	4.01	3.12	2.66	1.99	1.15	0.41	0.20	0.041	-0.21	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.65	-0.681	-0.689	-0.690	-0.698	-0.690	2.9
2.95		7.05	4.93	4.03	3.13	2.66	1.98	1.14	0.40	0.19	0.034	-0.21	-0.39	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.672	-0.677	-0.678	-0.679	-0.678	2.95
3.0		7.10	4.95	4.05	3.14	2.66	1.97	1.13	0.39	0.19	0.027	-0.22	-0.40	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.661	-0.665	-0.666	-0.666	-0.666	3.0
3.05		7.16	4.98	4.07	3.14	2.66	1.97	1.12	0.38	0.18	0.018	-0.22	-0.40	-0.51	-0.58	-0.61	-0.63	-0.651	-0.655	-0.656	-0.656	-0.656	3.05
3.1		7.23	5.01	4.09	3.14	2.66	1.97	1.11	0.37	0.17	0.010	-0.23	-0.40	-0.51	-0.58	-0.60	-0.62	-0.641	-0.645	-0.646	-0.646	-0.646	3.1
3.15		7.29	5.04	4.10	3.14	2.66	1.96	1.10	0.36	0.16	0.002	-0.24	-0.40	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.631	-0.635	-0.636	-0.636	-0.636	3.15
3.2		7.35	5.06	4.11	3.14	2.66	1.96	1.09	0.35	0.15	-0.006	-0.25	-0.41	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.621	-0.625	-0.625	-0.625	-0.625	3.2
3.25		7.39	5.11	4.13	3.14	2.66	1.95	1.08	0.34	0.14	-0.014	-0.25	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.60	-0.613	-0.616	-0.616	-0.616	-0.616	3.25
3.3		7.44	5.14	4.15	3.14	2.66	1.95	1.08	0.33	0.13	-0.022	-0.26	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.59	-0.605	-0.606	-0.606	-0.606	-0.606	3.3
3.35		7.49	5.16	4.16	3.14	2.66	1.94	1.07	0.32	0.12	-0.029	-0.26	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.596	-0.597	-0.597	-0.597	-0.597	3.35
3.4		7.54	5.19	4.18	3.15	2.66	1.94	1.06	0.31	0.11	-0.036	-0.27	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.586	-0.587	-0.589	-0.589	-0.589	3.4
3.45		7.59	5.22	4.19	3.15	2.66	1.93	1.05	0.30	0.09	-0.042	-0.27	-0.41	-0.50	-0.54	-0.56	-0.57	-0.578	-0.579	-0.580	-0.580	-0.580	3.45
3.5		7.64	5.25	4.21	3.16	2.66	1.93	1.04	0.29	0.08	-0.049	-0.28	-0.41	-0.50	-0.54	-0.55	-0.56	-0.570	-0.571	-0.571	-0.571	-0.571	3.5

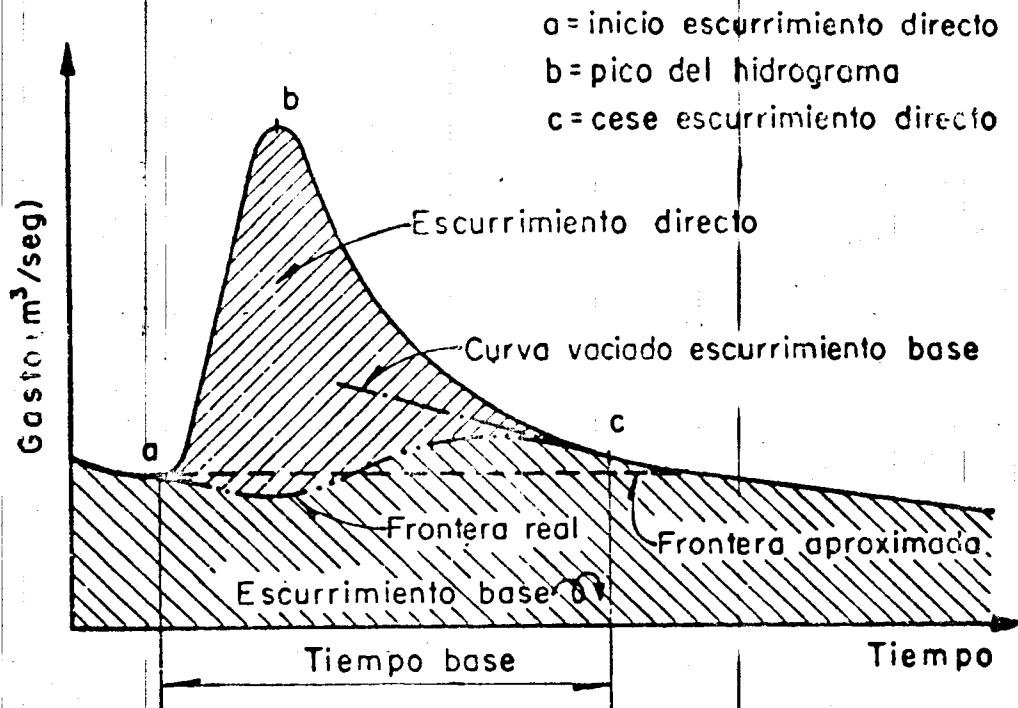


Fig. 1 Hidrograma

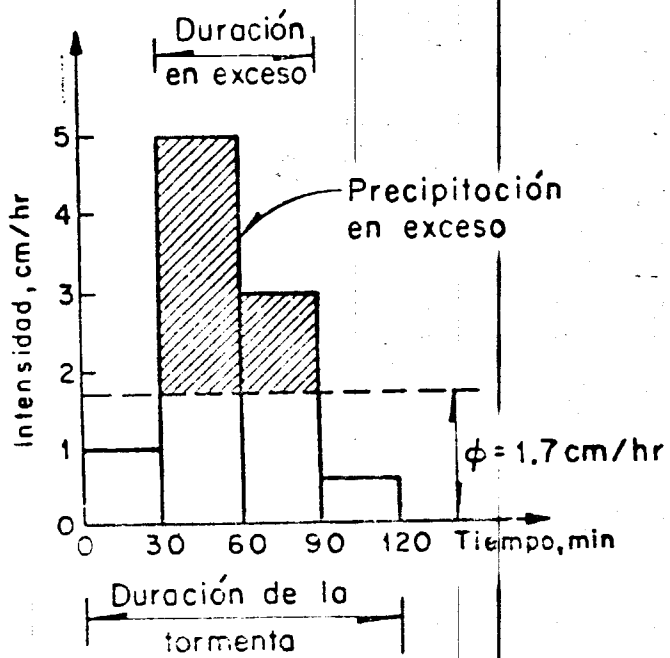


Fig. 2 Hietograma



COORDINACION
DE
INVESTIGACIONES

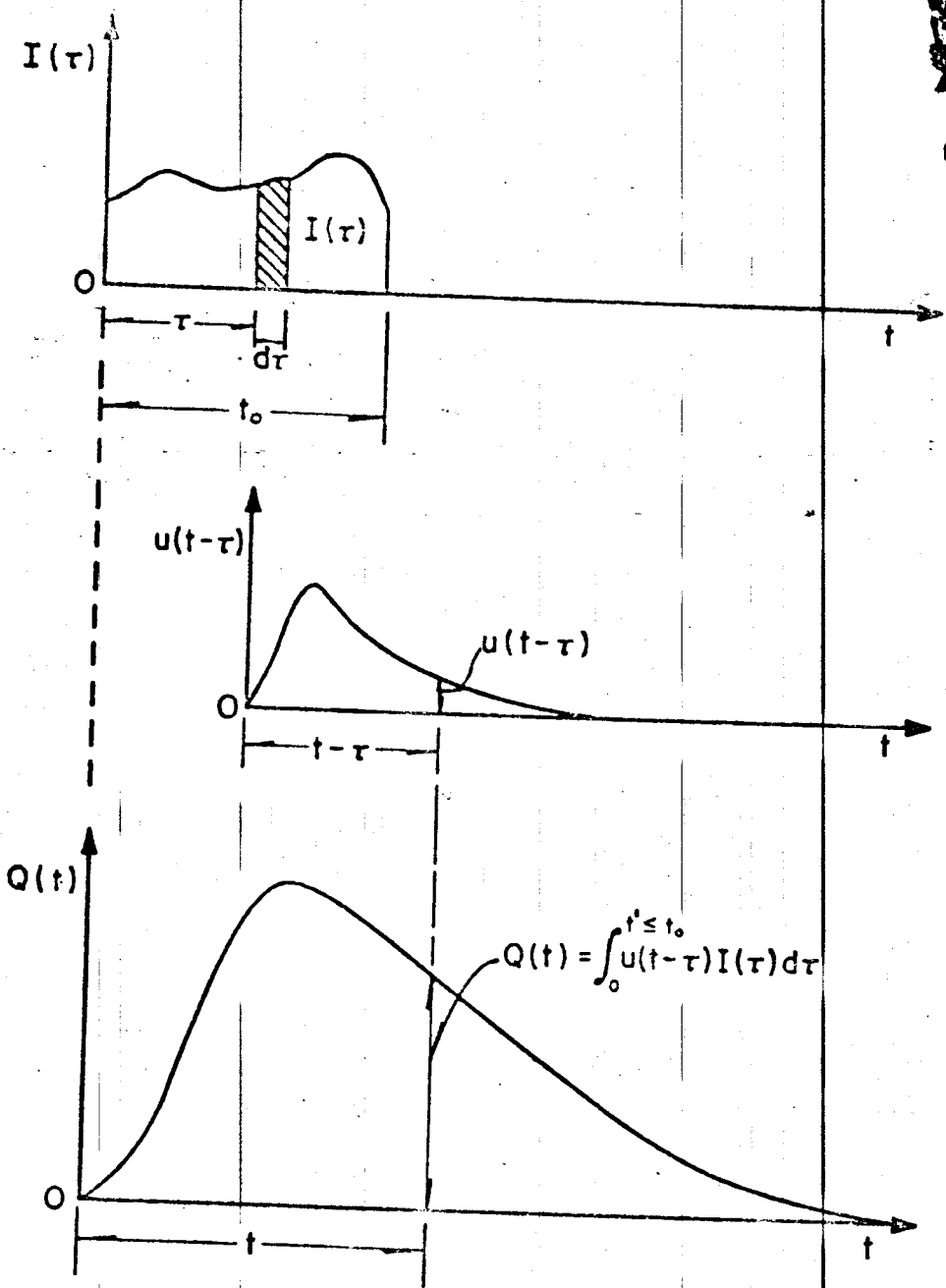


Fig. 3 Relación de $I(\tau)$ y el hidrograma unitario instantáneo

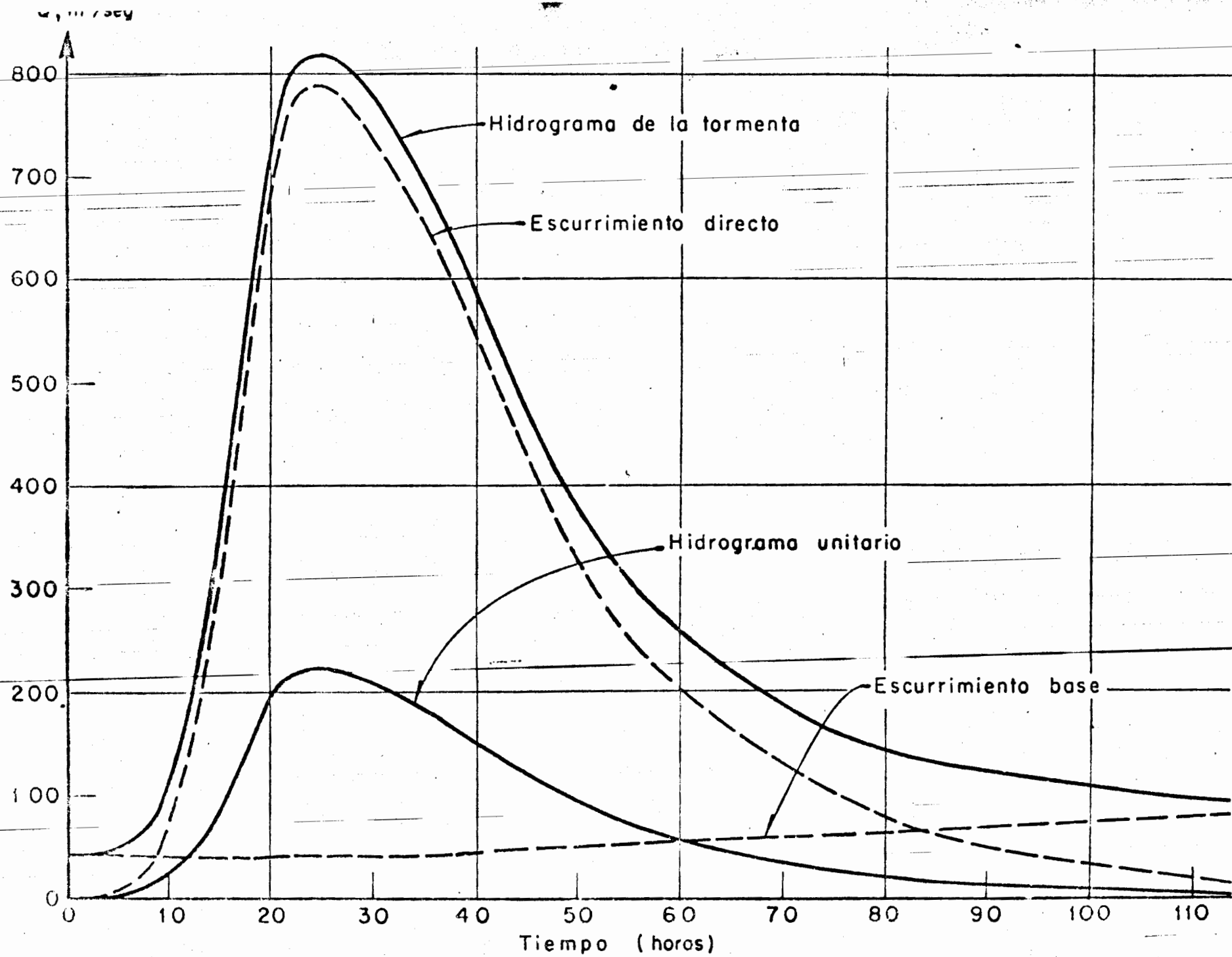


Fig. 4

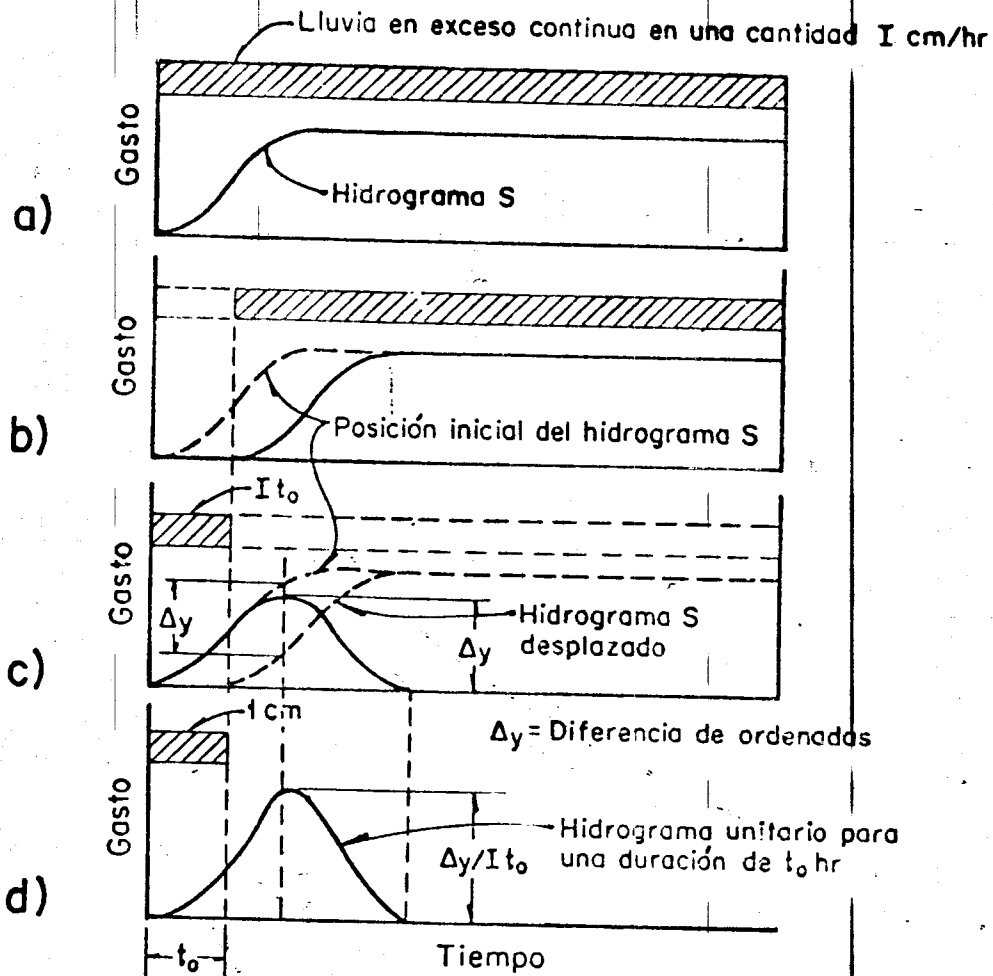
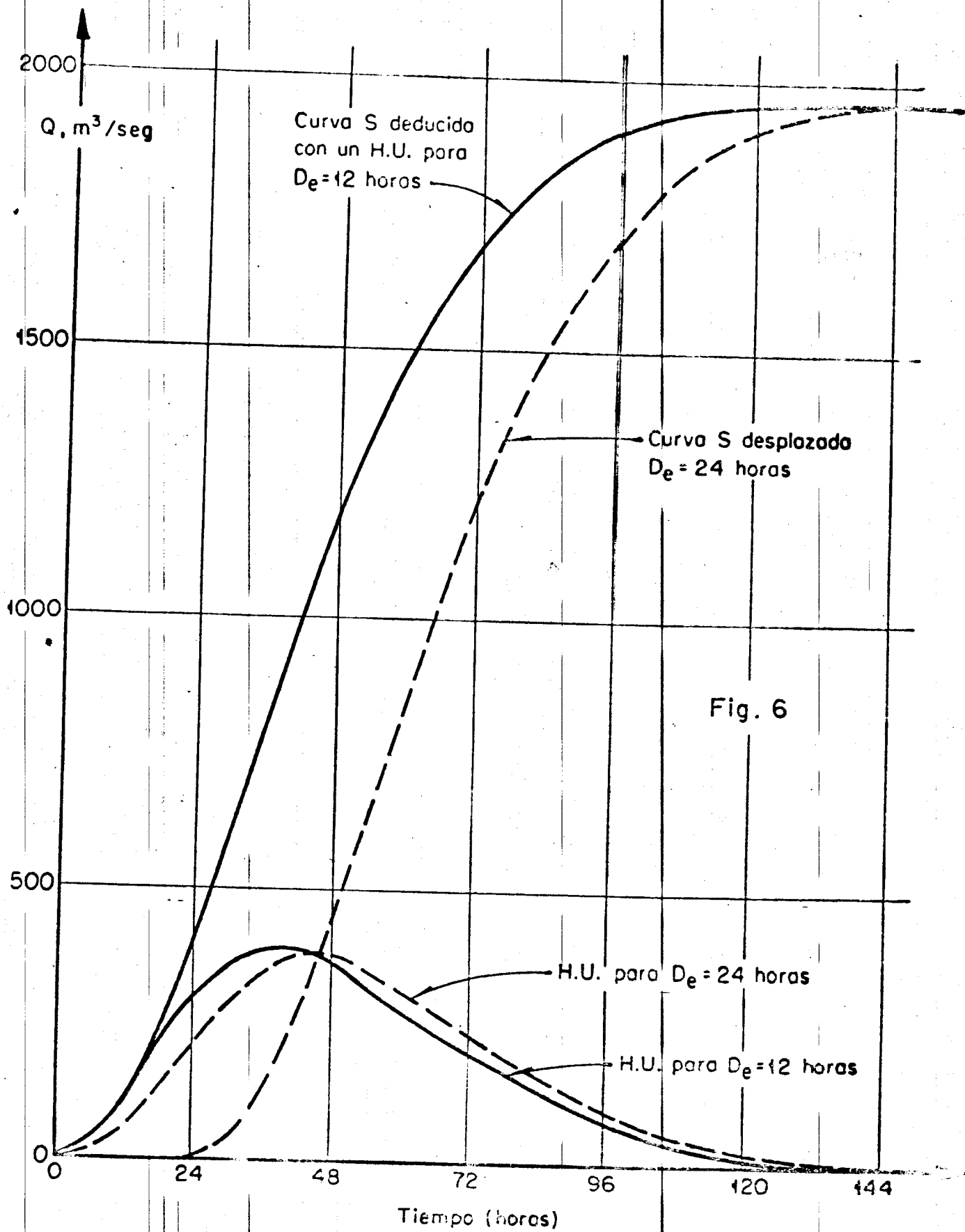
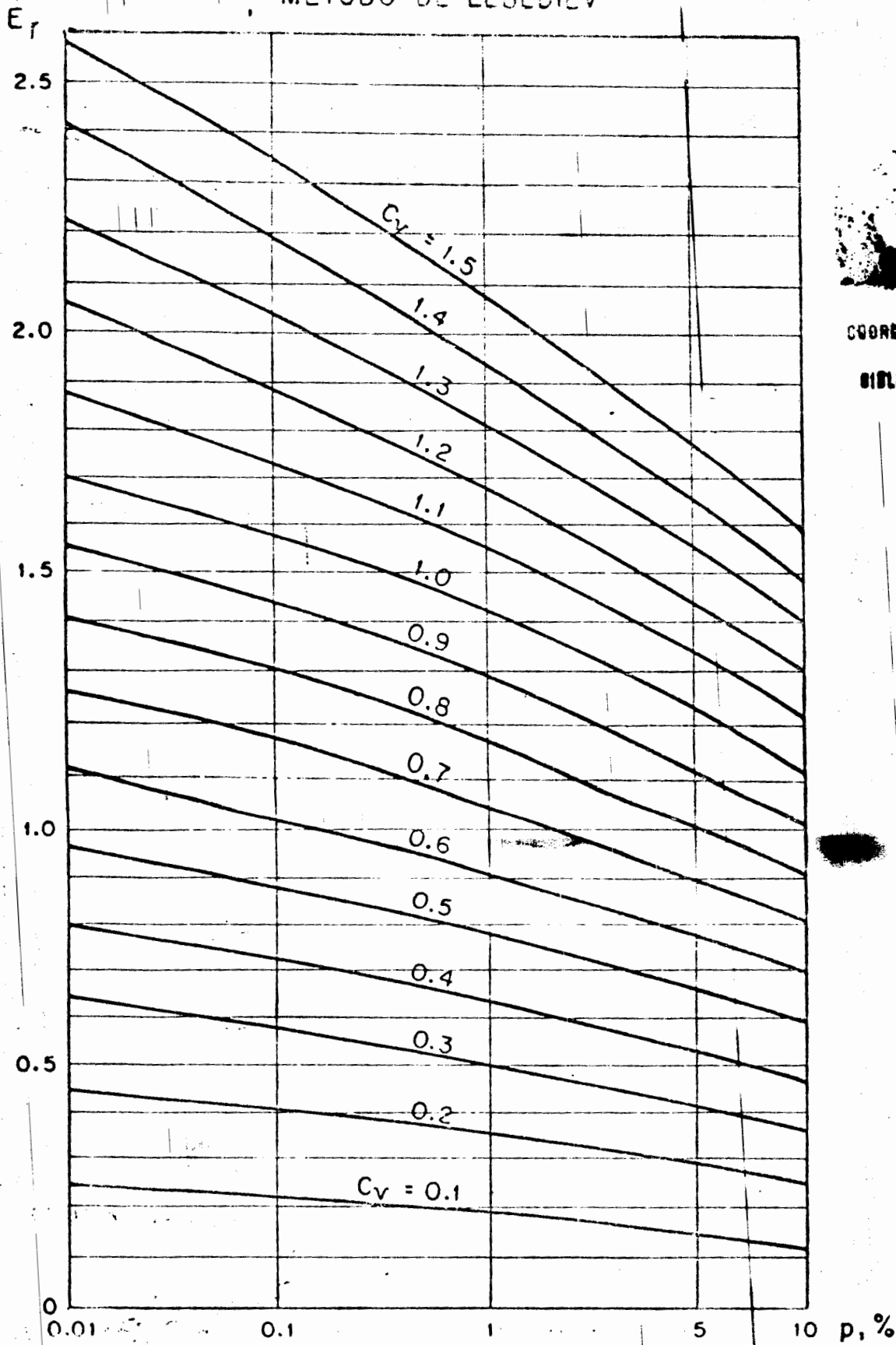


Fig. 5 Deducción de un hidrograma unitario por medio del método del hidrograma S



METODO DE LEBEDIEV



PROFESIONALES
DIVISION
COORDINACION
DE
BIBLIOTECAS

FIG. 7 VALORES DE E_r EN FUNCION DE C_v Y p EN PORCENTAJE