



**APUNTES DE**



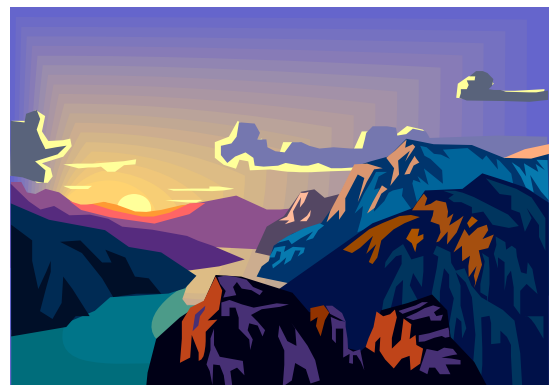
# HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

**NUEVO PLAN**



**UMSNH**

UNIVERSIDAD METROPOLITANA DE GUATEMALA



M. en C. GUILLERMO BENJAMIN PEREZ MORALES  
DR. J. ALBERTO RODRÍGUEZ CASTRO



# NUEVO PLAN 2009

## HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

**HORAS SEMANA/MES 5**  
(4 HORAS TEORÍA Y 1 HORA PRÁCTICAS)

**HORAS TOTALES DEL CURSO 75**

## TEMARIO

- 1.- INTRODUCCIÓN
- 2.- LA CUENCA HIDROLÓGICA
- 3.- PRECIPITACIÓN
- 4.- ESCURRIMIENTO
- 5.- EVAPORACIÓN, TRANSPIRACIÓN E INFILTRACIÓN
- 6.- CÁLCULO DEL GASTO MÁXIMO O DE LA AVENIDA MÁXIMA

## BIBLIOGRAFÍA

- ❖ Fundamentos de hidrología de superficie; Francisco J. Aparicio Mijares; Ed. Limusa.
- ❖ Procesos del Ciclo Hidrológico; D. F. Campos Aranda; Universidad Autónoma de San Luís Potosí.
- ❖ Hidrología Aplicada; Ven T. Chow y L. W. Mays; Ed. McGraw Hill. 1977
- ❖ Hidrología en la Ingeniería; Germán Monsalve Sáenz; Ed. Alfaomega.
- ❖ Ecurrimiento en cuencas grandes; Facultad de Ingeniería UNAM.
- ❖ Hidrología; Rolando Springall G.; Facultad de Ingeniería de la UNAM.
- ❖ Hidrología para Ingenieros; Linsley-Kholer-Paulus;
- ❖ Hidrología; Rolando Springall G.; Facultad de Ingeniería UNAM.
- ❖ Ingeniería de los Recursos Hidráulicos; Linsley y Franzini.
- ❖ Análisis estadístico y probabilística de datos hidrológicos; Rolando Springall; Facultad de Ingeniería de la UNAM.
- ❖ Probabilidad y estadística en Ingeniería Civil; Jack R. Benjamín; Mc Graw Hill.

## 1. INTRODUCCIÓN.

El objetivo principal del curso de **Hidrología Superficial** es que el alumno aprenda a conocer y aplicar adecuadamente los fundamentos teóricos de la hidrología superficial que permitan determinar los recursos hídricos en sus distintas fases con fines de aplicación en el estudio y diseño de las obras hidráulicas de aprovechamiento y control para solucionar problemas en el campo de la ingeniería civil.

### **1.1.- DEFINICIÓN Y ANTECEDENTES HISTÓRICOS.**

La hidrología estudia la ocurrencia, distribución movimiento y características del agua en la tierra y su relación con el medio ambiente. Desde sus inicios hasta la fecha, la hidrología ha evolucionados de una curiosidad meramente filosófica hasta convertirse en una disciplina científica que forma parte de las llamadas ciencias de la tierra como lo son la geología, la climatología, la meteorología y la oceanografía.

Los filósofos de la antigüedad centraron su atención en la naturaleza de los procesos generadores de corrientes superficiales y en otros fenómenos relacionados al origen y ocurrencia del agua en sus diversos estados. Homero, el filósofo griego, creía en la ocurrencia de grandes depósitos de agua subterránea que alimentaban los ríos, manantiales, lagos, mares y pozos profundos.

A pesar de las teorías imprecisas de las épocas de la antigüedad, se llegaron a construir grandes obras que demuestran la habilidad práctica para utilizar principios básicos de hidrología. Se construyó, por ejemplo, por el año 4000 A. C., una presa sobre el río Nilo con el objeto de utilizar tierras de las llanuras de inundación para el cultivo. Así mismo, los pueblos de la Mesopotamia construyeron muros a lo largo de los ríos para protegerse de las inundaciones. Los acueductos griegos y romanos, así como los sistemas de control para irrigación en China, también constituyen ejemplos de obras que involucran la aplicación de conceptos hidrológicos.

Hacia fines del siglo V, se generó en Europa una tendencia científica, basada más en la observación que en el razonamiento filosófico. Leonardo da Vinci y Bernard Palisi arribaron independientemente a una descripción precisa del ciclo hidrológico basando sus teorías en observaciones de fenómenos naturales como la lluvia, la evaporación, la infiltración y el escurrimiento.

La hidrología como ciencia moderna se origina con los estudios pioneros de Perrault, Mariotte y Halley en el siglo XVII. Perrault con datos de precipitación y escurrimiento de la cuenca de drenaje del Río Sena demostró que los volúmenes de lluvia eran suficientes para mantener el flujo en el río. También logró medir la evaporación y la capilaridad de los suelos. Mariotte midió la velocidad del flujo en el Río Sena, la cual fue después transformada a caudal introduciendo mediciones de la sección transversal del río. El astrónomo inglés Halley midió la tasa de evaporación del mar Mediterráneo y concluyó que el volumen evaporado era suficiente para sustentar el flujo en todos los ríos tributarios a dicho mar. Estas observaciones, aunque un tanto rudimentarias debido a la falta de instrumentos de medición precisos, permitieron conclusiones confiables acerca de los fenómenos hidrológicos.

En el siglo XVIII se lograron notables avances en la teoría Hidráulica e instrumentación. El Piezómetro, el Tubo Pitot, el teorema de Bernoulli y la fórmula de Darcy son tan solo algunos ejemplos.

Durante el siglo XIX la hidrología instrumental floreció. Avances significativos se lograron en la hidrología del agua subterránea y en la medición de caudales de agua superficial. Se desarrollaron la ecuación de flujo capilar de Hagen-Poiseuille, la ley del flujo en medios porosos de Darcy y la fórmula de Dupuit-Thiem para pozos. Los inicios de la medición sistemática de corrientes también se atribuyen a este siglo.

Aunque las bases de hidrología moderna ya estaban establecidas en el siglo XIX, mucho del trabajo desarrollado era de naturaleza empírica. Los fundamentos de la hidrología física aun no estaban bien definidos o ampliamente reconocidos y las limitaciones de varias formulaciones eran evidentes. Por tal motivo, varias agencias de los gobiernos de diferentes países implementaron programas propios de investigación hidrológica. De 1930 a 1950 procedimientos racionales fueron reemplazando formulaciones empíricas. El concepto de hidrograma unitario desarrollado por Sherman, la teoría de infiltración de Horton y el concepto de no equilibrio de Thies para hidráulica de pozos son algunos ejemplos sobresalientes del gran progreso logrado.

Desde 1950 a la fecha el planteamiento científico de los problemas hidrológicos ha reemplazado los métodos menos complicados del pasado. Los avances en el conocimiento científico han permitido un mejor entendimiento de los principios físicos de las relaciones hidrológicas y el desarrollo de herramientas poderosas de cálculo han hecho posible el desarrollo de modelos sofisticados de simulación. Extensas manipulaciones numéricas que en el pasado eran prácticamente imposibles de realizar, ahora se llevan a cabo en cuestión de milésimas de segundos en poderosas computadoras digitales.

### **1.2.- EL AGUA Y SU UTILIZACIÓN.**

Es de conocimiento general que el agua es un compuesto vital, así como el más abundante sobre la tierra, pero realmente desconocemos hasta que punto es importante este líquido.

Sin duda influye el saber que tan abundante es, para que descuidemos por esto su valor, al referirnos al agua como un elemento vital, nos basamos en que realmente no existiría la vida en la tierra sin agua, ya que cualquier ser viviente en su constitución tiene un considerable porcentaje de agua para poder seguir realizando sus funciones, y citaremos los siguientes ejemplos; los seres humanos necesitan un 97% de agua para mantener la vida en estado embrionario y de 58% a 67% ya siendo adulto, en los vegetales es del 75% al 95% de su peso total, como en el caso del tomate que contiene 95% de agua, y en los animales varía de 60% a 70% de su peso corporal.

La falta de agua en el humano provoca en pocos días la muerte, al perder el 12% del agua contenida en el cuerpo puede sobrevenir la muerte, ya que si no se bebe agua en 4 días, la deshidratación provoca además de una sed intensa, sequedad en la piel y las mucosas, e insuficiencia cardíaca y renal, entre otros trastornos y

lo coloca en estado crítico que lo lleva al coma y muerte que sobreviene a los 10 días aproximadamente.

En la antigüedad como en otros aspectos, se tuvieron conceptos erróneos respecto al agua y podemos citar a Tales de Mileto, quien centró la atención en el agua como posible inicio del Universo; Homero que creía en la existencia de un gran almacén subterráneo que abastecía los ríos, mares, manantiales y pozos; los griegos y romanos que aceptaban que el agua de los océanos se movía subterráneamente hasta la base de las montañas y de ahí ascendía como vapor a través de conductos hasta la cumbre de las montañas, donde se condensaba y alimentaba a los manantiales que forman las corrientes.

Sin embargo la realidad es que el agua que bebemos no es tan abundante como parece, y si al principio de las civilizaciones el manantial o río que servía como fuente de abastecimiento de “agua dulce” a la población era suficiente, ahora con la explosión demográfica mundial se han visto disminuidas y contaminadas estas fuentes, por lo que día a día es un problema mas grave el abastecimiento del vital líquido.

Para tener un conocimiento real de este recurso, es necesario conocer el inventario del agua en la tierra y el porcentaje que representa la del consumo humano del total:

**Tabla 1.1** Distribución de los diferentes volúmenes de agua en la tierra

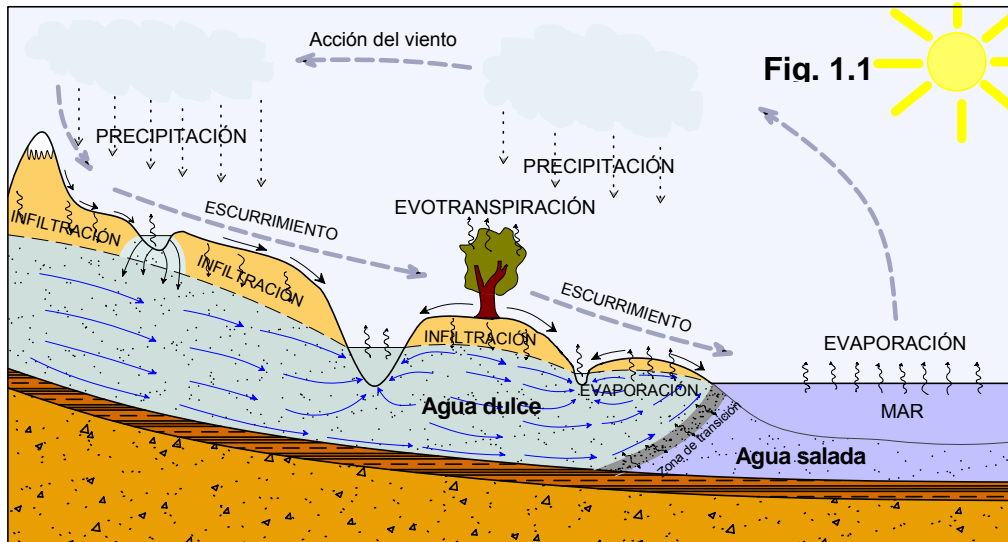
<b>LOCALIZACIÓN</b>	<b>Área (10<sup>6</sup> Km<sup>2</sup>)</b>	<b>Volumen (10<sup>6</sup> Km<sup>3</sup>)</b>	<b>Porcentaje del agua total</b>	<b>Porcentaje de agua dulce</b>
<b>Océanos</b>	361.3	1338.00	96.5	
<b>Aguas subterráneas</b>				
Dulce	134.8	10.53	0.76	30.1
Salada	134.8	12.87	0.93	
<b>Humedad del Suelo</b>	82.0	0.0165	0.0012	0.05
<b>Hielo polar</b>	16.0	24.0235	1.7	68.6
<b>Hielo no polar y nieve</b>	0.3	0.3406	0.025	1.0
<b>Lagos</b>				
Dulces	1.2	0.091	0.007	0.26
Salinos	0.8	0.0854	0.006	
<b>Pantanos</b>	2.7	0.01147	0.0008	0.03
<b>Ríos</b>	148.8	0.00212	0.0002	0.006
<b>Agua biológica</b>	510.0	0.00112	0.0001	0.003
<b>Agua atmosférica</b>	510.0	0.0129	0.001	0.04
<b>Aqua total</b>	510	1385.9846 1	100.00	
<b>Aqua dulce</b>	148.8	35.02921	2.5	100.00

De lo anterior se puede decir que el agua para beber sólo es un porcentaje muy reducido del total, y que la idea errónea de las comunidades y sobre todo de las grandes ciudades de que el agua es inagotable y un bien de consumo disponible, ha provocado sobre todo un mal uso del recurso. Ahora bien, para tener una idea de las necesidades de consumo de agua per cápita, se tienen los siguientes datos: el humano puede vivir con 2.5 litros de agua diaria (dentro del orden de 35

ml/kg de peso), y en casos extremos hasta con un litro diario en un período de tiempo no prolongado.

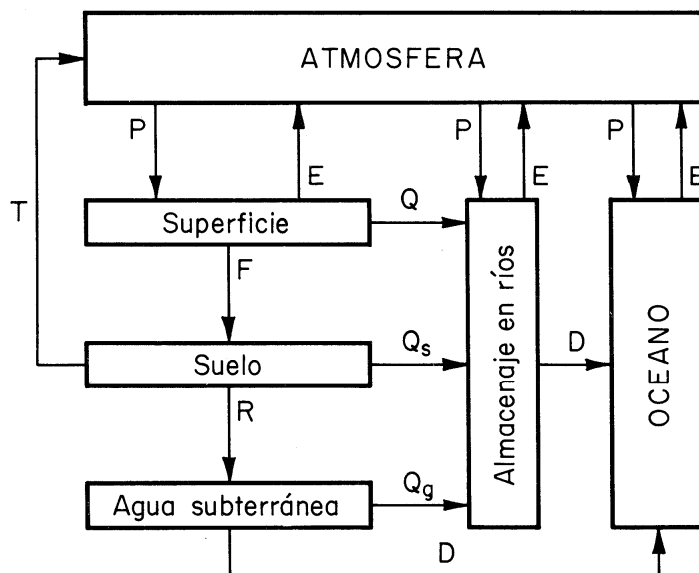
**1.2. CICLO HIDROLÓGICO**

El ciclo hidrológico es un proceso continuo de movimiento de agua de los océanos a la atmósfera, a la tierra y nuevamente al mar. Dentro de este proceso existen varios subciclos. La evaporación de cuerpos de agua continentales y la subsecuente precipitación sobre el suelo antes de regresar al mar es un ejemplo de esto.



a fuerza generadora del movimiento global de masas de agua es el sol que produce la energía necesaria para la evaporación. Durante este proceso varios cambios se producen la disponibilidad y localización del agua. La calidad del agua también se ve afectada por este proceso ya que, por ejemplo, al evaporarse del mar se convierte de agua salada en dulce.

El ciclo completo del agua es de naturaleza global y se requieren estudios en planos regionales, nacionales, internacionales e incluso continentales. El agua que fluye hacia una región no puede estar disponible en cantidad y calidad al mismo tiempo en otra región del mundo. Nace [1967] atinadamente señala que la disposición de recursos hidráulicos constituye un problema de naturaleza global con raíces locales.



- E - Evaporación
- P - Precipitación
- T - Transpiración
- Q - Escurrimiento superficial
- Q<sub>s</sub> - Escurrimiento subsuperficial
- Q<sub>g</sub> - Escurrimiento subterráneo
- F - Infiltración
- D - Descarga a los océanos
- R - Recarga

**Fig. 1.2**

## 2. LA CUENCA HIDROLÓGICA.

La cuenca hidrológica se define como el área que contribuye al escurrimiento directo y que proporciona parte o todo el flujo de la corriente principal y sus tributarios.

2.1 **PARTEAGUAS.**- Línea imaginaria que divide cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento producido por la precipitación.

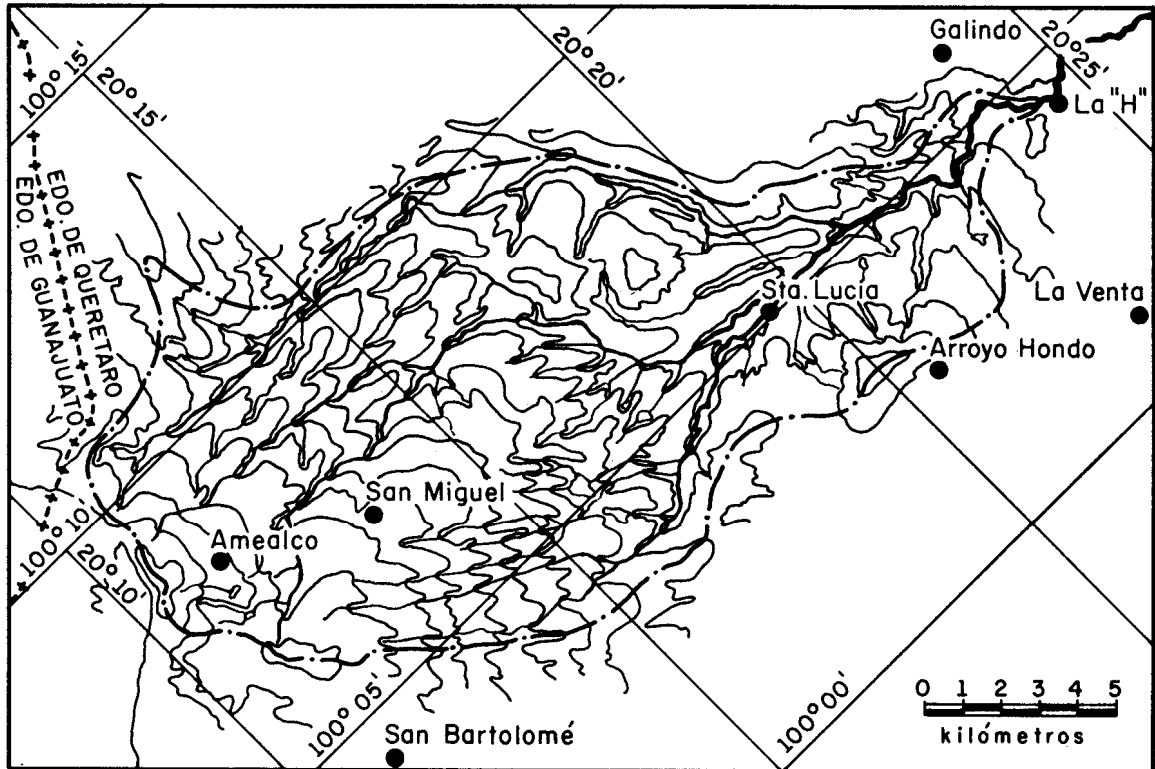


Fig. 2.1 Cuenca pequeña<sup>1</sup>.- Aquella cuyo escurrimiento es altamente sensible a lluvias de alta intensidad y poca duración.

### 2.2 CARACTERÍSTICAS FISIGRÁFICAS

- Área
- Pendiente
- Elevación media
- Red de drenaje
- Pendiente del cauce
- Tiempo de recorrido
- Área-elevación

#### 2.2.1 Área

Área de la proyección horizontal de la cuenca de drenaje.

#### 2.2.2 Pendiente

Valor representativo del cambio de elevación en el espacio de una cuenca.

#### Métodos de cálculo

a) *Critério de Alvord*

$$S_c = \frac{DL}{A} \quad (2.1)$$

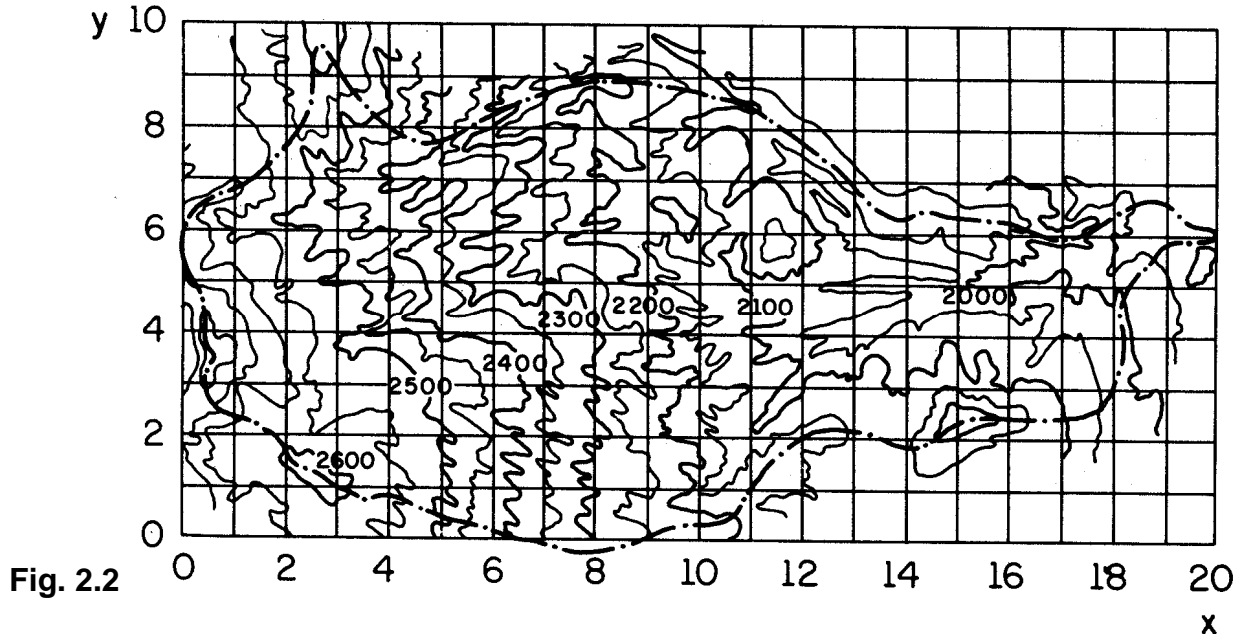
<sup>1</sup> Chow define el límite de cuencas pequeñas como 250 km<sup>2</sup>.



## HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

Donde:  $S_c$  = Pendiente de la cuenca.  
 $D$  = Desnivel constante entre curvas de nivel (m).  
 $L$  = Longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca (m).  
 $A$  = Área de la cuenca (m<sup>2</sup>).

b) *Criterio de Horton.* - Con base en una malla sobrepuesta en la cuenca y orientada según la dirección del cauce principal, como se muestra en la figura, se puede calcular la pendiente media de la cuenca por medio de la ecuación:



Las pendientes en la direcciones  $x$  ,  $y$  se calculan como

$$S_x = \frac{N_x D}{L_x} \quad (2.2)$$

$$S_y = \frac{N_y D}{L_y} \quad (2.3)$$

Donde:  $S_x$  = Pendiente de la cuenca en la dirección  $x$ .  
 $S_y$  = Pendiente de la cuenca en la dirección  $y$   
 $D$  = Desnivel constante entre curvas de nivel (m).  
 $L_x$  = Longitud total de las líneas de la malla en la dirección  $x$ , comprendidas dentro de la cuenca (m).  
 $L_y$  = Longitud total de las líneas de la mallas en la dirección  $y$ , comprendidas dentro de la cuenca(m).  
 $N_x$  = Número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección  $x$  con las curvas de nivel.  
 $N_y$  = Número total de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla en la dirección  $y$  con las curvas de nivel.

Finalmente la pendiente de la cuenca,  $S_c$  se calcula como

$$S_c = \frac{ND \sec \theta}{L} \quad (2.4)$$

Donde:  $S_c$  = Pendiente de la cuenca.  
 $L = L_x + L_y$



## HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

$$N = N_x + N_y$$

$\theta^2$  = Ángulo entre las líneas de la malla y las curvas de nivel.

**Ejemplo 2.1** Calcular la pendiente de la cuenca mostrada en la figura anterior considerando  $\theta = 1$  y un desnivel de 50 cm.

Número de la línea de la malla	$N_x$	$N_y$	$L_x$	$L_y$
0	3	0	3.2	0
1	11	9	11.0	6.2
2	14	7	15.0	8.2
3	25	15	23.6	11.0
4	24	14	23.9	9.7
5	21	15	24.6	10.0
6	22	15	27.0	11.1
7	19	21	15.6	11.8
8	10	16	10.4	12.4
9	0	14	0.7	11.9
10	0	19	0	11.5
11	0	11	0	9.9
12	0	9	0	7.8
13	0	7	0	6.6
14	0	7	0	6.2
15	0	7	0	5.4
16	0	6	0	5.2
17	0	4	0	4.7
18	0	4	0	4.4
19	0	0	0	1.0
20	0	0	0	0
$\Sigma$	149	200	155.0	155.0
Total	349		310	

$$S_c = \frac{349 \times 0.5}{310} = 0.563$$

$$S_x = \frac{149 \times 0.5}{155} = 0.48$$

<sup>2</sup> Como resulta muy laborioso calcular la  $\sec \theta$ , Horton recomienda un valor promedio de 1.57. En la práctica resulta eficaz ignorar este término y usar un promedio aritmético o geométrico de  $S_x$  y  $S_y$ .

$$S_y = \frac{200 \times 0.5}{155} = 0.645$$

Si se considera la pendiente como el promedio aritmético,  $S_c = 0.563$ , o el promedio geométrico  $S_c = \sqrt{S_x S_y} = 0.556$

### c) *Critério de Nash*

Con base, también, en una malla sobrepuesta en el plano topográfico de la cuenca, de manera que se obtengan aproximadamente 100 intersecciones, se procede como sigue:

1. Se calcula la pendiente en los puntos representados por las intersecciones<sup>3</sup> de la malla.

$$S_i = \frac{D}{L_i} \tag{2.5}$$

- Donde:
- $S_i$  = Pendiente en el punto i
  - $L_i$  = Distancia mínima entre las curvas de nivel medida, sobre el punto de intersección (m).
  - $D$  = Desnivel entre curvas de nivel (m).

2.-Se calcula la pendiente como

$$S_c = \frac{\sum_{i=1}^n S_i}{n} \tag{2.6}$$

- Donde:
- $S_c$  = pendiente de la cuenca.
  - $n$  = número de intersecciones de la malla dentro de la cuenca.

### 2.2.3 Elevación media

Altura media de la cuenca sobre el nivel del mar o cualquier otra referencia.

#### ***Método de cálculo***

- a) Se construye una malla sobre el mapa topográfico de la cuenca.
- b) Se determina la elevación de cada punto de intersección (nodo) de la malla que esté dentro de la cuenca.
- c) Se obtiene el promedio aritmético de todas las elevaciones, de acuerdo con la siguiente expresión

$$E_m = \frac{\sum_{i=1}^n E_i}{n} \tag{2.7}$$

- Donde:
- $E_m$  = elevación media (m o metros sobre el nivel del mar, "ms.n.m.")
  - $E_i$  = elevación del nodo i (m.s.n.m.)
  - $n$  = número de nodos

### 2.2.4 Red de Drenaje.

Arreglo geométrico de los cauces de las corrientes naturales de la cuenca se define con base en:

---

<sup>3</sup> Si la intersección está entre 2 curvas de nivel con el mismo valor, la pendiente en ese punto es cero y el valor de n debe disminuirse por uno por cada intersección en este caso.

## HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

- Tipo de corrientes
- Orden de las corrientes
- Longitud de tributarios
- Densidad de corriente
- Densidad de drenaje

### Tipo de Corrientes.

De acuerdo al tiempo que dura el escurrimiento en el cauce, las corrientes se clasifican en:

- Efímera.*-Se presenta cuando llueve e inmediatamente después.
- Intermitente.*- Ocurre la mayor parte del tiempo, principalmente en época de lluvias.
- Perenne.*- Ocurre todo el tiempo, su caudal es alimentado por agua subterránea.

### Orden de las corrientes.

Según el grado de bifurcación de los cauces dentro de una cuenca se tiene

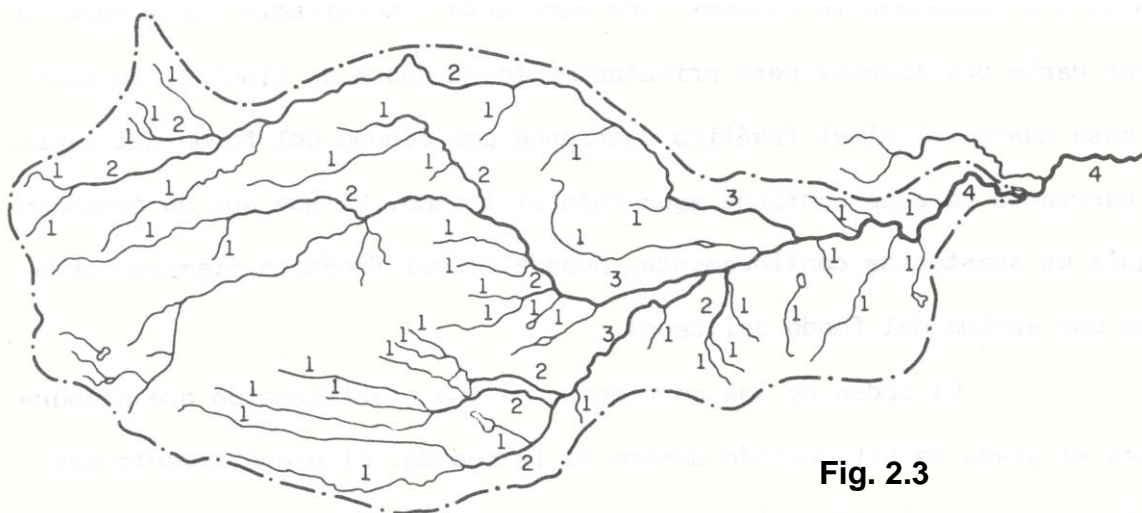
*Grado 1* – corrientes sin tributarios.

*Grado 2* – corrientes con tributarios de grado 1

*Grado 3* – corrientes con 2 o más tributarios de grado 2

*Etc.*

Por ejemplo la Red de drenaje de la cuenca del Río la H, Qro., es de orden 4 (Sprigal 1970).



### Longitud de los tributarios

Proporciona una idea de la pendiente de la cuenca y el grado de drenaje, se mide a lo largo del valle sin tomar en cuenta los meandros.

### Densidad de corriente

Relación entre el número de corrientes y el área drenada.

$$D_s = \frac{N_s}{A} \quad (2.8)$$

Donde:  $A$  = área total de la cuenca, en  $\text{km}^2$

$N_s$  = número de corrientes perennes e intermitentes.

$D_s$  = densidad de corriente.

Densidad de drenaje

Relación entre la longitud total de las corrientes perennes e intermitentes y el área de la cuenca.

$$D_d = \frac{L}{A} \quad (2.9)$$

Donde:  $D_d$  = densidad de drenaje

$L$  = suma de las longitudes de corrientes perennes e intermitentes (m).

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

**2.2.5 Pendiente del cauce**

Existen diversos criterios para determinar la pendiente de un cauce, de entre ellos el más simple es el siguiente:

Desnivel entre los extremos del cauce dividido entre la longitud de éste.

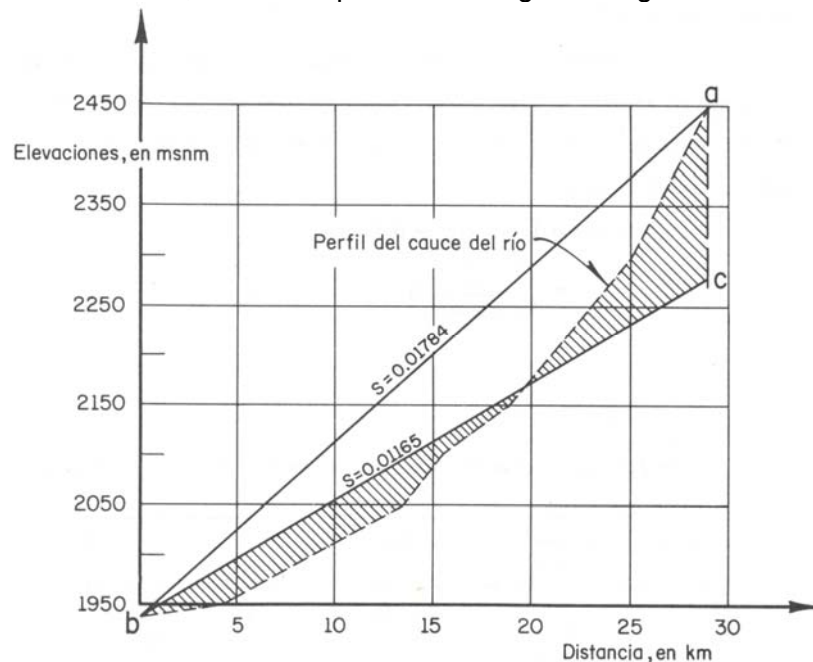
$$S = \frac{H}{L} \quad (2.10)$$

Donde:  $S$  = pendiente del tramo del cauce.

$H$  = desnivel entre los extremos del tramo del cauce (m).

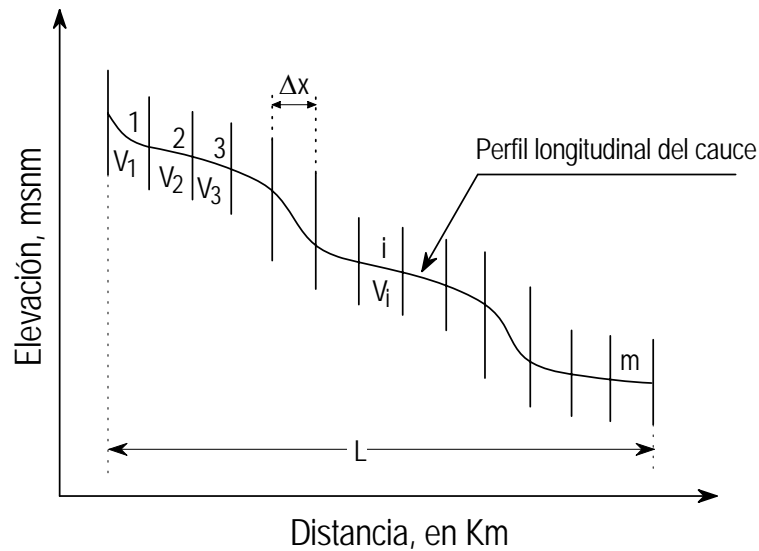
$L$  = longitud del cauce (m).

Otro criterio es el de la "Pendiente compensada", el cual consiste en obtener la pendiente de la línea que inicia en el extremo final del cauce (aguas abajo) y que divide el área bajo la curva en 2 partes iguales, siendo la pendiente de dicha línea la elevación de la línea compensada entre la distancia, como se aprecia en la siguiente figura.



**Fig. 2.4** Pendiente del Río la H, Qro. (Springal, 1970)

El criterio más aceptado es la ecuación de "Taylor y Schwarz", en el cual se propone calcular la pendiente media como la de un canal de sección transversal uniforme que tenga una longitud y tiempo de recorrido equivalentes a la del cauce. Para esto se divide el perfil del cauce en tramos iguales como se muestra en la figura siguiente



La velocidad de recorrido del tramo  $i$ , se calcula con la fórmula Chezy, es decir

$$v_i = k_i \sqrt{S_i} \quad (2.11)$$

Donde:  $K_i$  = coeficiente que depende de la rugosidad y la geometría del cauce.

$S_i$  =pendiente del tramo  $i$

Además. La velocidad  $v_i$  se define como

$$v_i = \frac{\Delta x_i}{t_i} \quad (2.12)$$

Donde:  $\Delta x$  = longitud del tramo  $i$  (m).

$t_i$  = tiempo de recorrido en ese tramo (seg).

Combinando estas dos expresiones, se tiene que

$$t_i = \frac{\Delta x_i}{k_i \sqrt{S_i}} \quad (2.13)$$

Si se considera la longitud total del cauce ( $L$ ), entonces la velocidad media ( $V$ ) será

$$V = \frac{L}{T} \quad (2.14)$$

Donde:  $T$  = tiempo total de recorrido en el cauce, el cual puede expresarse como:

$$T = \sum_{i=1}^m t_i = \sum_{i=1}^m \frac{\Delta x_i}{k_i \sqrt{S_i}} \quad (2.15)$$

y la longitud  $L$ , como

$$L = \sum_{i=1}^m \Delta x_i \quad (2.16)$$

Combinando estas ecuaciones, se tiene lo siguiente:

$$S = \left[ \frac{\sum_{i=1}^m \Delta x_i}{K \sum_{i=1}^m \frac{\Delta x_i}{k_i \sqrt{S_i}}} \right]^2 \quad (2.17)$$

Al considerara  $\Delta x$  y  $K_i$  constantes, esta expresión se transforma en la ecuación de Taylor y Schwarz:

$$S = \left[ \frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \frac{1}{\sqrt{S_3}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_{m1}}}} \right]^2 \quad (2.18)$$

Donde:  $S$  = pendiente del cauce.  
 $S_i$  = pendiente del tramo  $i$  del cauce.  
 $m$  = número de tramos en que se subdivide el cauce.

### 2.2.6 Área - Elevación

Es la relación que muestra la variación del área con respecto a la elevación. Se obtiene determinando el área que encierra cada curva de nivel y generalmente se utiliza para definir las características que tendrá el vaso de un embalse, es decir una presa y se acostumbra relacionar dichos valores con lo que sería la capacidad o volumen de agua a almacenar, siendo común representar los tres valores anteriores por medio de una gráfica que se denomina “Curva Elevaciones – Capacidades – Áreas” como la figura que se muestra a continuación y que se usa para realizar el funcionamiento del vaso y el transito de avenidas por el vaso.

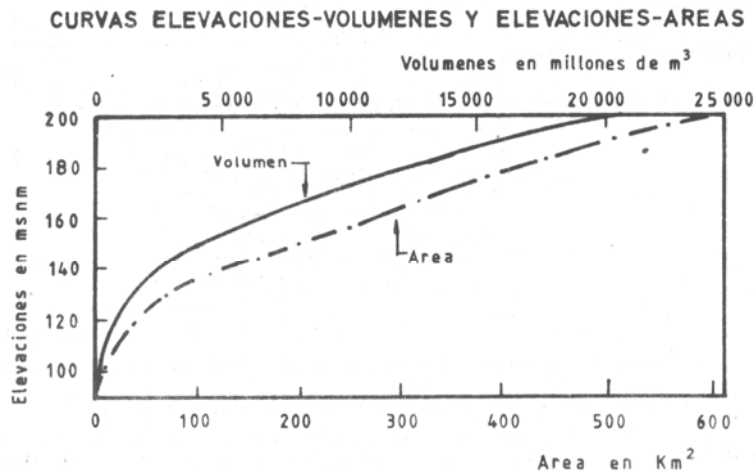


Fig. 2.6

Para calcular la curva en la etapa de estudios preliminares o de planeación, se puede utilizar una carta topográfica escala 1:50000 y para la etapa de estudio de factibilidad y de detalle se deberá de realizar un levantamiento topográfico a mayor detalle.

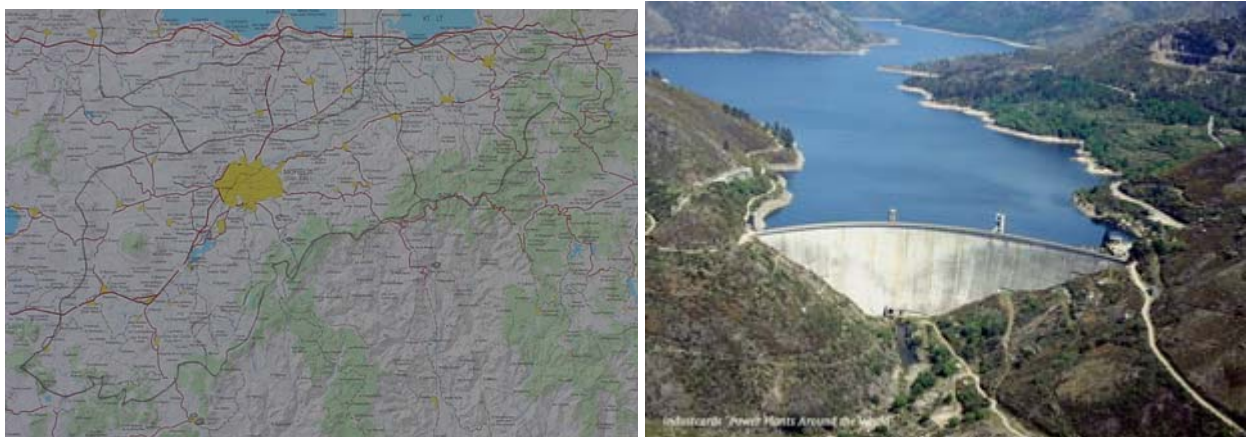


Fig. 2.7

### 2.3 USO DEL SUELO, COBERTURA VEGETAL Y CONDICIÓN HIDROLÓGICA.

Un aspecto importante en el estudio hidrológico de una cuenca de aportación es la capacidad que tiene de interceptar o infiltrar el agua de lluvia, que para el caso de la hidrología de superficie, sería la definición de la cantidad de lluvia en exceso, es decir la complementaria de la lluvia total y que es la que no se pierde y genera el escurrimiento tanto por la superficie del terreno, como su concentración por medio de cauces naturales (arroyos y ríos).

La determinación de la cantidad de agua de lluvia en exceso es función directa de las características fisiográficas de la cuenca, las cuales se vieron con anterioridad, y del uso del suelo, cobertura vegetal, textura y condición hidrológica de esta. Estos últimos factores son utilizados para definir lo que se conoce como coeficiente de escurrimiento "C" o número de escurrimiento "N", los cuales son utilizados para el cálculo del gasto que puede escurrir en una cuenca hidrológica a partir de la intensidad de la lluvia o la altura de precipitación máxima en 24 horas.

Para el primer caso, es decir para el coeficiente de escurrimiento "C", se puede determinar su valor para una cuenca con la ayuda de las tablas 2.1 ó 2.2 propuestas por el propio método, o en su defecto las tablas 2.3 ó 2.4, complementadas con la 2.5, propuestas por la Soil Conservation Service de los E. U. (USSCS o SCS):

**Tabla 2.1 Valores del coeficiente de escurrimiento del método racional.**

Tipo de Área Drenada	Coeficiente de Escurrimiento	
	mínimo	máximo
Zonas Comerciales:		
Zona comercial	0.70	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
Zonas Residenciales:		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares, espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares, compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casa habitación	0.50	0.70
Zonas Industriales:		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
Cementerios, Parques	0.10	0.25
Campos de Juego	0.20	0.35
Pacios de Ferrocarril	0.20	0.40
Zonas Suburbanas	0.10	0.30
Calles:		
Asfaltadas	0.70	0.95
De concreto hidráulico	0.70	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
Estacionamientos	0.75	0.85
Techados	0.75	0.95
Praderas:		
Suelos arenosos planos (pendientes 0.02 o menos)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 o más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 o menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02-0.07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 o más)	0.25	0.35



**Tabla 2.2 Para la selección del coeficiente de escurrimiento “C” del método racional.**

Factores de Clasificación		Valores de c' (*)
Topografía:	Terreno plano, con pendiente de 0.15%	0.30
	Terreno ondulado, con pendiente de 0.35%	0.20
	Terreno accidentado, con pendiente de 4.00%	0.10
Suelos:	Arcilloso- firme	0.10
	Arcillos- arenoso	0.20
	Arcilloso- arenoso suelto	0.40
Cobertura:	Terrenos cultivados	0.10
	Bosques	0.20

(\*) El coeficiente de escurrimiento C se obtiene restando a la unidad la suma de los c' para cada uno de los tres factores.

**Tabla 2.3 Coeficiente de escurrimiento “C” de acuerdo a la topografía U.S.S.C.S.**

Topografía	Descripción de suelos o tipo de SCS	Cobertura vegetal	Coeficiente de escurrimiento C
Llana	Arcilloso firme impenetrable (D)	Cultivo	0.50
		Bosque	0.40
	Arcilla- arenoso firme (C y B)	Cultivo	0.40
		Bosque	0.30
	Arcilla- arenoso abierto (A)	Cultivo	0.20
		Bosque	0.10
Ondulada	Arcilloso firme impenetrable (D)	Cultivo	0.60
		Bosque	0.50
	Arcilla- arenoso firme (C y B)	Cultivo	0.50
		Bosque	0.40
	Arcilla- arenoso abierto (A)	Cultivo	0.30
		Bosque	0.20
Accidentada	Arcilla- arenoso abierto (A)	Cultivo	0.70
		Bosque	0.60
	Arcilla- arenoso firme (C y B)	Cultivo	0.60
		Bosque	0.50
	Arcilla- arenoso abierto (A)	Cultivo	0.40
		Bosque	0.30

**Tabla 2.4 Coeficiente “C”, en función del tipo de suelo**

Tipos de Suelos U.S.S.C.S.	(P <sub>24h</sub> ) <sub>100</sub> milímetros	Coeficiente de escurrimiento C para áreas en km <sup>2</sup>				
		≤0.1	0.1-1.0	10-10	10-100	>100
Tipo (D)	≤80	0.80	0.70	0.65	0.65	0.60
	81-150	0.90	0.85	0.80	0.80	0.80
	151-200	0.95	0.90	0.90	0.90	0.90
	>200	0.95	0.95	0.95	0.90	0.90
Tipo (C)	≤80	0.70	0.60	0.55	0.50	0.45
	81-150	0.85	0.80	0.75	0.65	0.65
	151-200	0.85	0.85	0.80	0.70	0.70
	>200	0.90	0.90	0.80	0.75	0.75
Tipo (B)	≤80	0.55	0.55	0.45	0.35	0.20
	81-150	0.65	0.63	0.56	0.45	0.30
	151-200	0.75	0.70	0.65	0.55	0.40
	>200	0.80	0.75	0.70	0.65	0.50
Tipo (A)	≤80	0.35	0.28	0.20	0.20	0.15
	81-150	0.45	0.35	0.25	0.25	0.20
	151-200	0.55	0.45	0.40	0.35	0.30
	>200	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40

**Tabla 2.5 Tipos de Suelos según la SCS de los E. U.**

Grupo A:	(Bajo potencial de escurrimiento). Suelos que tienen altas velocidades de infiltración cuando están mojados y consisten principalmente de arenas y gravas prosudas y bien graduadas. Estos suelos tienen altas velocidades de transmisión.
Grupo B:	Suelos con moderadas velocidades de infiltración cuando están mojados, consisten principalmente de suelos arenosos menos profundos que los del grupo A y con drenaje medio, conteniendo valores intermedios de texturas finas a gruesas.
Grupo C:	Suelos que tienen bajas velocidades de infiltración cuando están mojados, consisten principalmente de suelos que tienen un estrato que impiden el flujo del agua, son suelos con texturas finas. Esos suelos tienen bajas velocidades de transmisión.
Grupo D:	(Alto potencial de escurrimiento). Suelos que tienen muy bajas velocidades de infiltración cuando están mojados y consisten principalmente en suelos arcillosos con alto potencial de hinchamiento, suelos con estratos arcillosos cerca de su superficie o bien sobre un horizonte impermeable.

En el caso del número de escurrimiento “N”, se emplean las siguientes tablas.

**Tabla. 2.6 Selección de N**

Uso de la tierra y cobertura	Tratamiento del suelo	Pendiente del terreno en %	Tipo de suelo			
			A	B	C	D
Sin cultivo	Surcos rectos	-	77	86	91	94
Cultivos en surco	Surcos rectos	>1	72	81	88	91
	Surcos rectos	<1	67	78	85	89
	Contorneo	>1	70	79	84	88
	Contorneo	<1	65	75	82	86
	Terrazas	>1	66	74	80	82
	Terrazas	<1	62	71	78	81
Cereales	Surcos rectos	>1	65	76	84	88
	Surcos rectos	<1	63	75	83	87
	Contorneo	>1	63	74	82	85
	Contorneo	<1	61	73	81	84
	Terrazas	>1	61	72	79	82
	Terrazas	>1	59	70	78	81
Leguminosas o praderas con rotación	Surcos rectos	>1	66	77	85	89
	Surcos rectos	<1	58	72	81	85
	Contorneo	>1	64	7	83	85
	Contorneo	<1	55	69	78	83
	Terrazas	>1	63	73	80	83
	Terrazas	<1	51	67	76	80
Pastizales		>1	68	79	86	89
		<1	39	61	74	80
	Contorneo	>1	47	67	81	88
	Contorneo	<1	6	35	70	79
Pradera permanente		<1	30	58	71	78
Bosques naturales	Muy ralo		56	75	86	91
	Ralo		46	68	78	84
	Normal		36	60	70	77
	Espeso		26	52	62	69
	Muy espeso		15	44	54	61
Camino	De terracería		72	82	87	89
	Con superficie dura		74	84	90	92

**Tabla 2.7 Determinación del tipo de suelo**

Tipo de Suelo	Textura del suelo
A	Arenas con poco limo y arcilla; Suelos muy permeables.
B	Arenas finas y limos.
C	Arenas muy finas, limos, suelos con alto contenido de arcilla.
D	Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes de roca sana; suelos muy impermeables.

Para tomar en cuenta las condiciones iniciales de humedad del suelo, se hace una corrección al número de escurrimiento obtenido de la tabla 3.6, según la altura de precipitación acumulada cinco días antes de la fecha de interés ( $hp_5$ ), conforme al siguiente criterio:

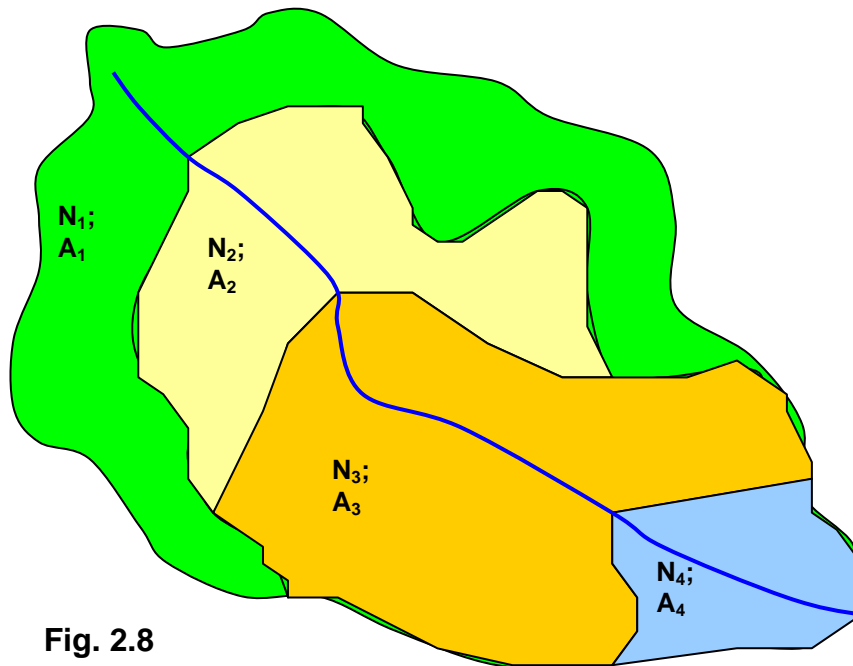
- a) Si  $hp_5 < 2.5$  cm se hace la corrección A.
- b) Si  $2.5 < hp_5 < 5$  cm no se hace corrección.

c) Si  $hp_5 > 5$  cm se hace la corrección B.

**Tabla 2.8 Corrección al valor de "N"**

N	N con corrección A	N con corrección B
0	0	0
10	4	22
20	9	37
30	15	50
40	22	60
50	31	70
60	40	78
70	51	85
80	63	91
90	78	96
100	100	100

Cuando se tiene que en la zona de estudio se tiene diversos tipos de uso de suelo, cobertura vegetal y/o condición hidrológica, es necesario encontrar un valor promedio, ya sea de C o de N, lo cual se puede hacer al encontrar el valor por cada área homogénea y multiplicar por su valor específico de C o N, para luego sumar dichos productos y dividir la suma entre el área total, es decir definir un valor promedio pesado, como por ejemplo en la figura siguiente se tienen cuatro zonas homogéneas con valores diferentes de "N" (o "C") y ocupan una determinada área "A" en la cuenca.



### 3. PRECIPITACIÓN

Fenómeno físico que consiste en la transferencia de volúmenes de agua, en sus diferentes formas (lluvia, nieve, granizo, etc.) de la atmósfera a la superficie terrestre.

#### 3.1 NOCIONES DE METEOROLOGÍA

La meteorología estudia los fenómenos atmosféricos, tales como viento, precipitación, temperatura, presión atmosférica, etc. La parte de la meteorología que estudia los fenómenos atmosféricos relacionados con el agua se le conoce como hidrometeorología.

A la parte de la meteorología que estudia las relaciones del clima con los fenómenos atmosféricos se le conoce como climatología.

En lo siguiente se presentan algunas definiciones básicas de meteorología:

**Presión Atmosférica** .- peso de la columna de aire encima de un área unitaria

$$p = 1013.2 \left[ \frac{288 - .0065z}{288} \right]^{5.256} \quad (3.1)$$

Donde:  $p$  = presión atmosférica en milibars (mb)<sup>4</sup>  
 $z$  = altura sobre el nivel del mar

**Presión de vapor.-** peso de la columna de vapor encima de un área unitaria despreciando el efecto de otros gases. Para una temperatura y presión dadas, existe una cantidad máxima de vapor por unidad de volumen, que puede existir sin condensarse. Cuando una masa de aire contiene esa cantidad máxima, se dice que está saturada

**Punto de rocío.-** temperatura a la que se presenta la condición de saturación “máxima” de vapor en un volumen unitario.

**Presión de vapor de saturación.-** presión de vapor de una masa de aire cuando esta saturada

$$e_d = e_w - 0.00066p(T_a - T_w)(1 + 0.00115T_w) \quad (3.2)$$

Donde:  $e_d$  = presión de vapor correspondiente a un punto de rocío.  
 $T_d$  = punto de rocío  
 $T_a$  = temperatura real del aire en °C medida con un termómetro común (bulbo seco)  
 $T_w$  = temperatura medida con un termómetro de bulbo húmedo<sup>5</sup>, en °C.  
 $e_w$  = presión de vapor correspondiente a  $T_w$   
 $p$  = presión atmosférica

**Humedad relativa.-** relación entre la presión de vapor real y la de saturación

$$H_r = 100 \frac{e_a}{e_d} \quad (3.3)$$

<sup>4</sup> mb = 760x10<sup>-3</sup> mm de hg

<sup>5</sup> depósito de mercurio cubierto con una tela húmeda.

## HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

Donde:  $Hr$  = humedad relativa, en %  
 $ea$  = presión de vapor real  
 $ed$  = presión de vapor de saturación

**Humedad absoluta**<sup>6</sup>.- masa de vapor de agua contenida en una unidad de volumen de aire

$$\rho_v = \frac{M_v}{V} \quad (3.4)$$

Donde:  $\rho_v$  = humedad absoluta, densidad de vapor o concentración de vapor.

$M_v$  = masa de vapor

$V$  = volumen de aire

**Humedad específica**.- relación entre la masa de vapor y la de aire húmedo (aire+vapor).

$$H_s = q = \frac{M_v}{M_a + M_v} = \frac{\rho_v}{\rho_a + \rho_b} = \frac{\rho_v}{\rho} \quad (3.5)$$

Donde:  $H_s = q$  = humedad específica

$M$  = masa de aire seco

$\rho_a$  = densidad de aire seco

$\rho$  = densidad de aire húmedo

**Agua precipitable**.- masa total de vapor de agua existente en una columna de aire de área unitaria y altura  $z$ .

$$W = \int_0^z \rho_v dz \quad (3.6)$$

Asumiendo una variación hidrostática de la presión, es decir.

$$dp = -\rho g dz \quad (3.7)$$

Entonces:  $W = -\int_{p_0}^p \frac{\rho_v}{\rho g} dp \quad (3.8)$

y de la definición de humedad específica,  $\rho_v = \rho q$

$$W = \frac{1}{g} \int_p^{p_0} q dp \quad (3.9)$$

Donde:  $W$  tiene unidades de  $[M/L^2]$ . Si se desea que  $W$  tenga unidades de volumen/área, entonces

$$W = 10 \int_p^{p_0} q dp \quad (3.10)$$

<sup>6</sup> También se conoce como *densidad de vapor* ó *concentración de vapor*.

**Nubes.-** se forman cuando el agua que se evapora de la superficie terrestre se eleva hasta que la presión y la temperatura sean tales que exista condensación, hasta que se alcancen temperaturas por debajo del punto de rocío.

**Condensación.-** ocurre cuando se unen varias de las pequeñas gotas (diámetro entre 5 y 100  $\mu$ ) que se encuentran en las nubes. Sin embargo, para que esto suceda deben existir núcleos de condensación, que para condiciones de supersaturación comunes, son corpúsculos de naturaleza mineral u orgánica, presentes en la atmósfera y provenientes de la erosión de suelos, humos de combustiones, polen ó cristales de sal marina.

### 3.2 NATURALEZA DE LA PRECIPITACIÓN

La precipitación es un fenómeno físico que consiste en la transferencia de volúmenes de agua, en sus diferentes formas (lluvia, nieve, granizo, etc.) de la atmósfera a la superficie terrestre. El proceso de generación de la precipitación involucra la humedad en la atmósfera la cual es influenciada por factores climáticos tales como el viento, la temperatura y la presión atmosférica. La humedad de la atmósfera es necesaria pero la precipitación no ocurre si no se tiene la suficiente condensación.

Debido a la condensación sobre núcleos, se forman gotas de tamaño entre 100 y 500  $\mu$ , que debido al propio peso, se precipitan. En la caída, al chocar con otras gotas, van creciendo y pueden alcanzar diámetros entre 5 y 7 mm.

Las masas de aire continental por lo general contienen muy poca humedad, por lo que la mayoría de la precipitación proviene de corrientes de aire húmedo que se genera sobre los océanos.

**Tipos de Precipitación.-** Los principales tipos de precipitación son:

- 1. Llovizna** es un riego tenue compuesto exclusivamente de pequeñas gotas de agua de tamaños bastante uniforme. Las gotas son tan pequeñas que parecen flotar en el aire y siguen las evoluciones del movimiento de éste. Además deben cumplir el requisito de que sean muy numerosas y encontrarse muy próximas unas de otras.
- 2. Lluvia** es una precipitación de agua líquida en la que las gotas son más grandes que las de la llovizna. Cuando hay viento en superficie puede apreciarse que la trayectoria de caída de las gotas sufre una inclinación en la dirección de éste.
- 3. Nieve** es precipitación de agua en estado sólido en forma de cristales de hielo, en su mayor parte ramificados. Aún a temperaturas inferiores a las de congelación, estos cristales están rodeados de una delgada capa líquida, y cuando chocan unos contra otros quedan soldados constituyendo grandes copos.
- 4. Aguanieve** mezcla de nieve y lluvia.
- 5. Lluvia congelante** cuando la humedad ambiente ya condensada se precipita en forma líquida, a través del aire frío. Al chocar contra el suelo o la superficie de los objetos expuestos a la intemperie (con temperaturas inferiores a 0°C), el agua se congela dando como resultado la formación de una capa de hielo glaseado.



- 6. Granizo** cuando se presentan nubes de tormenta de gran desarrollo vertical, la gota de lluvia generada dentro de la nube es arrastrada hacia niveles superiores donde las temperaturas son inferiores a 0°C y se congela. Al caer se va fundiendo pero en su camino puede chocar nuevamente con las corrientes ascendentes que la llevarán a zonas de congelación, aumentando su tamaño repetidas veces hasta que por su propio peso caerán a superficie. Por el gran tamaño que adquirieron, en su reiterado proceso de congelación, no alcanzarán a fundirse por completo al llegar al suelo y por lo tanto se presentarán en estado sólido con la dureza del hielo. Son comúnmente llamadas piedras de granizo o pedrisco. Además en su caída, pueden soldarse con otros granizos formando terrones irregulares.

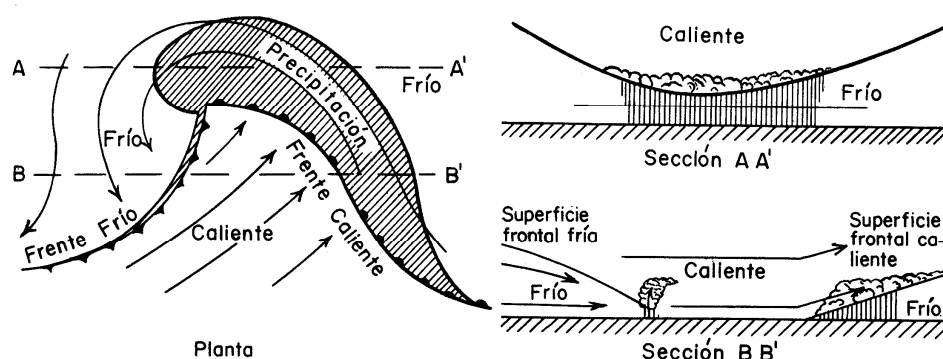
Otros fenómenos meteorológicos son:

- a- Rocío** se forma por condensación directa sobre el suelo o sobre objetos ubicados cerca de él. Se presenta principalmente durante la noche, cuando la superficie de la tierra se ha enfriado por irradiación
- b- Escarcha** está constituida por cristales de hielo y se forma del mismo modo que el rocío, salvo que en este caso el vapor de agua contenido en el aire, pasa directamente al estado sólido tomando la forma de cristales de hielo con apariencia de escamas, agujas, plumas o abanicos.
- c- Cencellada** es un depósito de hielo constituido por granos más o menos separados con inclusiones de aire que ha quedado encerrado. Ocasionalmente se presenta adornado con ramificaciones cristalinas.

### 3.3 GENERACIÓN DE PRECIPITACIÓN

El proceso más eficaz para producir un exceso de vapor de agua en el aire es el enfriamiento. El enfriamiento más rápido lo produce la elevación, la cual puede ocurrir por diversas causas. Según la causa se tienen los siguientes tipos de generación de precipitación:

- a) precipitaciones frontales:** ocurre debido a frentes de masas de aire con diferente temperatura, como se muestra en la figura siguiente. Un *frente frío* ocurre cuando una masa de aire desplaza otra de aire caliente (izquierda del corte BB' de la figura). Si una masa de aire caliente avanza sobre una masa de aire frío (derecha del corte BB' de la figura), entonces se produce un frente caliente. Las masas frías representan verdaderos obstáculos para las calientes, por lo tanto, el aire caliente menos denso, sube y se enfría. Si hay suficiente humedad, se origina precipitaciones que dependen de la dirección del movimiento de las masas y su estado de equilibrio.



**Fig. 3.1**

- b) precipitaciones orográficas:** si una masa de aire en movimiento encuentra un obstáculo orográfico, se eleva. Durante la elevación se enfría, alcanza el punto de rocío y comienza a eliminar el excedente de vapor de agua. Los productos de condensación; gotitas de agua o cristales de nieve, según sea la temperatura reinante, crecen progresivamente y, debido a su peso, se precipitan a tierra.
- c) precipitaciones ciclónicas:** debido a que la superficie de la tierra se calienta en forma desigual, sobre las regiones más calientes el aire se dilata, disminuyendo su densidad y produciendo una reducción de la presión bajo el área en se encuentra. Hacia esas regiones de baja presión o regiones ciclónicas fluye el aire de los alrededores. Según el grado de humedad, se llegan a formar nubes altas estratificadas que producen precipitaciones moderadas.
- d) precipitaciones convectivas o de tormenta:** para que pueda formarse una nube de tormenta y se desprenda de ella precipitaciones de consideración, es necesario que se eleve una masa de aire muy caliente y húmeda. Esto ocurre sólo cuando el gradiente térmico es superior a  $- 1^\circ$  por cada 100 m, o sea cuando el equilibrio de las masas de aire es inestable. Esta elevación suele ser violenta, con enfriamiento rápido y las precipitaciones son breves pero abundantes. La serie se inicia con una granizada, continúa con una lluvia fuerte y prosigue con lluvia moderada para terminar, antes de finalizar la tormenta en lluvia fina.

### 3.4 MEDICIÓN DE PRECIPITACIÓN

Debido a que la precipitación ocurre en un espacio geográfico, resulta más conveniente expresarla en términos de una altura de lámina de agua, en mm. Sin embargo, es necesario suponer que se distribuye uniformemente sobre un área unitaria. Esto no es necesariamente cierto, ya que es común, aún en eventos de poca extensión, notar diferencias en la cantidad de agua precipitada. Pero, para fines prácticos y con el objeto de facilitar el análisis, se asume el principio de uniformidad.

La mayoría de los aparatos que se utilizan para medir precipitación se basan en recipientes cilíndricos, expuestos a la intemperie y abiertos en la parte superior para captar el agua que se precipita, registrando su altura.

**Pluviómetro.** Cilindro con un embudo que alimenta una probeta graduada en el cual se miden alturas totales de lluvia. Un esquema simplificado de este aparato se muestra en la figura siguiente.

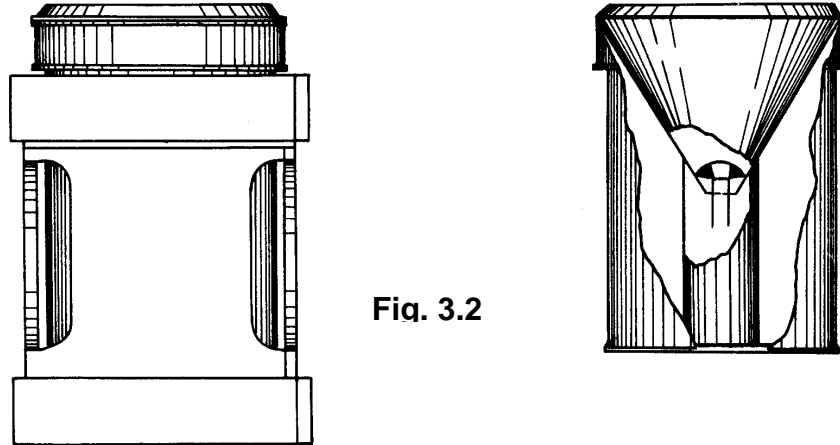


Fig. 3.2

**Pluviógrafo.**

Similar al pluviómetro con la adición de un sistema de registro continuo de alturas de lluvia, basado en flotadores que causan el desplazamiento de una aguja sobre un papel graduado, colocado sobre un cilindro giratorio, ligado a un reloj, como se muestra en la figura siguiente. Cuando la aguja llega al borde superior, automáticamente se regresa al borde inferior y continúa registrando.

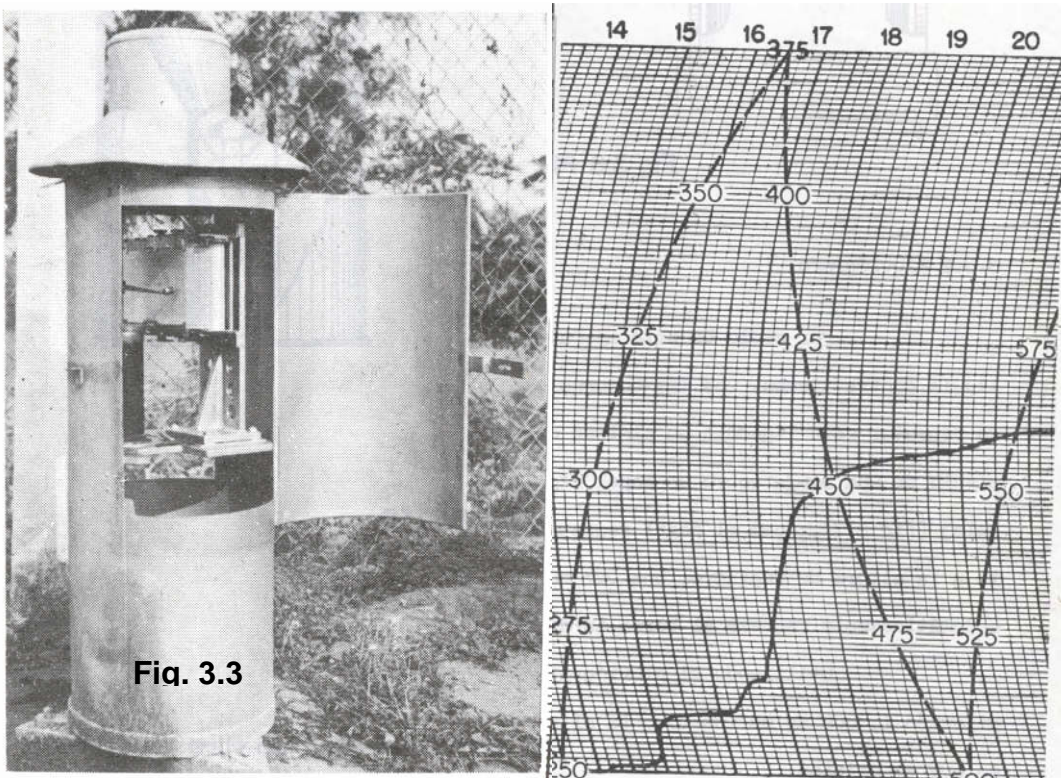


Fig. 3.3

**Intensidad de lluvia**

Los datos registrados con un pluviógrafo se pueden utilizar para determinar la intensidad de la lluvia, la cual se define como

$$i = \frac{a}{t} \tag{3.11}$$

Donde:  $i$  = intensidad de lluvia (mm/h)

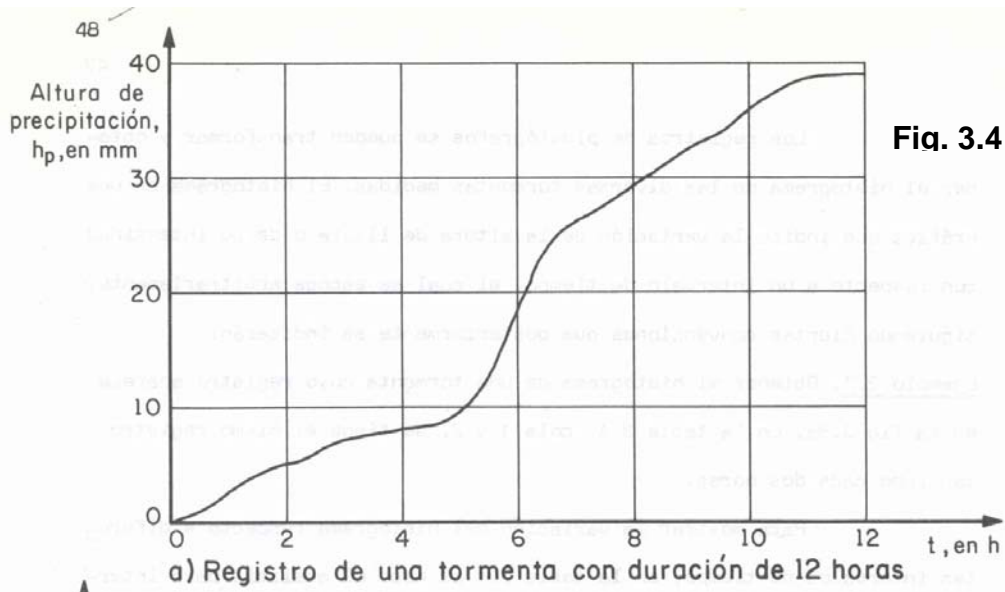
$\alpha$  = altura de lluvia (mm)

$t$  = tiempo de duración de la lluvia (h)

**3.5 HIETOGRAMA**

Los datos obtenidos con los pluviógrafos pueden ser utilizados para obtener el hietograma de las diversas tormentas registradas. El hietograma es un diagrama de barras que indica la variación de la altura o intensidad de lluvia con respecto al tiempo dividido en intervalos iguales de tiempo. El tamaño de este intervalo se selecciona arbitrariamente, pero debe ser lo suficientemente pequeño para captar las variaciones temporales de lluvia significantes.

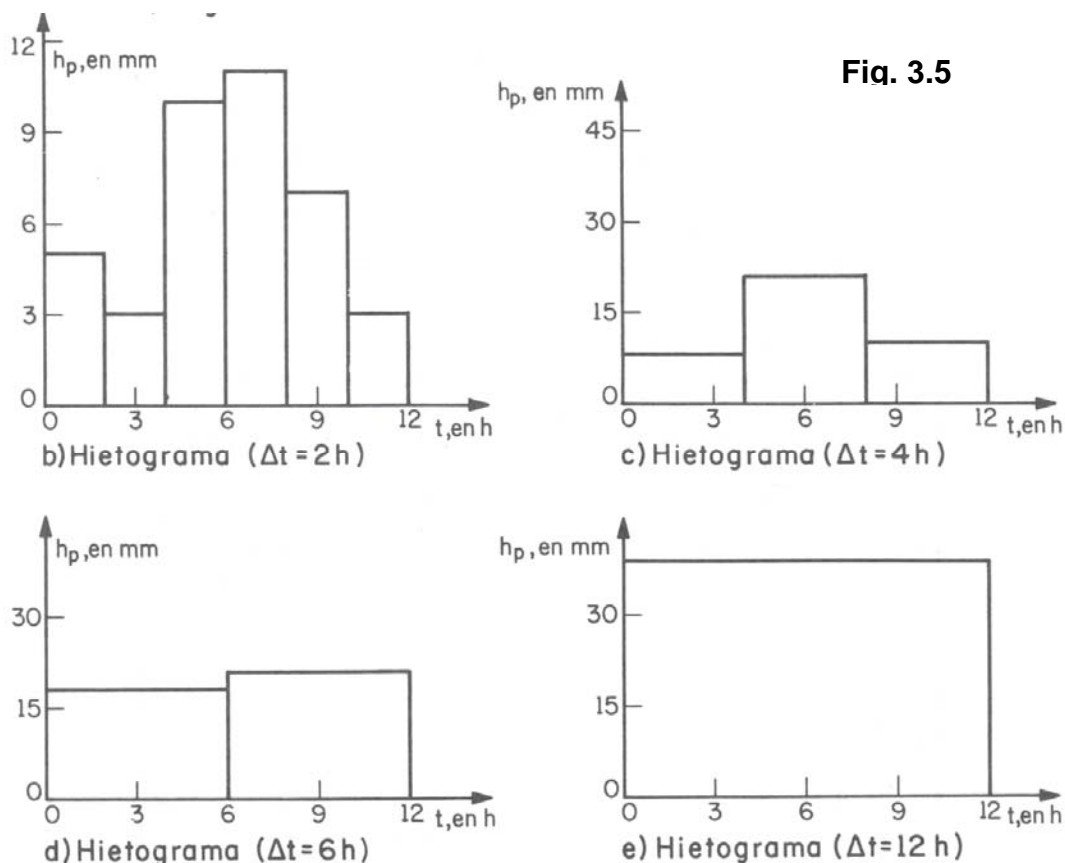
**Ejemplo 3.1:** Obtener el hietograma de una tormenta que fue capturada por un pluviógrafo cuyo registro aparece en la figura 3.4



En la tabla siguiente se tiene, en las columnas 1 y 2, la altura registrada cada 2 horas. En las columnas siguientes se tiene la variación de la altura para intervalos de 2, 4, 6 y 8 horas.

Hora	Altura de lluvia, h (mm)	Variación $h_p$ para $\Delta t=2hr$	Variación $h_p$ para $\Delta t=4hr$	Variación $h_p$ para $\Delta t=6hr$	Variación $h_p$ para $\Delta t=12hr$
0	0				
		5			
2	5		8		
		3		18	
4	8				
		10			
6	18		21		39
		11			
8	29				
		7		21	
10	36		10		
		3			
12	39				

Los hietogramas para estos intervalos se muestran en las figuras 3.5 siguientes:



Si se utiliza intensidad, en lugar de altura de lluvia, el área bajo el hietograma representa la altura de precipitación.

En la actualidad los fluviógrafos incluyen equipo electrónico que les permiten almacenar e incluso enviar los datos, por medio de satélites ó teléfono, a estaciones centrales. Por tal motivo los registros de papel se han ido remplazando por archivos digitales. También, los flotadores, que presentan problemas de atascamiento y mantenimiento, están siendo sustituidos por sensores electrónicos.

### 3.6 PRECIPITACIÓN MEDIA

Para determinar la precipitación media sobre una zona, es necesario contar con una buena cantidad de estaciones pluviométricas, distribuidas convenientemente. Si se tiene esto es posible determinar la precipitación media de acuerdo a varios criterios, entre los que se encuentran el “promedio aritmético”, los “polígonos de Thiessen” y el de “Isoyetas” entre otros.

- A. **Promedio aritmético.-** Se suma la altura de lluvia registrada en un cierto tiempo, en varias estaciones que se localicen en la zona de estudio, y se divide entre el número total de estaciones.
- B. **Método de Thiessen.-** Consiste en trazar triángulos que ligan las estaciones más próximas entre sí y formar polígonos cuyas caras son las líneas bisectoras de los lados de los triángulos.
- C. **Método de Isoyetas.-** Con los datos de precipitación se construye un plano de isoyetas, que son curvas que unen puntos de igual precipitación.



**Ejemplo 3.2:** Obtener la altura de precipitación media en la cuenca de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro. (fig. 3.6), aplicando el método de Thiessen, para una tormenta que duró 24 hrs.

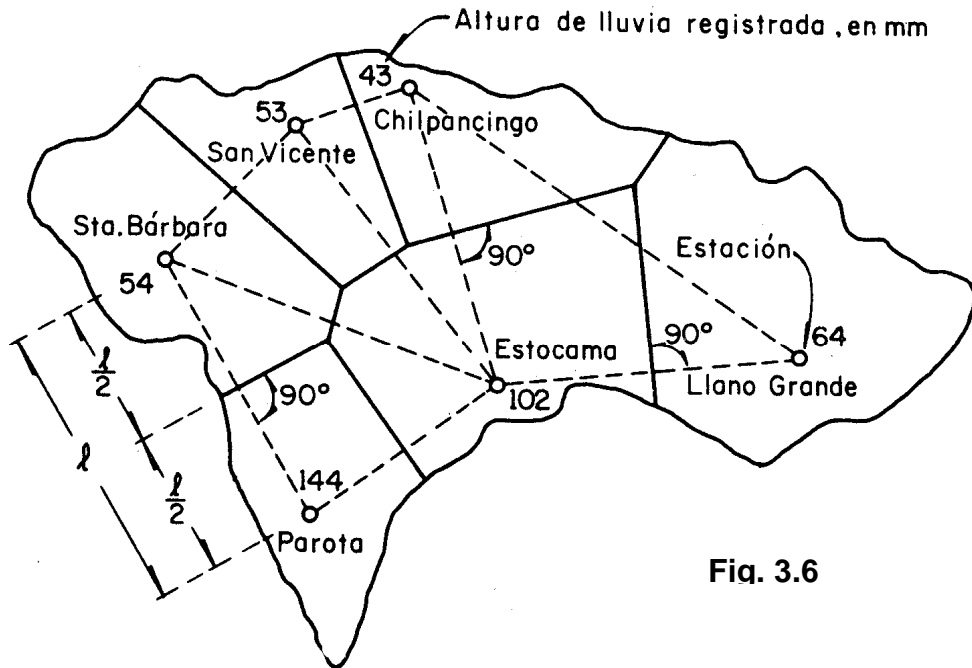


Fig. 3.6

FIGURA. Polígonos de Thiessen de la cuencas de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro.

La altura de precipitación media está dada por

$$h_{p_m} = \frac{\sum_{i=1}^n h_{p_i} A_i}{A} = \sum_{i=1}^n h_{p_i} \frac{A_i}{A} \quad (3.12)$$

- Donde:
- $A$  = área de la zona en  $\text{km}^2$
  - $A_i$  = área tributaria de la estación  $i$ , en  $\text{km}^2$
  - $h_{p_i}$  = altura de precipitación registrada en la estación  $i$ , en mm
  - $h_{p_m}$  = altura de precipitación media en la zona de estudio, en mm
  - $n$  = número de estaciones localizadas dentro de una zona

Estación	Altura de precipitación $h_{p_i}$ en mm	Área del polígono, $A_i$ en $\text{km}^2$	$h_{p_i}A$ mm/ $\text{km}^2$
Santa Bárbara	54	1244	67176
San Vicente	53	837	44361
Chilpancingo	43	995	42785
Llanos Grande	64	1888	120832
Estocama	102	1494	152388
Parota	144	887	127728
$\Sigma$		7435	555270

$$h_{p_m} = \frac{55270}{7345} = 75.6\text{mm}$$

**Ejemplo 3.3:** Obtener la altura de precipitación media en la cuenca de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro. (fig. 3.7), aplicando el método de las isoyetas, para una tormenta que duró 24 hrs.

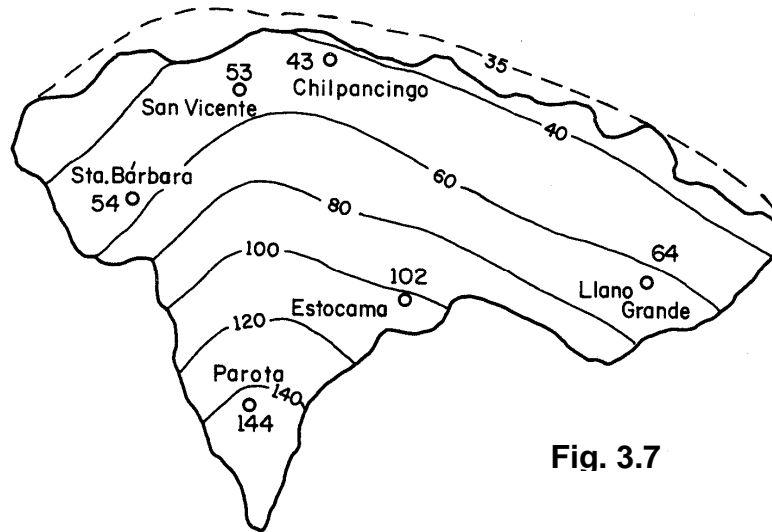


Fig. 3.7

Isoyetas	Altura de precipitación $h_{pi}$ en mm	Área entre isoyetas $A_i$ en $km^2$	$H_{pi} A_i$ mm $km^2$
160-140	150	335	50250
140-120	130	397	51610
120-100	110	602	66220
100-80	90	1142	102780
80-60	70	1667	116690
60-40	50	2403	120150
40-35	37.5	799	29963
$\Sigma$		7435	537663

$$h_{p_m} = \frac{53763}{7435} = 73.2 \text{ mm}$$

### 3.7 AJUSTE DE REGISTROS DE PRECIPITACIÓN

Para corregir los registros de una estación que han sido afectados por alteraciones en la localización, en las condiciones adyacentes ó bien por cambio de operador, se utiliza el método de la curva masa doble. En este método se compara la precipitación media anual acumulada de la estación a corregir con la de un grupo de estaciones cercanas, a través de un gráfico xy, en el que las abscisas representan la altura media anual acumulada de la estación y las ordenadas la de las estaciones cercanas.

Si el registro no ha sufrido alteraciones, se obtendrá una línea de pendiente constante y no es necesaria la corrección. Sin embargo, un cambio de pendiente indicará la necesidad del ajuste, siendo este proporcional a la pendiente.

Ejemplo 3.1: Comprobar si no han sufrido cambios los registros de lluvia de la estación pluviométrica, Tepames, en Colima, utilizando los datos de las estaciones Buenavista, Coquimatlán e Ixtlahuacán (Springal, 1970).

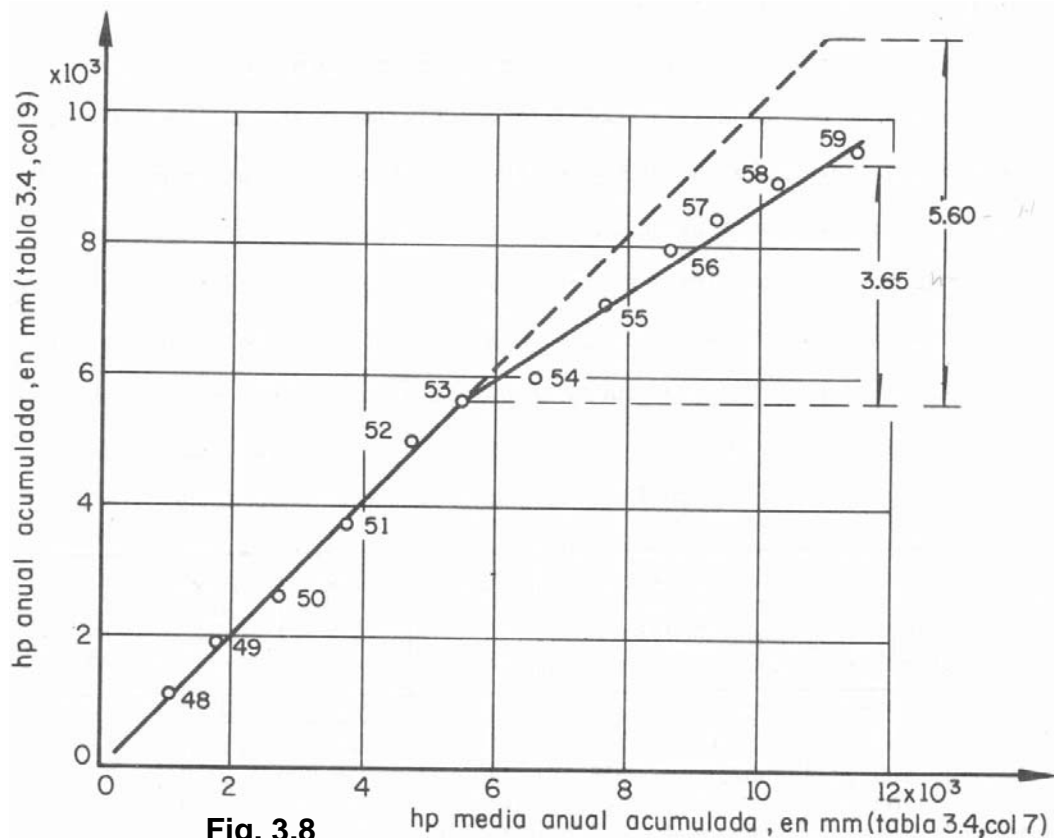


## HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

Año	Altura precipitación anual			Suma precipitación anual	Precipitación anual media	Precipitación anual media acumulada	Estación Tepames	
	Estación Buenavista	Estación Coquimatlán	Estación Ixtlahuacán				Precipitación anual	Precipitación anual acumulada
1948	914.4	857.0	1426.0	3197.4	1065.8	1065.8	1167.9	1167.9
1949	888.4	532.0	740.6	2161.0	720.3	1786.1	754.6	1922.5
1950	1081.7	807.5	915.7	2804.9	935.0	2721.1	759.7	2682.2
1951	1035.3	931.0	1064.7	3031.0	1010.3	3731.4	1088.2	3770.4
1952	1255.1	983.5	696.2	2934.8	978.3	4709.7	1272.3	5042.7
1953	1177.7	847.5	394.2	2374.4	791.5	5501.2	650.7	5693.4
1954	1702.2	948.0	893.0	3543.2	1181.1	6682.3	359.8	6053.2
1955	1208.0	889.5	1087.1	3184.6	1061.5	7743.8	1151.0	7204.2
1956	1018.0	848.0	835.9	2701.9	900.6	8644.4	714.9	7919.1
1957	731.4	746.0	597.5	2074.9	691.6	9336.0	508.9	8428.0
1958	1057.1	766.0	1337.0	3160.1	1053.4	10389.4	603.1	9031.1
1959	952.1	1096.4	1547.3	3568.8	1189.6	11579.0	370.0	9401.1

En la tabla anterior se tiene el cálculo de la masa doble. En las columnas 2, 3 y 4 se tienen los registros de las tres estaciones consideradas y en la columna 5 se tiene la suma, por año, de los registros de las tres estaciones. El promedio de la precipitación anual media se tiene en la columna 6 y en la columna 7, se va acumulando este promedio. En las columnas 8 y 9, se tiene las precipitaciones anual y acumulada, respectivamente, de la estación considerada.

La gráfica de la curva masa se muestra en la figura siguiente y de esta se puede observar que la estación sufrió un cambio a partir de 1954. Esto se corrige multiplicando los valores por el cociente 5.6/3.65.



**3.8 MÉTODOS PARA LA DEDUCCIÓN DE DATOS FALTANTES**

**Promedio aritmético.-** Con los registros de 3 estaciones cercanas se calcula un promedio aritmético cuando dichos datos no difieren en más de un 10% de los registrados en la estación.

**Promedio ponderado.-** Cuando los datos de las 3 estaciones cercanas difieren en más de un 10% de los datos de la estación se utiliza la siguiente fórmula.

$$h_{P_x} = \frac{1}{3} \left[ \frac{P_x}{P_A} h_{P_A} + \frac{P_x}{P_B} h_{P_B} + \frac{P_x}{P_C} h_{P_C} \right] \tag{3.13}$$

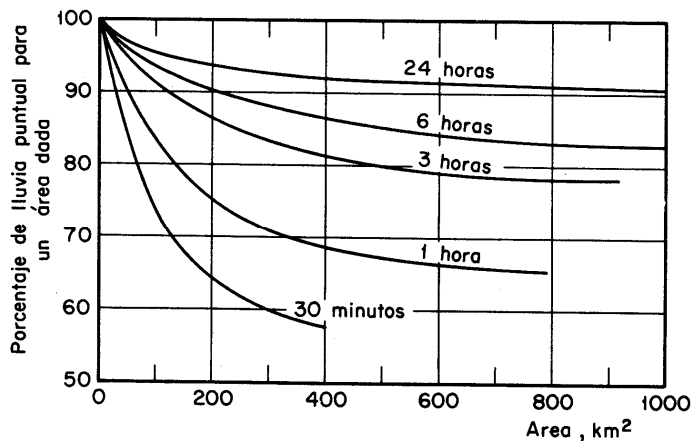
Donde:  $h_{P_A}, h_{P_B}, h_{P_C}$  = altura de precipitación registrada en estaciones auxiliares.

$h_{P_x}$  = altura de precipitación faltante.

$P_A, P_B, P_C$  = precipitación anual media en las estaciones auxiliares.

$P_x$  = Precipitación anual media en la estación en estudio

**Área representativa de una estación**



**Fig. 3.9**

**3.9 NECESIDAD DE CONTAR CON UNA TORMENTA DE DISEÑO.**

Se tiene la necesidad de contar con una tormenta de diseño porque los métodos estadísticos tienen la desventaja de que únicamente permiten estimar el pico de la avenida de diseño lo cual es muy poco confiable dado que los registros históricos rara vez son mayores de 50 años y al asignar un período de retorno a la avenida de diseño se deja siempre una probabilidad de falla la cual resulta inadmisibles para los proyectos de obras hidráulicas. En sustitución de estos métodos no confiables tenemos los métodos hidrometeorológicos, aquellos que primero se determina una tormenta de diseño a partir de la cual, mediante un modelo precipitación-escorrentía, se obtiene la avenida de diseño. Tiene la ventaja de que ellos pueden tomarse en cuenta las características de la cuenca y el efecto de regulación de las obras que se construyan en ella, lo que es muy importante en el caso de presas construidas en serie sobre el mismo río,

**3.10 MÉTODO PARA EL CÁLCULO DE TORMENTA DE DISEÑO.**

Cálculo de la tormenta de diseño. La determinación de la tormenta de diseño se realiza según los pasos que a continuación se mencionan:

- a) Con base a la información existente en la zona relativa a duraciones de tormenta, se seleccionan las duraciones críticas para el proyecto en estudio.
- b) Se analiza la información histórica de grandes tormentas ocurridas en la cuenca a fin de determinar las características típicas de las que puedan presentarse en la zona. Aún cuando no es regla general, se pueden clasificar como grandes, las 10 mayores tormentas ocurridas en la cuenca.
- c) Se recopila información histórica de grandes tormentas ocurridas en cualquier sitio, pero con las características típicas de las que pudieran presentarse en la zona.
- d) Se calcula el factor de transposición para tormentas ocurridas fuera de la cuenca en estudio y el factor de Maximización por disponibilidad de humedad.
- e) Una vez hecha la transposición y maximización, se seleccionan las tormentas más desfavorables.
- f) Se obtiene la envolvente de las curvas altura de precipitación-área-duración (Hp-A-D), tomando en cuenta la información histórica de las tormentas registradas de la cuenca en estudio.
- g) Se transforman las curvas (Hp-A-D) en histogramas, tomando en cuenta la forma típica de éstos, en la cuenca en estudio.
- h) Sí las condiciones del proyecto indican la necesidad de utilizar una secuencia de tormentas, se establece la separación entre ellas.
- i) La secuencia de histogramas seleccionados constituye la tormenta de diseño.

### 3.11 SELECCIÓN DE DURACIONES CRÍTICAS.

La selección de éstas para el cálculo de la avenida de diseño de una presa debe considerar fundamentalmente el área de la cuenca y el volumen de la presa destinado a regular la avenida.

En cuanto al tamaño de la cuenca, esta puede tomarse en cuenta seleccionando las tres o cuatro avenidas históricas más importantes y analizando los registros pluviográficos de las fechas correspondientes.

La capacidad de regulación de una presa se toma en cuenta comparando el volumen de la mayor avenida histórica con el volumen destinado a regular avenidas en la presa; si la relación entre estos volúmenes es pequeña (por ejemplo menor que 0.3), la duración total de la tormenta que se utilice para el diseño, deberá escogerse mayor que la correspondiente a la máxima avenida histórica. Sí aún, suponiendo tormentas con tres días de duración total la capacidad de regulación de la presa sigue siendo muy importante en términos relativos, será necesario utilizar para el diseño una secuencia de tormentas.

Análisis de Información histórica de grandes tormentas ocurridas en la cuenca. Para cada una de las tormentas importantes ocurridas en la cuenca (10, por ejemplo), debe analizarse la información y presentarse un resumen que incluya de ser posible, los siguientes datos:

- ✓ Cartas de isóbaras e información de características sinópticas, comentadas por un especialista en meteorología indicando en tipo de fenómeno meteorológico predominante.
- ✓ Registros de temperaturas, de punto de rocío representativo del ingreso de humedad en la zona.

- ✓ Trayectorias generales del flujo en planta.
- ✓ Velocidades medias del viento.

### 3.12 DISTRIBUCIÓN LOG-NORMAL A DOS PARÁMETROS

Un tipo de distribución de probabilidad particularmente cómoda para la aplicación en hidrología, es la distribución log-normal caracterizada del hecho de que la ley normal se puede seguir de la variable  $y = \ln x$ , en esta distribución podemos observar que al contrario de la variable original "x", la variable transformada "y" no es simétrica por lo cual la media, mediana y moda son diversas entre ellas. Estas desigualdades son tanto más marcadas cuanto mas grande es la desviación estándar ( $\sigma_y$ ) de la variable "y", aunque la distribución Log-Normal es tanto más asimétrica cuanto más la distribución de su logaritmo es alargado. A partir de lo anterior se puede encontrar que la media y la desviación estándar de la variable aleatoria "y" esta ligada a la media y a la variación de la variable aleatoria original, dado que la variable "y" se encuentra distribuida normalmente, y se puede obtener una variable reducida "U" mediante la transformación siguiente:

$$(U=ay+b). \quad (3.72)$$

Siendo:

$$a = 1/\sigma_y \quad y \quad b = -\mu(y)/\sigma_y$$

La distribución de probabilidad definida de este modo se le denomina distribución log-normal a dos parámetros y la probabilidad se puede calcular como sigue:

$$P(x) = \frac{1}{\sigma_y \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(y-\mu(y))^2}{2\sigma_y^2}} \quad (3.73)$$

### 3.13 DISTRIBUCIÓN DE VALORES EXTREMOS TIPO I

Esta distribución fue propuesta por Gumbel para el análisis de frecuencias de datos extremos, considerando que cada máxima anual es el valor extremo observado en una muestra de un año. Partiendo de un número infinito de muestras anuales, la probabilidad acumulada  $p(x)$  (de cualquiera de los extremos máximos anuales) se desea conocer la distribución límite del máximo de  $n$  valores  $x_i$ , cuando  $n$  se hace grande, aproximándose dicha distribución a la siguiente expresión:

$$p(x) = e^{-e^{-\frac{(a+x)}{c}}} \quad (3.74)$$

Donde:  $a = 0.5772 c - \bar{x} \quad (3.75)$

$$c = \left( \frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) \sigma_y \quad (3.76)$$

Como la muestra es siempre finita Gumbel considera que los parámetros  $a$  y  $c$  se pueden calcular por medio de la transformación siguiente:

$$a = \bar{Y}_N * c - \bar{x} \quad (3.77)$$

$$c = \sigma_y / \sigma_N \quad (3.78)$$

Siendo  $\bar{Y}_N$  y  $\sigma_N$  valores que se pueden encontrar en función del número de años de registro con la ayuda de la tabla siguiente.

$N$	$\bar{Y}_N$	$\sigma_N$	$N$	$\bar{Y}_N$	$\sigma_N$
7		0.8798	49	0.5481	1.159
8	0.4843	0.9043	50	0.54854	1.16066
9	0.4902	0.9288	51	0.5489	1.1628
10	0.4952	0.9497	52	0.5493	1.1638
11	0.4996	0.9676	53	0.5497	1.1653
12	0.5035	0.9833	54	0.5501	1.1667
13	0.507	0.9972	55	0.5504	1.1681
14	0.51	1.0095	56	0.5508	1.1696
15	0.5128	1.02057	57	0.5511	1.1708
16	0.5157	1.0316	58	0.5515	1.1721
17	0.5181	1.0411	59	0.5518	1.1734
18	0.5202	1.0493	60	0.55208	1.17467
19	0.522	1.0566	62	0.5527	1.177
20	0.52355	1.06283	64	0.5533	1.1793
21	0.5252	1.0696	66	0.5538	1.1814
22	0.5268	1.0754	68	0.5543	1.1834
23	0.5283	1.0811	70	0.55477	1.18536
24	0.5296	1.0864	72	0.5552	1.1873
25	0.53086	1.09145	74	0.5557	1.189
26	0.532	1.0961	76	0.5561	1.1906
27	0.5332	1.1004	78	0.5565	1.1923
28	0.5343	1.1047	80	0.55688	1.19382
29	0.5353	1.1086	82	0.5572	1.1953
30	0.53622	1.11238	84	0.5576	1.1967
31	0.5371	1.1159	86	0.558	1.198
32	0.538	1.1193	88	0.5583	1.1994
33	0.5388	1.1226	90	0.5586	1.20073
34	0.5396	1.1255	92	0.5589	1.202
35	0.50034	1.12847	94	0.5592	1.2032
36	0.541	1.1313	96	0.5595	1.2044
37	0.5418	1.1339	98	0.5598	1.2055
38	0.5424	1.1363	100	0.56002	1.20649
39	0.543	1.1388	150	0.56461	1.22534
40	0.54362	1.14132	200	0.56715	1.23598
41	0.5442	1.1436	250	0.56878	1.24292
42	0.5448	1.1458	300	0.56993	1.24786
43	0.5453	1.148	400	0.57144	1.2545
44	0.5458	1.1499	500	0.5724	1.2588
45	0.5463	1.15185	750	0.57377	1.26506
46	0.5468	1.1538	1000	0.5745	1.26851
47	0.5473	1.1557			
48	0.5477	1.1574		0.57722	1.28255

TABLA 3.1 VALORES DE  $\bar{Y}_N$  Y  $\sigma_N$



3.14 DISTRIBUCIÓN LOG-PEARSON III

Otro tipo de distribución probabilística que proporciona un buen ajuste a datos hidrológicos de máximos anuales, es la modificación a la distribución de Pearson III, que para gastos se puede expresar el valor esperado para un determinado período de retorno de la forma siguiente:

$$\log Q = \log \bar{Q} + K \sigma_{\log Q} \quad (3.79)$$

Donde:  $\log Q$  Es el logaritmo del gasto máximo esperado asociado a un período de retorno determinado.

$\log \bar{Q}$  Es la media aritmética de los logaritmos de los gastos máximos.

K Constante que depende del coeficiente de asimetría (Cs) y del periodo de retorno deseado. Este valor se puede obtener de la tabla siguiente:

COEF. ASIMETRÍA Cs ó g.	TABLA 3.2 PERIODO DE RETORNO, EN AÑOS.										
	1.010	1.053	1.111	1.250	2	5	10	25	50	100	500
	PROBABILIDAD DE NO EXCEDENCIA P(X ≤ x), EN %										
	1	5	10	20	50	80	90	96	98	99	99.8
ASIMETRÍA POSITIVA.											
3.0	-0.667	-0.665	-0.660	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	6.205
2.9	-0.690	-0.688	-0.681	-0.651	-0.390	0.440	1.195	2.227	3.134	4.013	6.112
2.8	-0.714	-0.711	-0.702	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	6.019
2.7	-0.740	-0.736	-0.724	-0.681	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	5.923
2.6	-0.763	-0.762	-0.747	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	5.826
2.5	-0.799	-0.790	-0.771	-0.711	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	5.728
2.4	-0.832	-0.819	-0.795	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	5.628
2.3	-0.867	-0.850	-0.819	-0.739	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	5.527
2.2	-0.905	-0.882	-0.844	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	5.424
2.1	-0.946	-0.914	-0.869	-0.765	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	5.320
2.0	-0.990	-0.949	-0.895	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	5.215
1.9	-1.037	-0.984	-0.920	-0.788	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	5.108
1.8	-1.087	-1.020	-0.945	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.999
1.7	-1.140	-1.056	-0.970	-0.808	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.890
1.6	-1.197	-1.093	-0.994	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	4.779
1.5	-1.256	-1.131	-1.018	-0.825	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	4.667
1.4	-1.318	-1.168	-1.041	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	4.553
1.3	-1.383	-1.206	-1.064	-0.838	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	4.438
1.2	-1.449	-1.243	-1.086	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	4.323
1.1	-1.518	-1.280	-1.107	-0.848	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	4.206
1.0	-1.588	-1.317	-1.128	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	4.088
0.9	-1.660	-1.353	-1.147	-0.854	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.969
0.8	-1.733	-1.388	-1.166	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.850
0.7	-1.806	-1.423	-1.183	-0.857	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.730
0.6	-1.880	-1.458	-1.200	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.609
0.5	-1.955	-1.491	-1.216	-0.856	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.487
0.4	-2.029	-1.524	-1.231	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	3.366
0.3	-2.104	-1.555	-1.245	-0.853	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	3.244
0.2	-2.178	-1.586	-1.258	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	3.122
0.1	-2.252	-1.616	-1.270	-0.846	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	3.000
0.0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.878
ASIMETRÍA NEGATIVA.											
-0.1	-2.400	-1.673	-1.292	-0.836	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.757
-0.2	-2.472	-1.700	-1.301	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.637
-0.3	-2.544	-1.726	-1.309	-0.824	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.517
-0.4	-2.615	-1.750	-1.317	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.399
-0.5	-2.686	-1.774	-1.323	-0.808	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.283
-0.6	-2.755	-1.797	-1.328	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.169
-0.7	-2.824	-1.819	-1.333	-0.790	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	2.057
-0.8	-2.891	-1.839	-1.336	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.948
-0.9	-2.957	-1.858	-1.339	-0.769	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.842
-1.0	-3.022	-1.877	-1.340	-0.759	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.740
-1.1	-3.087	-1.894	-1.341	-0.745	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.643
-1.2	-3.149	-1.910	-1.340	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.550
-1.3	-3.211	-1.925	-1.339	-0.719	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.462
-1.4	-3.271	-1.938	-1.337	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.380
-1.5	-3.330	-1.951	-1.333	-0.690	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.303
-1.6	-3.388	-1.962	-1.329	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.231
-1.7	-3.444	-1.972	-1.324	-0.660	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.165
-1.8	-3.499	-1.981	-1.318	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.104
-1.9	-3.553	-1.989	-1.310	-0.627	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.049
-2.0	-3.605	-1.996	-1.302	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.998
-2.1	-3.656	-2.001	-1.294	-0.592	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.951
-2.2	-3.705	-2.006	-1.284	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.908
-2.3	-3.753	-2.009	-1.274	-0.555	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-2.4	-3.800	-2.011	-1.262	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.863
-2.5	-3.845	-2.012	-1.250	-0.518	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800
-2.6	-3.889	-2.013	-1.238	-0.499	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
-2.7	-3.932	-2.012	-1.224	-0.479	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741
-2.8	-3.973	-2.010	-1.210	-0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714

- $\sigma_{\log Q}$  Es la desviación estándar de los logaritmos de los gastos máximos.
- Cs Coeficiente de asimetría que se calcula con la ecuación siguiente:

$$Cas = \frac{n \sum_{i=1}^n (\log Q_i - \log \bar{Q})^3}{(n-1)(n-2)\sigma_{\log Q}^3} \quad (3.80)$$

La probabilidad antes mencionada se puede aplicar para cualquier otro tipo de fenómenos hidrológicos extremo como son lluvias anuales, temperaturas anuales, etc.

### 3.15 DISTRIBUCIÓN DOBLE GUMBEL

Muchas veces cuando se analiza una muestra de datos hidrológicos en zonas costeras resulta que dichas muestras tienen dos tipos de población con características distintas, lo cual hace que el ajuste de una distribución probabilística determinada no sea tan representativa de toda la muestra, siendo necesario realizar una modificación para poder encontrar el valor esperado, asociado a un período de retorno que tome en cuenta los dos tipos de fenómenos. Generalmente resulta que la segunda muestra es producto de perturbaciones atmosféricas como son los ciclones, por lo que resulta conveniente antes de proceder a ajustar una cierta distribución de frecuencias a la información, graficar los datos con respecto a su periodo de retorno y de esta manera apreciar si existe una sola población o son dos poblaciones, esto se puede realizar por ejemplo en la hoja anexa.

En el caso de tener dos poblaciones el Dr. González Villarreal propone la aplicación por separado de la distribución de valores extremos tipo I o distribución Gumbel a cada una de las poblaciones, teniendo una función de distribución de probabilidades denominada doble Gumbel. La ecuación a aplicar es:

$$P(x) = e^{-e^{-\left(\frac{x+a1}{c1}\right)}} \left\{ p + (1-p) e^{-e^{-\left(\frac{x+a2}{c2}\right)}} \right\} \quad (3.81)$$

Los valores de  $a1$ ,  $c1$ ,  $a2$ , y  $c2$ , se obtienen en forma similar a la descrita en el inciso 3.6.3.10, tomando en cuenta cuantos datos anuales son producto de fenómenos normales (para  $a1$  y  $c1$ ) y cuantos son producto de perturbaciones extraordinarias (para  $a2$  y  $c2$ ).

### 3.16 CURVAS DE INTENSIDAD-DURACIÓN-PERÍODO DE RETORNO.

La obtención de estas curvas nos permiten tener un conocimiento de la variación de las características de la intensidad de la lluvia con respecto a su frecuencia (período de retorno) y su duración.

Al relacionar estas tres características, será necesario contar con un buen registro de precipitaciones máximas anuales donde aparezca tanto la intensidad como la duración.

Estas curvas se utilizan principalmente en modelos de relación lluvia-escurrimiento, tema que se verá a detalle en el inciso 3.7.



Existen dos métodos principales para la elaboración de estas curvas, en uno de ellos el cálculo se realiza para valores correspondientes a una sola duración, o sea, relacionar la intensidad de la lluvia con el período de retorno y en el otro se hace un ajuste simultáneo de los valores de las tres variables por el método de análisis de regresión lineal múltiple.

### a) Método de intensidad de lluvia-período de retorno.

El análisis se realiza para cada duración, ajustando a los valores máximos - anuales en función de distribución de probabilidad; a continuación se describe el proceso de cálculo:

- 1.- Se selecciona una duración de interés.
- 2.- De cada tormenta registrada se obtiene la intensidad de lluvia máxima para la duración seleccionada.
- 3.- De cada año de registro se obtiene la máxima de los valores encontrados en el paso N° 2.
- 4.- A las intensidades máximas anuales, para la duración seleccionada, se les ajusta una función de distribución de valores extremos (generalmente una función del tipo Gumbel) con la cual se logra relacionar la magnitud de la intensidad con el período de retorno correspondiente.

El proceso se repite desde el paso N° 2, para considerar otras duraciones de interés.

### b) Método de regresión lineal múltiple.

En este caso la curva de intensidad de la lluvia-duración-período de retorno se obtiene ajustando una función a los valores de intensidades máximas anuales, correspondientes a todas las duraciones de interés.

Para el análisis de regresión lineal múltiple se usará la función del tipo

$$i = \frac{KTr^m}{d^l} \quad (3.82)$$

Donde:

$i$  = intensidad de precipitación en mm/h.

$Tr$  = período de retorno en años.

$d$  = duración en minutos.

$K, m, l$  = parámetros que deben obtenerse para cada caso particular.

Para obtener los parámetros  $K, m, l$ , se lineariza la ecuación anterior tomando logaritmos, quedando así:

$$\ln i = \ln K + m \ln T - n \ln d \quad (3.83)$$

La cual es de la forma

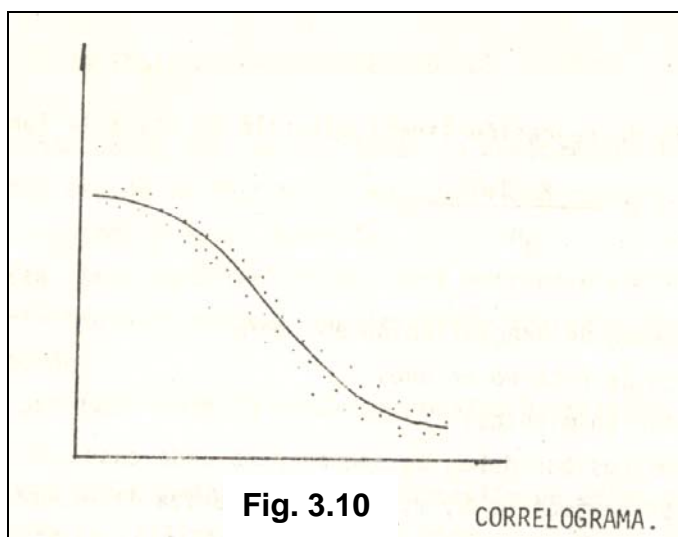
$$Y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 \quad (3.84)$$

Los parámetros  $a_0, a_1, a_2$  se calculan mediante un ajuste de correlación lineal múltiple.

### 3.17 CORRELOGRAMA PRECIPITACIÓN DIARIA-DISTANCIA.

El correlograma precipitación diaria-distancia es un Indicador del grado de homogeneidad de una zona respecto a las precipitaciones de duración corta. Como tal se utiliza como índice para calcular la densidad de puntos de medición adecuada para estimar la precipitación media de una tormenta. El correlograma se constituye de la siguiente forma:

- 1.- Se identifican días de tormenta en la zona; para ello se considerara como día de tormenta aquel en el que se halla registrado precipitación en todas las estaciones simultáneamente.
- 2.- Se calcula el valor del coeficiente de correlación entre cada pareja de estaciones.
- 3.- Para cada pareja de estaciones se anotan los valores de la correlación y la distancia correspondientes.
- 4.- Las parejas de valores anotadas en el paso 3, se dibujan en el plano coordenado y se traza una curva continua a ojo tratando de que pase cerca de los puntos, como se muestra en la figura siguiente.



Cuando la distancia es cero, el coeficiente de correlación vale 1. Concluyendo que la correlación precipitación diaria-distancia es buena y que podemos comparar los datos correspondientes de una cuenca con otra.

Ejemplo 3.2.- Del registro de datos de altura de precipitación máxima (mm) registrada en la estación Santa Catarina, Tamps. (Tabla 3.3), obtener las curvas de Intensidad-Duración-Período de Retorno, para los periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años, por los métodos:

- a) Método de altura de precipitación período de retorno.
- b) Método de correlación lineal múltiple.

TABLA 3.3 ESTACIÓN CLIMATOLÓGICA SANTA CATARINA ALTURAS DE PRECIPITACIÓN (mm)								
FECHA			DURACIÓN (min)					
AÑO	MES	DÍA	5	10	20	45	80	120
1938	FEB	20	10					
	JUL	29	10	19	29	47.5	55.2	56
1939	ABR	12	11	18.3	26.7	30.4	32.1	32.2
1940	JUN	24		10.7	14.4			
	AGO	9	8			28.2	29.2	29.2
1941	MAY	5	6.6	8.7	10.5	10.5	10.5	
	JUN	9						13.8
1942	JUL	4		16	25.9	55.5	66.8	67.8
	JUL	5	12.4					
1943	SEP	6	10.5	12.7	16.1	17.3	19.5	25.2
1944	OCT	7	7.7	10.6	16.2	26	32.3	46
1945	AGO	30	7.2	10.3	14.2	20	32	44.6
1946	AGO	30	8.5	9.7	15	15.8	15.9	15.8
1947	JUL	30		10	17.1	23.5		
	AGO	4					28.7	35.8
	AGO	25	10	10				
1948	JUL	7	6.4	9.6	11.7	18.5		
	SEP	9					22.3	26.2
1949	SEP	19	8.2	9.5	18	23	34	38.6
1950	MAR	3					8.7	9.4
	JUL	13			6.1	6.3		
	AGO	18	4.8	4.8				
1951	JUN	24	10.7	15.5	28.5	35.5	36.4	36.4
1952	ABR	23	5.5					
	JUN	7		7.8	9	9.5	10	11.8
1953	JUL	14	10			30		
	OCT	3	10	11.3	16.2	30	38	38
1954	OCT	5				10.5	12.8	14.2
	OCT	8	8	9	9.3			
1955	JUL	8	8	8				
	NOV	2		8	14.5	20.5	34	48
1956	MAY	15	12.5	15.5	20	24.8	25.5	25.6
1957	SEP	21	7.5	11	14.3	19	25.7	29
1958								
1959	JUN	14	5.7		9.2	10	15.2	15.6
	AGO	13		6.8				
1960	AGO	11	9.8	11.7	18	20	21.1	22.6
1961	JUL	10	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.2
1962	SEP	10	13.5	18.5	20.7	20.6	60	80
1963	MAY	17	8	10	11.5			30
	JUN	16				20.3	23.1	
1964	MAY	31	10	17.5	17.3	18.5	19.2	19.8

**a) Método de altura de precipitación período de retorno.**

De la tabla 3.12 tenemos los valores de altura de precipitación máxima en mm. para diferentes duraciones, con el principal objetivo de estimar las posibilidades de inundación local en la zona, se requiere determinar la precipitación máxima

que puede presentarse para diferentes duraciones y con diferentes probabilidades.

Anteriormente se trató varios pasos de desarrollo para este método y en uno de ellos pide el ajuste de distribución de probabilidad de tipo Gumbel y para esto hay que asignar a los datos un período de retorno de la siguiente manera:

Para una duración escogida se ordenan de mayor a menor los valores de precipitación máximos (mm) y se les asigna un número de orden  $m$  como se ve en la tabla 3.4, calculando el período de retorno ( $T_m$ ) que corresponde a cada dato de precipitación máxima utilizando el inverso de la expresión de Weibull:

$$T_m = \frac{N + 1}{i} \tag{3.85}$$

Tabla 3.4 REGISTRO ORDENADO DE MAYOR A MENOR Y PERIODOS DE RETORNO DE LOS VALORES DE PRECIPITACIÓN (mm)							
Nº ORDEN	Tm (años)	5	10	20	45	80	120
1	27.000	13.5	19	29	55.5	66.8	80
2	13.500	12.5	18.5	28.5	47.5	60	67.8
3	9.000	12.4	18.3	26.7	38.5	55.2	56
4	6.750	11	17.5	25.9	35.5	38	48
5	5.400	10.7	16	20.7	30.4	35.4	46
6	4.500	10.5	15.5	20	30	34	44.6
7	3.857	10	15.5	18	28.2	34	38.6
8	3.375	10	12.7	18	26	32.3	38
9	3.000	10	11.7	17.8	24.8	32.1	36.4
10	2.700	10	11.3	17.1	23.5	32	35.8
11	2.455	9.8	11	16.2	23	29.2	32.2
12	2.250	8.5	10.7	16.2	20.6	28.7	30
13	2.077	8.2	10.6	16.1	20.5	25.7	29.2
14	1.929	8	10.3	15	20.3	25.5	29
15	1.800	8	10	14.5	20	23.1	26.2
16	1.688	8	10	14.4	19	22.3	25.6
17	1.588	8	9.7	14.3	18.5	21.1	25.2
18	1.500	7.7	9.6	14.2	18.5	19.5	22.6
19	1.421	7.5	9.5	11.7	17.3	19.2	19.8
20	1.350	7.2	9	11.5	15.8	15.9	15.8
21	1.286	7.1	8.7	10.5	10.5	15.2	15.6
22	1.227	6.6	8	9.3	10.5	10.8	14.2
23	1.174	6.4	7.8	9.2	10	10.5	13.8
24	1.125	5.7	7.1	9	9.5	10	11.8
25	1.080	5.5	6.8	7.1	7.1	8.7	9.4
26	1.038	4.8	4.8	6.1	6.3	7.1	7.2

*Nota: Al comparar los datos de la tabla 3.3 y 3.4, se podrá constatar que se eliminaron algunos datos (v.g. dos valores de 10 mm, para la duración de 5 minutos, los cuales se encuentran repetidos) con la finalidad de tener un registro con el mismo número de datos para cada duración, lo cual se realiza a criterio del proyectista y siempre y cuando se tengan valores repetidos.*

Los valores de los parámetros de las funciones de distribución para las parejas de valores de precipitación-período de retorno, se obtienen construyendo una tabla

para cada duración, como la que se presenta para la duración de 5 minutos (tabla 3.5), siendo X calculada como  $X = \ln \cdot \ln \left( \frac{T_m}{T_m - 1} \right)$  (3.86)

TABLA 3.5 DATOS Y OPERACIONES PARA OBTENER LOS VALORES DE "a" Y "c" PARA UNA DURACIÓN DE 5 MIN.					
Nº ORDEN	Tm (años)	Y	X	XY	X <sup>2</sup>
1	27.000	13.5	-3.277	-44.240	10.739
2	13.500	12.5	-2.564	-32.056	6.5764
3	9.000	12.4	-2.139	-26.522	4.5749
4	6.750	11	-1.830	-20.135	3.3505
5	5.400	10.7	-1.586	-16.968	2.5146
6	4.500	10.5	-1.381	-14.501	1.9073
7	3.857	10	-1.204	-12.036	1.4487
8	3.375	10	-1.046	-10.458	1.0938
9	3.000	10	-0.903	-9.027	0.8149
10	2.700	10	-0.771	-7.708	0.5942
11	2.455	9.8	-0.648	-6.347	0.4195
12	2.250	8.5	-0.531	-4.517	0.2824
13	2.077	8.2	-0.420	-3.447	0.1767
14	1.929	8	-0.313	-2.508	0.0983
15	1.800	8	-0.210	-1.677	0.0439
16	1.688	8	-0.108	-0.861	0.0116
17	1.588	8	-0.007	-0.054	5E-05
18	1.500	7.7	0.094	0.724	0.0088
19	1.421	7.5	0.196	1.469	0.0384
20	1.350	7.2	0.300	2.160	0.09
21	1.286	7.1	0.408	2.898	0.1666
22	1.227	6.6	0.523	3.449	0.2731
23	1.174	6.4	0.647	4.140	0.4184
24	1.125	5.7	0.787	4.487	0.6197
25	1.080	5.5	0.957	5.261	0.915
26	1.038	4.8	1.1927	5.725	1.4224
<b>SUMAS</b>		227.600	-13.834	-182.750	38.599

De la tabla anterior se tiene que la media de X es -0.532 y para Y es de 8.754.

Calculamos "c" con la ecuación:

$$b = c = \frac{n \sum xy - (\sum x)(\sum y)}{n \sum x^2 - (\sum x)^2} \quad (3.87)$$

Una vez calculados estos valores se sustituyen en la ecuación de una recta (3.88) y se despeja el valor de "a":

$$\bar{Y} = a + b\bar{X} \quad (3.88)$$

Con los valores a y b finalmente se sustituyen en la ecuación de la forma:

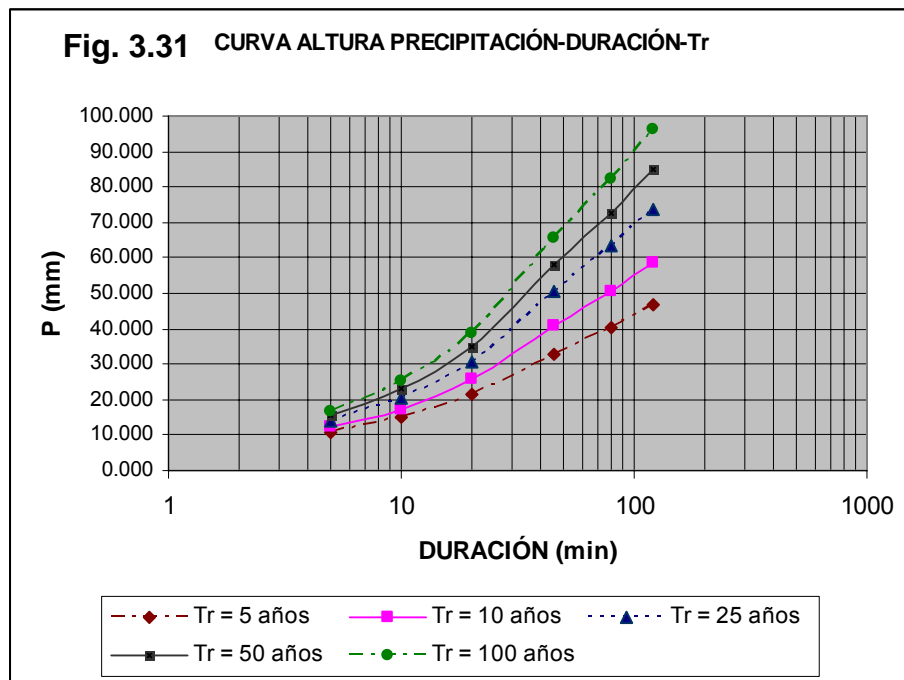
$$P = a + c \ln \ln \left( \frac{Tr}{Tr - 1} \right) \quad (3.89)$$

Con lo que se obtiene:  $d = 5 \text{ min.}$   $P = 7.704 - 1.974 \ln \ln \left( \frac{Tr}{Tr - 1} \right)$

Procediendo de manera análoga para las otras duraciones, los resultados que se obtienen para cada una de ellas se presentan en la tabla 3.6, donde también se muestran las alturas de precipitación para cada duración y para los periodos de retorno, alturas que se obtienen al utilizar la ecuación 3.88:

TABLA 3.6 PARÁMETROS Y ALTURAS DE PRECIPITACIÓN (mm)							
DURACIÓN (minutos)	PARÁMETROS		PERIODOS DE RETORNO (Tr años)				
	a	c	5	10	25	50	100
5	7.704	-1.974	10.664	12.145	14.016	15.405	16.783
10	9.698	-3.430	14.843	17.416	20.668	23.080	25.475
20	13.094	-5.534	21.395	25.548	30.796	34.688	38.553
45	16.983	-10.535	32.785	40.691	50.680	58.090	65.446
80	20.251	-13.430	40.394	50.472	63.206	72.652	82.029
120	23.053	-15.861	46.844	58.746	73.784	84.941	96.015

Con la información anterior se procede a graficar los valores de las duraciones vs. Las alturas de precipitación, formando una línea para cada uno de los periodos de retorno, como se muestra en la figura 3.31



Con la finalidad de verificar el grado de correlación entre las variables independiente y dependiente se deberá calcular el Coeficiente de correlación, por medio de la siguiente fórmula:

$$r_{xy} = \frac{n \sum x_i y_i - (\sum x_i)(\sum y_i)}{\{n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2 * n \sum y_i^2 - (\sum y_i)^2\}^{1/2}} \quad (3.90)$$

**b) Método de correlación lineal múltiple.**

Conforme a lo expuesto anteriormente, éste método dice que la función que debe ajustarse es del tipo de la fórmula 3.82, que para el caso de datos de altura de precipitación máxima (P, en mm) para diferentes duraciones, que es el caso de éste ejemplo, se podría escribir de la forma siguiente:

## HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

$$P = \frac{K * Tr^m}{d^l} \quad (3.82)$$

Siendo necesario linearizar la ecuación anterior para obtener los parámetros  $K$ ,  $m$ ,  $l$ , tomando logaritmos, de la forma siguiente:

$$\text{Ln}(P) = \text{Ln}(K) + m\text{Ln}(Tr) - l\text{Ln}(d) \quad (3.91)$$

Expresión que es de la forma siguiente:

$$Y = a_0 + a_1x_1 + a_2x_2 \quad (3.92)$$

Los parámetros  $a_0$ ,  $a_1$  y  $a_2$ , se calculan con el método de correlación múltiple, con las siguientes ecuaciones:

$$\sum Y = Na_0 + a_1 \sum x_1 + a_2 \sum x_2 \quad (3.93)$$

$$\sum x_1 Y = a_0 \sum x_1 + a_1 \sum (x_1)^2 + a_2 \sum x_1 x_2 \quad (3.94)$$

$$\sum x_2 Y = a_0 \sum x_2 + a_1 \sum x_1 x_2 + a_2 \sum (x_2)^2 \quad (3.95)$$

Siendo:  $N$  = número de sumandos, es decir el número de datos "n" (26 para el ejemplo), multiplicado por el número de duraciones analizadas "D" (6 para el ejemplo).

$$\sum Y = \sum \text{Ln}(P) \quad (3.96)$$

$$\sum x_1 = D \sum \text{Ln}(Tr) \quad (3.97)$$

$$\sum x_2 = n \sum \text{Ln}(d) \quad (3.98)$$

$$\sum x_1 x_2 = \sum \text{Ln}(Tr) \text{Ln}(d) \quad (3.99)$$

$$\sum (x_1)^2 = D \sum [\text{Ln}(Tr)]^2 \quad (3.100)$$

$$\sum (x_2)^2 = n \sum [\text{Ln}(d)]^2 \quad (3.101)$$

$$\sum x_1 Y = \sum \text{Ln}(Tr) \text{Ln}(P) \quad (3.102)$$

$$\sum x_2 Y = \sum \text{Ln}(d) \text{Ln}(P) \quad (3.103)$$

Para las operaciones anteriores se presentan las siguientes tablas:

	LOGARITMOS NATURALES DE d						SUMAS
<b>Ln d</b>	<b>1.609</b>	<b>2.303</b>	<b>2.996</b>	<b>3.807</b>	<b>4.382</b>	<b>4.787</b>	<b>19.884</b>
<b>(Ln d)^2</b>	<b>2.590</b>	<b>5.302</b>	<b>8.974</b>	<b>14.491</b>	<b>19.202</b>	<b>22.920</b>	<b>73.480</b>
<b>Ln Tr</b>	<b>(Ln Tr)^2</b>	LOGARITMOS NATURALES DE P					
3.296	10.863	2.603	2.944	3.367	4.016	4.202	4.382
2.603	6.774	2.526	2.918	3.350	3.861	4.094	4.217
2.197	4.828	2.518	2.907	3.285	3.651	4.011	4.025
1.910	3.646	2.398	2.862	3.254	3.570	3.638	3.871
1.686	2.844	2.370	2.773	3.030	3.414	3.567	3.829
1.504	2.262	2.351	2.741	2.996	3.401	3.526	3.798
1.350	1.822	2.303	2.741	2.890	3.339	3.526	3.653
1.216	1.480	2.303	2.542	2.890	3.258	3.475	3.638
1.099	1.207	2.303	2.460	2.879	3.211	3.469	3.595
0.993	0.987	2.303	2.425	2.839	3.157	3.466	3.578

# HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

Ln Tr	(Ln Tr) <sup>2</sup>	LOGARITMOS NATURALES DE P					
0.898	0.806	2.282	2.398	2.785	3.135	3.374	3.472
0.811	0.658	2.140	2.370	2.785	3.025	3.357	3.401
0.731	0.534	2.104	2.361	2.779	3.020	3.246	3.374
0.657	0.431	2.079	2.332	2.708	3.011	3.239	3.367
0.588	0.345	2.079	2.303	2.674	2.996	3.140	3.266
0.523	0.274	2.079	2.303	2.667	2.944	3.105	3.243
0.463	0.214	2.079	2.272	2.660	2.918	3.049	3.227
0.405	0.164	2.041	2.262	2.653	2.918	2.970	3.118
0.351	0.123	2.015	2.251	2.460	2.851	2.955	2.986
0.300	0.090	1.974	2.197	2.442	2.760	2.766	2.760
0.251	0.063	1.960	2.163	2.351	2.351	2.721	2.747
0.205	0.042	1.887	2.079	2.230	2.351	2.380	2.653
0.160	0.026	1.856	2.054	2.219	2.303	2.351	2.625
0.118	0.014	1.740	1.960	2.197	2.251	2.303	2.468
0.077	0.006	1.705	1.917	1.960	1.960	2.163	2.241
0.038	0.001	1.569	1.569	1.808	1.841	1.960	1.974
<b>Σ=24.430</b>	<b>40.505</b>					<b>ΣLn P = 432.905</b>	

Ln Tr * Ln d					
5.304	7.589	9.873	12.546	14.442	15.779
4.189	5.993	7.797	9.908	11.405	12.460
3.536	5.059	6.582	8.364	9.628	10.519
3.073	4.397	5.720	7.269	8.368	9.142
2.714	3.883	5.052	6.420	7.390	8.074
2.421	3.463	4.506	5.726	6.591	7.201
2.173	3.108	4.044	5.139	5.915	6.463
1.958	2.801	3.644	4.630	5.330	5.823
1.768	2.530	3.291	4.182	4.814	5.260
1.599	2.287	2.976	3.781	4.352	4.755
1.445	2.068	2.690	3.418	3.935	4.299
1.305	1.867	2.429	3.087	3.554	3.882
1.176	1.683	2.190	2.782	3.203	3.499
1.057	1.512	1.968	2.500	2.878	3.144
0.946	1.353	1.761	2.238	2.576	2.814
0.842	1.205	1.568	1.992	2.293	2.505
0.745	1.065	1.386	1.761	2.027	2.215
0.653	0.934	1.215	1.543	1.777	1.941
0.566	0.809	1.053	1.338	1.540	1.682
0.483	0.691	0.899	1.142	1.315	1.437
0.404	0.579	0.753	0.957	1.101	1.203
0.330	0.472	0.614	0.780	0.897	0.980
0.258	0.369	0.480	0.610	0.703	0.768
0.190	0.271	0.353	0.448	0.516	0.564
0.124	0.177	0.231	0.293	0.337	0.368
0.061	0.087	0.113	0.144	0.165	0.181
				<b>ΣLn Tr * Ln d = 485.766</b>	



## HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

Ln Tr *Ln P						Ln d *Ln P					
8.578	9.704	11.098	13.237	13.848	14.442	4.189	6.780	10.088	15.289	18.412	20.979
6.574	7.594	8.719	10.048	10.656	10.974	4.065	6.718	10.035	14.696	17.942	20.187
5.532	6.387	7.217	8.021	8.813	8.845	4.052	6.693	9.840	13.897	17.576	19.271
4.579	5.465	6.214	6.816	6.946	7.392	3.859	6.590	9.749	13.588	15.940	18.533
3.997	4.676	5.110	5.758	6.015	6.457	3.815	6.384	9.077	12.998	15.629	18.330
3.537	4.122	4.506	5.116	5.304	5.712	3.784	6.311	8.974	12.947	15.453	18.182
3.108	3.700	3.902	4.508	4.760	4.932	3.706	6.311	8.659	12.712	15.453	17.490
2.801	3.092	3.516	3.963	4.227	4.425	3.706	5.852	8.659	12.402	15.228	17.415
2.530	2.702	3.163	3.527	3.811	3.949	3.706	5.663	8.625	12.223	15.201	17.209
2.287	2.408	2.820	3.136	3.442	3.554	3.706	5.583	8.505	12.018	15.187	17.129
2.049	2.153	2.501	2.815	3.030	3.118	3.673	5.521	8.343	11.936	14.786	16.622
1.735	1.922	2.258	2.453	2.722	2.758	3.444	5.458	8.343	11.516	14.710	16.283
1.538	1.726	2.031	2.208	2.373	2.466	3.386	5.436	8.325	11.498	14.226	16.154
1.366	1.532	1.779	1.977	2.127	2.212	3.347	5.370	8.113	11.460	14.192	16.121
1.222	1.353	1.572	1.761	1.846	1.920	3.347	5.302	8.011	11.404	13.759	15.635
1.088	1.205	1.396	1.541	1.624	1.697	3.347	5.302	7.990	11.208	13.604	15.524
0.962	1.051	1.231	1.350	1.411	1.493	3.347	5.232	7.969	11.107	13.362	15.448
0.828	0.917	1.076	1.183	1.204	1.264	3.285	5.208	7.948	11.107	13.016	14.927
0.708	0.791	0.864	1.002	1.038	1.049	3.243	5.184	7.368	10.852	12.948	14.294
0.592	0.659	0.733	0.828	0.830	0.828	3.177	5.059	7.317	10.506	12.122	13.214
0.493	0.544	0.591	0.591	0.684	0.690	3.155	4.981	7.044	8.951	11.925	13.153
0.386	0.426	0.457	0.482	0.487	0.543	3.037	4.788	6.681	8.951	10.427	12.702
0.298	0.329	0.356	0.369	0.377	0.421	2.988	4.730	6.648	8.765	10.304	12.566
0.205	0.231	0.259	0.265	0.271	0.291	2.801	4.513	6.582	8.570	10.090	11.816
0.131	0.148	0.151	0.151	0.166	0.172	2.744	4.414	5.872	7.461	9.480	10.727
0.059	0.059	0.068	0.069	0.074	0.075	2.525	3.612	5.417	7.006	8.589	9.451
ΣLn Tr *Ln P = 458.609						ΣLn d *Ln P = 1,506.604					

Conforme a los valores de las tablas anteriores y las operaciones de las ecuaciones 3.94 a la 3.101, se tiene:

<b>D * ΣLn Tr = 146.580</b>	<b>N = 156</b>	<b>n * ΣLn d = 516.982</b>	<b>D*Σ(Ln Tr)<sup>2</sup> = 243.030</b>	<b>n*Σ(Ln d)<sup>2</sup> = 1,910.467</b>
-----------------------------	----------------	----------------------------	-----------------------------------------	------------------------------------------

Sustituyendo en las ecuaciones 3.91 a la 3.93 se tiene el siguiente sistema de ecuaciones:

$$432.905 = 156.000 * a_0 + 146.580 * a_1 + 516.982 * a_2$$

$$458.609 = 146.580 * a_0 + 243.030 * a_1 + 485.766 * a_2$$

$$1,506.604 = 516.982 * a_0 + 485.766 * a_1 + 1,910.467 * a_2$$

Que al resolverse de forma simultanea permite encontrar los coeficientes:

$$a_0 = 1.103; a_1 = 0.492; \text{ y } a_2 = 0.365$$

Pero:

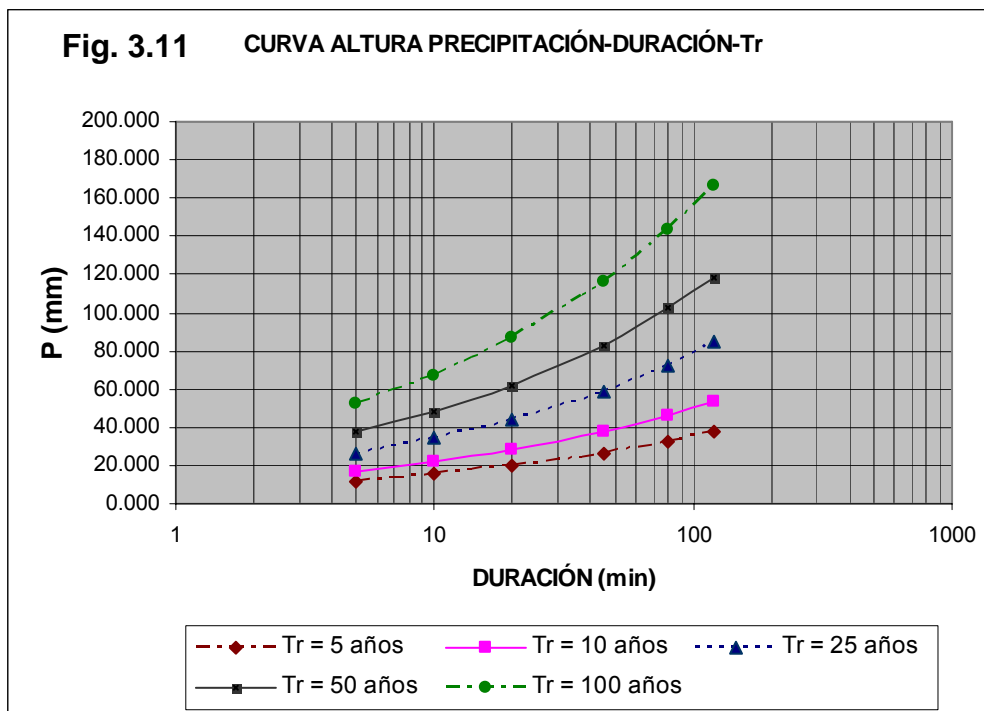
$$a_0 = \text{Ln } K = e^{(a_0)} = 3.013; a_1 = m; \text{ y } a_2 = -l$$

Sustituyendo en la ecuación 3.82 se tiene:

$$P = 3.013(Tr)^{0.492} (d)^{0.365}$$

Para calcular las curvas altura de precipitación – duración – periodo de retorno, se forma la siguiente tabla que permitirá finalmente obtener la graficar P- d – Tr (figura 3.11).

DURACIÓN (minutos)	PARÁMETROS	PERIODOS DE RETORNO (Tr años)				
		5	10	25	50	100
5	$K = 3.013$ $m = 0.492$ $l = -0.365$	11.975	16.845	26.448	37.205	52.337
10		15.421	21.693	34.060	47.913	67.401
20		19.859	27.937	43.863	61.703	86.800
45		26.698	37.557	58.968	82.952	116.691
80		32.936	46.332	72.745	102.333	143.954
120		38.188	53.721	84.346	118.652	166.911



### 4. ESCURRIMIENTO

El escurrimiento es el agua producto de la precipitación que fluye por las corrientes provenientes de diversas fuentes y que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para ser finalmente drenada hasta el final de la cuenca.

#### 4.1 PROCESO DEL ESCURRIMIENTO

El agua de la precipitación llega primero a los objetos que están sobre la superficie del terreno, como son los árboles, casas, cultivos, pasto, rocas, etc. En estos lugares parte de la lluvia es interceptada, como se mencionó anteriormente, y parte llega al suelo, en donde se infiltra para llenar las depresiones topográficas y se va acumulando en el terreno hasta saturar el terreno y fluir superficialmente por las laderas hacia los cauces.

#### 4.2 FACTORES QUE INFLUYEN EN EL ESCURRIMIENTO

Todas las particularidades de un régimen de lluvia se reproducen en la circulación de las aguas, por lo que las corrientes son afectadas principalmente por los siguientes factores:

- a) Precipitación
- b) Características fisiográficas.
- c) Uso del suelo y cobertura vegetal.
- d) Condiciones hidrológicas antecedentes.

Los factores antes mencionados se han descrito a detalle con anterioridad.

#### 4.3 COMPONENTES DEL ESCURRIMIENTO

De conformidad con lo anterior se podría definir tres zonas donde se presenta el escurrimiento, que son:

- Escurrimiento superficial, el cual está compuesto por el que escurre tanto por el terreno como por los arroyos y ríos.
- Escurrimiento sub-superficial, la cual se encuentra bajo la superficie del terreno, pero cerca de ella y que se encuentra en la zona de saturación del subsuelo.
- Escurrimiento subterráneo, es aquella agua que logra infiltrarse en el terreno hasta niveles inferiores al nivel freático o zona de saturación.

El flujo superficial se realiza en forma rápida, sobre todo comparado con el subterráneo, que es lento, sin embargo el superficial puede ser sólo un poco menos rápido que el superficial o tan lento como el subterráneo, dependiendo de las condiciones del suelo. Por esta razón se ha clasificado al escurrimiento, en términos de su rapidez, en dos clases que son:

Escurrimiento directo.- Es aquel que se forma por los flujos de superficie y subsuperficial rápido, es decir aquel que tiene una respuesta rápida a la lluvia y que se considera como el resultado de la lluvia efectiva o en exceso.

Escurrimiento base.- Es el formado por el flujo subsuperficial lento y el subterráneo, es decir es el que no depende esencialmente de la presencia de la lluvia.

#### 4.4 AFORO DE CORRIENTES

Con la finalidad de determinar el caudal que se presenta en un cauce, ya sea por escurrimiento directo o base, es conveniente aforar las corrientes en puntos de interés.

Existen varios métodos para aforar corrientes, de los cuales los más utilizados son:

- A. Sección de control
- B. Relación sección - pendiente
- C. Relación sección - velocidad

- A. **SECCIÓN DE CONTROL.**- Una sección de control en una corriente es aquella donde existe una relación única entre el tirante del agua y el gasto, por lo que es necesario revestir el cauce en un tramo de éste para evitar que se pueda alterar la forma de la sección y la pendiente de dicho tramo. Una ventaja de utilizar éste método es que solo se requiere conocer el nivel del agua y la forma de la sección, para determinar el gasto. Entre las desventajas están el costo elevado de construir la sección en ríos caudalosos y que a veces al estrechar el cauce para tener la sección de control, se restringe el transporte de objetos arrastrados por la corriente que pueden obstruir la sección, recomendándose éste método para cuencas experimentales o en ríos u arroyos de sección pequeña.
- B. **RELACIÓN SECCIÓN – PENDIENTE.**- Consiste en la determinación del gasto a partir de la fórmula de Robert Manning, siendo necesario que se realice en un tramo lo más recto posible y con sección aproximadamente similar en sus longitudes.

$$V = \frac{1}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (4.1)$$

Donde:  $V$  = velocidad media del agua, (m/s).  
 $R_h$  = radio hidráulico medio del tramo (m).  
 $S$  = pendiente media del tramo del cauce.

Los valores del radio hidráulico promedio se obtienen de un levantamiento topográfico de los extremos del tramo de aforo, por medio de la definición de las áreas hidráulicas ( $A$ ) y sus respectivos perímetros mojados ( $P$ ), es decir:

$$R_h = \left[ \frac{\left( \frac{A_1 + A_2}{2} \right)}{\left( \frac{P_1 + P_2}{2} \right)} \right] \quad (4.2)$$

Y de la misma forma se obtiene la pendiente media del tramo.

Finalmente el gasto se determina por medio de la ecuación de continuidad, como el producto de la velocidad media y del área promedio de ambas secciones.

Esté método generalmente se utiliza para conocer el gasto que pasó por un determinado tramo de un cauce, utilizando las huellas o marcas que ha dejado el agua a su paso en los taludes del cauce.

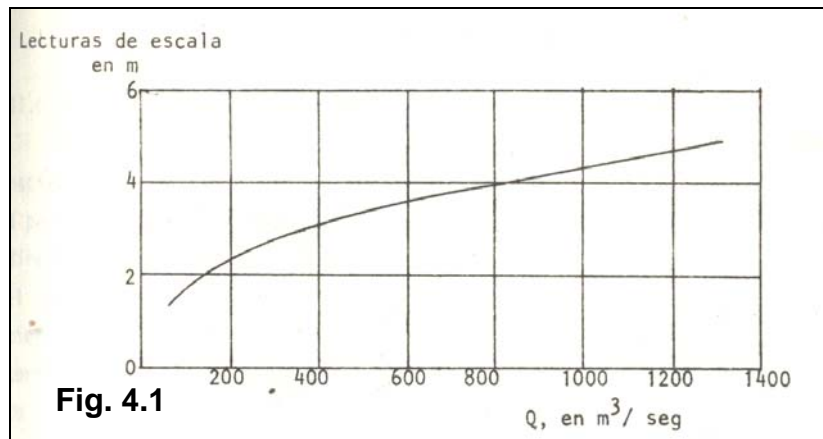
- C. **RELACIÓN SECCIÓN – VELOCIDAD.**- Este método consiste en determinar la velocidad media del flujo en el cauce y multiplicar por el área hidráulica de una sección determinada de antemano. Para determinar la velocidad media del flujo se pueden utilizar varios procedimientos, uno de ellos consiste en dividir la sección de aforo del cauce por medio de una cuadrícula o franjas y en cada uno de ellas se mide la velocidad por medio de un molinete, tal como se vio en las prácticas de laboratorio. Otro procedimiento es por medio de flotadores, ya sea superficiales o combinados, procediendo a seleccionar un tramo recto del cauce, se mide la longitud entre sus extremos y se suelta el flotador en el inicio del tramo (aguas arriba) y se toma el tiempo que tarda en llegar a la sección final del tramo (aguas abajo), procediendo a dividir la longitud del tramo entre el tiempo medido, lo cual nos proporciona la velocidad promedio del tramo,

que al multiplicar ésta última por el área de la sección de aforo proporciona el gasto del flujo. Existen algunas variantes al procedimiento anterior, ya que se puede utilizar en lugar de los flotadores, la medición de la conductividad original del agua y posteriormente incrementarla por medio de agregar sal en la sección inicial y medir, por medio de un conductímetro, el momento en que llega el agua con mayor cantidad de conductividad, es decir cuando llegue el agua con sal; la principal ventaja de ésta variante es que el flujo no se ve afectado por la presencia de un objeto extraño como es el flotador, el cual es afectado por la fricción con el aire en la interface de la superficie libre del agua; su principal desventaja es que requiere contar el conductímetro. Otra variante es utilizando colorante vegetal el cual se agrega en la sección inicial y medir el tiempo en que tarda en llegar el agua coloreada a la sección final.

### 4.5 CURVA ELEVACIONES - GASTO

Para conocer, aunque sea de una forma aproximada, el gasto instantáneo durante una avenida, es necesario construir una curva que relacione a la elevación del nivel del agua en el río, con el gasto que está pasando.

Esta curva se construye a partir de los aforos completos que se hayan realizado en una época de avenidas anterior, tal como se muestra en la siguiente figura.



Una vez construida la curva elevaciones – gastos en la sección de interés del cauce, se puede obtener el gasto en cada instante midiendo la elevación de la superficie libre del agua de manera continua por medio de un limnígrafo, que registra de forma gráfica la variación del nivel con respecto al tiempo.

### 4.6 HIDROGRAMAS

Es la representación gráfica de la variación del gasto que pasa por una sección de cauce, con respecto al tiempo.

En la siguiente figura se muestran dos hidrogramas típicos; el primero corresponde a intervalos de tiempo relativamente grandes, donde se han tenido varios periodos de lluvia y el segundo corresponde a los valores instantáneos de gasto de una avenida aislada producto de una tormenta.

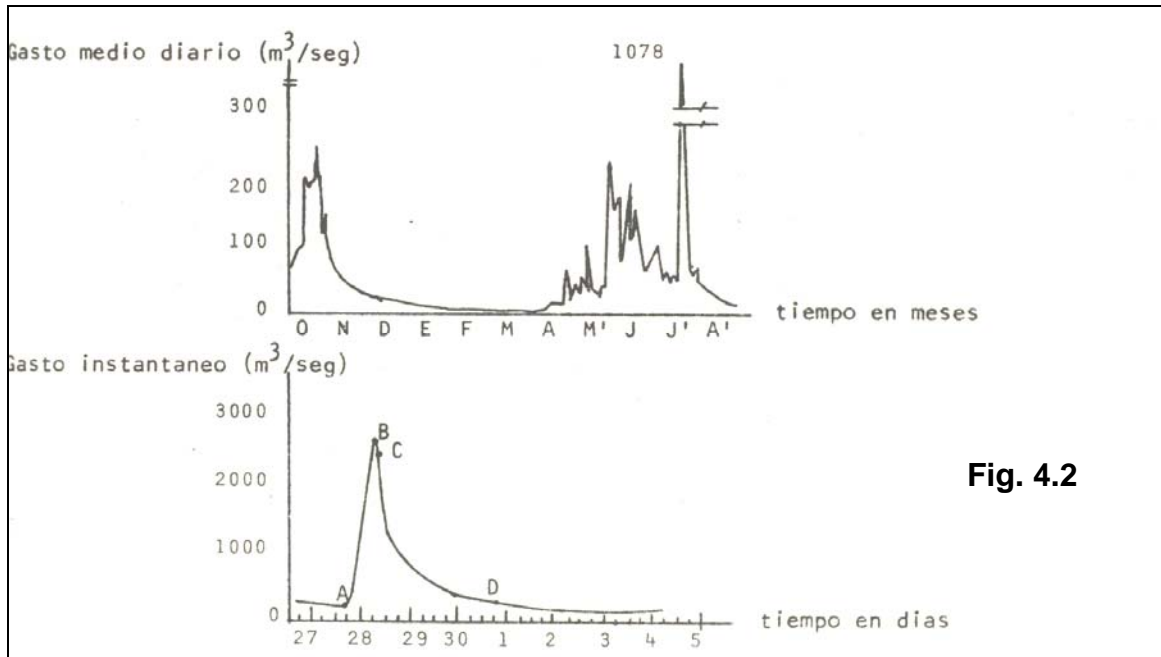


Fig. 4.2

En el segundo hidrograma (debido a una avenida aislada) se puede observar en la figura que a partir del punto A (punto de levantamiento), se inicia el escurrimiento directo producto de una tormenta, alcanzando su gasto máximo en el punto B.

El punto C es un punto de inflexión donde aproximadamente cesa el flujo por tierra y el punto D finaliza el escurrimiento directo, continuando el escurrimiento base.

El tramo CD es la curva de vaciado del escurrimiento directo producto de la tormenta.

Conforme a lo anterior los puntos marcados se definen como:

Tiempo pico.- Es el tiempo que transcurre entre los puntos A y B.

Tiempo base.-Es el lapso de tiempo entre los puntos A y D.

Tiempo de retraso.- Es aquel que trascurre desde el centro de masa de la lluvia al pico del hidrograma.

En la figura 4.3 se muestran los cuatro tipos de hidrogramas, considerando una corriente perenne.

**Tipo 1.** Para este tipo de hidrograma, la intensidad de lluvia ( $i$ ), es menor que la capacidad de infiltración ( $f$ ) y la infiltración total ( $F$ ) es menor que la deficiencia de humedad del suelo (DHS).

Por la primera condición, no hay escurrimiento directo y por la segunda no hay recarga del agua subterránea. Esto quiere decir que el hidrograma del río no se altera por esta tormenta y solo seguirá la curva de vaciado del agua subterránea, que es el hidrograma del escurrimiento base, el cual existe por que el cauce es perenne.

Lo único que originó la tormenta fue modificar la deficiencia de humedad del suelo. El hidrograma resultante es similar al que tiene una corriente perenne en época de sequía.

**Tipo 2.** En este caso  $i$  es menor que  $f$ , pero la infiltración total es mayor que la DHS. Esto ocasiona un incremento o recarga del agua subterránea, originando un cambio en el nivel freático.

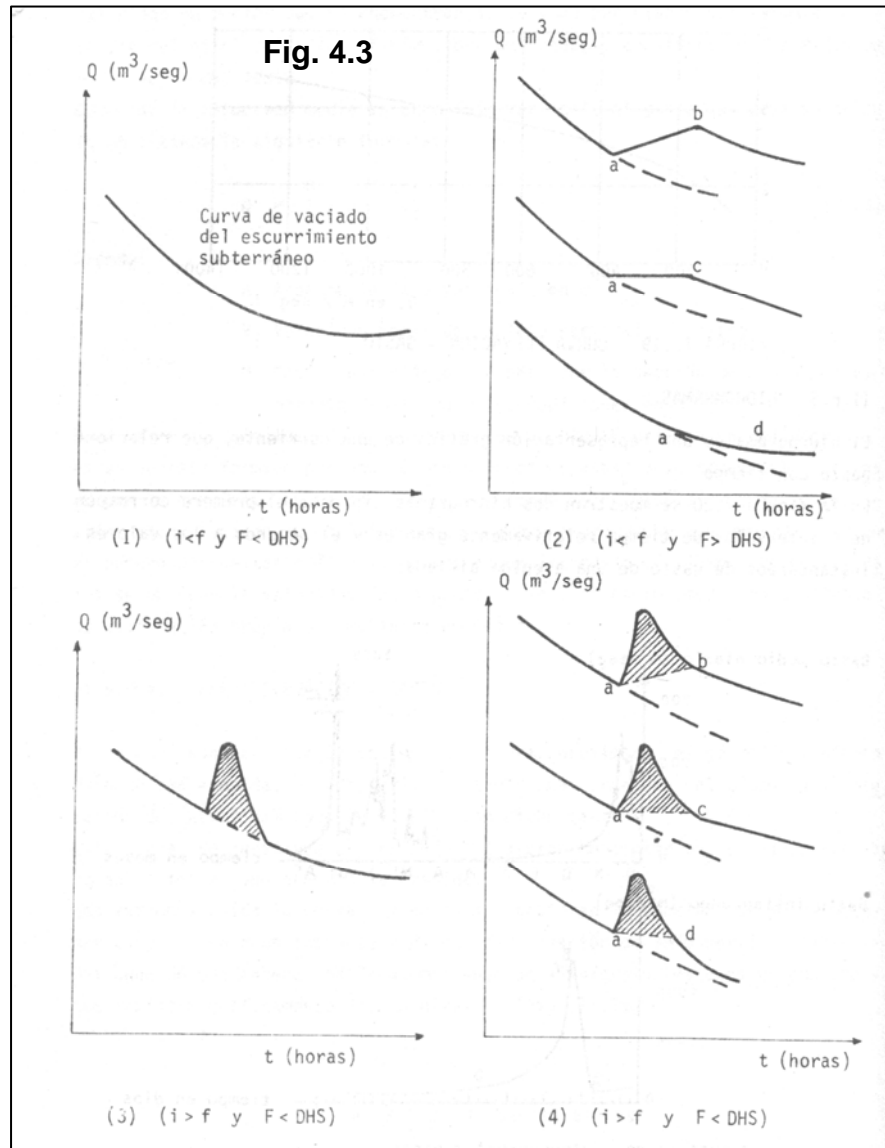
Al no haber escurrimiento directo, el hidrograma correspondiente resulta una variación de la curva de vaciado del escurrimiento base. Esta variación puede ser de tres formas:

## HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

- Cuando la recarga del agua subterránea ocasiona un gasto superior al que está circulando durante la tormenta, se origina un ascenso en el hidrograma (segmento ab).
- La recarga del agua subterránea origina un gasto similar al drenado por el cauce. Entonces el hidrograma es una línea horizontal hasta que cesa el efecto (segmento ac).
- El gasto producido por la recarga del agua subterránea es menor que el drenado en el momento de ocurrir la tormenta. Se tendrá un hidrograma con pendiente negativa, aunque los gastos son superiores a los originados por la curva de rescisión del agua subterránea (segmento ad).

**Tipo 3.** La  $i$  es mayor que la capacidad de infiltración y la infiltración total es menor que la DHS. Por la primera condición se tendrá escurrimiento directo; de la segunda se deriva que no hay recarga del agua subterránea, por lo que el escurrimiento base no se altera.

**Tipo 4.** Finalmente si  $i$  es mayor que la  $f$ , y  $F$  es mayor que la DHS, se tendrá escurrimiento directo y una variación en el escurrimiento base. Este hidrograma es una combinación de los tipos 2 y 3 por lo que, similarmente a este último, se tendrán tres formas diferentes de hidrogramas.



### 4.7 ANÁLISIS DEL HIDROGRAMA DE UNA AVENIDA

El análisis del hidrograma de una avenida tiene una forma típica, que a pesar de que puede variar en sus detalles de una cuenca a otra y de una tormenta a otra, se pueden identificar las siguientes partes que lo conforman, según la figura 4.4:



A.- Punto de levantamiento.- en este punto, el agua proveniente de la tormenta bajo análisis comienza a llegar a la salida de la cuenca y se produce inmediatamente después de iniciada la tormenta, durante la misma o incluso cuando ya ha transcurrido algún tiempo después de que cesó de llover, dependiendo de varios factores entre los que se pueden mencionar: el tamaño de la cuenca, su sistema de drenaje y suelo, la intensidad y duración de la lluvia, etc.

B.- Punto de cambio de pendiente en el hidrograma de ascenso.- este punto nos indica la disminución o terminación de la precipitación en exceso.

C.- Pico.- es el gasto máximo que se produce por la tormenta, con frecuencia es el punto más importante de un hidrograma para fines de diseño.

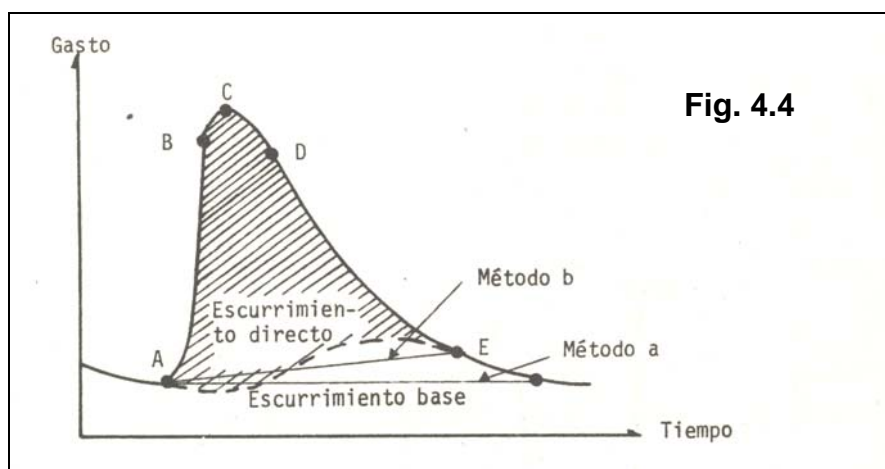
D.- Punto de inflexión.- en este punto es aproximadamente cuando termina el flujo sobre el terreno y de aquí en adelante lo que queda de agua en la cuenca escurre por los canales y como escurrimiento subterráneo.

E.- Final del escurrimiento directo.- de este punto en adelante el escurrimiento es sólo de origen subterráneo. Normalmente se acepta como el punto de mayor curvatura de la curva de recesión aunque pocas veces se distingue de fácil manera.

Tp.- Tiempo pico.- es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento (A) hasta el pico del hidrograma (C).

Tb.- Tiempo base.- es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento (A) hasta el punto final del escurrimiento directo (E). Es entonces el tiempo que dura el escurrimiento directo.

El análisis del hidrograma de una avenida aislada, se realiza fundamentalmente para encontrar su relación con la tormenta que lo produce. En este sentido, lo primero que se requiere es separar el escurrimiento directo, del escurrimiento base.



La figura anterior muestra la separación de los dos escurrimientos en un hidrograma. Los métodos más utilizados para trazar la frontera entre el escurrimiento directo y la base son:

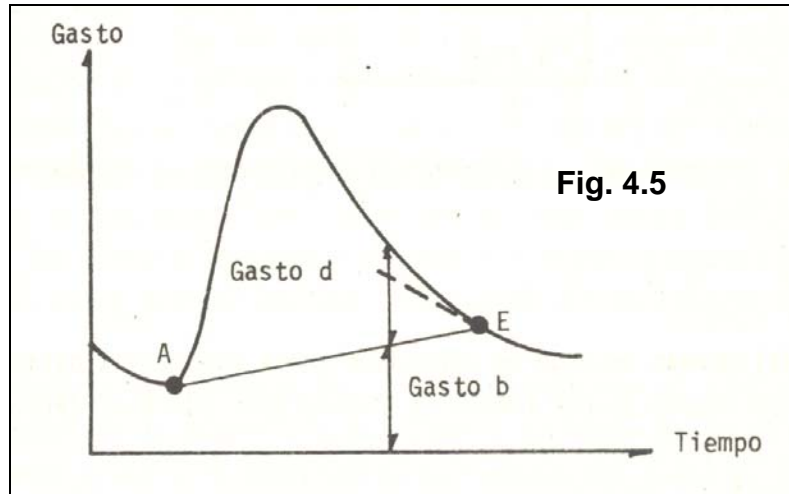
Método a. La frontera se define trazando una recta horizontal que parte del punto de inflexión que muestra el inicio del escurrimiento directo y llega hasta donde corta al hidrograma, ver figura 4.4.

Método b. La frontera se define trazando una recta entre los puntos A y E. Para encontrar el punto E se obtiene la curva de vaciado del escurrimiento base, analizando primero una serie de hidrogramas y seleccionando tramos en los que sólo exista escurrimiento base figura 4.5.



## HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

La curva de vaciado deducida se superpone al hidrograma por analizar haciéndola coincidir en el extremo derecho y se determina el punto E como aquel en que la curva se separa del hidrograma como lo muestra en la figura siguiente:



Método c. La frontera se define mediante los siguientes pasos:

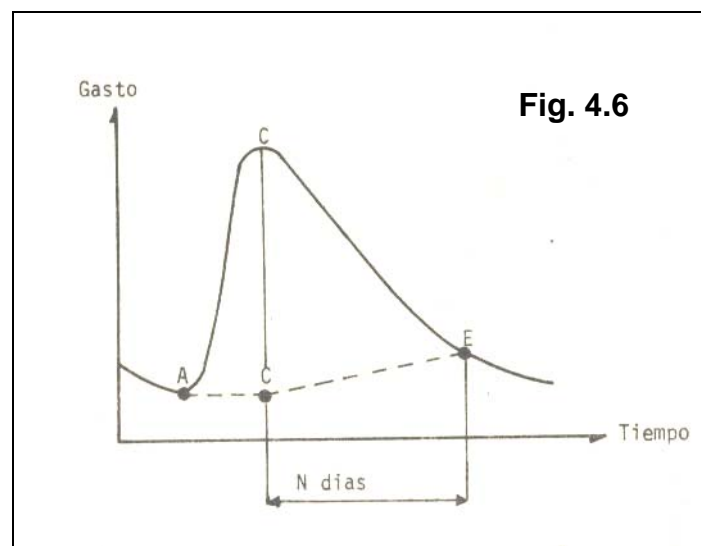
- Se traza una horizontal a partir del punto de inflexión A, hasta la proyección del punto C que corresponde al gasto máximo (punto C' de la figura 4.6)
- Se calcula N por medio de la expresión:

$$N = 0.827 * A^{0.2} \quad (4.3)$$

Donde: A = es el área de la cuenca hidrológica, en km<sup>2</sup>

N = es el tiempo de vaciado de la cuenca, en días

- A partir del punto C' se toma una distancia horizontal igual a -N para definir el punto E
- Se traza una recta entre C' y E.



Porción del hidrograma que corresponde al escurrimiento base.

La selección del método depende de consideraciones subjetivas basada en la precisión que se requiera del número de hidrogramas por analizar, etc.

### 4.8 ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE ESCURRIMIENTOS.

El análisis de escurrimientos puede enfocarse a eventos definidos en intervalos relativamente grandes, esto es, a los escurrimientos mensuales o a eventos extraordinarios que ocurren en intervalos de tiempo relativamente cortos, por ejemplo, gastos máximos durante la época de avenidas. Existen varios análisis estadísticos que pueden realizarse a una serie de datos de escurrimiento en donde uno de los más importantes, es el análisis estadístico de gastos máximos.

**ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE GASTOS MÁXIMOS.** Este tipo de análisis de gastos máximos permite estimar la probabilidad de que un determinado valor del gasto sea alcanzado o sobrepasado al menos una vez durante la vida útil de la estructura en estudio. El procedimiento es el siguiente:

- 1.- Del registro histórico de escurrimientos, se selecciona el valor del gasto máximo de cada año.
- 2.- Los valores seleccionados se ordenan de mayor a menor y se les asigna un número de orden  $i$ , tal que  $i = 1$ , para el valor mayor;  $i = 2$ , el siguiente y así sucesivamente hasta que  $i = N$ , para el menor ( $N$  es el número de años del registro). Los valores así ordenados se designan con  $T_m$ .
- 3.- Se estima el período de retorno correspondiente a cada valor por medio del inverso de la expresión de Weibull.

$$T_m = \frac{N + 1}{i} \quad (4.4)$$

- 4.- Se estima la probabilidad de que en un año cualquiera el gasto máximo sea menor que cada valor  $T_m$ , mediante la ecuación:

$$F(Y_i) = 1 - \frac{1}{T_m} \quad (4.5)$$

- 5.- Con base a estos valores se ajusta alguna función de las ya mencionadas en el inciso 3.6.3 y se grafican. Se recomienda utilizar la función Gumbel.

## 5. EVAPORACIÓN, TRANSPIRACIÓN E INFILTRACIÓN

En el Ciclo Hidrológico, una parte de la precipitación no produce escurrimiento superficial debido principalmente a que una fracción del volumen precipitado es evaporado por plantas, animales y superficies que contienen el agua, otra fracción es transpirado por los seres vivos y otra fracción más se infiltra en el terreno, dando origen a su escurrimiento subterráneo, por lo que resulta importante determinar la magnitud de éstas sustracciones para poder determinar la cantidad de agua que escurrirá superficialmente.

### 5.1 EVAPORACIÓN

Proceso por el cual el agua de ríos, mares, otros cuerpos de agua y del suelo es transmitida hacia la atmósfera en forma de vapor.

#### 5.1.1 Factores de influencia

- *Radiación solar*
- *Diferencia en presión de vapor entre la superficie del agua y el aire circundante.*
- *Temperatura*
- *Viento*
- *Presión atmosférica*
- *Calidad del agua*

Nota: La conversión de nieve o hielo en vapor de agua se define como sublimación.

#### 5.1.2 Medición de la evaporación

**Evaporímetro.**- recipiente circular de lámina abierto en su parte superior, de aproximadamente 1.20 m. de diámetro y 0.26m. de alto.

**Coefficiente del evaporímetro.**- coeficiente que relaciona la evaporación de un evaporímetro con la de una masa adyacente de agua (mar, lago, etc.) = 0.7-0.8 para valores anuales.

#### 5.1.3 Determinación de la Evaporación

- a) *Ecuaciones Empíricas*
- b) *Ecuaciones Teóricas*

**A) Ecuaciones Empíricas.**- se basan en la ley de Dalton.

$$E = k (e_w - e_a) \quad (5.1)$$

Donde:  $e_w$  = presión de vapor del agua  
 $e_a$  = presión de vapor del aire  
 $k$  = coeficiente de proporcionalidad

#### Fórmula de Meyer

$$E = c(e_s - e_a) \left[ 1 + \frac{V_w}{16.09} \right] \quad (5.2)$$

Donde:

$c = 38$  para evaporímetros y pequeños depósitos

$c = 28$  para depósitos grandes

$E$  = evaporación mensual en m.

$e_a$  = presión de vapor del aire basada en la temperatura media mensual y la humedad relativa en depósitos pequeños. Para depósitos grandes, los datos se deben recabar a 10m. sobre la superficie libre del agua. Su valor se expresa en pulgadas de mercurio.

$e_s$  = presión de saturación del vapor (bajo las mismas condiciones de  $e_a$ ).

$V_w$  = velocidad media mensual del viento a 10 m de la superficie.

### Formulación de Horton (evaporación diaria)

a) Pequeños depósitos

$$E_p = 1.016(\psi e_s - e_a) \quad (5.3)$$

Donde:  $\psi = 2 - e^{-0.0128V_w}$  (5.4)

b) Grandes depósitos

$$E_G = E_p(1 - P) + P \frac{\psi - 1}{\psi - h} \quad (5.5)$$

Donde:  $h$  = humedad relativa

$p$  = fracción del tiempo cuando es turbulento

### Fórmula de Linsley

$$E = c(e_s - e_a)(baV_w^n) \quad (5.6)$$

Donde:  $a, b, c, n$  = constantes basadas en los valores de los parámetros meteorológicos  $e_a, e_s$  y  $V_w$

**B) Ecuaciones Teóricas.**-Se basan en diversas técnicas tales como balance de agua, balance de energía y transferencia de masa.

#### Balance de Agua

$$E_s = P + R_1 + R_2 + R_g - T_s - I - \Delta S \quad (5.7)$$

Donde:  $E_s$  = evaporación.

$R_1, R_2$  = agua superficial que entra y sale del sistema respectivamente.

$P$  = precipitación.

$R_g$  = aportación del agua subterránea a cuerpos de agua superficiales

$T_s$  = transpiración (evaporación del suelo y plantas).

$I$  = infiltración

$\Delta S$  = cambio de volumen en el agua almacenada

Si se considera la transferencia neta de infiltración hacia el suelo como

$$O_s = R_g - I \quad (5.8)$$

y se asume que  $T_s = O$ , entonces

$$Es = P + R_1 - R_2 + O_s - \Delta S \quad (5.9)$$

Todos los términos deben ser especificados en unidades de volumen para un período de interés  $\Delta t$ , que debe ser cuando menos una semana.

Balance de Energía

$$E = \frac{Q_s - Q_r + Q_a - Q_{ar} - Q_{bs} - Q_o + Q_v}{\rho [L(1+B) + C_p (T_e - T_b)]} \quad (5.10)$$

Donde:  $Q_s$  = irradiación solar incidente en la superficie del agua.

$Q_r$  = radiación solar reflejada.

$Q_a$  = radiación atmosférica de onda larga.

$Q_{ar}$  = radiación atmosférica de onda larga reflejada.

$Q_{bs}$  = radiación de onda corta emitida por el agua.

$Q_o$  = incremento en energía almacenada por el agua.

$Q_v$  = energía neta por advección.

$\rho$  = densidad del agua evaporada.

$L$  = calor latente de evaporación.

$C_p$  = calor específico del agua.

$T_e$  = temperatura del agua evaporada.

$B$  = relación de Bowen.

$$B = 0.61 \frac{p (T_o - T_a)}{100 (e_o - e_a)} \quad (5.11)$$

$P$  = presión atmosférica

$T_o$  = temperatura del agua en la superficie libre.

$T_a$  = temperatura del aire.

$e_o$  = presión de saturación del vapor en la superficie libre del agua

$e_a$  = presión de vapor del aire.

## 5.2 TRANSPIRACIÓN

Mecanismo por el cual el agua es evaporada a la atmósfera a través de las hojas de las plantas.

### **Factores de Influencia**

#### A. Fisiológicos

- Densidad y comportamiento de las hojas.
- Extensión y características de la cubierta protectora.
- Estructura de la hoja.
- Enfermedades de la planta.

#### B. Ambientales

- Temperatura

## HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

- Radiación solar
- Viento
- Humedad del suelo

NOTA: La difusión de vapor de agua a través de las hojas de las plantas hacia la atmósfera es proporcional al gradiente de presión de vapor en la interface hoja-atmósfera.

### 5.3 EVAPOTRANSPIRACIÓN

Combinación de evaporación y transpiración.

#### 5.3.1 Principales Planteamientos

- Teóricos
- Analíticos
- Empíricos

*a y b) Planteamientos teóricos y analíticos.- basados en procesos físicos.*

- Balance de Agua
- Balance de Energía
- Transferencia de masa

*c) Planteamientos empíricos.- basado en la experiencia.*

#### Ecuación de Thornthwaite-Holzman

$$E = \frac{833k^2(e_2 - e_1)(V_2 - V_1)}{(T + 459.4)\log_e(Z_2/Z_1)^2} \quad (5.12)$$

Donde se asume que la atmósfera es adiabática y la velocidad del viento y la humedad se distribuyen logarítmicamente en la dirección vertical. Siendo en la ecuación anterior:

$E$  = evaporación (in/hr)  
 $K$  = constante de Von Karman, igual a 0.4  
 $e_1$  y  $e_2$  = presión de vapor (in.Hg)  
 $T$  = temperatura media °F de la capa entre un nivel inferior  $Z_1$  y un nivel superior  $Z_2$

#### Ecuación de Blaney-Criddle

$$E_t = K_g F \quad (5.13)$$

Donde:  $E_t$  = evaporación durante un ciclo vegetativo completo (en cm)  
 $K_g$  = coeficiente global de desarrollo que varía de 0.5 a 1.2 (véase tabla 4.4, pag. 58, del libro de Aparicio, 1993)

$F$  = factor de temperatura y luminosidad =  $\sum_{i=1}^n f_i$

$n$  = número de meses del ciclo vegetativo

$$f_i = P_i \left( \frac{T_i + 17.8}{21.8} \right) \quad (5.14)$$

$P_i$  = porcentaje de horas de sol del mes  $i$  con respecto al año (véase tabla 4.5, pag. 60, de Aparicio, 1993).

$T_i$  = temperatura media del mes  $i$  en °C.

Cuando la zona es árida  $f_i$  se multiplica por el factor de corrección siguiente:

$$K_{ij} = 0.03114 T_i + 0.2396 \quad (5.15)$$

### 5.3.2 Evapotranspiración Potencial.

Thornthwaite la define como la pérdida de agua que ocurriría debido a las plantas si en ningún momento existiera deficiencia de agua en el suelo (en la práctica se asume que es igual a la evaporación en un lago).

Fórmula del Agricultural Research Service (ARS)

$$E_t = G_I k E_p \left( \frac{S - S_A}{AWC} \right) \quad (5.16)$$

$E_T$  = evapotranspiración potencial (in/day)

$G_I$  = índice de crecimiento de la planta (%)

$K$  = relación de  $G_I$  y evaporación de tanque

$K = 1$  a  $1.2$  pastos cortos

$K = 1.2$  a  $1.6$  cultivos medianos

$K = 1.6$  a  $2.0$  bosques

$E_p$  = evaporación en tanque (in/day)

$S$  = porosidad total

$S_A$  = porosidad disponible

$AWC$  = porosidad drenable por evaporación

$$x = \frac{AWC}{G} \quad (5.17)$$

$G$  = humedad drenada libremente por gravedad

### 5.4 INTERCEPCIÓN

Parte del agua de precipitación que es interceptada por la vegetación y otras formas de cobertura del área de drenaje, es decir la parte que moja y se adhiere a la superficie de los objetos para luego es regresada a la atmósfera a través de evaporación.

Factores de influencia	{	Intensidad de lluvia especie, edad y densidad de plantas estación del año
------------------------	---	---------------------------------------------------------------------------------

De manera práctica se acepta que aproximadamente entre un 10 y un 20% de la precipitación que ocurre durante la temporada de cultivo es interceptada y devuelta a la atmósfera por evaporación.



La intercepción total se puede evaluar por medio de la siguiente ecuación:

$$L_i = S_i + K_{et} \quad (5.18)$$

Donde:  $L_i$  = volumen de agua interceptada  
 $S_i$  = almacenaje de intercepción del follaje  
 $K$  = relación del área de intercepción de las hojas a la superficie de proyección.  
 $E$  = cantidad de agua evaporada por hora durante un período de precipitación.  
 $t$  = tiempo en horas

### 5.4.1 Almacenamiento en depresiones Superficiales

Fracción de la lluvia atrapada en pequeñas depresiones cuya única salida es evaporación o infiltración, que se puede evaluar de la forma siguiente:

Fórmula de Linsley

$$V = S_d (1 - e^{-kP_e}) \quad (5.19)$$

Donde:  $V$  = volumen en depresiones en el período de interés.  
 $S_d$  = máxima capacidad volumétrica de las depresiones.  
 $P_e$  = precipitación en exceso.  
 $K$  = constante equivalente a  $1/S_d$

### Valores Típicos

Arena	0.2 in
Arenisca	0.15 in
Arcilla	0.10 in
Áreas urbanas	0.25 in
Pavimentos	0.0625 in

## 5.5 INFILTRACIÓN

Flujo de agua que escurre hacia el interior de la tierra a través de la superficie.

Factores de influencia	}	Tipo y extensión de cobertura vegetal Condición de la superficie y el subsuelo Temperatura Intensidad de lluvia Propiedades físicas del suelo y del agua Calidad del agua
------------------------	---	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

### 5.5.1 Métodos de medición

Cálculo de la capacidad de infiltración.

Criterio de Horton

$$f = f_c + (f_o - f_c) e^{-kt} \quad (5.20)$$

Donde :  $f$  = capacidad de infiltración (cm/hr)  
 $k$  = decaimiento de la capacidad de infiltración.  
 $f_c$  = capacidad de infiltración de equilibrio.  
 $f_o$  = capacidad de infiltración inicial.

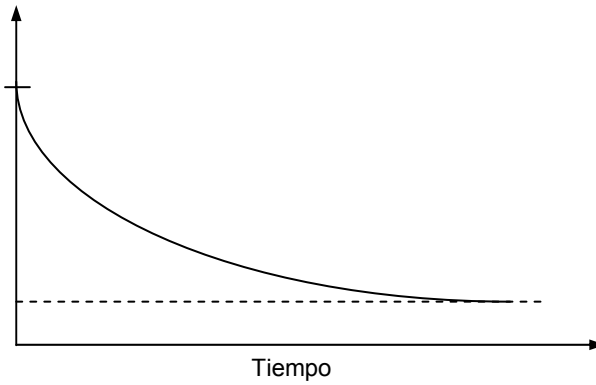


Fig. 5.1

Índice de Infiltración media

Basado en la hipótesis de que, para una tormenta con determinadas condiciones iniciales, la cantidad de recarga en la cuenca permanece constante durante toda la duración de la tormenta.

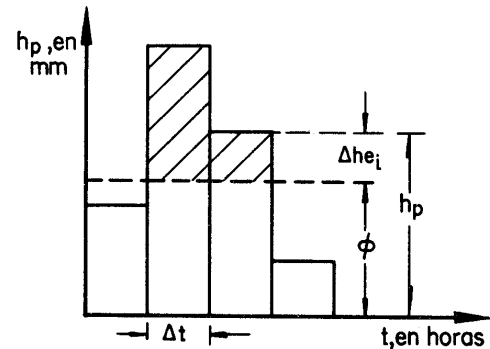
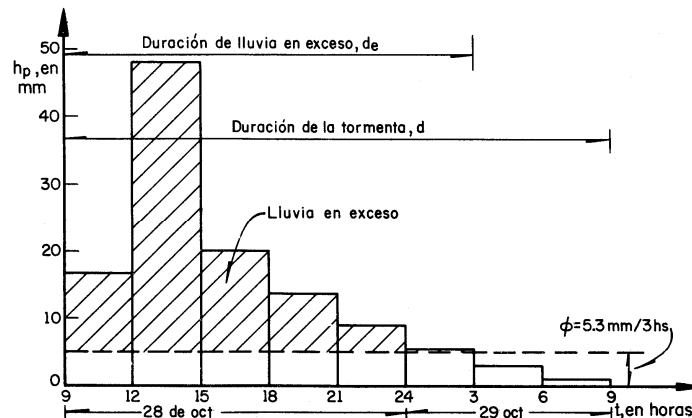


Fig. 5.2

**Ejemplo 5.1:** Calcular el índice de infiltración media  $\phi$ , para una tormenta cuyo hietograma de precipitación se muestra en la figura siguiente

**Fig. 5.3** Cálculo del índice de infiltración media,  $\phi$

1	2	3	4			5			6		
			Índice de infiltración media $\phi$ , mm/3h								
Fecha	Hietograma t (horas)	$\Delta h_p$ (mm)	$\phi = 13$	$\phi = 9$	$\phi = 5.3$						
28 de oct	9	16,5	3,5	7,5	11,2						
	12	48,0	35,0	39,0	42,7						
	15	20,0	7,0	11,0	14,7						
	18	12,8		3,8	7,5						
	21	9,1		0,1	3,8						
	24	5,5			0,2						
29 de oct	3	3,1									
	6	1,2									
	9										
Sumas		115,2	45,5	61,4	80,1						



el valor correcto de  $\phi$  será cuando

$$\sum \Delta h_{ei} = h_e$$

Donde:  $h_{ei}$  = lluvia en exceso, deducida del volumen de escurrimiento directo, dividido entre el área de la cuenca.

$\Delta h_{ei}$  = lluvia en exceso en el intervalo de tiempo  $\Delta t_i$ , deducido del hidrograma de la tormenta.

Para calcular el volumen de infiltración se aplica la siguiente fórmula

$$F = (h_p - h_e) A \quad (5.21)$$

Donde:  $A$  = área de la cuenca

$h_e$  = altura de lluvia en exceso

$h_p$  = altura de lluvia debida a la tormenta, la cual es la suma de los  $\Delta h_{pi}$

El volumen de escurrimiento directo deducido del hidrograma correspondiente a la tormenta es de  $16 \times 10^6 \text{ m}^3$ , y el área de la cuenca es de  $200 \text{ km}^2$ .

$$h_e = \frac{16 \times 10^6}{200 \times 10^6} = 0.08 \text{ m} = 80 \text{ mm}$$

A través de una serie de tanteos se encuentra que para  $\phi = 5.3 \text{ mm}$  cada tres horas se obtiene el valor de  $h_e$ . Por lo tanto

$$\phi = \frac{5.3 \text{ mm}}{3 \text{ hr}} = 1.77 \text{ mm / hr}$$

El volumen de infiltración es:

$$F = \left( \frac{115.2 - 80.0}{10^3} \right) 200 \times 10^6 = 7.04 \times 10^6 \text{ m}^3$$

## 6. CÁLCULO DEL GASTO MÁXIMO O DE LA AVENIDA MÁXIMA

En general la aplicación de la Hidrología Superficial en el diseño, construcción y operación de una obra hidráulica, se puede resumir en encontrar la solución a las siguientes tres cuestiones:

- 1<sup>a</sup> De qué cantidad de agua se dispone en la corriente y cuáles son sus propiedades físicas.
- 2<sup>a</sup> Cuánto volumen de material sólido transporta la corriente.
- 3<sup>a</sup>Cuál es la magnitud de las avenidas o crecidas en la corriente y cuándo se presentan.

Es la tercera pregunta la más difícil de contestar, la que mayor información requiere para ser evaluada y quizá, la más importante, sobre todo en obras o estructuras hidráulicas cuyo fin sea dar paso o controlar el agua proveniente de

tales avenidas. Son ejemplos de dichas estructuras: las obras de excedencias (vertedores), en las presas de almacenamiento, control o derivación, los puentes y alcantarillas, los diques de encauzamiento, los bordos de defensa, los sistemas de drenaje urbano, agrícola y de aeropuertos, rectificación de cauces, etc.

Las citadas estructuras son comúnmente muy costosas y su falla por mal proyecto causaría graves daños materiales, interrupción de los servicios públicos y quizá, la pérdida de vidas humanas.

Por otra parte, los terrenos de las orillas de los ríos, generalmente fértiles, han marcado una tendencia a cultivarlos y a construir viviendas e industrias en ellos, ignorando o despreciando el riesgo de inundación y destrucción por las avenidas poco frecuentes o máximas del río. A este respecto sería conveniente realizar la rigurosa delimitación de los cauces de avenida y la construcción de obras de defensa que eviten los daños.

Además conviene considerar que aunado al potencial de daños propio de las avenidas originadas por los ciclones, se tiene la edificación en cauces y la invasión de llanuras de inundación que restan capacidad de conducción y almacenamiento a los ríos, originando remansos que aumentan las pérdidas por inundación y por otra parte, en el diseño de puentes, bordos de protección y represas no se han considerado en el pasado los efectos de estas obras en las avenidas.

De lo anterior, se deduce la gran importancia de un estudio amplio y racional de las avenidas máximas probables de un río, en especial el cálculo y evolución de las avenidas de proyecto en un embalse, en lo que respecta a la seguridad de la obra y al efecto sobre la avenida, atenuándola.

### ORIGEN DE LAS AVENIDAS.

En términos generales, las avenidas máximas se pueden clasificar de acuerdo a las causas que las generan, en las tres clases siguientes:

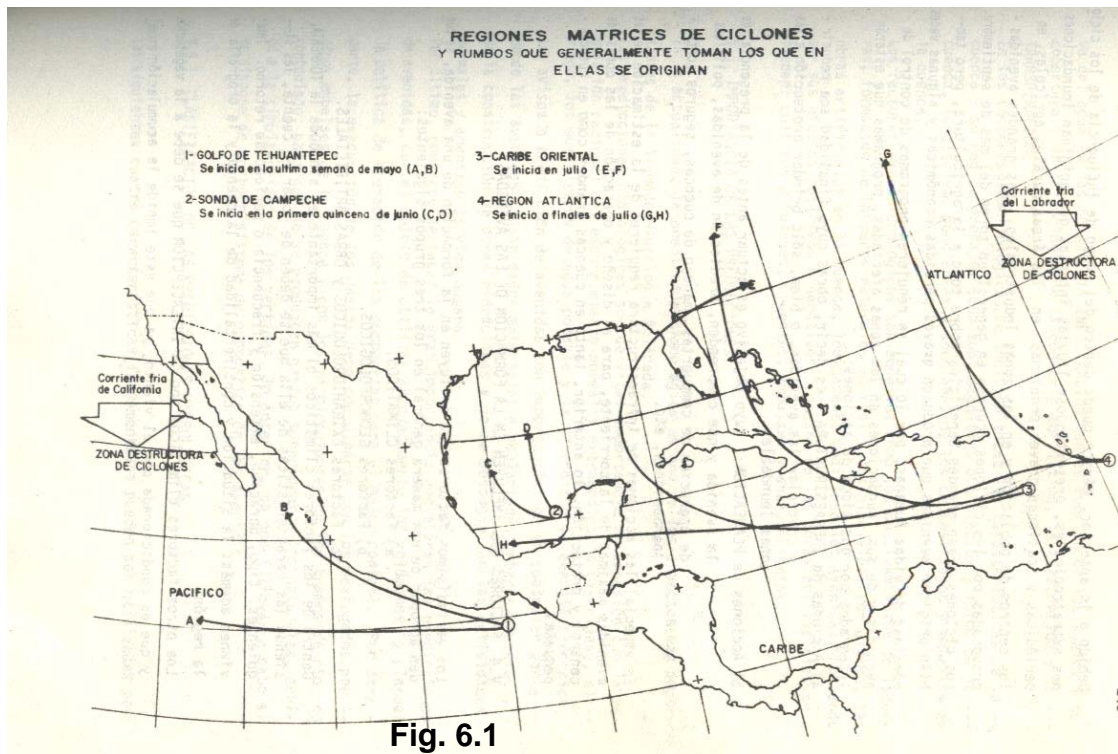
1. Avenidas Máximas de Precipitaciones Líquidas.
2. Avenidas Máximas de Precipitaciones Sólidas.
3. Avenidas Máximas Mixtas y originadas por otras causas.

Las avenidas máximas del primer grupo son las más comunes y tienen, sobre todo, como origen, tormentas extraordinarias por su intensidad, duración, extensión y repetición. Al segundo grupo corresponden las avenidas cuyo origen se debe a la fusión de la nieve y al almacenamiento y descongelación del hielo. Dentro del tercer grupo están las avenidas que se engendran por efectos simultáneos de las avenidas antes descritas y las originadas principalmente por ruptura de presas naturales y artificiales y por la mala operación de las compuertas de un embalse.

### LAS AVENIDAS MÁXIMAS EN MÉXICO.

En la República Mexicana las avenidas máximas han sido originadas generalmente por ciclones, ya que el país está situado de manera que es afectado directa o indirectamente por los ciclones que tienen cuatro zonas matrices o de origen (Figura 6.1), apareciendo en ellas con diferentes grados de intensidad y aumentando ésta a medida que avanza la temporada de tales

perturbaciones, cuya duración abarca del mes de mayo a la primera quincena del mes de octubre.



Debido a lo anterior, México queda dentro del campo de influencia de los ciclones extratropicales, presentándose lluvias intensas que originan inundaciones periódicas y ocasionan graves problemas en las áreas rurales agrícolas, en los centros de población y en las zonas industriales. Las grandes avenidas provocadas por los ciclones ocurren en general en torno del mes de septiembre. Los ciclones traen grandes beneficios sobre todo a la agricultura, pero también originan avenidas que producen graves pérdidas económicas y algunas veces pérdidas de vidas humanas, por lo cual se requieren programas de control de avenidas y de sus inundaciones en las zonas afectadas, programas que estarán integrados por dos tipos de acciones:

- Acciones de **INFRAESTRUCTURA**: es decir, obras cuya finalidad sea reducir y controlar las avenidas, o bien, sólo brindar protección a las zonas inundables.
- Acciones de **PLANTACIÓN**; cuyo objetivo es actuar antes de la presencia de la avenida y que comprenden, predicción de avenidas, políticas de operación de compuertas, manejo de cuencas, seguros contra inundaciones, etc.

En especial las acciones de infraestructura requieren de la estimación de las avenidas máximas de la corriente, para el diseño y operación de las obras de control y protección, lo anterior, tanto en cuencas grandes como en cuencas pequeñas.

### FACTORES QUE INFLUYEN EN LA FORMACIÓN DE LAS AVENIDAS.

Los variadísimos factores que influyen en la formación de una avenida, se pueden agrupar de una manera general en los tres grupos siguientes:

- Factores **CLIMÁTICOS**,

b) Factores GEOMORFOLÓGICOS,

c) Factores EXTRAHIDROLOGICOS y OBRAS ARTIFICIALES.

Dentro de los factores climáticos el más importante es sin duda la TORMENTA, siendo las características de ella que se deben de tomar en cuenta, las siguientes: tipo, duración, extensión y frecuencia o período de retorno, intervienen además: la situación y continentalidad de la cuenca y la orografía de la región.

Los otros factores climáticos son la INTERCEPCIÓN que se debe a la vegetación y que es condicionada por el viento, ya que este impide la acumulación excesiva del agua en las hojas; la INFILTRACIÓN que es función de los suelos y su cobertura y de la geología de la cuenca y por último, la EVAPORACIÓN y la TRANSPIRACIÓN.

En los factores geomorfológicos se incluyen todas las características de la cuenca y su red de drenaje, como son: magnitud, orientación y forma de la cuenca; longitudes, pendientes y secciones de los cauces; lagos y embalses en la cuenca.

Los factores extrahidrológicos son aquellos como los deslizamientos de laderas, como es el caso de la presa Vajont en Italia (de la cual inclusive se hizo una película figuras 6.2), formación de barreras naturales en ríos y los glaciales. Por último, las obras artificiales en la cuenca, lógicamente modifican las avenidas, pudiendo ser sus efectos positivos o negativos; dentro de las obras artificiales se tienen: cultivos y bosques, puentes, embalses, encauzamientos, etc.

Figuras 6 . 2



### IMPORTANCIA DE LAS PREDICCIONES.

En la actualidad, la predicción hidrológica es uno de los aspectos más importantes de la llamada Hidrología Aplicada.

Las predicciones hidrológicas son de vital importancia en conexión con la regulación racional del escurrimiento normal y extraordinario (avenidas), el riego, los suministros de agua potable y la generación de energía eléctrica. Los avisos o predicción de avenidas son importantísimos en cualquier parte donde las avenidas causan daños materiales a poblaciones urbanas, rurales y en la construcción de obras hidráulicas y donde desorganizan las actividades normales y amenazan la vida humana.

Por último, conviene destacar la gran importancia que tienen las predicciones de avenidas, con el objeto de utilizar adecuadamente los volúmenes y planear la política de operación de las compuertas para el mejor control. Por otra parte, la evacuación de los gastos debe coordinarse con los desfogados por otros embalses de la cuenca y con los ya circulantes en los tramos de río no controlado, para que no se produzcan gastos superiores a los naturales, debido a la



simultaneidad de los vertidos, lo anterior, se podrá llevar a cabo si se dispone de un buen sistema de pronóstico de las avenidas.

### CLASIFICACIÓN DE LAS PREDICCIONES HIDROLÓGICAS.

Las siguientes cuatro características fundamentales pueden ser utilizadas para clasificar los métodos existentes de predicción y avisos hidrológicos, estas son:

- a) Período cubierto por la predicción.
- b) Elementos del régimen hidrológico que pronostica.
- c) Métodos de predicción.
- d) Propósito o finalidad de la predicción.

### MÉTODOS COMUNES DE PREDICCIÓN DE AVENIDAS.

En resumen, el conocimiento anticipado de las avenidas, permite utilizar el intervalo de tiempo que transcurre entre la predicción y su llegada, para alertar a la población y adoptar medidas de seguridad, con lo cual se evitan o contrarrestan los daños.

Por otra parte, la eficacia de la predicción es función de su precisión cuantitativa y de la anticipación con la que se da el aviso. Ambas características de la predicción dependen de la naturaleza de los datos utilizados o de apoyo, pudiendo ser (excluyendo el régimen nivoso):

- 1) Registros de gastos aguas arriba del sitio del pronóstico.
- 2) Registros de precipitaciones,
- 3) Predicción de precipitaciones.

Las predicciones más precisas son las que más se pueden anticipar en su aviso (cuencas grandes) y desafortunadamente, las menos precisas son las que sólo - se pueden pronosticar a menor plazo (cuencas pequeñas), como se indica a continuación:

En cuencas grandes ( $A > 5,000 \text{ km}^2$ ), la anticipación con la cual se puede efectuar la alerta es suficiente y de buena garantía, con base a los registros de las estaciones hidrométricas de aguas arriba.

En cuencas medianas ( $A$  comprendida entre  $150$  y  $5,000 \text{ km}^2$ ), el tiempo que tarda la onda de avenida es corto y habrá de adelantarse a su formación y predecirla en función de las precipitaciones que la originan.

Por último, en cuencas pequeñas ( $A < 150 \text{ km}^2$ ), el tiempo transcurrido entre la llegada de la lluvia y la presencia de la avenida es bastante corto, por lo que es preciso recurrir a la predicción de las tormentas que generan la avenida, mediante radar o satélite, a pesar de los errores que tal método lleva consigo.

### 6.1 DEFINICIONES GENERALES EN EL TEMA DE LA AVENIDA MÁXIMA.

Se citan a continuación ciertas definiciones sobre avenidas (crecientes) y gastos máximos, que serán utilizadas en el desarrollo del tema:

AVENIDA:

Elevación rápida y comúnmente breve del nivel de -las aguas (y por lo tanto del gasto), en un río, -hasta un máximo desde el cual dicho nivel desciende a menor velocidad.

## HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

PICO DE AVENIDA:	Valor máximo del gasto a nivel de las aguas durante la avenida, también llamado avenida máxima instantánea. Pueden presentarse varias en un año.
HIDROGRAMA DE LA AVENIDA:	Gráfica que representa la variación en el tiempo del gasto de la avenida.
AVENIDA DE PROYECTO:	Hidrograma de la avenida o gasto máximo adoptado para el proyecto de una estructura hidráulica, o para el control de un cauce, teniendo en cuenta los factores económicos e hidrológicos.
VERTEDOR:	Desagüe de una presa u otra estructura hidráulica, en forma de canal abierto o conducto cerrado.
VERTEDOR DE EMERGENCIA:	Vertedor auxiliar utilizado cuando las avenidas exceden de la capacidad del vertedor principal.
AVENIDAS DE PROYECTO DEL VERTEDOR:	1) Avenida utilizada para proyectar un vertedor. 2) Gasto de la avenida máxima que podría pasar sin peligro o riesgo para la estabilidad de las estructuras construidas.
AVENIDA MÁXIMA PROBABLE:	Avenida máxima que cabe esperar teniendo en cuenta los factores condicionantes de situación, meteorología, hidrología y geología. Se calcula para el período de vida útil de la obra.
PREVISIÓN DE AVENIDAS:	Predicción de las condiciones, gasto, momento de aparición, duración y volumen de una avenida, en especial de su gasto de pico en un punto específico del curso y producida por precipitaciones y/o fusión de nieves.
PERIODO DE RETORNO:	Intervalo medio de tiempo o número de años al cabo de los cuales se igualará o superará un suceso, por ejemplo, el gasto de avenida.  Con fines prácticos, para clasificar las avenidas máximas, se dan las siguientes definiciones que se han concentrado en la siguiente tabla (5.1):

**TABLA 6.1**

<i>Tipo de Avenida</i>	<i>Período de Retorno, en años</i>
<b>Anual</b>	1
<b>Máxima ordinaria</b>	5 a 10
<b>Máxima extraordinaria</b>	100
<b>Excepcional</b>	500
<b>Catastrófica</b>	1,000

PRECIPITACIÓN EN EXCESO:	Cantidad de lluvia disponible para escurrimiento directo.
HIDROGRAMA UNITARIO:	Un hidrograma de escurrimiento de una tormenta en un punto dado, resultado de un acontecimiento aislado de precipitación en exceso, ocurriendo dentro de un tiempo unitario y distribuido en forma uniforme en la cuenca.
HIDROGRAMA UNITARIO SINTÉTICO:	Hidrograma unitario basado en expresiones que relacionan características físicas de la cuenca con sus aspectos geométricos.
HIETOGRAMA:	Gráfica que representa la variación de la lámina de lluvia o de su intensidad, con respecto a un intervalo de tiempo previamente fijado.

PRECIPITACIÓN MÁXIMA PROBABLE:	Es la mayor cantidad de precipitación meteorológicamente posible, que corresponde a determinada duración en una cuenca dada y en determinada época del año.
TIEMPO DE CONCENTRACIÓN:	Período de tiempo necesario para que el escurrimiento de una tormenta fluya desde el punto más alejado de la cuenca de drenaje a la salida de la misma.
TIEMPO DE RETRASO:	Tiempo transcurrido en horas, entre el centro de masa de la precipitación y el pico de la avenida.
TIEMPO DE PICO:	Tiempo en horas desde el principio del escurrimiento, al máximo de una avenida.
CUENCA:	Área de drenaje de un curso de agua o lago.
CUENCA PEQUEÑA:	Desde el punto de vista hidrológico, una cuenca pequeña es aquella en la que el factor dominante que afecta al escurrimiento son las características físicas del suelo.  Entonces, en una cuenca pequeña el escurrimiento será sensible a lluvias de alta intensidad y corta duración y al uso de terreno y donde los efectos del cauce en tal escurrimiento no son importantes. Por la anterior definición, el tamaño de las cuencas pequeñas puede variar desde unos 4 a 130 Km <sup>2</sup> , pudiéndose ampliar el límite superior con fines prácticos hasta los 250 Km <sup>2</sup> , según Ven Te Chow.
PRESA PEQUEÑA:	Desde un punto de vista hidrológico, una presa pequeña será aquella cuya cuenca de drenaje es pequeña.

### 6.2 MÉTODOS DE ESTIMACIÓN DE LAS AVENIDAS MÁXIMAS.

Hasta hace poco, los esfuerzos para pronosticar avenidas centraban su interés únicamente en la descarga máxima de la avenida, relacionando la ocurrencia del gasto pico con los parámetros meteorológicos y fisiográficos de una cuenca. En la actualidad se cuenta con métodos más completos que consideran la presencia de distintas condiciones meteorológicas. La principal utilidad de los métodos para la predicción de avenidas, radica en que al tener una idea anticipada de las avenidas que están por ocurrir, es posible aprovechar al máximo los mecanismos de control, como en el caso de presas. La avenida que más interesa conocer para la protección de las obras hidráulicas y asentamientos en los valles que atraviesa un río, es la máxima instantánea. Se entiende por forma de la avenida, la distribución de los porcentajes respecto al gasto máximo de los gastos correspondientes a los tiempos transcurridos a partir del momento en que se inicia la avenida, el período de retorno ( $T_r$ ), sirve para conocer el gasto máximo con el cual se proyectarán las obras hidráulicas mencionadas a lo largo del curso, eligiendo el período de retorno más adecuado tomando en cuenta la vida útil de la obra, así como su aspecto económico. Para la estimación de una avenida máxima se dispone de variadísimos métodos de cálculo, mismos que pueden ser agrupados en términos generales en orden de importancia creciente (garantía), como sigue:

Métodos Empíricos

Métodos Históricos.

Métodos de Correlación Hidrológica de Cuencas.

Métodos Estadísticos o Probabilísticos.

### Métodos Hidrológicos o de Relación Lluvia-Escorrentamiento.

Cada uno de los métodos de estimación de las avenidas se describieron de forma detallada en el capítulo 3 de éstos apuntes y a continuación solo se agregarán algunos otros conceptos y métodos que sirven como referencia.

### 6.3 MÉTODOS EMPÍRICOS.

Quizá el más común de los métodos empíricos lo constituyan las llamadas FORMULAS EMPÍRICAS, las cuales en la actualidad son utilizadas de forma precautoria, debido principalmente a la existencia de otros procedimientos de estimación de las avenidas máximas, que utilizan mayor información y toman en cuenta un gran número de factores. Sin embargo, ante la escasez de datos para estimar la avenida máxima en cuencas de pequeña extensión y poco pobladas, la aplicación de las fórmulas empíricas permite conocer de una manera rápida el orden de magnitud de tal avenida, sin tener que recurrir a la recopilación de datos directos o esperar varios años para disponer de información hidrométrica. La ventaja principal de la utilización de las fórmulas empíricas radica en la facilidad y rapidez para estimar la magnitud de una avenida, pero sólo recomendándose su uso en su forma original cuando:

- a) Sus resultados han sido contrastados con datos reales en una determinada cuenca o región.
- b) Se desee representar de una manera fácil los resultados obtenidos con estudios racionales de avenidas en un río o cuenca. Entendiéndose por estudio racional de avenidas máximas el que utiliza suficientes datos reales de avenidas o aplica diversos criterios de estimación para que con base a los resultados obtenidos, se concluya el probable hidrograma de la avenida que se estima.

En general, el inconveniente principal de todas las Fórmulas Empíricas y de los diversos métodos empíricos disponibles, es precisamente su EMPIRISMO y por lo tanto, su falta de garantía, ya que su aplicación a cuencas distintas a aquellas en las que fueron deducidas implica en algunos casos graves errores, debido a las diferentes condiciones climatológicas, geológicas, morfológicas y geográficas de las cuencas. La aplicación de los métodos empíricos nunca debe evitarse, pues aunque su confiabilidad es escasa, por su rapidez de aplicación permiten definir el orden de magnitud de la avenida que se estima. Los métodos empíricos de mayor difusión se presentaron en el capítulo 3, indicando sus rangos de aplicabilidad son los siguientes:

Los métodos empíricos de mayor aplicación son:

#### 6.3.1 MÉTODO DE ENVOLVENTES

Creager obtuvo datos sobre avenidas máximas registradas en diferentes cuencas del mundo y formó una gráfica como la de la figura 6.3, en la que relacionó el área de la cuenca (A) con el gasto por unidad de área (q). En la gráfica trazó una envolvente cuya ecuación resultó:

$$q = 1.303 \left\{ c(0.386A)^\alpha \right\} A^{-1} \quad (6.1)$$

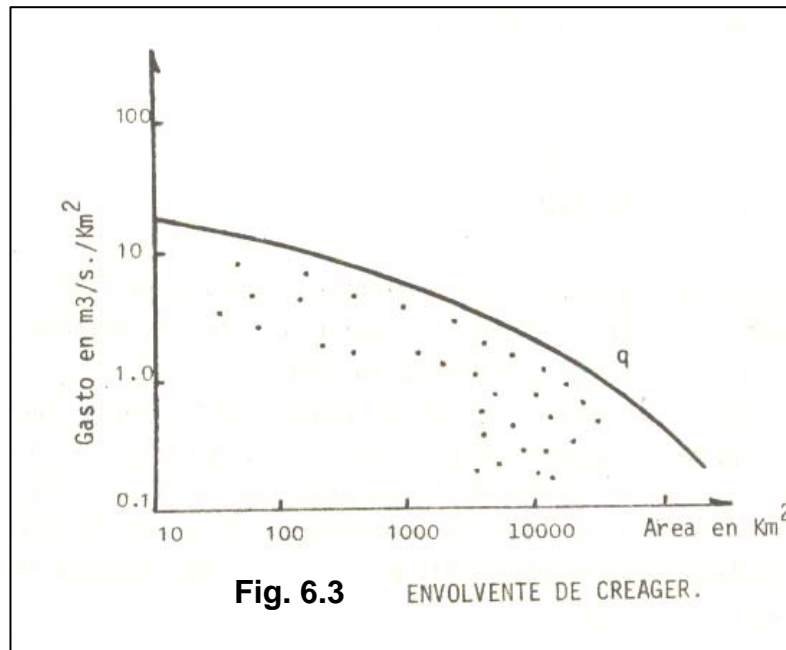
Donde:

$$\alpha = \frac{0.936}{A^{0.048}} \quad (6.2)$$

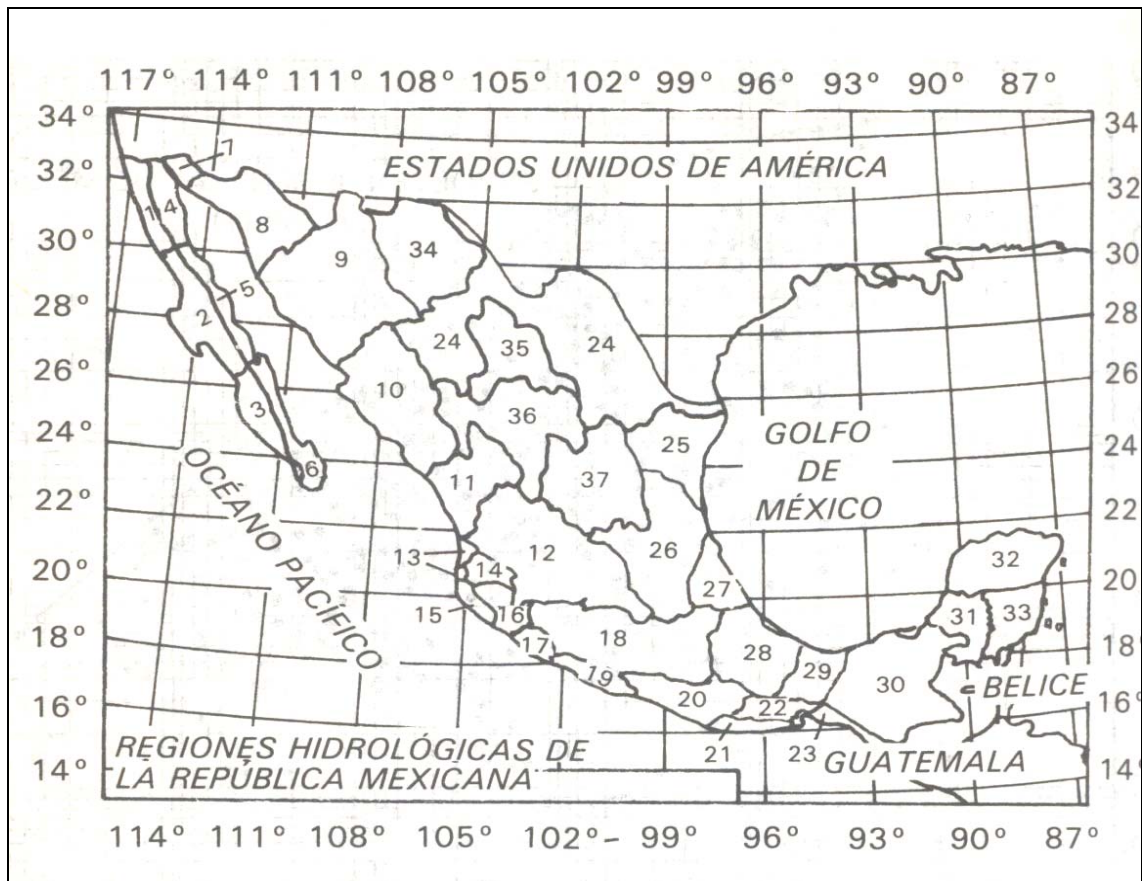
## HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

A= Área de la cuenca, en  $\text{km}^2$

Q= gasto máximo por unidad de área de la cuenca, en  $\text{m}^3/\text{seg}/\text{km}^2$



Creager encontró que  $c = 100$  para la envolvente de los datos con los que trabajó, a la cual se le conoce como envolvente mundial. La extinta Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) calculó el valor de (c) para envolventes regionales en la República Mexicana. Los valores correspondientes para las regiones indicadas en la figura 6.4 se muestran en la tabla 6.2



## HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

Otro método similar es el propuesto por Lowry, cuya ecuación es:

$$q = \frac{C_L}{(A + 259)^{0.85}} \quad (6.3)$$

Donde:  $C_L$  = es el valor de la envolvente, que conforme a los estudios realizados por Lowry, toma un valor de 3500 como mundial.

De manera similar para el método de Creager, la SARH encontró los valores de  $C_L$  (tabla 6.3), para las regiones hidrológicas de la figura 6.4 y en particular para el Estado de Michoacán, que se muestra en la figura 6.5

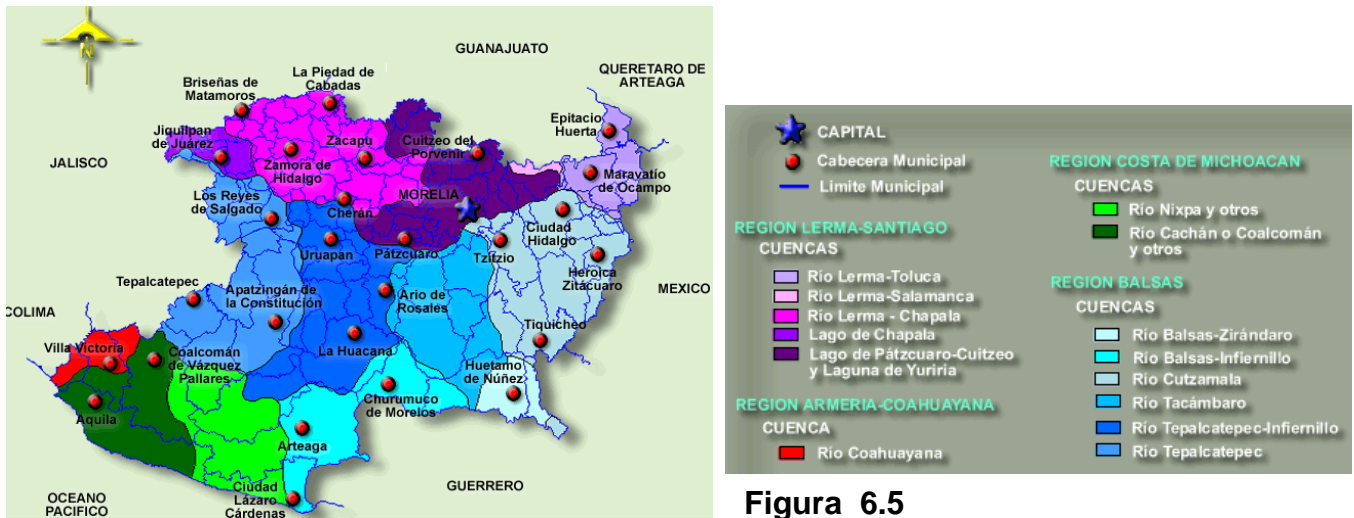


Figura 6.5



**Tabla 6.2**

VALORES DEL COEFICIENTE (c) DE CREAGER PARA LAS  
REGIONES DE LA REPUBLICA MEXICANA

REGION	COEFICIENTE (c) DE CREAGER
1. Baja California Norte	30
2. Baja California Sur	72
3. Río Colorado	14
4. Noroeste	
A) Zona Norte	35
B) Zona Sur	64
5. Sistema Lerma-Chapala-Santiago	
A) Lerma-Chapala	16
B) Santiago	19
6. Pacífico Centro	100
7. Cuenca Río Balsas	
A) Alto Balsas	18
B) Bajo Balsas	32
8. Pacífico Sur	62
9. Cuenca Río Bravo	
A) Zona Conchos	23
B) Zona Salado y San Juan	91
10. Golfo Norte	61
11. Cuenca Río Pánuco	
A) Alto Pánuco	14
B) Bajo Pánuco	67
12. Golfo Centro	59
13. Cuenca del Papaloapan	36
14. Golfo Sur	36
15. Sistema Grijalva-Usumacinta	50
16. Península de Yucatán	3.7
17. Cuencas Cerradas del Norte, Zona Norte	4
18. Cuencas Cerradas del Norte, Zona Sur	26
19. El Salado, Zona sur	45
20. Durango	8.4
21. Cuencas de Cuitzeo y Pátzcuaro	6.8
22. Valle de México	19
23. Cuenca del Río Metztlán	37

**NOTA:** La numeración de las cuencas hidrológicas de la tabla anterior, no corresponde a la figura 6.4, por lo que deberá buscarse su correspondencia, empleando la tabla 6.3, para identificar el número correcto de la cuenca hidrológica.



**Tabla 6.3** Coeficientes de la envolvente de Lowry\*

Región No.	Descripción	$C_L$
1	Baja California noroeste (Ensenada)	980
2	Baja California centro (El Vizcaíno)	530
3	Baja California suroeste (Magdalena)	2190
4	Baja California noreste (Laguna Salada)	1050
5	Baja California centro este (Sta. Rosalía)	990
6	Baja California sureste (La Paz)	5120
7	Río Colorado	1050
8	Sonora norte	760
9	Sonora sur	2140
10	Sinaloa	3290
11	Presidio - San Pedro zona costera	4630
11	Presidio - San Pedro zona alta	470
12	Lerma - Santiago	1290
13	Huicicila	760
14	Ameca	600
15	Costa de Jalisco	5270
16	Armería - Coahuayana	4940
17	Costa de Michoacán	2100
18	Balsas alto	1090
18	Balsas medio y bajo	4450
19	Costa Grande	2100
20	Costa Chica - Río Verde	3180
20	Alto Río Verde	390
21	Costa de Oaxaca (Pto. Ángel)	3000
22	Tehuantepec	2170
23	Costa de Chiapas	1190
24A	Alto Bravo - Conchos	1020
24B	Medio Bravo	5170
24C	Río Salado	1410
24D	Bajo Bravo	2130
25	San Fernando - Soto la Marina	2330
26A	Alto Pánuco	1360
26B	Bajo Pánuco	3010
26C	Valle de México	760
27	Tuxpan - Nautla	2450
28	Papaloapan	1750
29	Coatzacoalcos	1840
30	Grijalva - Usumacinta	2130
30	Alto Grijalva	610
31	Yucatán oeste (Campeche)	370
32	Yucatán norte (Yucatán)	sin datos
33	Yucatán este (Quintana Roo)	sin datos
34	Cuencas cerradas del norte (Casas Grandes)	230
35	Mapimí	
36	Nazas	1510
36	Aguanaval	380
37	El Salado	1310

\*Datos registrados hasta 1975.

### 6.3.2 Fórmulas Empíricas.

El inconveniente principal que presentan los resultados obtenidos de la aplicación de las Fórmulas Empíricas, deriva del hecho de que éstas se están utilizando en cuencas distintas a aquellas en las que fueron deducidas, por lo que sus coeficientes deberían ser ajustados, lo cual resulta sumamente difícil.

Sin embargo, debido a la correlación que existe entre la magnitud de cuenca y el gasto máximo, los resultados obtenidos con las Fórmulas Empíricas podrán servir para acotar la magnitud de las Avenidas de Proyecto. En la Tabla 6.4, se presenta un resumen de 15 fórmulas Empíricas de los diversos tipos que a continuación se

describen. De preferencia se deben de utilizar todos aquellos que por sus restricciones, puedan ser utilizados y de sus resultados, evidentemente diferentes y algunos hasta absurdos, se concluirán los valores probables de las Avenidas de Proyecto, ya que estos métodos sirven como un marco de referencia.

Las fórmulas empíricas pueden ser clasificadas en dos grandes grupos:

- 1) Fórmulas que incluyen el concepto de probabilidad. Se consideran las mejores, por ejemplo Gete, Fuller, Creager, etc.
- 2) Fórmulas que no incluyen el concepto de probabilidad. Pudiéndose dividir en los cuatro siguientes subgrupos:
  - 2.a) Fórmulas de Función Monomia de la magnitud de cuenca:  

$$Q = CA^n$$
, por ejemplo Ryves, Valentini, Myer, etc.
  - 2.b) Fórmulas de Función Sencilla de la magnitud de cuenca, es decir, de la forma:  

$$Q = \left( \frac{b}{c + A^n} + d \right) A$$
, por ejemplo Pagliaro, Giandotti, Kuichling, etc. En general sólo válidas para cuencas menores de 1,000 km<sup>2</sup>.
  - 2.c). Fórmulas de Función Compleja de la magnitud de cuenca, por ejemplo Creager, Hyderabad, Hoffman, etc.
  - 2.d). Fórmulas en Función de la magnitud de cuenca y de la lluvia, por ejemplo Possenti, Heras, etc.

**Tabla 6.4 RESUMEN DE FÓRMULAS EMPÍRICAS PARA LA ESTIMACIÓN DE AVENIDAS MÁXIMAS**

No	AUTOR	PAÍS	FÓRMULA	LIMITACIONES DE LAS FORMULAS
1	GETE		$Q_{Tr} = (4 + 16 \log .Tr) \sqrt{A}$	Fórmula generalizada en España
2	MORGAN	ESCOCIA	$Q_{Tr} = 52.787CA^{0.5}$ C=1.00, Tr=500años; C=0.464, Tr=50años C=0.585, Tr=100años; C=0.215, Tr=5años	
3	FULLER	U. S. A	$Q_{Tr} = Q_m (1 + 0.8 \log .Tr)$ $Q_m = q \left( 1 + \frac{2.66}{A^{0.3}} \right)$	
4	BRANSBY WILLIAMS	INGLATERRA	$Q_M = 79.412A^{0.52}$	Áreas mayores de 26km <sup>2</sup>
5		FRANCIA	$Q_M = 150A^{0.5}$	Grandes lluvias; 400 ≤ A ≤ 3,000 km <sup>2</sup>
6		FRANCIA	$Q = 200A^{0.4}$	3,000 ≤ A ≤ 10,000 km <sup>2</sup>
7	RYVES	INDIA	$Q = 10.106A^{0.67}$	
8	VALENTINI	ITALIA	$Q = 27A^{0.5}$	

TABLA 6.4 CONTINUACIÓN				
No	AUTOR	PAÍS	FÓRMULA	LIMITACIONES DE LAS FORMULAS
9	SCIMEMI	ITALIA	$Q_M = \left( \frac{600}{A+10} + 1 \right) A$	Áreas menores de 1,000 km <sup>2</sup>
10	BARATTA	ITALIA	$Q_M = \left( \frac{280}{A} + 2 \right) A$	Cuencas montañosas
11	GIANDOTTI	ITALIA	$Q_M = \left( \frac{532.5}{A+16.2} + 5 \right) A$	Cuencas montañosas
12	FORTI	ITALIA	$Q = \left( 2.35 \frac{500}{A+125} + 0.5 \right) A$	Lluvias máximas de 200 mm en 24 horas
13	KUICHLING	U. S. A.	$Q_M = \left( \frac{3596.24}{A+958.296} + 0.081 \right) A$	Avenidas poco frecuentes
14	HYDERABAD	INDIA	$Q_M = 49.554(0.3861A)^{(0.9495 - \frac{1}{4} \log A)}$	Río Tungobhadra
15	CREAGER	U. S. A.	$Q = 39.077(0.3861A)^{0.916A^{-0.046}}$	Avenidas normales

En las fórmulas anteriores se tiene:

$A$  = Área de la cuenca, en km<sup>2</sup>

$T_r$  = Período de retorno, en años

$Q_{T_r}$  = Gasto de avenida máxima para un  $T_r$ , en m<sup>3</sup>/seg.

$Q_m$  = Valor medio de los gastos máximos instantáneos, en m<sup>3</sup>/seg.

$Q$  = Valor medio de los gastos máximos diarios, en m<sup>3</sup>/seg.

$Q_M$  = Gasto de avenida máxima, en m<sup>3</sup>/seg.

$Q$  = Gasto de avenida normal, en m<sup>3</sup>/seg.

Los métodos empíricos sólo permiten calcular una estimación de la magnitud de la avenida de determinado período de retorno y entonces, sus resultados sólo se utilizan para acotar o dar una idea del orden de magnitud de tal avenida y si se desea formular un hidrograma de avenida con base a sus resultados, se tendrá que hacer uso de los modelos de hidrogramas, que son también empíricos, teniendo por tal, todas las desventajas de tales métodos; entre ellos se tiene:

**HIDROGRAMA PARABÓLICO**, Figura 6.6. Las constantes “ $A$ ” y “ $a$ ”, se evalúan dando a la ecuación valores conocidos, como por ejemplo: ( $T_c$ ,  $Q_{T_r}$ )

En la figura siguiente:

$Q_{T_r}$  = gasto de avenida en m<sup>3</sup>/s

$Q_b$  = gasto base del hidrograma en m<sup>3</sup>/s.

$T_c$  = tiempo de concentración en horas.

## HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

Para calcular el tiempo de concentración se pueden utilizar las siguientes fórmulas:

Para cuencas urbanas el tiempo de concentración se calcula con la fórmula propuesta por Kirpich

$$T_c = \left[ \frac{0.86L^3}{H} \right]^{0.325} \quad (6.4)$$

Donde:  $T_c$  = Tiempo de concentración, en hrs.

$L$  = Longitud del cauce principal, en km.

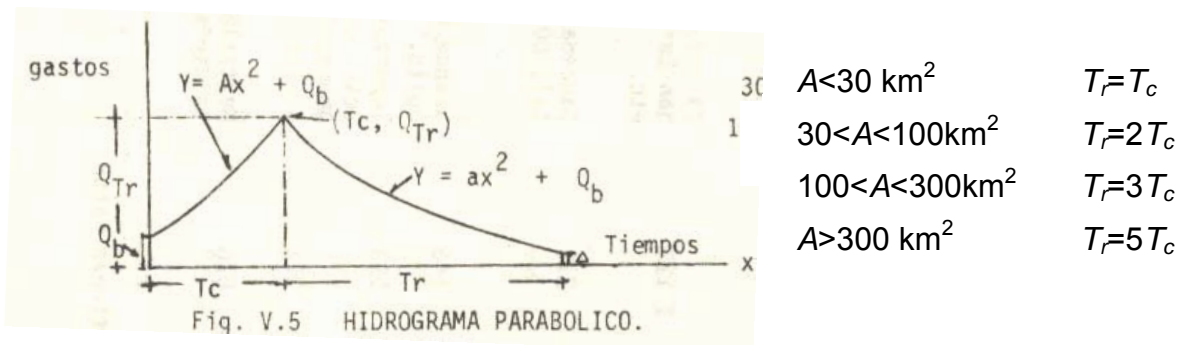
$H$  = Desnivel entre los extremos del cauce principal, en m.

Para cuencas no urbanas se utiliza la siguiente ecuación propuesta por Kirpich.

$$T_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (6.5)$$

Donde:  $S$  = Pendiente del cauce principal, calculado con el método de Taylor y Schwarz.

$T_r$  = tiempo de receso, en horas y función del  $T_c$ , como sigue:

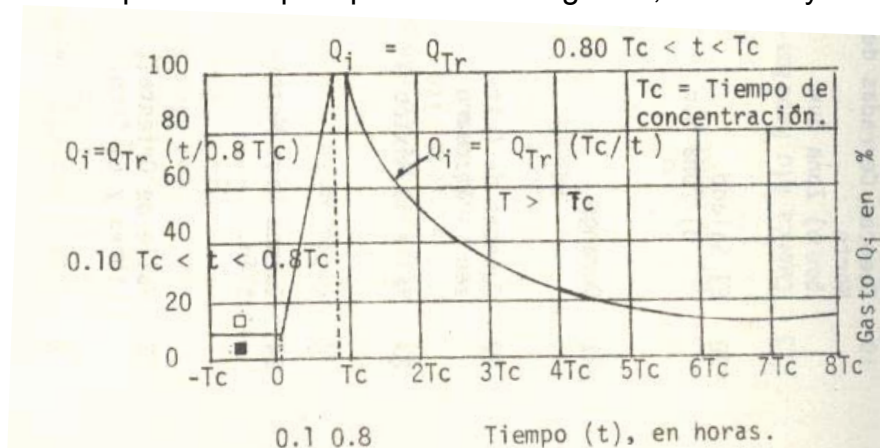


**Fiauras 6 . 6**

**HIDROGRAMA MIXTO**, Figura 6.7. En donde:

$Q$  = gasto en cualquier punto del hidrograma, en  $\text{m}^3/\text{s}$ .

$t$  = tiempo en cualquier punto del hidrograma, en horas y función del  $T_c$ .



**Ejemplo 6.1:** Estimar el gasto máximo en una cuenca, con área de 300 km<sup>2</sup>, localizada en la cuenca de los ríos Atoyac y Mixteco, de la Región Hidrológica N° 7, de la cual no se tiene información hidrológica. Utilizar los métodos empíricos.

### 6.4 MÉTODOS HISTÓRICOS Y DIRECTOS O HIDRÁULICOS.

Los métodos históricos se complementan con los Directos o Hidráulicos y viceversa, ya que por ejemplo, antes de aplicar un método Directo se debe realizar una investigación sobre las avenidas ocurridas en el pasado en el río o embalse y los resultados de tal investigación comúnmente son los niveles alcanzados por las aguas, mismos que deben ser transformados a los gastos que originaron dichos niveles en el río.

Por otra parte, no es frecuente aforar con molinete las avenidas por la hora de su ocurrencia, su rapidez o lo poco práctico. En consecuencia, muchos gastos máximos de avenidas deben ser estimados después del paso de la avenida, por métodos indirectos tales como los que se basan en la rugosidad y pendiente del cauce, en una contracción del cauce o en el vertido de un embalse. Estos métodos indirectos citados son en realidad los llamados Métodos Directos o Hidráulicos, ya que se fundan en ecuaciones hidráulicas que relacionan el gasto con la superficie del agua y con la geometría del cauce (Método Sección-Pendiente). La aplicación de los métodos Directos o Hidráulicos (ya que utilizan fórmulas de Hidráulica), no debe omitirse nunca, pues aunque no cuentan con una metodología hidrológica, la mayoría de las veces permiten obtener información bastante útil y con garantía. Lo anterior, debido a la posibilidad de fijar con buena precisión las alturas o niveles alcanzados por el agua en tiempos pasados y algunas veces algo remotos, a partir de tales datos es posible determinar el gasto máximo instantáneo.

El cálculo del gasto máximo de la avenida por los Métodos Directos, será de gran utilidad, al menos, para dar una idea del orden de magnitud de ésta.

Los métodos históricos consisten en la investigación y recopilación de datos sobre las avenidas ocurridas en un río o en un embalse. En realidad, los métodos históricos aunque permitan conocer una gran avenida que se presentó en algún año anterior, no permiten prever la proporción de una avenida mayor a la máxima conocida, lo cual es muy probable que se presente. Por otra parte, los métodos históricos tienen que vencer dos grandes dificultades para poder ofrecer datos útiles, estas son:

- 1ª. Carencia e insuficiencia de datos (registros históricos).
- 2ª. Cálculo numérico de la avenida a partir de los datos recabados, generalmente niveles y no gastos.

Para la solución de la segunda dificultad que presentan los métodos históricos, se utilizan los llamados: Métodos Directos o Hidráulicos, que se pueden resumir en la aplicación del Método Sección-Pendiente, es decir calcular la velocidad con alguna de las ecuaciones de velocidad en cauces, como la de Robert Manning y conforme a un levantamiento topográfico de un tramo lo más recto y uniforme del cauce, calcular su pendiente y el Área Promedio de los extremos de la huella de la máxima avenida y de acuerdo con la ecuación de continuidad calcular el gasto máximo.

### 6.5 MÉTODOS DE CORRELACIÓN HIDROLÓGICA DE CUENCAS.

Cuando en una cuenca bajo estudio no se cuenta con datos hidrométricos y pluviométricos, la estimación de la avenida máxima puede intentarse mediante CORRELACIÓN con los datos de gastos máximos de una cuenca próxima, cuyas características climáticas (régimen de precipitaciones, vientos, etc.), topográficas (magnitud, pendiente, altitud, orientación y forma de la cuenca), geológicas (zonas permeables, impermeables, rocas, etc.), edafológicas (tipos de suelos, espesores, etc.) y de cobertura vegetal, sean lo más SIMILARES posible con la cuenca en estudio y que en la cuenca vecina su registro hidrométrico sea amplio.

La ventaja del método es lógica y consiste en la mejor utilización de la información hidrométrica y en la estimación racional de la avenida en cuencas con escasez de todo tipo de datos (hidrométricos y de lluvias máximas).

La desventaja primordial del método es la dificultad para realizar un análisis y ponderación de todos los factores citados, en la búsqueda de la analogía existente, para establecer los coeficientes de correspondencia entre las dos cuencas, sin embargo utilizando la técnica de la Correlación Múltiple, vista anteriormente, se puede lograr buenos resultados.

### 6.6 MÉTODOS ESTADÍSTICOS O PROBABILÍSTICOS.

Los métodos Probabilísticos son cada vez más utilizados, dada la certidumbre de su aplicación, ya que han sido verificados sus resultados con cierto éxito, cuando la avenida es producida únicamente por lluvia sin influencia de nieve o hielo, lo cual es lógico, ya que la Función de Distribución de las Lluvias máximas se ajusta mejor que la de los fenómenos de hielo.

El principal inconveniente de estos métodos es el claro inconveniente de requerir contar en la cuenca con la información hidrométrica de avenidas máximas anuales. Pero, en aquellos casos en que se disponga de una serie amplia y de garantía (mínimo 8 años), los métodos Estadísticos permiten obtener unos resultados seguros y aceptables.

Consisten en estimar la magnitud de la avenida máxima a partir de un registro de gastos máximos anuales instantáneos conocidos, por su extrapolación mediante su probable distribución de probabilidades a diversos períodos de retorno. En general, estos métodos tienen el grave inconveniente o defecto de una excesiva extrapolación, pues al sólo utilizar un dato por año de registro, se dispone por lo común de series de 25 a 50 datos (años) y se pretende estimar la avenida de los 500 años, por ejemplo: en este caso se está efectuando una extrapolación sin ningún fundamento científico. A tal efecto, se permite una extrapolación de sólo cuatro veces la amplitud de registro (según American Society of Civil Engineers), o bien, de cinco veces tal período de datos. Por otra parte, aunque la extrapolación esté dentro de los límites recomendados, se pueden presentar los dos casos extremos siguientes:

- 1º Suponiendo que se dispone de un registro bastante aceptable, por ejemplo 50 años y que en tal período de tiempo las avenidas registradas han sido moderadas o de baja magnitud, entonces, al extrapolar a un período de retorno de unas cinco veces el registro, lo más probable es que el valor concluido resulte por defecto, es decir, BAJO.



- 2º Si por el contrario, en el período de 50 años se han presentado avenidas extraordinarias correspondientes a períodos de retorno mayores a 50 años, en tal caso la extrapolación dará un gasto bastante GRANDE, ya que se ha partido de la consideración de que la avenida máxima registrada le corresponde un período de retorno de 50 años.

Entre los dos casos extremos citados, pueden suceder todos los intermedios posibles, por lo cual, se concluye que la extrapolación excesiva puede conducir con toda seguridad, a exagerar o infravalorar la avenida que calcula. Conviene aclarar que las diversas Funciones o Leyes de Distribución de Probabilidades empleadas en Hidrología de Avenidas, deben tomarse con reservas ya que tales ajustes, aunque aceptables en la mayoría de los casos, no son rigurosamente buenos, sobre todo por la gran dispersión que presentan los valores extremos de cualquier serie de datos hidrológicos que se pretende extrapolar. Sin embargo, en los casos en que se disponga de registros de suficiente extensión y garantía, los métodos estadísticos permitirán obtener resultados muy aceptables.

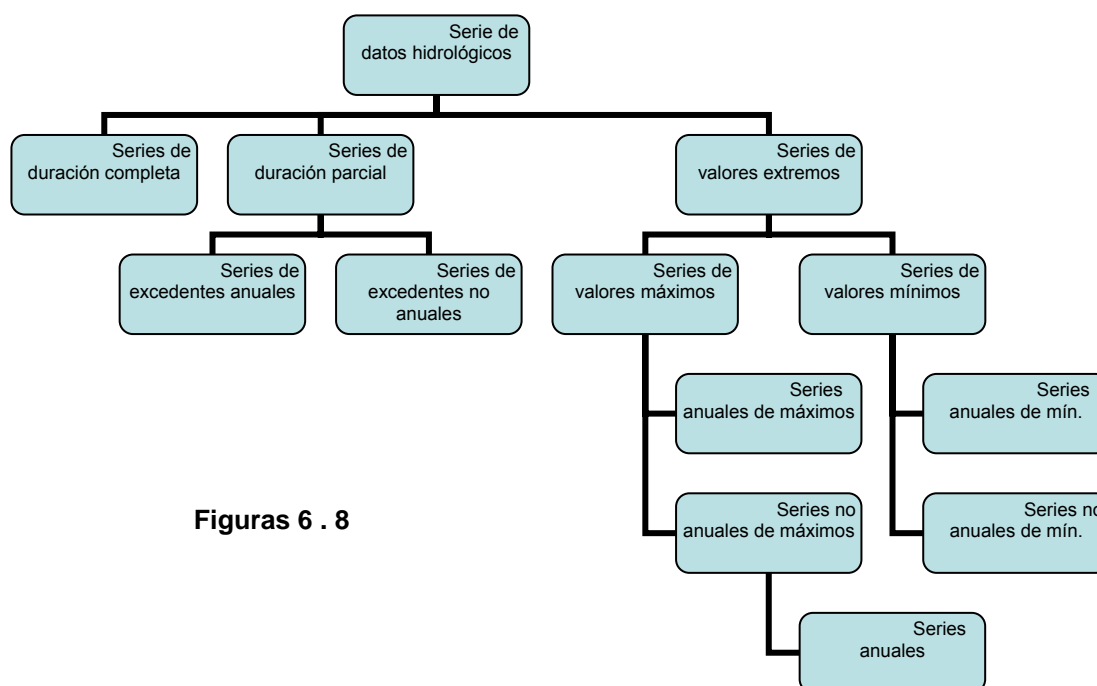
Las distribuciones de probabilidad para determinar la avenida de diseño para un período de retorno o frecuencia, se citan a continuación, conforme al orden de popularidad de aplicación:

1. Distribución de valores extremos tipo I o de Gumbel Simple.
2. Distribución Gumbel para muestras con datos procedentes de dos poblaciones diferentes, ciclónicas y no ciclónicas (Distribución Gumbel de dos poblaciones)
3. Distribución Log-Pearson tipo III.
4. Distribución Logarítmica de Hazen.
5. Distribución Log-Normal a dos parámetros o de Saltón.
6. Distribuciones de Foster tipo I y tipo III.
7. Distribución de Fréchet o Log-Gumbel.
8. Distribución Gamma Incompleta.

Las funciones de distribución de probabilidades utilizadas en Hidrología para el ajuste de datos de avenidas máximas, vienen dadas en función de diversos parámetros estadísticos de la serie de datos, como son: media aritmética o logarítmica, desviación típica, coeficiente de asimetría absoluta, etc.

En la figura 6.8 se muestra la clasificación de las series hidrológicas:





Figuras 6 . 8

### 6.7 RELACIÓN LLUVIA-ESCURRIMIENTO

La relación lluvia-escorrimento es utilizada en forma frecuente en la predican eficiente de la operación de proyectos hidráulicos, así como para la extensión de registros de gastos en ríos con estaciones hidrométricas y para la estimación de gastos en ríos sin estaciones de aforo volumen de escurrimento que se deduce de esta relación a partir de unas lluvias determinadas en la cuenca, es de gran utilidad para diseñar estructuras de obras hidráulicas, entre estas estructuras se pueden mencionar a los vertedores, tubería de redes de drenaje o alcantarillas, así como el diseño de pequeñas obras de almacenamiento.

En muchas ocasiones, el diseñador se encuentra con poca o ninguna información de mediciones directas que le permitan conocer la historia de los escurrimentos en el sitio de interés, por lo que tiene que recurrir a estimarlos a partir de los datos de precipitación, además, cuando la cuenca ha estado o estará sujeta a cambios de importancia (por ejemplo, por la construcción de obras de almacenamiento, urbanización y deforestación en partes de la cuenca, etc.), estos cambios modifican el régimen del escurrimento , por lo que su registro histórico no representa correctamente el comportamiento futuro de la corriente.

La relación entre la precipitación y el escurrimento es compleja; depende por una parte de las características de la cuenca y por otra de la distribución de la lluvia en la cuenca y en el tiempo.

Debido a lo complejo del fenómeno y a que la cantidad y calidad de la información disponible varía de un problema a otro, se ha desarrollado una gran cantidad de métodos para relacionar la lluvia con el escurrimento. Dichos métodos van desde simples fórmulas empíricas, hasta modelos extremadamente detallados basados en principios de la física.

Este tema se ha dividido en tres partes básicas. En la primera se presentan criterios para cuantificar las características de la cuenca que más influyen en el

proceso lluvia-escorrentamiento, en la segunda parte se intenta clasificar los distintos métodos de cálculo y en la tercera se describen los métodos de uso frecuente.

### **6.7.1 RELACIÓN ENTRE LAS CARACTERÍSTICAS FISIOGRAFÍAS DE LA CUENCA Y EL HIDROGRAMA.**

Después de que ocurre una lluvia de cierta intensidad, el escurrimiento superficial y el subsuperficial también llamado intermedio, se agrupan para llegar a un cauce como escurrimiento directo; además a niveles bajos del cauce una parte importante de la descarga proviene del escurrimiento subterráneo o sea, el escurrimiento base.

Considerando la importancia de tratar separadamente el escurrimiento directo, del escurrimiento base o agua subterránea, y tomando en cuenta que no hay un métodos prácticos para diferenciarlo después que se ha juntado en una corriente; se ha optado por representar el escurrimiento en el hidrograma, por lo tanto las características del escurrimiento se determinan con base a las características del hidrograma, pero cabe aclarar que aún en esta representación las técnicas para el análisis del hidrograma son más arbitrarias.

Un hidrograma típico producto de un período aislado de precipitación, está formado por una rama de ascenso o de incrementos, una cresta o zona máxima y de una rama de descenso o zona de abatimiento. Esta zona representa la extracción de agua almacenada en el cauce de la corriente durante el perfil de ascenso (capacidad reguladora del cauce).

La forma o tendencia de la rama creciente depende principalmente del tiempo o intensidad de la lluvia, que provoca el aumento súbito del escurrimiento en el cauce. A este aumento súbito se le llama "avenida o creciente".

Dentro de una avenida, no sólo interesa el gasto instantáneo, también interesa el volumen total escurrido, el cual se obtiene integrando el área bajo el hidrograma.

Se ha visto en incisos anteriores que para un volumen escurrido se pueden obtener características del hidrograma muy diferentes entre si, dependiendo de las diferencias, de las características de la cuenca, de la intensidad de la lluvia, del contenido inicial de humedad, etc.

El punto de inflexión de la rama de abatimiento del hidrograma se ha supuesto que es el momento en el cual cesó el escurrimiento superficial al sistema de cauce. Después de este punto la rama de abatimiento representa el gasto que sale de lo almacenado del cauce.

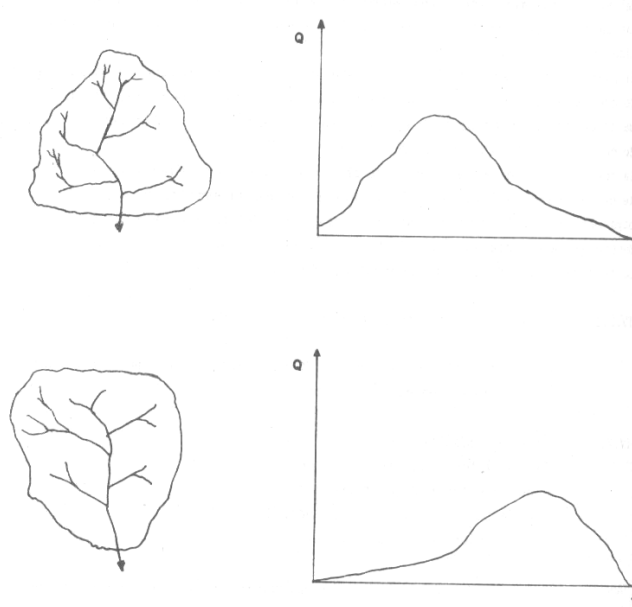
La forma o tendencia de la rama de abatimiento, es generalmente independiente de las características de la lluvia que causó la avenida, sin embargo para muchos es, la rama que más interesa, pues del conocimiento de su tendencia se podrá planear por ejemplo, un plan de defensa de poblaciones como parte integrante de un plan control de avenidas.

Las principales características fisiográficas de una cuenca son: Los factores geométricos y factores físicos.

### **6.7.2. FACTORES GEOMÉTRICOS.**

Tamaño y forma del área de drenaje Pendiente general del terreno. Pendiente de la corriente principal Distribución de las corrientes.

A) TAMAÑO Y FORMA DEL ÁREA DE DRENAJE.- La geometría de un hidrograma de escurrimiento superficial es afectado cuando se incrementa el tamaño y forma del área de drenaje por alargamiento del tiempo base del hidrograma, por -consiguiente para una lluvia excesiva dada la ordenada del pico, expresada en unidades de metro cúbico por segundo (m<sup>3</sup>/seg.) por kilómetro cuadrado, -ésta disminuirá con el tamaño de la cuenca. La forma de la cuenca de drenaje principalmente afecta el tiempo en el cual el agua es suministrada a la corriente y como ésta llega a la salida, por consiguiente influye el período de crecimiento (fig.6.9)



**Fig. 6.9**

EFECTO DEL TAMAÑO Y FORMA DEL AREA DE DRENAJE DE LA CUENCA

Langbein resume lo siguiente: "Una cuenca de drenaje cuyas corrientes tributarias están compactamente organizadas tal que el agua de todas partes de la cuenca tenga una distancia comparativamente corta por recorrer, descargarán su escurrimiento más rápidamente y alcanzará una mayor cresta de inundación que una en la cual la parte más lejana de la cuenca está a distancia mayor de la salida..."

Generalmente las áreas de drenaje son ovoides en forma de pera, aunque pueden tener una multiplicidad de formas, se ha encontrado que a menos que la forma de la cuenca se desvíe apreciablemente del ovoide por lo general la geometría del hidrograma permaneció relativamente constante.

B) PENDIENTE GENERAL DEL TERRENO.- La pendiente general del terreno tiene una compleja relación con el fenómeno de escurrimiento superficial por causa de su influencia sobre la Infiltración, contenido de humedad del suelo y crecimiento vegetal.

La influencia de la pendiente general del terreno sobre la forma del hidrograma se manifiesta en el tiempo, en el cual los volúmenes del escurrimiento les toman llegar a canales de corriente definida. En áreas de grandes cuencas el tiempo implicado en un flujo terrestre es pequeño en comparación con el tiempo de flujo en la corriente del canal. Contrariamente en áreas más pequeñas, el régimen del flujo terrestre tiene un efecto dominante en la relación tiempo y el pico del hidrograma.

C) PENDIENTE DE LA CORRIENTE PRINCIPAL.- Para analizar la importancia de la corriente principal y sus efectos sobre la forma del hidrograma, empezaremos analizando la velocidad del flujo de agua, en un canal abierto bajo un flujo uniforme y constante.

$$v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (6.6)$$

Donde:  $v$  = Velocidad, m/seg.

$n$  = Factor de rugosidad (sin que afecten sus dimensiones).

$R_h$  = Radio hidráulico, m.

$S$  = Pendiente del canal (adimensional)

De la ecuación anterior resulta que el tiempo  $T$ , requerido para que una partícula de agua recorra una distancia dada  $L$ , es la relación inversa a alguna potencia del valor de la pendiente.

De cualquier forma ha sido demostrado que la rugosidad y la pendiente no son independientes y que la velocidad relacionada depende del tamaño del material del cauce. Se ha demostrado que para un canal en equilibrio, el tiempo de recorrido varía en relación inversa con la raíz cúbica de la pendiente del canal.

Los elementos del tiempo de hidrograma son aquéllos que están afectados principalmente por la pendiente del canal, ya que la etapa de recesión del hidrograma representa la retirada del agua almacenada en el cauce. El efecto de la pendiente del canal influye directamente en esta porción del hidrograma. Por otro lado cuando aumenta la pendiente del canal, la pendiente de la curva de recesión se incrementa y el tiempo base del hidrograma decrece.

D) DISTRIBUCIÓN DE LAS CORRIENTES.- La disposición de los canales naturales de corrientes determina la eficiencia del sistema de drenaje. Cuando otros factores son mantenidos como constantes, el tiempo requerido para que el agua fluya una distancia dada, es directamente proporcional a la longitud. Cuando una reducción de tiempo es producida por un sistema bien definido, entonces tendremos un hidrograma de pronunciado tiempo de concentración de escurrimiento.

### 6.7.3 FACTORES FÍSICOS

Cubierta del suelo; Uso del suelo; Condiciones de infiltración superficial; Tipo de suelo; Condiciones geológicas o permeabilidad y capacidad de almacenamiento superficial.; Condiciones topográficas favorables para almacenamientos como lagos y lagunas.

La forma del hidrograma es afectada por factores geológicos, primeramente por aquéllos que gobiernan el flujo del agua subterránea y el flujo superficial hacia una corriente. Por otro lado la conductividad hidráulica del estrato superficial afecta la infiltración a niveles más bajos y así determina el nivel freático e incorpora contribuciones al escurrimiento. Se debe mencionar que las formaciones subsuperficiales pueden hacer que el área de drenaje de agua subterránea que fluye hacia una corriente, sea mucho más grande o menor que el área de drenaje superficial, es decir, la división freática necesita corresponder, y en muchos casos no conformar la división topográfica, por lo tanto una corriente puede mostrar una contribución freática proporcionalmente alta o baja dependiendo de la formación subsuperficial, también es posible que el nivel

freático esté normalmente a tal nivel que la corriente proporcione continuamente agua (corriente afluyente) a los acuíferos subsuperficiales. En la corriente puede ser escurrente (efluente), recibiendo continuamente abastecimiento de agua freática, o afluentes de altos niveles y escurrimientos bajos.

Los factores señalados, ocasionan comportamientos diferentes del escurrimiento de la mayoría de las cuencas grandes, perceptibles sólo al compararlas con los escurrimientos de una cuenca pequeña. Desde el punto de vista hidrológico, es de tal importancia el efecto de estos factores, que por él se pueden diferenciar cuencas grandes de cuencas pequeñas, pero considerando el tamaño no como una función de la extensión territorial, sino el efecto de ciertos factores fisiográficos dominantes.

El efecto de todas las características de la cuenca es reflejada en el hidrograma del escurrimiento superficial, ya que son de gran influencia debido al efecto de translación y almacenamiento. Esos son algunos de la gran cantidad de factores implicados, varios tienen ingerencia sobre el fenómeno y otros son de consecuencias insignificantes.

Los factores mencionados son considerados en el análisis precipitación-escurrimiento por medio del coeficiente de escurrimiento o el número de escurrimiento vistos anteriormente.

### **6.7.4 CLASIFICACIÓN DE LOS MÉTODOS PARA CALCULAR LA RELACIÓN PRECIPITACIÓN-ESCURRIMIENTO.**

Por la gran variedad de modelos existentes para el cálculo de precipitación - escurrimiento, conviene agruparlos en diferentes categorías con el objeto de escoger el más adecuado para un caso particular, los cuales se pueden dividir en tres grandes grupos:

- a) Modelos que requieren únicamente las principales características físicas promedio de la cuenca en estudio. A este grupo se le conoce como "Modelos Empíricos de la Relación Lluvia-Escurrimiento", los que han sido obtenidos relacionando mediciones simultáneas de lluvia y de escurrimiento con las características de las cuencas.
- b) Modelos para los que es necesario contar con registros simultáneos de precipitación y escurrimiento. A este grupo se le conoce como "Modelos Hidrológicos" o de caja negra, los cuales se calibran a partir de los datos de ingreso y salida de la cuenca sin tomar en cuenta explícitamente sus características físicas.
- c) Modelos para los que se debe disponer de las características físicas detalladas de la cuenca; así como los registros simultáneos de precipitación y escurrimiento. A este grupo pertenecen los modelos que a partir de la información detallada de las características físicas de la cuenca y de la aplicación de las fórmulas fundamentales de la hidráulica, pretenden simular el proceso de escurrimiento en toda la cuenca. Los modelos de este grupo, de los cuales el de Stanford es probablemente el más representativo, pero por sus características, salen de los alcances de éste curso.

## 6.8 MODELOS EMPÍRICOS DE LA RELACIÓN LLUVIA-ESCURRIMIENTO

Este tipo de modelos se han desarrollado con base a los datos particulares de la región en estudio, por lo que su aplicación muchas veces se restringe a ella; sin embargo son de utilidad cuando no se tiene información de gastos y sólo se conocen características físicas promedio de la cuenca y registros de precipitación.

### 6.8.1 MÉTODO RACIONAL

En este método se incorporan las características medias de la lluvia y, a través del coeficiente de escurrimiento y del tiempo de concentración, algunas características de la cuenca además de su área.

El método parte de la idea de que si la duración de la lluvia efectiva es mayor que el tiempo de concentración de la cuenca, se alcanzará un estado de equilibrio, tal que el volumen de lluvia efectiva que se precipita en la cuenca en un instante dado es igual al que escurre a la salida de la cuenca en el mismo instante (ver figura 6.10); por lo que en ese instante el gasto pico será:

$$Q_p = 0.278 C i A \quad (6.7)$$

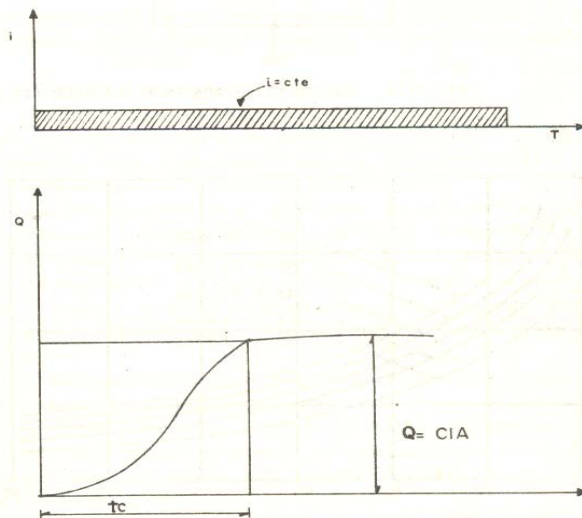
Donde:  $Q_p$  = Gasto a la salida de la cuenca cuando alcanza el equilibrio, gasto máximo o de pico, en  $m^3/\text{seg}$ .

$C$  = Coeficiente de escurrimiento, el cual se puede determinar por dos métodos (vistos en el inciso 2.3 de estos apuntes).

$i$  = Intensidad media de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, en  $\text{mm}/\text{h}$ .

$A$  = Área de la cuenca, en  $\text{km}^2$

**Fig. 6.10**  
Concepto del método Racional



Para calcular el tiempo de concentración se pueden utilizar las fórmulas 6.4, si se tiene una cuenca urbana o de lo contrario la 6.5

**LIMITACIONES DEL MÉTODO.** La experiencia ha demostrado que el método racional sólo debe ser aplicado a cuencas menores de  $13 \text{ km}^2$  (5 millas cuadradas), en las que además existe un desfase pequeño entre lluvias y gasto máximo.

Por otra parte, The California Division Highways recomienda utilizar el método racional en cuencas de hasta  $40.5 \text{ km}^2$  (10,000 acres) y en la extinta U.R.S.S., se



citan coeficientes de escurrimiento que permiten calcular el gasto máximo con un período de retorno de 100 años en cuencas de 100 km<sup>2</sup> ó más.

En resumen, el método Racional se considera que tiene aplicabilidad en cuencas de hasta 100 km<sup>2</sup> y períodos de retorno de 100 años, pero sólo recomendándose su uso en cuencas menores de 15 km<sup>2</sup>.

**Ejemplo 6.2:** Determinar el gasto de diseño, para un periodo de retorno de 10 años, a la salida de la cuenca mostrada en la Figura 6.11 utilizando las curvas intensidad-duración-periodo de retorno de la Figura 6.12, las cuales fueron obtenidas con el procedimiento descrito en los temas anteriores. La parte superior de la cuenca (A<sub>1</sub> figura 6.11) es una zona suburbana y la inferior (A<sub>2</sub>) es una zona residencial formada por casas habitación.

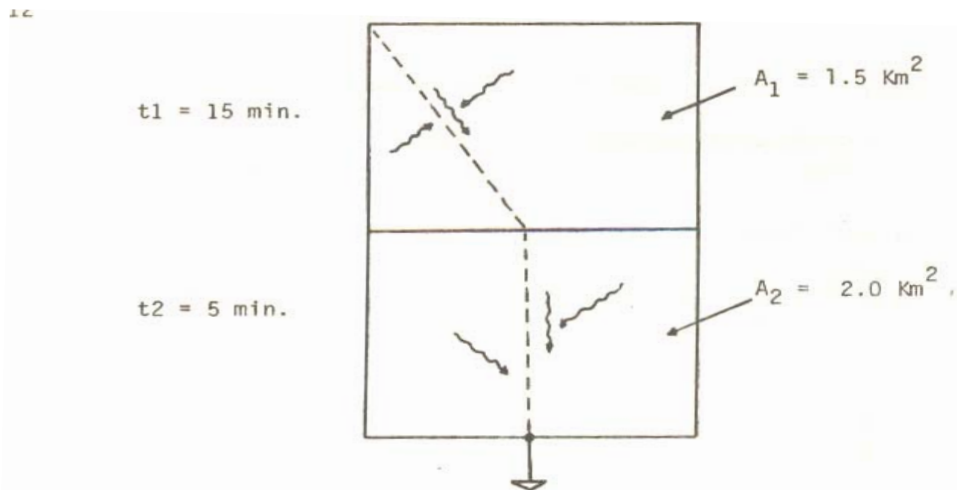


Figura 6.11 CUENCA UTILIZADA EN EL EJEMPLO 6.2

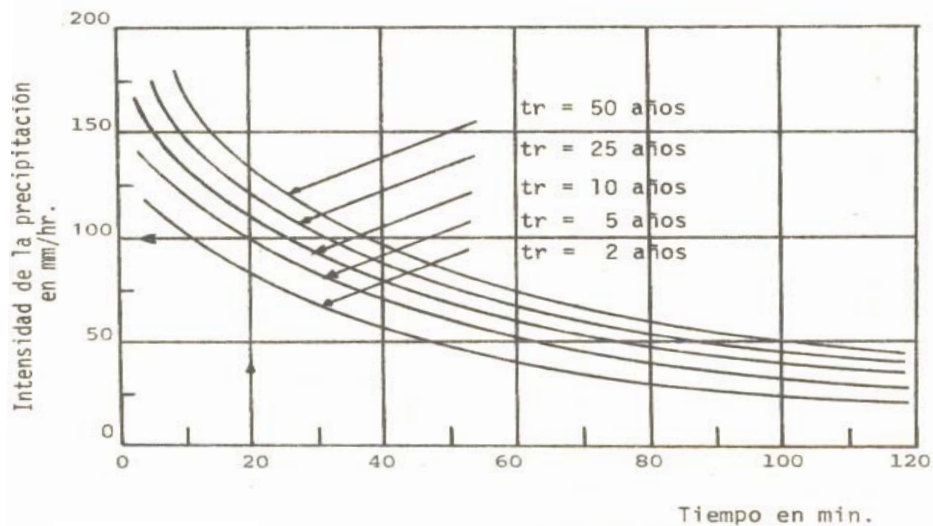


Figura 6.12 CURVAS INTENSIDAD-DURACION-PERIDO DE RETORNO.

1) El tiempo de Concentración total es:

$$t_c = t_1 + t_2 = 20 \text{ min.}$$

2) Cálculo del coeficiente de escurrimiento, utilizando la tabla 2.1 ó 2.2 del método racional, se obtienen los siguientes valores:



Zona Suburbana  $C_1 = 0.30$

Zona Residencial  $C_2 = 0.70$

Para toda la Cuenca

$$C = \frac{C_1 A_1 + C_2 A_2}{A_1 + A_2} = 0.53$$

- 3) Cálculo de la intensidad de la lluvia. Conocidos el tiempo de concentración (20 min) y el periodo de retorno (10 años), de la figura 6.12, se obtiene:

$$i = 100 \text{ mm/h}$$

- 4) Cálculo del gasto de diseño. De acuerdo con la ecuación (6.7) de la fórmula racional se obtiene el gasto de diseño.

$$Q = 0.278 CiA$$

$$Q = 0.278(0.53) (100) (3.5)$$

$$Q = 51.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

### 6.8.2 MÉTODO DEL U.S. SOIL CONSERVATION SERVICE (SCS).

El método fue desarrollado por el U.S. Soil Conservation Service en la zona norte de África, el procedimiento utiliza ciertos criterios ya establecidos por el SCS como es el cálculo de la lluvia en exceso con base al parámetro "N" ó número de la curva de escurrimiento, la razón de lo anterior, radica en la similitud del clima del norte de África y el de la región occidental de los Estados Unidos.

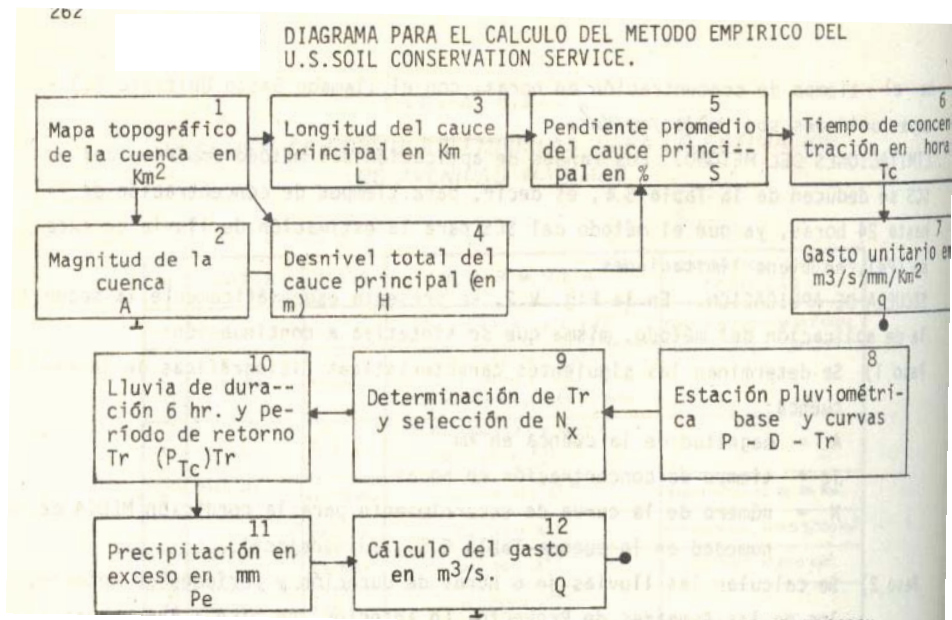
Una parte medular del método es la utilización de la Tabla 6.5, la cual es el resultado de una serie de estudios llevados a cabo por el SCS, sobre las intensidades, duraciones y cantidades de lluvia que deben ser empleadas al calcular el gasto de pico de una avenida de determinado periodo de retorno. La citada tabla fue derivada para una duración de tormenta de 6 horas y relaciona el tiempo de concentración en horas, con el llamado Gasto Unitario (q) cuyas unidades son  $\text{m}^3/\text{s.}/\text{mm}/\text{km}^2$ .

LIMITACIONES DEL MÉTODO. El límite en la aplicación del método viene directamente de la Tabla 6.5, ya que solo se puede usar para tiempos de concentración de hasta 24 horas.

TIEMPO DE CONCENTRACION EN HORAS	GASTO UNITARIO EN $m^3/s/mm/Km^2$
0.1 δ menor	0.337
0.2	0.300
0.3	0.271
0.4	0.246
0.5	0.226
0.6	0.208
0.7	0.195
0.8	0.180
0.9	0.168
1.0	0.158
1.5	0.120
2.0	0.100
2.5	0.086
3.0	0.076
4.0	0.063
5.0	0.054
6.0	0.048
7.0	0.043
8.0	0.039
10.0	0.034
12.0	0.030
14.0	0.027
16.0	0.025
18.0	0.023
20.0	0.021
22.0	0.020
24.0	0.019

**Tabla 6.5** Gasto unitario en función del tiempo de concentración

SECUELA DE APLICACIÓN. En la Figura 6.13, se presenta esquemáticamente la secuela de aplicación del método, misma que se sintetiza a continuación:



**Fig. 6.13** Diagrama para el cálculo de la SCS

Paso 1) Se determinan las siguientes características fisiográficas de la cuenca:

A = magnitud de la cuenca en km

Tc = tiempo de concentración en horas.

N = número de la curva de escurrimiento para la condición MEDIA de humedad en la cuenca, ver Tablas de la 2.6 ó 2.7, complementadas con la tabla 2.8

Paso 2) Se calculan las lluvias de 6 horas de duración y períodos de retorno, los de las Avenidas de Proyecto. Lo anterior, con base a las curvas P-D-Tr construidas para la cuenca del proyecto.

Paso 3) Con base al número N de la cuenca, se calculan las lluvias en exceso para cada una de las lluvias determinadas en el paso anterior, por medio de la fórmula de Ven T. Chow siguiente:

$$Pe = \frac{\left(P - \frac{5,080}{N} + 50.8\right)^2}{P + \frac{20,320}{N} - 203.2} \quad (6.8)$$

Donde: Pe = precipitación o lluvia en exceso, en mm.

P = lluvia de 6 horas de duración y determinado período de retorno en mm.

Paso 4) De la Tabla 6.5, en función de la magnitud del tiempo de concentración se determina el valor del gasto unitario (q), interpolando linealmente si es necesario.

Paso 5) Por último, se multiplican el gasto unitario (q), por la lluvia en exceso (Pe) y la magnitud de cuenca (A), para obtener el gasto máximo (Q), en m<sup>3</sup>/s, esto es:

$$Q = q (pe) A \quad (6.9)$$

### 6.8.3 MÉTODO DE ÍNDICE-ÁREA.

Este método propuesto por la Organización Meteorológica Mundial (OMM/WMO), es en realidad un método racional algo más sofisticado, pues el coeficiente de escurrimiento se sustituye con el uso de la llamada: Lluvia en Exceso (Pe), que se calcula con el criterio del SCS, La fórmula del Método del Índice-Área, es la siguiente:

$$Q = 0.278(Pe) \frac{A}{Tc} \quad (6.10)$$

Donde:

Q = gasto de la avenida, en m<sup>3</sup>/s.

Pe = lluvia en exceso en mm, se calcula con base a una lluvia de duración igual al tiempo de concentración más el llamado: Tiempo de lluvia sin escurrimiento,

A = área de cuenca, en km<sup>2</sup>.

Tc = tiempo de concentración, en horas.

LIMITACIONES DEL MÉTODO. El Método del Índice-Área tiene aplicabilidad a cuencas cuya magnitud varíe entre 0.5 y 10 km<sup>2</sup>, únicamente.

PROCEDIMIENTO DE APLICACIÓN. El procedimiento de desarrollo del método se resume a continuación:

Paso 1) Se calculan las siguientes características de la cuenca:

A = magnitud de cuenca en km<sup>2</sup>.

Tc= tiempo de concentración en horas, con la fórmula 6.4 ó 6.5

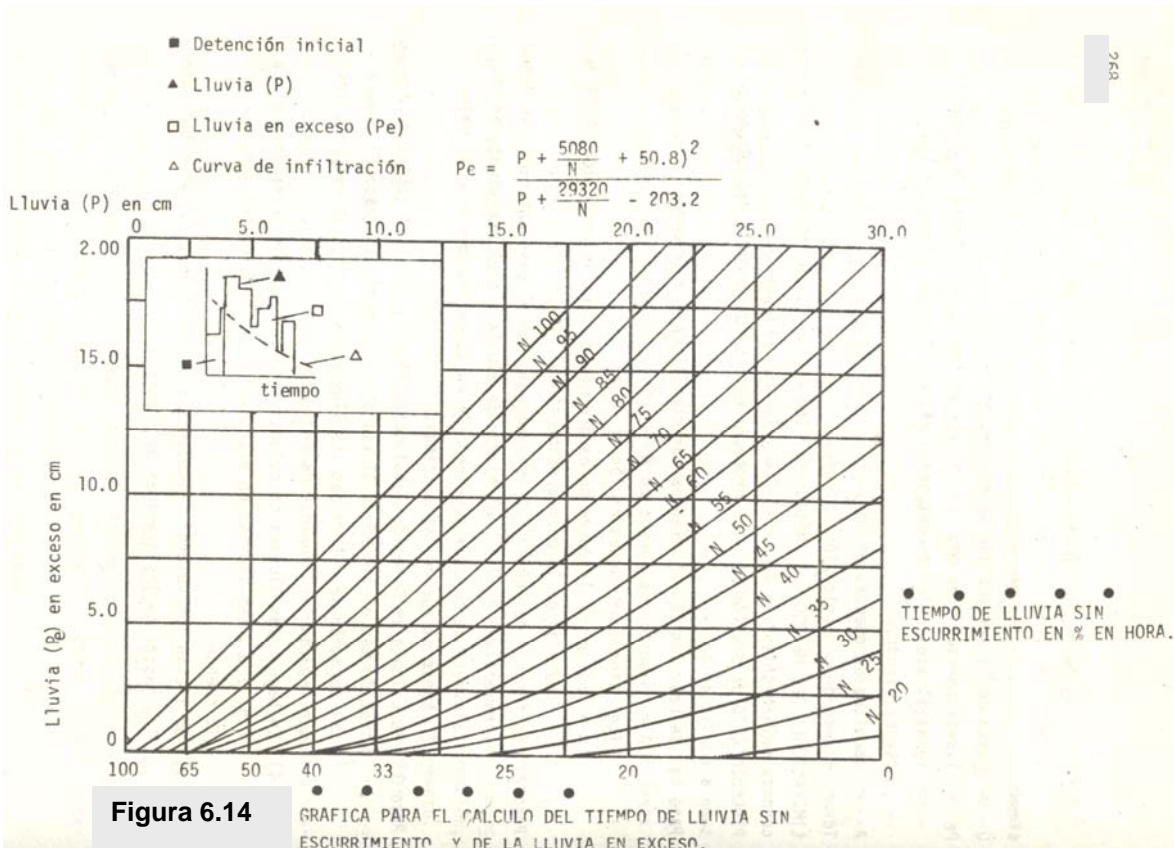
N = número de la curva de escurrimiento para la condición MEDIA de humedad de la cuenca, adimensional. Tablas 2.6 ó 2.7 y la 2.8

Paso 2) En función del número N seleccionado en el paso, anterior, se determina en la Fig. 6.14, el tiempo de lluvia sin escurrimiento en horas, tal valor se calcula siguiendo la curva correspondiente al valor de N hasta el eje de las abscisas,

Paso 3) Se calcula la Duración Total de la lluvia, igual al tiempo de concentración más el tiempo de lluvia sin escurrimiento (paso 2) y para tal duración se determinan las lluvias de período de retorno, los que tendrán las Avenidas de Proyecto.

Paso 4) Con base a las lluvias calculadas anteriormente se determinan en la Fig., 6.14, las lluvias en exceso (Pe), en función del número N de la cuenca, entrando por la parte superior de dicha figura con la lluvia total (P), interceptando con la curva N y de forma horizontal hacia el eje de las ordenadas, se encontrará Pe en cm.

Paso 5) Se llevan los valores calculados a la ecuación (6.10) y se obtienen los gastos de las Avenidas de Proyecto.



### 6.9 MODELOS HIDROLÓGICOS.

Los Modelos Hidrológicos o de caja negra, generalmente, son los más adecuados a las condiciones de información común en las cuencas de México, sobre todo para los sitios donde se construirán presas ya sea para almacenamiento de agua o para generar energía eléctrica, ya que en estos sitios o cerca de ellos existen estaciones climatológicas y de aforo en las que se han registrado algunas avenidas importantes y sus respectivos hietogramas.

Lo que se pretende con esos modelos es encontrar una función de transformación de lluvias a escurrimientos, con la cual se puedan reproducir aproximadamente los valores simultáneos de dichas variables. Para establecer esta función de transformación no se toman en cuenta explícitamente todas las características de la cuenca, lo que justifica denominar los modelos de caja negra.

Estos métodos tienen como objetivo la reconstrucción matemática del proceso o fenómeno de la formación de la avenida, es decir, se supone una lluvia de duración y período de retorno determinado, dentro de lo probable y se calcula el escurrimiento que genera en un punto de la corriente estudiada, hasta llegar a dibujar el probable hidrograma de la avenida que se calcula. Tienen la ventaja de permitir reproducir aceptablemente el fenómeno, con base a la estimación de diversos parámetros, como son las lluvias máximas y algunas de las características físicas de la cuenca.

Lo anterior, también es la principal desventaja de estos métodos en los casos en que se tiene que extrapolar alguna de sus variables, ya que los errores debidos a la irregularidad de las lluvias en la cuenca (sobre todo en cuencas montañosas), la indeterminación de la parte de lluvia que absorbe el suelo, son por ejemplo, factores que podría distorsionar la estimación de la determinación de las avenidas a partir de las lluvias.

Sin embargo, en cuencas pequeñas, poco pobladas y sin datos hidrométricos, la determinación de los posibles hidrogramas de avenidas a partir de precipitaciones probables, es en general, el mejor procedimiento a utilizar. Dentro de los métodos hidrológicos se tienen:

- a) Método del Hidrograma Unitario, comprendiendo los Triangulares, Sintéticos, Adimensionales, Instantáneos y en S.
- b) Método de las Isócronas (Racional).
- c) Método de las Isoyetas.

Sobre todo dentro de alguno de los métodos hidrológicos del hidrograma unitario, quedan comprendidos la totalidad de los métodos hidrológicos de que se dispone actualmente, como son: I-Pai Wu, Chow, Snyder, Gray, U.S.Bureau of Reclamatlon y U. S. Soil Conservation Service.

**LIMITACIONES DE LOS MÉTODOS HIDROLÓGICOS.** La desventaja principal de los métodos hidrológicos surge del requerimiento de evaluación lo más exacta posible de una serie de parámetros necesarios, los cuales si no son cuantificados correctamente, distorsionarán los resultados de los métodos hidrológicos pudiendo llegar a ser estos, absurdos. Por otra parte, teniendo en cuenta, que en nuestro país la mayoría de los datos climáticos e hidrológicos no están totalmente procesados, se presentan cinco métodos hidrológicos en su forma original, es decir, como fueron deducidos por sus autores, lo cual implica que una serie de



expresiones, algunas de ellas empíricas, no son válidas, excepto para la zona donde se desarrollo el método.

### 6.9.1 MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO

El hidrograma unitario asociado a una duración  $D$ , se define como el hidrograma de escurrimiento directo que produce una precipitación efectiva unitaria, distribuida uniformemente en la cuenca y en el tiempo  $D$ .

Se considera que una vez conocido el hidrograma unitario para una duración dada, el hidrograma que producirá una lluvia de cualquier magnitud, pero de la misma duración, puede calcularse multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario por la magnitud de la lluvia efectiva. Se considera además que una secuencia de lluvias de la misma duración produce un hidrograma igual a la suma de la secuencia de hidrogramas que produciría individualmente cada una de las lluvias. El método del hidrograma unitario es una herramienta básica en la hidrología que específicamente se puede usar para determinar la avenida probable; la avenida para proyecto y diseño de obras de captación y de excedencias; para el diseño económico y seguro del control de avenidas; para trabajos de drenaje y para desarrollar las técnicas más convenientes para la operación de las obras antes mencionadas.

La esencia del método consiste en determinar el valor del escurrimiento superficial de una cuenca en particular, por analogía, con las precipitaciones ocurridas y los correspondientes hidrogramas observados del escurrimiento superficial de la propia cuenca.

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 ventaja respecto a otros métodos, que permite conocer el hidrograma de la avenida así como su gasto máximo.

Este método puede considerarse como el de mayor difusión dentro del grupo de modelos lineales de caja negra. Por lo que la utilización del método se basa en las hipótesis de linealidad; esto es, que dos tormentas con la misma duración producirán dos hidrogramas cuyas ordenadas estarán en la misma proporción que las respectivas intensidades de lluvia, y de validez del principio de superposición de causas y efectos.

Para que estas hipótesis se cumplan, al menos aproximadamente, se necesita que se cumplan las siguientes condiciones básicas:

- a) La lluvia en exceso esta 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 integran todas las características físicas de la misma.

Por supuesto que bajo condiciones naturales las hipótesis anteriores pueden no ser llenadas satisfactoriamente, sin embargo cuando los datos hidrológicos son

cuidadosamente seleccionados para el análisis del hidrograma unitario hacen que estas se cumplan aproximadamente, obteniéndose resultados prácticamente aceptables.

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

- 1) Cálculo de curvas de intensidad-duración-frecuencia para la cuenca estudio.
- 2) Determinación del coeficiente de infiltración para cada avenida registrada y trazo de una gráfica de variación de capacidad de infiltración respecto al tiempo en el que se presentó dicha avenida.
- 3) Obtención de hidrogramas unitarios para diferentes duraciones de lluvia en exceso.

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

- a) Se escoge el período de retorno de la tormenta de diseño.
- b) Se supone una duración de tormenta
- c) Con el período 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).
- 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 duraciones de tormenta, hasta obtener la avenida más desfavorable.

### **6.9.2 DEDUCCIÓN DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRADICIONAL**

Se considera que una vez conocido el hidrograma unitario para una duración dada, el hidrograma que producirá una lluvia de cualquier magnitud, pero de la misma duración, puede calcularse multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario por la magnitud de la lluvia efectiva. Se considera además que una secuencia de lluvias de la misma duración produce un hidrograma igual a la suma de la secuencia de hidrogramas que producirá individualmente cada una de las lluvias. El hidrograma unitario se determina a partir de registros simultáneos de lluvia y escurrimientos, de la siguiente forma:

- 1) Se calcula el hietograma de precipitación media en la cuenca



- 2) Se obtiene el hidrograma de escurrimiento directo separándolo del escurrimiento base.
- 3) Se calcula el volumen de escurrimiento directo utilizando la ecuación:

$$V_{ED} = \Delta t \sum_{i=1}^n Q_i \quad (6.11)$$

Donde:

$V$  = Volumen de escurrimiento directo, en  $m^3$

$\Delta t$  = Incremento de tiempo, en seg.

$Q_i$  = gasto de escurrimiento directo en el período  $i$  de tiempo, en  $m^3/\text{seg}$ .

- 4) Se obtiene la altura de la lámina de escurrimiento directo (LE) como:

$$LE = 0.001 \frac{V_{ED}}{Ac} \quad (6.12)$$

Donde:

$LE$  = Lámina de escurrimiento directo, en mm.

$Ac$  = Área de la cuenca en  $km^2$ .

- 5) Se calculan las ordenadas del hidrograma unitario, dividiendo cada una de las ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo entre la lámina de escurrimiento directo (LE).
- 6) Se calcula el hietograma de precipitación efectiva, y se obtiene con ello la duración de lluvia efectiva, (DE), asociada al hidrograma unitario calculado en el paso 5. Este desarrollo se muestra en la figura 6.15. El hidrograma unitario obtenido con el método tradicional tiene varias limitaciones, entre las cuales pueden destacarse:
  - a) Solamente se conoce la función de transformación (el hidrograma unitario en este caso) para lluvias que tengan la misma duración que la que se utilizó en la etapa de calibración.
  - b) No se toman en cuenta las variaciones en la intensidad de la lluvia.

Para superar la primera limitación, se utiliza el procedimiento llamado de la curva "S", que se basa en el principio de superposición de causas y efectos, es decir, parte de que una secuencia de lluvias produce un hidrograma iguala la suma de los hidrogramas que producirá cada lluvia en particular.

### 6.9.3 MÉTODO DE LA CURVA "S"

El hidrograma unitario así deducido sólo servir para tormentas que tengan la misma duración de la lluvia en exceso. Para el cual fue deducido. En caso de quererlo usar para tormentas con duración en exceso diferente de la empleada, se deberá ajustar dicho hidrograma unitario, con tal objeto se usa el hidrograma de la curva S.

## HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

Este es producido por una lluvia en exceso, continua y constante, para un período indefinido. La curva toma una forma de S deformada y sus ordenadas a la larga se aproximan a la cantidad de lluvia en exceso. Una vez que se ha construido el hidrograma S, el H.U. puede deducirse para cualquier duración. El hidrograma S también llamado curva S, se puede construir gráficamente, sumando una serie de hidrogramas unitarios idénticos, espaciados a intervalos iguales a la duración de la lluvia efectiva de la cual fueron derivados. Una vez que se cuenta con la curva S, se puede derivar un hidrograma unitario como sigue:

- 1) Se supone que la curva S, es producida por una lluvia efectiva continua y con intensidad constante.
- 2) Si se avanza y se compensa la posición de las curvas para un período igual a la duración deseada de ( $T_0$ ) horas y se llama a esta nueva curva hidrograma S compensada. La diferencia entre las ordenadas de la curva S original y la compensada, divididas por ( $L T_0$ ), podría resultar en el hidrograma unitario buscado, (ver figura 6.16).

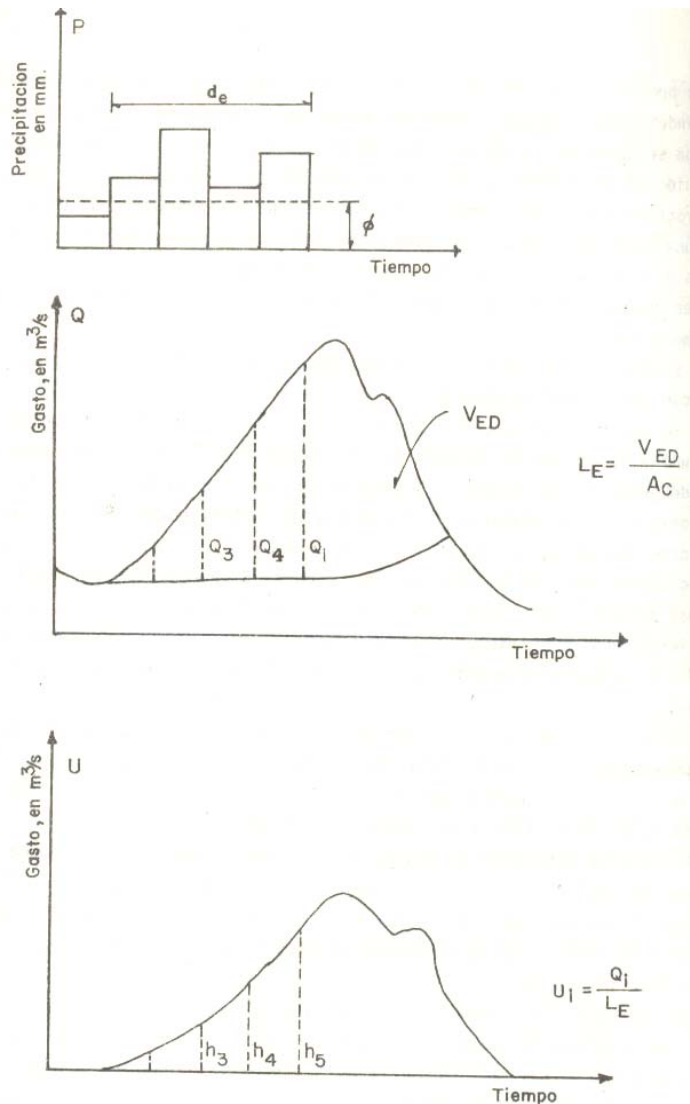
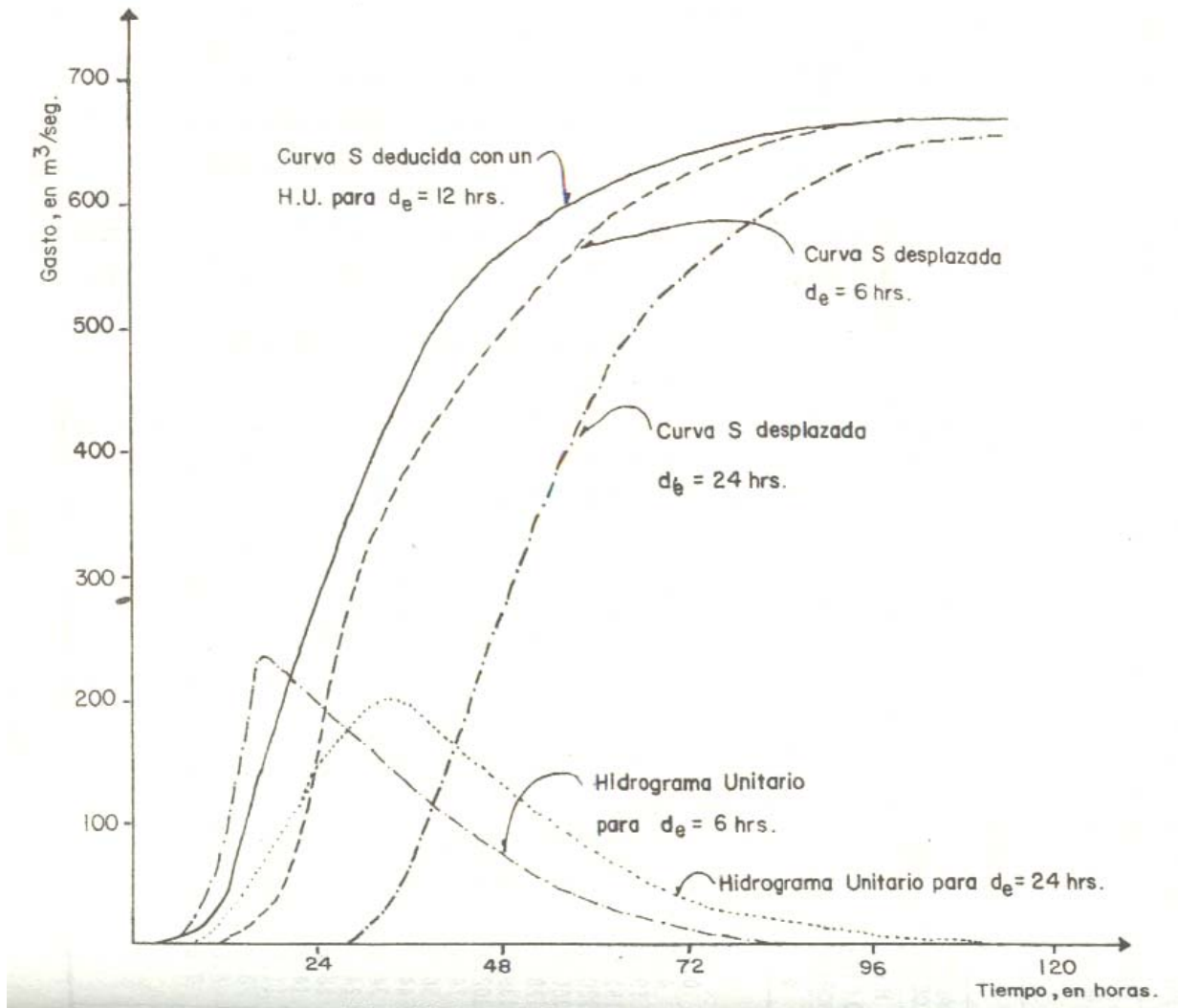


Figura 6.15 ESQUEMA DEL CALCULO DEL HIDROGRAMA UNITARIO

Se puede demostrar que la descarga de la curva S en el tiempo de equilibrio es igual a  $(1.008 AI)$ , donde (A) es el área de drenaje en acres e (I) es la intensidad de la lluvia. Si (C) es un coeficiente de escurrimiento que toma en cuenta que no toda la lluvia que se precipita escurre, se tendría que la descarga se transforma en  $(1.008 CIA)$  o aproximadamente  $(Q = CIA)$  fórmula mejor conocida como fórmula racional.



**Figura 6.16 HIDROGRAMAS UNITARIOS A PARTIR DE LA CURVA "S"**

La tabla 6.6 ilustra la aplicación de la curva "S", para la obtención de los hidrogramas unitarios para la duración de lluvia en exceso de 5 h (Columna 7) y de 24 h (Col. 10), a partir del hidrograma unitario calculado anteriormente con una duración de lluvia en exceso de 12 h (Col. 2). Cálculo para la obtención de hidrograma unitario a partir de la curva S. Con base en las ordenadas del H.U. para una duración de  $d_e = 12$  h (Col. 2), se construye la curva S (Col. 4), sumando las ordenadas del H.U. desplazado sucesivamente 12 horas, que es el tiempo de lluvia en exceso para el cual fue deducido (ver figura 6.16).

RELACION DE HIDROGRAMAS UNITARIOS A HIDROGRAMAS CURVA S										
T	CALCULO DE UN H.U. De = 12 H.		CURVA S A PARTIR H.U. De = 12 H.			CALCULO DEL H.U. CON De = 6 H.		CALCULO DEL H.U. CON De = 24 H.		
	H.U. D = 12 HORAS		CURVA S	CURVA S DESPLAZADA 6 H.		H.U. D = 6 H.	CURVA S DESPLAZADA 24 H.		H.U. D = 24 HORAS	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
0.0	0.0		0.0		0.0	0.0		0.0	0.0	
6	4.0		4.0	0.0	4.0	8.0		4.0	2.0	
12	39.1	0.0	39.1	4.0	25.1	70.2		39.0	19.5	
18	151.6	4.0	155.6	39.1	116.5	233.0		155.6	77.8	
24	220.5	39.2	259.6	155.6	104.0	208.0	0.0	259.6	129.8	
30	206.8	155.6	362.4	259.6	102.8	205.6	4.0	358.4	179.2	
36	178.0	259.6	437.6	362.4	75.2	150.4	39.1	398.5	199.25	
42	139.6	362.4	502.0	437.6	64.4	128.8	155.6	346.4	173.2	
48	102.2	437.6	539.0	502.0	37.0	74.0	259.6	279.4	139.7	
54	74.4	502.0	576.4	539.0	37.4	74.8	362.4	214.0	107.0	
60	56.9	539.0	596.9	576.4	20.5	41.0	437.6	159.3	79.65	
66	44.6	576.4	621.0	596.9	24.1	48.2	502.0	119.0	59.5	
72	34.0	596.9	630.7	621.0	9.7	19.4	539.0	91.7	45.85	
78	24.0	621.0	645.0	630.7	14.3	28.6	576.4	68.6	34.3	
84	18.7	630.7	649.4	645.0	4.4	8.8	596.9	52.5	26.25	
90	14.7	645.0	659.7	649.4	10.3	20.6	621.0	28.4	14.2	
96	11.5	649.4	660.9	659.7	1.2	2.4	630.7	30.2	15.25	
102	8.8	659.7	668.5	660.9	7.6	15.2	645.0	23.5	11.75	
108	6.0	660.9	666.9	668.5	1.6	3.2	649.4	19.1	9.55	
114	3.6	668.5	672.0	676.9	5.1	10.2	659.7	12.3	6.15	
				672.0			670.9		5.55	
							678.5			
							666.9			
							672.0			

TABLA 6.6 CURVAS S

Una vez conocida la curva S, para calcular el H.U. para una duración  $D_r = 6$  horas, se deslaza la curva S esa duración (Col. 5) y se calcula la diferencia de ordenadas (Col. 6). Como la duración para la cual se calculó el H.U. es de la mitad de la duración del H.U. para la cual se calculó la curva S, para obtener las ordenadas del nuevo H.U. las diferentes deberán multiplicarse por 2 (Col. 7).

Para H.U. de 24 horas, la curva S se deslaza 24 horas (Col. 8) y se calcula la diferencia de ordenadas entre la curva original y la deslizada (Col. 9). Para obtener las ordenadas del H.U. para  $D_r = 24$  horas, se multiplica la columna 9 por 0.5 ya que la duración del H.U. que sirvió para la curva S es la de la mitad del calculado.

**Ejemplo 6.3:** Calcular el hidrograma unitario para una cuenca de 888 km<sup>2</sup> utilizando el método tradicional. Se dispone de la siguiente información.

- a) Hietograma de precipitación media.
- b) Hidrograma de escurrimiento medido a la salida de la cuenca (ver figura 6.17)

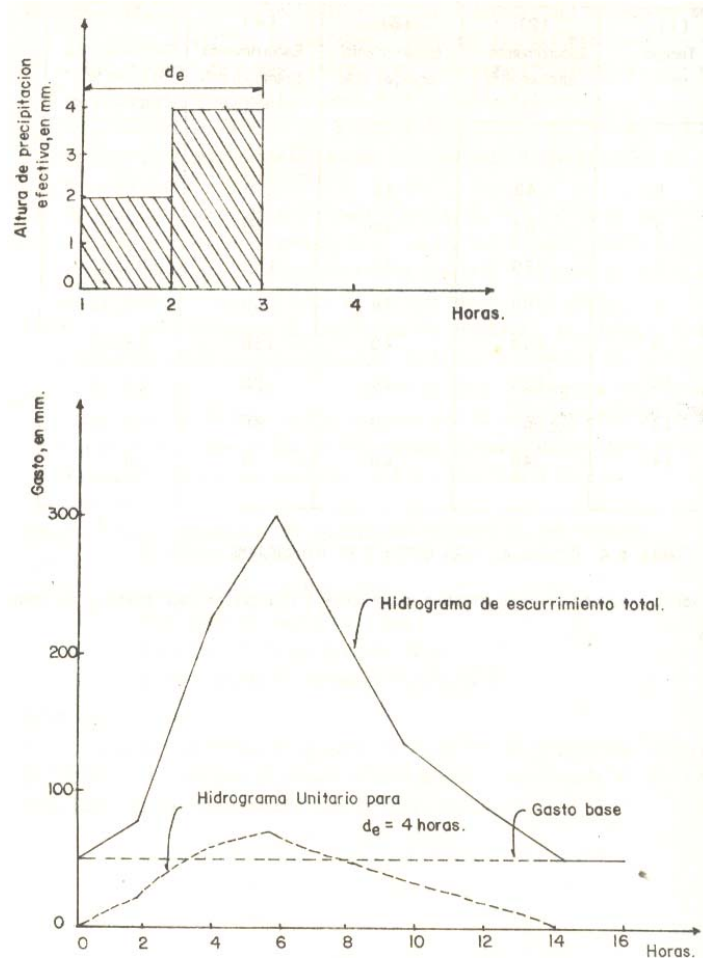


Figura 6.17 HIDROGRAMA UNITARIO OBTENIDO EN EL EJEMPLO 6.3

El cálculo del hidrograma unitario tradicional se realiza con los siguientes pasos:

- 1) Separación del escurrimiento directo del base. En este caso el gasto base es constante e igual a  $40 \text{ m}^3/\text{s}$ , según se indica en la columna 3 de la tabla 6.7

(1) Tiempo, en h.	(2) Escorrimento total, en $\text{m}^3/\text{s}$	(3) Escorrimento base, en $\text{m}^3/\text{s}$	(4) Escorrimento directo, en $\text{m}^3/\text{s}$ (2)-(3)	Ordenadas del H.U., en $\text{m}^3/\text{s}$ (4) ÷ (Le)
0	40	40	0	0
2	80	40	40	6.67
4	220	40	180	30.0
6	300	40	260	43.33
8	200	40	160	26.67
10	120	40	80	13.33
12	60	40	20	3.33
14	40	40	0	0

TABLA 6.7 ORDENADAS PARA OBTENER EL HIDROGRAMA UNITARIO



- 2) Cálculo del volumen de escurrimiento directo. La suma de los valores de escurrimiento directo espaciado 2h (col. 4, tabla 6.7) es  $740 \text{ m}^3/\text{seg.}$ , por lo que el volumen de escurrimiento directo resulta ser igual a:

$$V_{ED} = \left(\sum Q_i\right)\Delta T = (740)(2)(3600) = 5.328 \times 10^6 \text{ m}^3$$

- 3) Cálculo de la altura de precipitación efectiva. La altura de precipitación efectiva se obtiene dividiendo el volumen de escurrimiento directo entre el área de la cuenca, esto es:

$$L_E = \frac{VED}{Ac} = \frac{5.328 \times 10^6}{888 \times 10^6} = 0.006 \text{ m} = 6 \text{ mm}$$

- 4) Obtención del hidrograma unitario. Las ordenadas del hidrograma unitario, espaciadas 2 h, se obtienen dividiendo las del hidrograma de escurrimiento directo entre la altura de precipitación efectiva. Los resultados se muestran en la columna 5 de la tabla 6.7. Para determinar la duración efectiva de la lluvia (a la cual está asociada el hidrograma unitario calculado en el paso 4) se efectúan los siguientes cálculos.
- 5) Cálculo del índice de infiltración media,  $\phi$ . El índice de infiltración media se obtiene por tanteos, o por medio del álgebra, hasta encontrar el valor de  $\phi$  que hace que la lluvia efectiva sea igual a la calculada en el paso 3. En este caso se obtiene que  $\phi = 2.5 \text{ mm/h}$ .
- 6) Cálculo del hidrograma de precipitación efectiva. El hidrograma de precipitación efectiva que se muestra en la parte superior de la figura 6.17, se obtiene restando la infiltración al hidrograma de precipitación total. En la figura 6.17 se observa que la duración efectiva es de 2 hrs, por lo que el hidrograma unitario determinado en el paso 4 está asociado a una duración de 2 hrs y una lluvia en exceso de 6 mm

**Ejemplo 6.4:** Obtener el hidrograma unitario de la tormenta, conforme a la siguiente información:

**Datos:** Área drenada,  $2,894 \text{ km}^2$   
 Precipitación media  $6.73 \text{ cm}$ .  
 Duración lluvia en exceso,  $12 \text{ hrs}$ .  
 Hidrograma de la tormenta (tabla 6.4)

**Solución:** En la tabla 6.8 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  $1.08 \times 10^4 \text{ seg.}$ ), la suma total se multiplica por ese intervalo, es decir:

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

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

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

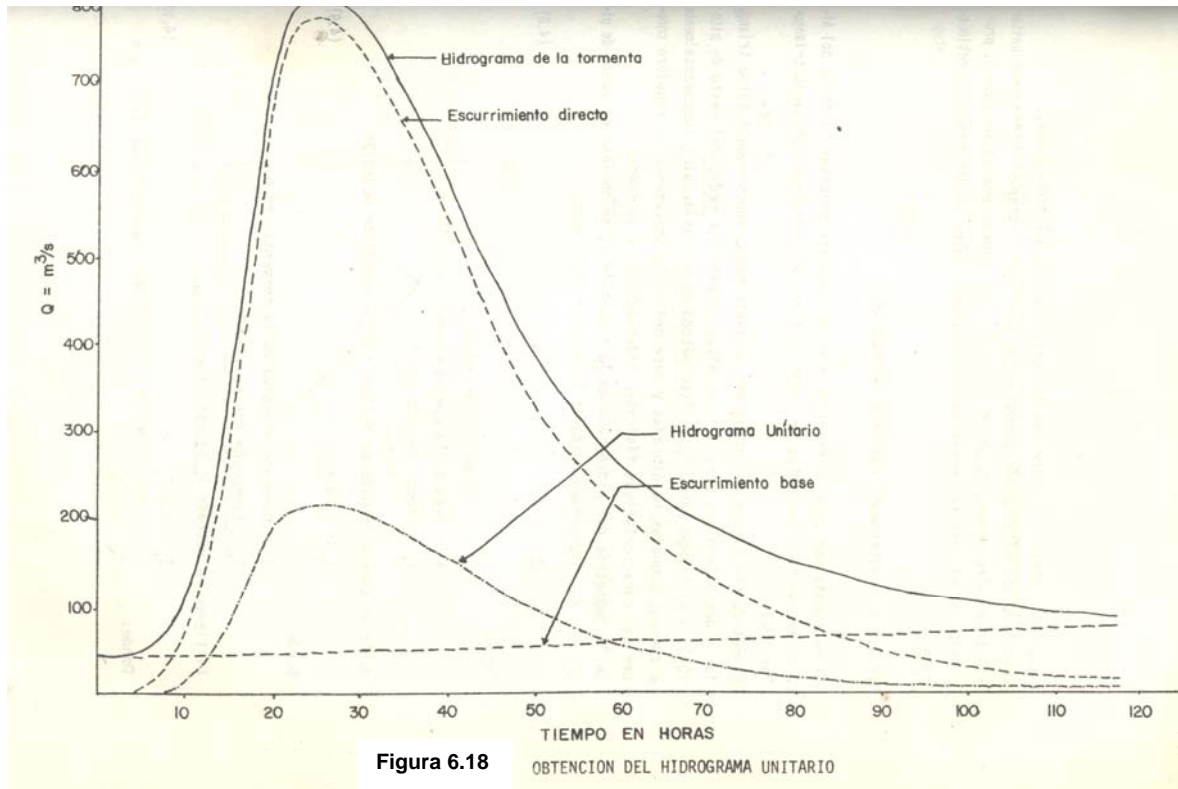


## HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

Las ordenadas del H. U. (Col. 5) se obtienen dividiendo las ordenadas del escurrimiento directo (Col. 4) entre 3.56 cm. Este H. U. servirá para una duración de lluvia en exceso de 12 horas, según datos obtenidos del hietograma de la tormenta. El proceso se presenta en la figura 6.18, en que fueron encontradas. Tales expresiones podrán usarse en una primera aproximación y con sus limitaciones propias.

**TABLA 6.8** OBTENCION DEL HIDROGRAMA UNITARIO.

† (horas)	Gasto observado en m <sup>3</sup> /s	Gasto base estimado en m <sup>3</sup> /s	Escurrimiento directo en m <sup>3</sup> /s	H.U. D = 12 h m <sup>3</sup> /s
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	104.6
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	192.6	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	36.8	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			9 542.10	



### 6.9.4 MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO INSTANTÁNEO DE I-PAI WU.

El método de I-Pai Wu fue deducido en pequeñas cuencas de Indiana (E. U. A.) y permite obtener el hidrograma de la avenida que se estima para un determinado período de retorno. El método se basa en el modelo lineal propuesto por Nash para derivar los hidrogramas unitarios instantáneos, siendo sus ecuaciones:

$$Q_p = 0.278 \frac{A * P_e}{tp} f(n, tp) \tag{6.11}$$

$$n = \frac{4tp}{K_1} \tag{6.12}$$

$$f(n, tp) = \frac{(n-1)^n (e)^{1-n}}{\Gamma(n)} \tag{6.13}$$

$$tp = 0.93A^{1.085} L^{-1.233} S^{-0.668} \tag{6.14}$$

$$K_1 = 0.73A^{0.937} L^{-1.474} S^{-1.473} \tag{6.15}$$

Donde:

$Q_p$  = gasto de pico de la avenida, en  $m^3/s$ .

$A$  = área de la cuenca en  $km^2$ .

$L$  = longitud del cauce principal en  $km$ .

$S$  = pendiente promedio del cauce principal, en porcentaje y calculada con base a la fórmula de Taylor y Schwarz.

$P_e$  = precipitación en exceso para la tormenta de diseño en mm. Se calcula con base al número  $N$  de la curva de escurrimiento, para la condición MEDIA de humedad en la cuenca y según el método del U.S. Soil Conservation Service.

$t_p$  = tiempo de pico, en horas. Es función de las características de la cuenca.

$n$  = número de recipientes lineales que simulan la cuenca (parámetro), adimensional.

$K_T$  = coeficiente de almacenaje, se puede relacionar con las características de la cuenca.

**LIMITACIONES DEL MÉTODO.** El método de I-Pai Wu se considera aplicable sólo a cuencas pequeñas, es decir, a cuencas con área hasta de 250 Km<sup>2</sup>.

**SECUELA DE APLICACIÓN.** Si se observa la ecuación (6.11) del gasto máximo según I-Pai Wu, se deduce que este es directamente proporcional a la lluvia en exceso e independiente de la duración de tormenta ( $d$ ), la cual está implícita en  $P_e$ . Entonces, se requiere primeramente definir la duración de tormenta más desfavorable, que de acuerdo a I-Pai Wu es la que se aproxima al tiempo de pico ( $t_p$ ). Expuesto lo anterior, el procedimiento de cálculo del método se puede sintetizar en los pasos siguientes:

Paso 1) Se determinan las siguientes características fisiográficas de la cuenca:

$A$  = área de la cuenca en km,

$L$  = longitud del cauce principal en km,

$S$  = pendiente promedio del cauce principal, en porcentaje y calculada con la fórmula de Taylor y Schwarz.

$N$  = número de la curva de escurrimiento, para la condición MEDIA de humedad en la cuenca.

Paso 2) Con base a las características ya definidas se calculan los valores de  $t_p$  y de  $K_T$ , por medio de las ecuaciones (6.14) y (6.15) respectivamente.

Paso 3) Se calcula la precipitación total asociada a un periodo de retorno, con cualquiera de los métodos estadísticos vistos con anterioridad, como puede ser Gumbel, Log Pearson III o Log-normal.

Paso 4) En función del número  $N$  de la curva de escurrimiento se calculan las precipitaciones en exceso ( $P_e$ ) por medio de la ecuación (6.8). Si la estación base no está dentro de la cuenca, entonces se deberá multiplicar la lluvia en exceso por el factor de transporte ( $F$ ):

$$F = \frac{P}{P_b} \quad (6.16)$$

Donde:

$P$  = precipitación máxima en 24 horas y período de retorno 50 años, en la cuenca en estudio, en mm.

## HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

$P_b$  = precipitación máxima en 24 horas y período de retorno 50 años, en la estación base, en mm.

Paso 5) Con la ecuación (6.12) se calcula el valor del parámetro “ $n$ ” y se determina la función “ $f(n, t_p)$ ” con la ayuda de la fig. 6.19

Paso 6) Con la ecuación (6.11) se determina el gasto máximo de la avenida.

Paso 7) Con base al valor del parámetro “ $n$ ” se obtienen de la Tabla 6.9, los valores de la relación  $Q/Q_p$  para los diversos valores de  $t/t_p$  tabulados; las primeras relaciones se multiplican por el valor de  $Q$  (Paso anterior) y las segundas por el valor de  $t_p$  (paso 2) y se van definiendo parejas de gasto y tiempo para dibujar el probable hidrograma de la avenida que se estima.

Cuando el valor del parámetro “ $n$ ” no se encuentra tabulada, se utiliza la ecuación (6.17) para definir las relaciones  $Q/Q_p$ , dando valores a  $t/t_p$ :

$$Q/Q_p = (t/t_p)^{n-1} \left[ e^{-\frac{(n-1)t}{t_p}} \right]^{t/t_p-1} \quad (6.17)$$

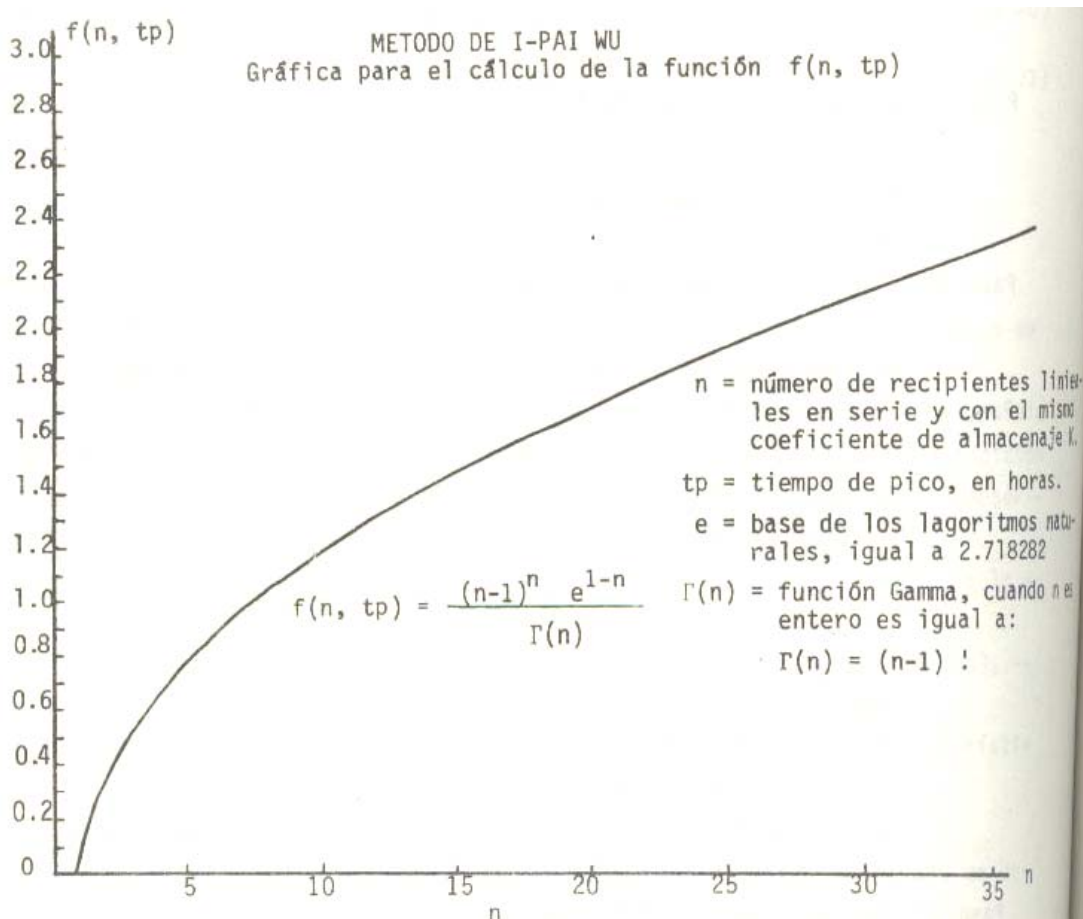


Figura 6.19

**Tabla 6.9 VALORES DE Q/Q<sub>p</sub> PARA LOS HIDROGRAMAS ADIMENSIONALES DE I-PAI WU**

t/t <sub>p</sub>	VALORES DEL PARÁMETRO "n"											
	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.5	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	10.0
0.2	0.723	0.615	0.523	0.445	0.364	0.297	0.198	0.088	0.039	0.017	0.006	0.001
0.4	0.881	0.827	0.776	0.729	0.673	0.622	0.531	0.387	0.228	0.206	0.150	0.058
0.6	0.957	0.936	0.715	0.895	0.871	0.847	0.801	0.717	0.642	0.575	0.514	0.369
0.8	0.991	0.986	0.982	0.997	0.971	0.966	0.955	0.933	0.912	0.891	0.870	0.812
1.0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
1.2	0.993	0.989	0.986	0.982	0.976	0.974	0.965	0.948	0.932	0.915	0.899	0.853
1.4	0.975	0.963	0.950	0.930	0.924	0.909	0.881	0.826	0.776	0.728	0.683	0.565
1.6	0.949	0.925	0.901	0.879	0.850	0.823	0.771	0.677	0.595	0.522	0.458	0.310
1.8	0.919	0.880	0.844	0.809	0.767	0.727	0.654	0.529	0.428	0.346	0.280	0.148
2.0	0.884	0.832	0.782	0.736	0.681	0.631	0.541	0.398	0.293	0.216	0.159	0.063
2.2	0.848	0.781	0.719	0.663	0.598	0.539	0.439	0.291	0.193	0.128	0.085	0.025
2.4	0.811	0.730	0.657	0.592	0.519	0.455	0.350	0.207	0.123	0.073	0.043	0.009
2.6	0.773	0.679	0.597	0.525	0.447	0.380	0.276	0.145	0.076	0.040	0.021	0.003
2.8	0.735	0.630	0.540	0.463	0.382	0.315	0.214	0.099	0.046	0.021	0.10	0.000
3.0	0.697	0.582	0.486	0.406	0.324	0.259	0.165	0.067	0.027	0.011	0.000	
3.2	0.561	0.537	0.436	0.355	0.274	0.211	0.126	0.045	0.016	0.006		
3.4	0.625	0.494	0.390	0.308	0.230	0.171	0.095	0.029	0.009	0.000		
3.6	0.590	0.459	0.348	0.267	0.192	0.138	0.071	0.019	0.000			
3.8	0.557	0.415	0.310	0.231	0.160	0.111	0.053	0.012				
4.0	0.524	0.360	0.275	0.199	0.133	0.089	0.040	0.008				
4.2	0.494	0.347	0.244	0.171	0.110	0.071	0.029	0.000				
4.4	0.464	0.316	0.216	0.147	0.091	0.056	0.022					
4.6	0.436	0.268	0.190	0.126	0.075	0.045	0.016					
4.8	0.410	0.262	0.168	0.107	0.061	0.035	0.012					
5.0	0.384	0.239	0.148	0.092	0.050	0.028	0.008					
5.2	0.327	0.167	0.107	0.061	0.030	0.015	0.000					
6.0	0.277	0.146	0.007	0.040	0.018	0.008						
6.5	0.234	0.113	0.055	0.027	0.011							
7.0	0.198	0.088	0.039	0.017								
7.5	0.166	0.068	0.028	0.011								
8.0	0.140	0.052	0.020	0.000								
8.5	0.117	0.040	0.014									
9.0	0.098	0.031	0.010									
9.5	0.082	0.024	0.000									
1.0	0.069	0.018										
11.0	0.048	0.010										
12.0	0.033	0.000										
13.0	0.023											
14.0	0.016											
15.0	0.011											
16.0	0.000											

**6.9.5 MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR (HUT) DEL U. S. BUREAU OF RECLAMATION.**

Si se cuenta con poca información y no se requiere precisar la forma del hidrograma de escurrimiento, se puede utilizar el hidrograma unitario triangular.

El método simplifica al hidrograma unitario real, suponiéndole forma triangular y definiéndolo a partir de su altura y base por medio del gasto de pico ( $q_p$ ), y el tiempo base ( $T_b$ ). Este método es muy aplicable, fundamentalmente a cuencas no aforadas y para definirlo únicamente se requiere conocer las características físicas o hidrológicas de la cuenca.

El gasto de pico ( $q_p$ ) del hidrograma unitario triangular (HUT) se puede calcular con base a la fórmula siguiente:

$$q_p = 0.208 \frac{A}{T_p} \tag{6.18}$$

Donde:

$q_p$  = Gasto del pico del hidrograma unitario, en m<sup>3</sup>/seg-mm.

$A$  = Área de la cuenca en km<sup>2</sup>

## HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

$T_p$  = Tiempo de pico, igual al tiempo entre el inicio y el máximo del escurrimiento directo, en hrs., que se calcula con la ecuación:

$$T_p = 0.5d + T_r \quad (6.19)$$

Siendo:

$d$  = Duración efectiva de la tormenta, en hrs.

$T_r$  = Tiempo de retraso, en hrs., definido como el tiempo en horas entre el centro de masa de la tormenta y la hora del gasto máximo, calculando su valor por medio de la ecuación siguiente:

$$T_r = 0.6T_c \quad (6.20)$$

Donde:

$T_c$  = Tiempo de concentración, en hrs., que se puede calcular con la fórmula 6.6 cuando la cuenca es urbana o la 6.7, cuando es no urbana.

Si no se conoce la duración efectiva  $d$ , se puede estimarse a partir de la siguiente expresión:

$$d = 2\sqrt{T_c} \quad (6.21)$$

En la figura 6.20, se muestra el gráfico de un Hidrograma Unitario Triangular, con las literales antes vistas.

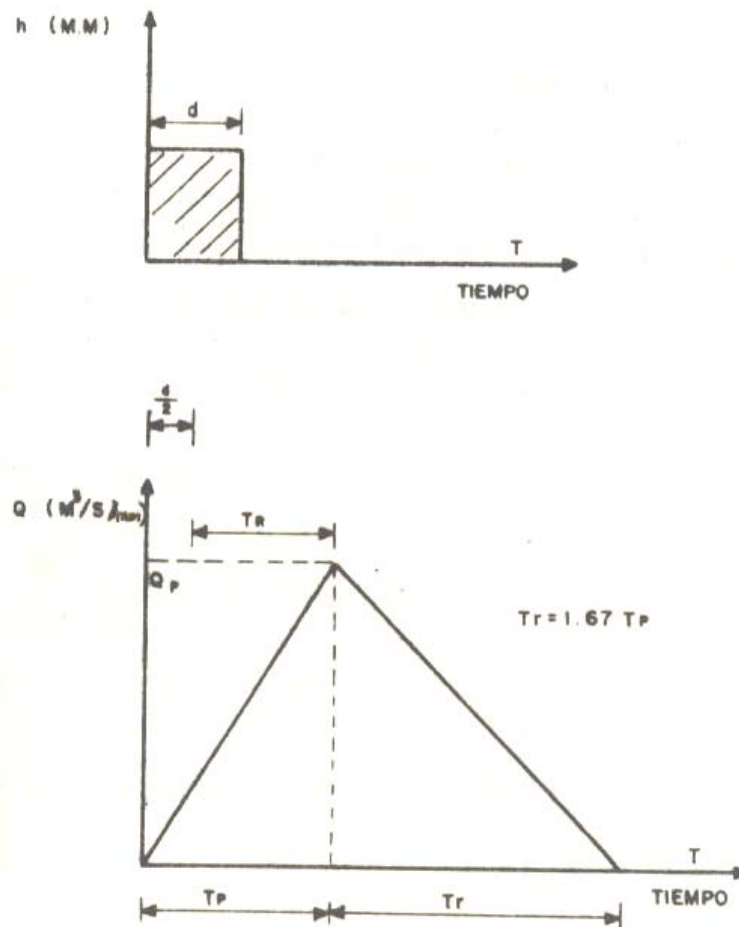


Figura 6.20 HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR



## HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

La suma de  $T_p$  y  $T_r$ , se le denomina tiempo base ( $T_b$ ) del hidrograma y con base al análisis de un gran número de hidrogramas reales se adoptó como valor medio el siguiente, para cuencas sin aforar:

$$T_b = 2.67 * T_p \quad (6.22)$$

Finalmente el gasto máximo utilizando el HUT, se obtiene al multiplicar el gasto pico obtenido con la ecuación 6.18, por la precipitación en exceso, es decir:

$$Q_p = \frac{0.208APe}{T_p} \quad (6.23)$$

Secuela de aplicación:

Paso 1) Se calculan las siguientes características físicas de la cuenca:

$A$  = área de cuenca en  $\text{km}^2$ .

$T_c$  = tiempo de concentración en horas,

$N$  = número de la curva de escurrimiento para la condición MEDIA de humedad en la cuenca adimensional.

Paso 2) Se calcula el  $T_p$ , con la ecuación 6.19, si no se cuenta con información pluviográfica de las tormentas se pueden realizar las simplificaciones de las ecuaciones 6.20 y 6.21, empleando el valor del  $T_c$ .

Paso 3) Se calcula el  $T_b$  con la ecuación 6.22.

Paso 4) Se calcula la precipitación total asociada a un periodo de retorno, con cualquiera de los métodos probabilísticos por ejemplo: Lognormal a 2 parámetros, Gumbel o Log Pearson III.

Paso 5) De acuerdo al número  $N$  de la curva de escurrimiento, se calcula la altura de precipitación en exceso ( $Pe$ ).

Paso 6) Se calcula el gasto pico del HUT ( $q_p$ ) con la ecuación 6.18 y se procede a dibujar la forma del hidrograma, utilizando los valores de  $q_p$ ,  $T_p$  y  $T_b$ .

Paso 7) Por último, se multiplica el gasto pico del HUT por la altura de precipitación en exceso asociado a un periodo de retorno y se obtiene el gasto pico máximo ( $Q_p$ ), procediendo a graficar el hidrograma de diseño.

**RANGO DE APLICACIÓN DEL MÉTODO.** El método del Hidrograma Unitario Triangular es uno de los métodos hidrológicos de más amplio rango de aplicabilidad, ya que se puede utilizar en cuencas de hasta  $2,590 \text{ Km}^2$  ( $1,000 \text{ mi}^2$ ), según el U. S. Bureau of Reclamation.

**Ejemplo 6.5:** Obtener el hidrograma unitario triangular en una zona urbana, con los siguientes datos:

- Área de la cuenca:  $58.60 \text{ km}^2$
- Longitud del cauce principal:  $15.8 \text{ km}$
- Desnivel total del cauce principal:  $900 \text{ m}$

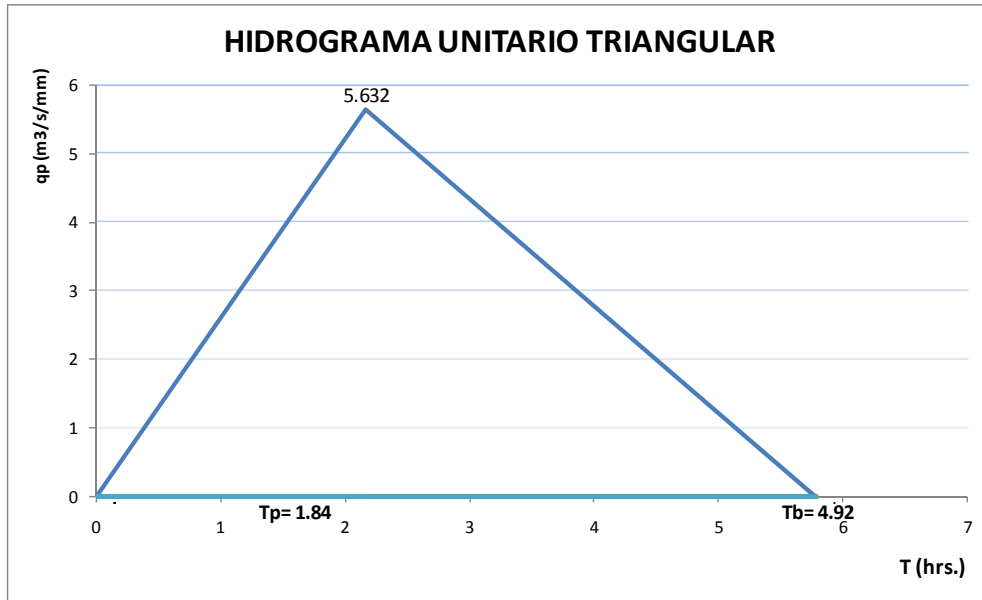
**Solución:** Con los datos de longitud y desnivel del cauce principal, se calcula el tiempo de concentración con la fórmula 6.4, por ser una cuenca urbana, dando:

$$T_c = 1.539 \text{ hrs.}$$

Como no se cuenta con información pluviográfica, se calcula el tiempo de retraso con la fórmula 6.20, y con la fórmula 6.21 la duración efectiva, para finalmente con la fórmula 6.19 calcular el tiempo pico, obteniendo:

$$T_r = 0.923 \text{ hrs}; \quad d = 2.481 \text{ hrs}; \quad T_p = 2.164 \text{ hrs}$$

Se calcula el tiempo base del hidrograma con la fórmula 6.22,  $T_b = 5.778 \text{ hrs}$  y con la ecuación 6.18, se encuentra el gasto pico unitario de  $5.632 \text{ m}^3/\text{s}/\text{mm}$ , con lo que se puede dibujar el hidrograma triangular sintético siguiente:



### 6.9.6 HIDROGRAMA UNITARIO ADIMENSIONAL DEL U. S. SOIL CONSERVATION SERVICE.

El hidrograma unitario adimensional propuesto por el Soil Conservation Service (Figura 6.21) permite definir con mayor detalle la forma del hidrograma. Para aplicar el método se necesita calcular el gasto y el tiempo pico:

$$q_p = \frac{A}{4.878T_p} \tag{6.24}$$

Donde:  $q_p$  = Gasto pico, en  $\text{m}^3/\text{seg}/\text{mm}$ .  
 $A$  = Área de la cuenca, en  $\text{km}^2$   
 $T_p$  = Tiempo pico, en hrs.

El tiempo pico se calcula con la ecuación 6.19 y, si se desconoce el valor de la duración efectiva, las ecuaciones 6.20 y 6.21.

El tiempo de concentración se calcula con la fórmula propuestas por Kirpich (6.4 para cuencas urbanas o 6.5 para cuencas no urbanas).

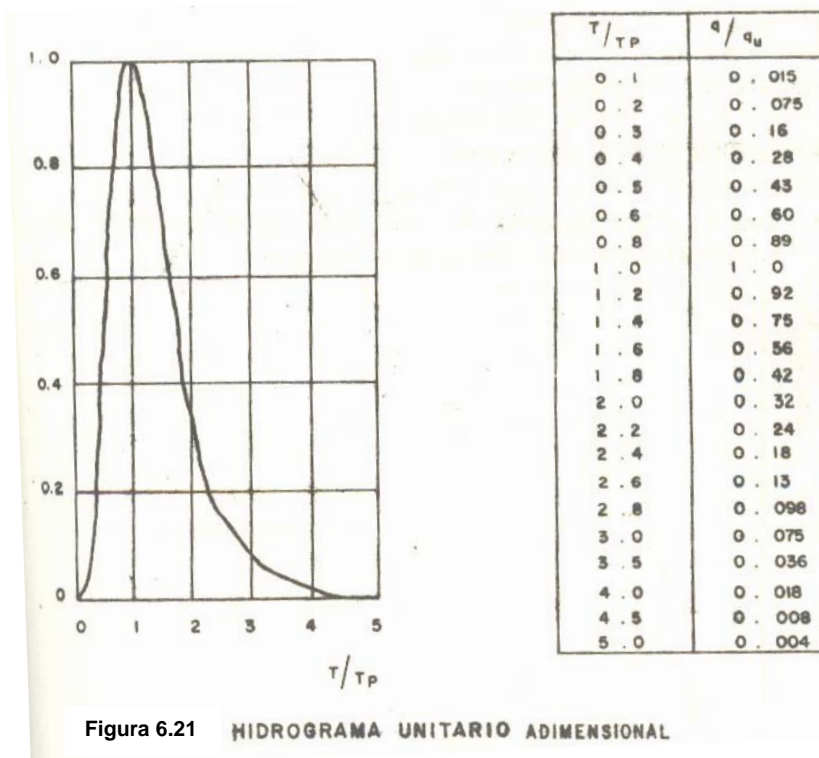
Conocidos el gasto pico ( $q_p$ ) y el tiempo pico ( $T_p$ ), el hidrograma se obtiene con ayuda de la Figura 6.21 de la siguiente manera:

- Paso 1) Se calcula el valor de  $T_p$ , con la fórmula 6.19
- Paso 2) Se calcula el  $q_p$ , con la ecuación 6.24

## HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

- Paso 3) Se multiplica la primer columna de la tabla de la Figura 6.21 por el valor de  $T_p$ , obteniendo " $T$ " del hidrograma unitario adimensional.
- Paso 4) Se multiplica la segunda columna de la tabla de la Figura 6.21 por el valor de  $q_p$  y se obtiene el " $q$ " ( $m^3/seg/mm$ ) del HUA.

Al graficar los valores obtenidos en el paso 3 y 4 se obtiene el Hidrograma Unitario Adimensional y si se desea calcular el Hidrograma de Diseño, asociado a un periodo de retorno, se deberá de multiplicar los valores de " $q$ ", por  $P_e$  (mm), obteniendo el valor de  $Q$  en  $m^3/seg$ .



**Ejemplo 6.6.** Calcular la avenida de proyecto en la presa de almacenamiento "Los Castillo", Municipio Durango, Dgo.

**INTRODUCCIÓN.** El proyecto LOS CASTILLO se localiza dentro de la Región Hidrológica N° 11 (Ríos Presidio y San Pedro) en el municipio de Durango, Dgo. El proyecto permite el riego de aproximadamente 80 Ha., con base a un almacenamiento como obra de control, cuya capacidad total es de  $1.0 \text{ Hm}^3$ . La cortina del embalse es de tipo rígido de machones o contrafuertes, los cuales sirven además como vertedores, siendo cinco vanos de 7 metros cada uno. El proyecto se encuentra construido para las siguientes características de vertido: la avenida de diseño del vertedor fue estimada en  $99 \text{ m}^3/\text{s}$ . (según plano del proyecto, 2541.7 de Abril de 1971, México, D. F.) y se considera que el gasto ya regularizado sería del orden de  $56 \text{ m}^3/\text{s}$ . La presa prácticamente cada año vierte y por tal razón, se pensó en efectuar una revisión del potencial de generación de avenidas de la cuenca del proyecto, para determinar si la obra no presenta insuficiencia en su capacidad de evacuación de avenidas máximas.

Insuficiencia que pudiera originar que el agua derramara sobre la corona de la cortina, eventualidad que para este caso tal vez no sería crítica (por el tipo de cortina) pero que con toda seguridad, causaría daños aguas abajo debido a la

reducida capacidad de conducción del arroyo aprovechado y sobre todo, por la presencia del poblado Nicolás Romero que es un importante núcleo de población y para el cual no se han construido obras de defensa.

**CARACTERÍSTICAS FISIOGRAFICAS DE LA CUENCA.** La cuenca del proyecto LOS CASTILLO, queda comprendida en las dos siguientes cartas del Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI).

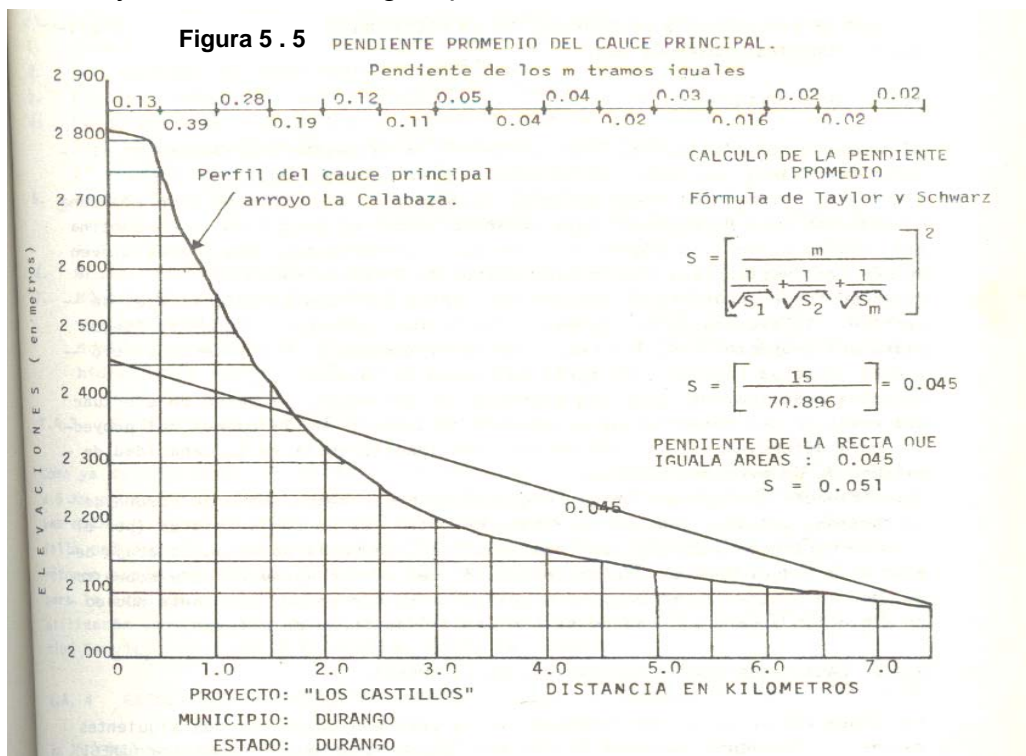
F13812 Santiago Bayácora (en esta carta se localiza el proyecto).

F13822 Agua Zarca,

Coordenadas de la boquilla: Longitud W: 104° 31' 55" Latitud N: 23°45'20"  
Altitud: 2,080 m.s.n.m.

A partir de la cuenca del proyecto localizada en las cartas topográficas, geológicas y de uso del suelo y con base a los datos recabados en campo, se concluyen las siguientes características fisiográficas:

1. Área de la cuenca (A = 31.5 km<sup>2</sup>)
2. Longitud del cauce principal (L = 7.5 km)
3. Desnivel total del cauce principal (H = 820 m)
4. Pendiente promedio del cauce principal (Figura 6.22)
  - 1<sup>er</sup> Criterio: Fórmula de Taylor y Schwarz S = 4.5%
  - 2° Criterio: Pendiente de la recta que iguala áreas S = 5.1%
5. Tiempo de concentración T<sub>c</sub> = 1.033 hrs. Calculado con base a la fórmula de Kirpich, para cuencas hidrológicas.
6. Grupo hidrológico de suelos de la cuenca: C (95%) y A (5%).
7. Número de la curva de escurrimiento N = 71. Se consideró bosque natural con suelo tipo C en condición hidrológica buena el 65% y en condición hidrológica regular el 35%, además, cultivó 5% en suelo tipo A y condición hidrológica pobre.





SELECCIÓN DE NIVELES DE PROBABILIDAD. Como ya se mencionó, el poblado Nicolás Romero se localiza aproximadamente 16 km aguas abajo de la presa y por tal la obra deberá ser clasificada como una estructura de CATEGORÍA (C) (Tabla 6.10), es decir, aquella en la que su falla originaría pérdida de vidas humanas. Por lo anterior, los períodos de retorno serán de 100 años para la avenida de diseño del vertedor y 500 años para la avenida de revisión del borda libre de la cortina de la presa, para los diversos métodos que se utilizarán para estimar tales avenidas.

CATEGORIA DE LA PRESA	PERIODO DE RETORNO (años) DE LA LLUVIA DE DISEÑO	
	Para la Avenida de Diseño del VERTEDOR ■	Para la Avenida de Revisión del BORDO LIBRE
CATEGORIA (A): Embalses situados en zonas totalmente deshabitadas, o bien, inmediatamente aguas arriba de otro embalse de mucha mayor capacidad o de la desembocadura del río en el mar. En este caso, la ruptura de la presa no tendría más trascendencia que las pérdidas económicas propias de ella y no podrían producirse daños a terceros.	50	200
CATEGORIA (B): Embalses situados aguas arriba de núcleos de población. Pero por su capacidad reducida y otras circunstancias, aunque se rompiera la presa por una avenida importante, las víctimas y daños serían los mismos que si no hubiese existido el embalse.	75	350
CATEGORIA (C): Embalses situados aguas arriba de núcleos de población y cuyas características de capacidad etc., determinan que si se presenta una gran avenida y ésta produce la falla de la presa, la onda de avenida debida al vaciado del embalse incrementa sensiblemente las víctimas y daños que ocasionaría por sí sola la avenida del río.	100	500

Tabla 6.10

■ Cuando se utiliza un vertedor principal y uno auxiliar, la suma de los gastos que desfogan en condiciones normales, deberá ser igual al gasto regularizado de la avenida de diseño del vertedor y además, deberán permitir el paso en condiciones extremas, de la avenida de revisión del bordo libre ya regularizada, pudiéndose emplear en este último caso como complemento un vertedor de emergencia.

RESULTADOS DEL PROCESAMIENTO ESTADÍSTICO DE LLUVIAS MÁXIMAS EN 24 hrs. En la figura 6.23 se indican las estaciones pluviométricas cercanas a la cuenca en proyecto, trazándose además los llamados Polígonos de Thiessen para definir las áreas de Influencia de cada estación y concluyéndose que únicamente la estación Santiago Bayácora tiene influencia en tal cuenca.

La estación Santiago Bayácora tiene un registro disponible de 15 años (1963-1977) de lluvias máximas mensuales en 24 horas, a partir del cual se formó una serie anual y se procesó estadísticamente, obteniéndose los resultados siguientes, ya corregidos por intervalo fijo y único de observación y magnitud de la cuenca (esta última corrección no se llevó a cabo, debido a la reducida magnitud de cuenca), así como sus correspondientes en exceso:

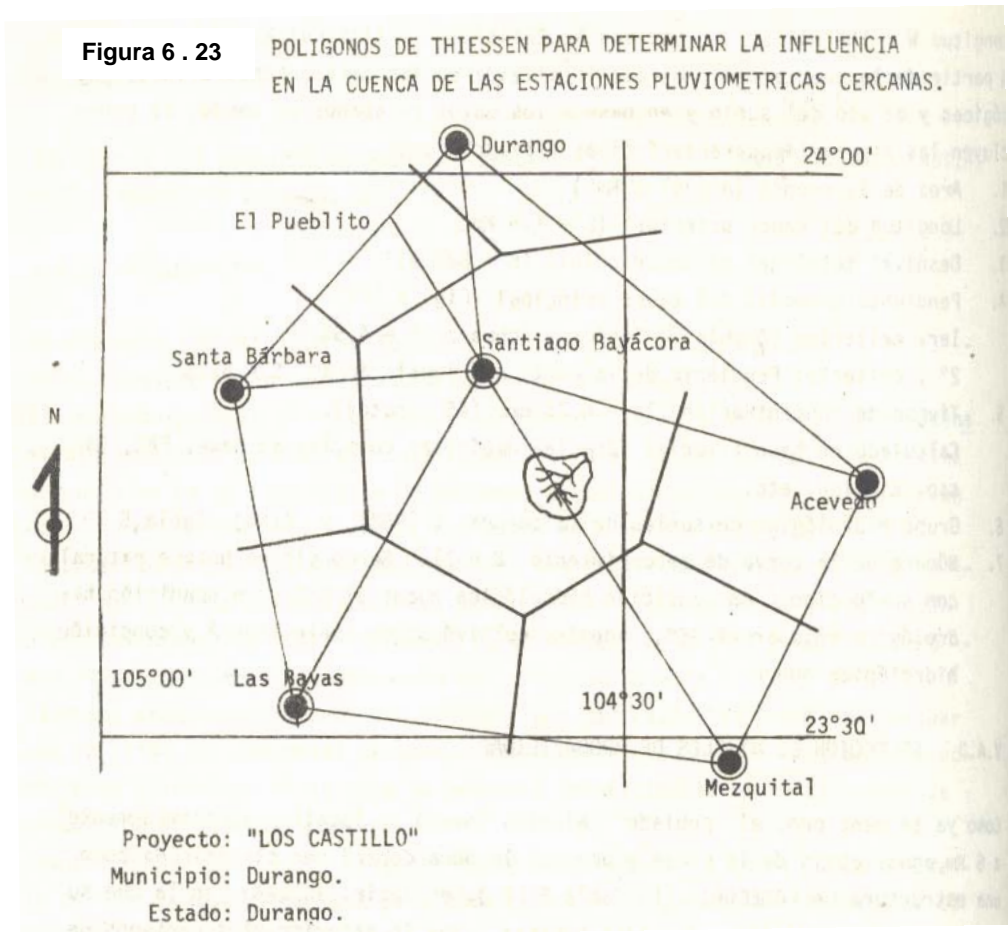
## HIDROLOGÍA SUPERFICIAL

$$(P_{24h})_{100} = 115.0 \text{ mm}$$

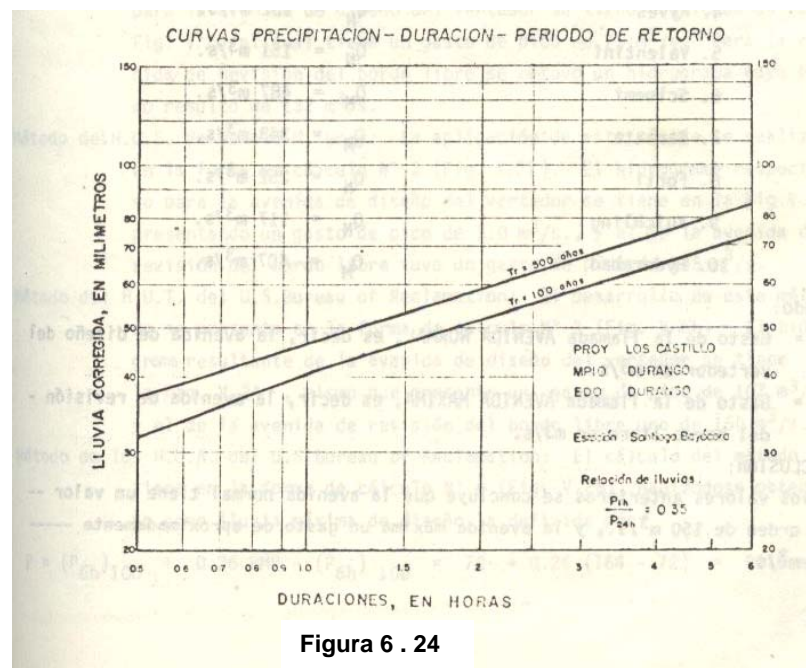
$$P_{e100} = 44.865 \text{ mm}$$

$$(P_{24h})_{500} = 136.0 \text{ mm}$$

$$P_{e500} = 60.652 \text{ mm}$$



Finalmente, a partir de los valores de las lluvias en 24 horas para los períodos de retorno de 100 y 500 años y siguiendo el criterio del U.S. Soil Conservation Service, se construyeron unas curvas Precipitación-Duración-Período de Retorno para la cuenca del proyecto, dadas en la Figura 6.24



**Figura 6.24**



MÉTODOS DE ESTIMACIÓN APLICADOS Y SUS RESULTADOS. De acuerdo a la disponibilidad de datos en el proyecto, sólo se pudieron aplicar los métodos Empíricos y los Hidrológicos, cuya descripción se da a continuación:

**MÉTODOS EMPÍRICOS.** De los cuatro tipos de métodos Empíricos ya descritos, se aplicaron los dos siguientes:

Fórmulas Empíricas:

1. Gete	Tr = 100 años	$Q_N = 202.049 \text{ m}^3/\text{s}.$
	Tr = 500 años	$Q_M = 264.817 \text{ m}^3/\text{s}.$
2. Morgan	Tr = 100 años	$Q_N = 173.316 \text{ m}^3/\text{s}.$
	Tr = 500 años	$Q_M = 296.266 \text{ m}^3/\text{s}.$
3. Bransby and Williams		$Q_M = 477.538 \text{ m}^3/\text{s}$
4. Francia		$Q_M = 794.976 \text{ m}^3/\text{s}$
5. Ryves		$Q_N = 203.287 \text{ m}^3/\text{s}$
6. Valentini		$Q_N = 151.537 \text{ m}^3/\text{s}$
7. Scimemi		$Q_M = 486.922 \text{ m}^3/\text{s}$
8. Baratta		$Q_M = 343.000 \text{ m}^3/\text{s}$
9. Forti		$Q_N = 252.252 \text{ m}^3/\text{s}$
10. Hyderabad		$Q_N = 208.389 \text{ m}^3/\text{s}$
11. Creager		$Q_N = 275.387 \text{ m}^3/\text{s}$

Donde:  $Q_N$  = Gasto de la llamada AVENIDA NORMAL, es decir, la avenida de diseño del vertedor en  $\text{m}^3/\text{s}$ .

$Q_M$  = Gasto de la llamada AVENIDA MÁXIMA, es decir, la avenida de revisión del bordo libre en  $\text{m}^3/\text{s}$ .

Método Empírico del U.S. Soil Conservation Service:

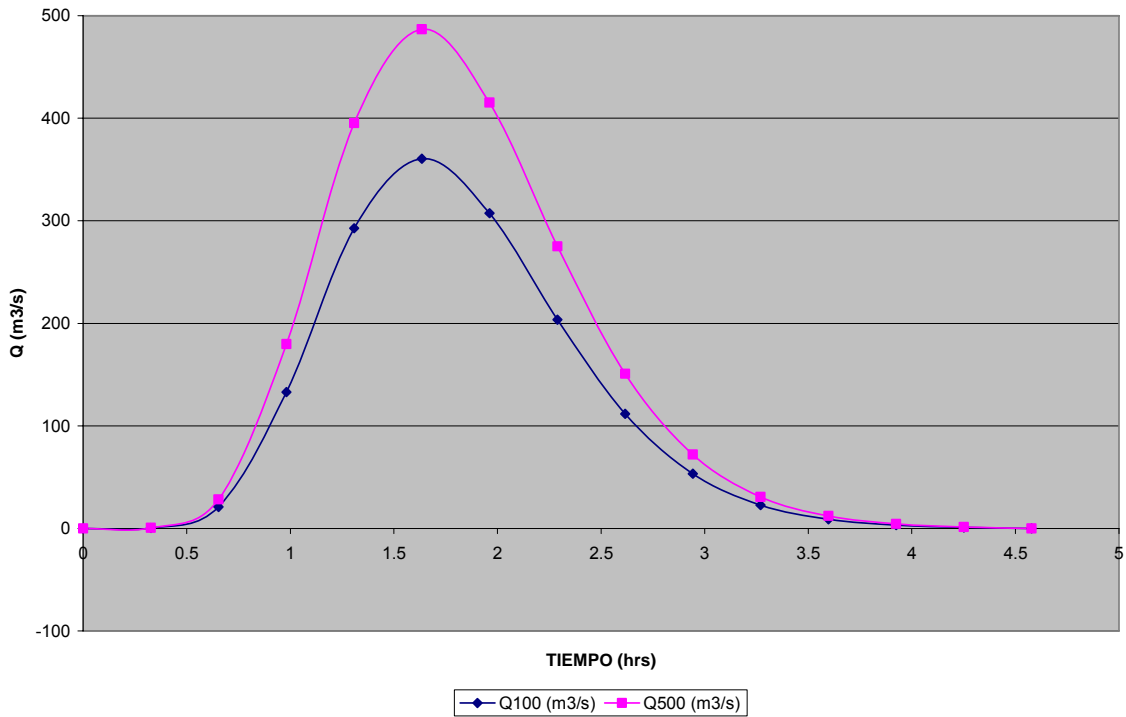
$$Q_{100} = 219.726 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q_{500} = 297.044 \text{ m}^3/\text{s}$$

**MÉTODOS HIDROLÓGICOS.** Los métodos Hidrológicos descritos en el capítulo 6, se aplicaron utilizando la información fisiográfica y los resultados del procesamiento estadístico de lluvias máximas (curvas P-D-Tr) y sus resultados fueron los siguientes:

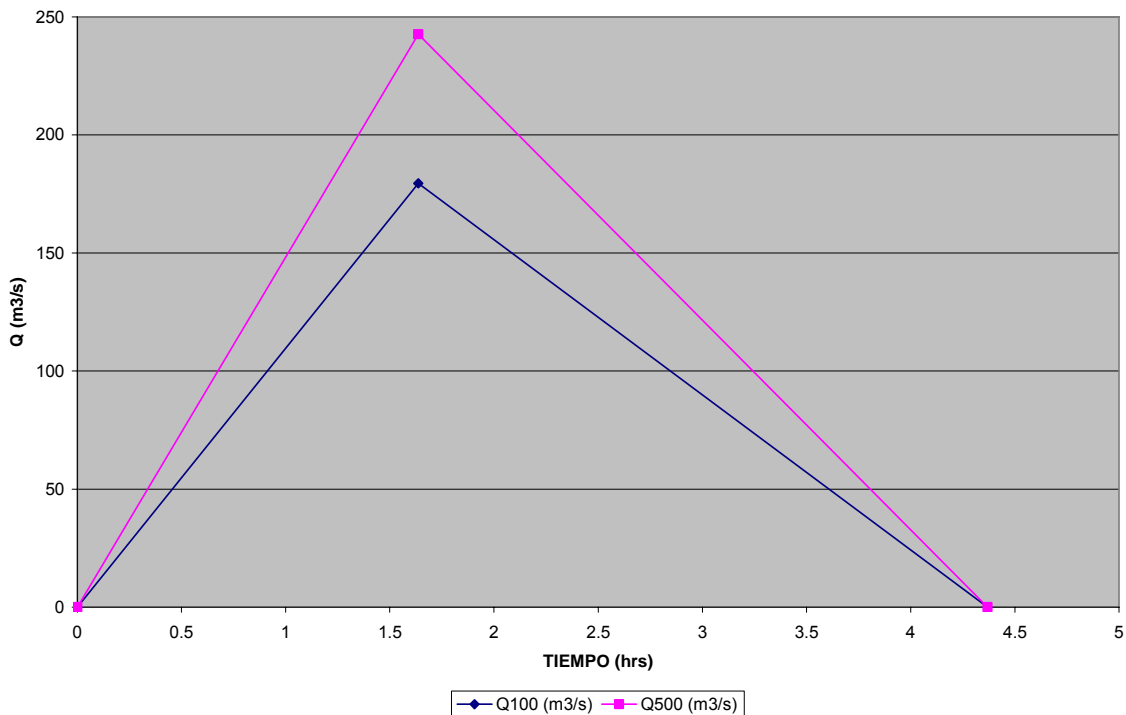
Método del H.U.I. de I-Pai Wu: El desarrollo de este método se llevó a cabo en la forma de cálculo antes descrito. El hidrograma obtenido para la avenida de diseño del vertedor se tiene graficado en la Fig. 6.25 el cual tiene un gasto de pico de  $360.438 \text{ m}^3/\text{s}$  para un periodo de retorno de 100 años y de  $486.859 \text{ m}^3/\text{s}$  para un  $Tr = 500$  años, es decir para la avenida de revisión del bordo libre.

Figura 6 . 25 MÉTODO DEL H. U. I. DE I-PAI



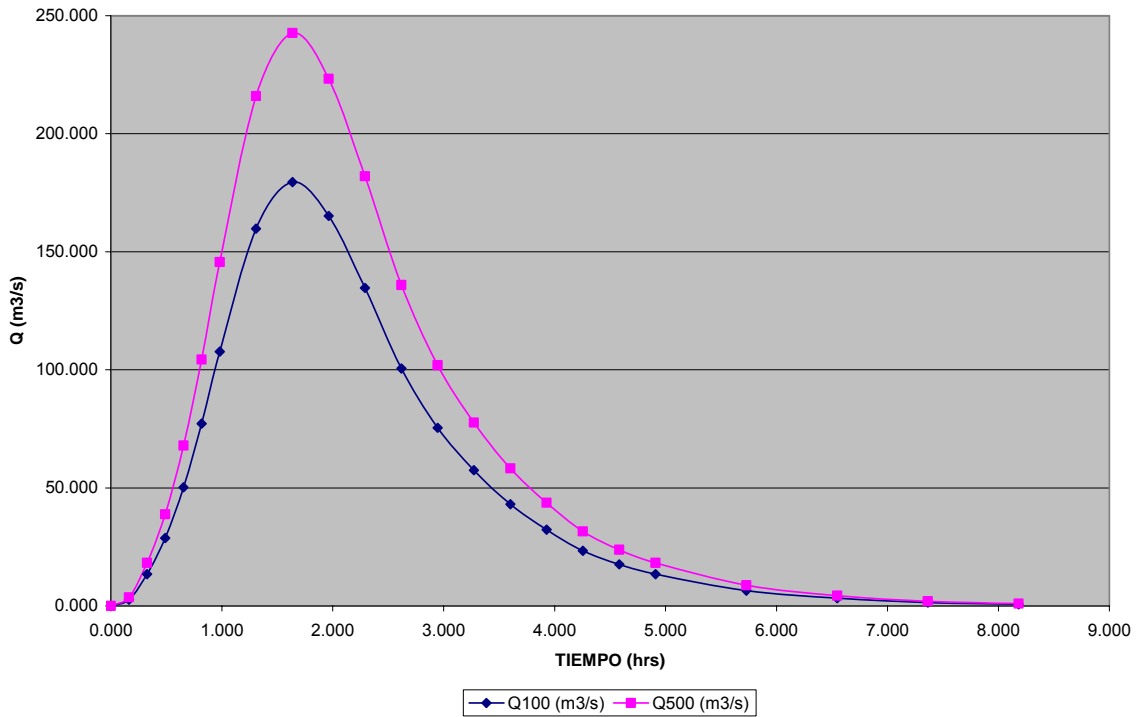
Método del H.U.T. del U.S. Bureau of Reclamation: El hidrograma resultante de la avenida de diseño del vertedor se tiene en la Figura 6.26, mismo que presenta un gasto de pico de 179.519 m<sup>3</sup>/s. y el de la avenida de revisión del bordo libre uno de 242.688 m<sup>3</sup>/s.

Figura 6 . 26 H.U.T.



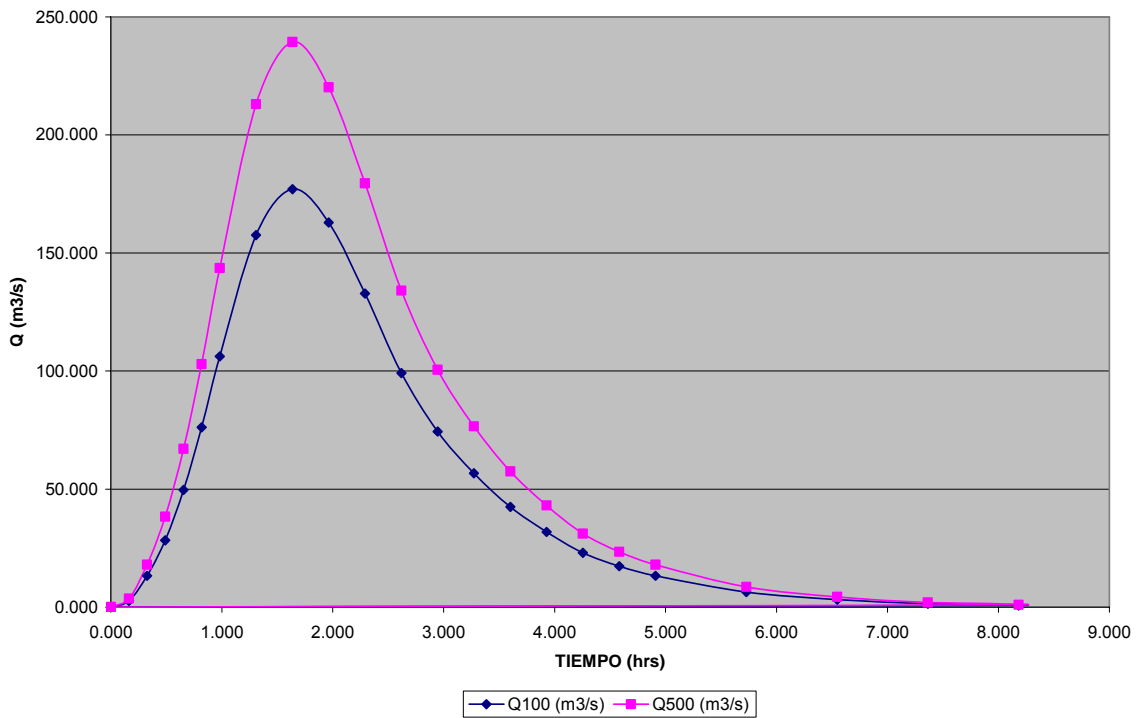
Utilizando la forma del Hidrograma Unitario Adimensional de la S. C. S., se tiene una forma más parecida a un hidrograma, la cual se presenta en la Figura 6.27

Figura 6 . 27 H.U.T. C-FORMA DE LA SCS



Método de los H.U.A. del U.S. Bureau of Reclamation: El hidrograma de la avenida de diseño del vertedor se presenta en la Figura 6.28 presentando un gasto de pico de 177.46 m<sup>3</sup>/s, y el de la avenida de revisión del bordo libre uno de 239.346 m<sup>3</sup>/s.

Figura 6 . 28 MÉTODO DEL H. U. A. DEL U. S. B. of R:



**CONCLUSIÓN:** De los valores anteriores se concluye que la avenida normal tiene un valor promedio de 236.923 m<sup>3</sup>/s, y la avenida máxima un gasto promedio de 428.483 m<sup>3</sup>/s.

Para la selección del gasto de pico se deberán tener presentes todos los resultados obtenidos con la aplicación de los diversos métodos de estimación y las restricciones propias de cada uno de tales métodos, siendo común elaborar una tabla resumen de resultados y proceder a seleccionar el que, a criterio del proyectista, es el mejor, procediendo a justificar técnica-económica dicha selección, presentando a continuación la tabla en mención:

PRESA LOS CASTILLOS  
GASTOS DE DISEÑO

RESUMEN DE GASTOS DE DISEÑO (m<sup>3</sup>/s)

MÉTODO	PERIODO DE RETORNO (años)		SIN Tr
	100	500	
CREAGER			604.804
LOWRY			499.899
GETE	202.049	264.817	
MORGAN	173.316	296.266	
BRANSBY WILLIAMS			477.538
FRANCIA			794.976
RYVES			203.287
VALENTINI			151.537
SCIMEMI			486.922
BARATTA			343.000
GIANDOTTI			509.151
FORTI			252.252
HYDERABAD			208.389
CREAGER			275.387
GANGILLET			74.205
MÉTODO DE LA SCS	219.726	297.044	
ÍNDICE-ÁREA (OMM)	380.252	514.056	
I-PAI WU	360.438	486.859	
H.U.A. DE LA SCS	177.046	239.346	
H.U.T.	179.519	242.688	

De los resultados anteriores se puede apreciar que el método de I-PAI WU presenta valores mayores que el promedio de los gastos, sin llegar al extremo de los resultados del Método Índice – Área, sin superar los valores de la envolvente de Lowry, así como tomando en cuenta la información empleada para el cálculo de dicho método, se considera que para la revisión del proyecto de la Presa Los Castillos, es el seleccionado, y adicionalmente tiene la ventaja de que se tiene también el hidrograma de diseño.