



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM  
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

**"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001**

# **CURSOS INSTITUCIONALES**

## **DIPLOMADO EN AGUAS SUPERFICIALES**

### **MOD. I: AGUAS SUPERFICIALES**

Del 17 de agosto al 8 de septiembre de 2001

## ***APUNTES GENERALES***

Ing. Jorge Luis Navarro Ponce  
Comisión Nacional del Agua  
Agosto-septiembre /2001

## 1. INTRODUCCION

En los últimos años debido a la emigración de la población rural a las ciudades, se ha producido un incremento en el desarrollo urbano de éstas. provocando que el crecimiento del área urbana sea desordenado y que a los problemas que se han derivado de ello se les estén dando soluciones a posteriori; además, estas soluciones la mayor parte de las veces están sujetas a factores de tipo social, económico o político.

Un problema típico debido al desarrollo urbano es el relacionado con el drenaje ya que al aumentar las zonas urbanas las condiciones del escurrimiento se modifican, es decir, la creación de zonas impermeables (como son la construcción de estacionamientos, calles, etc) hace que el gasto de ingreso al drenaje aumente considerablemente y que algunas veces el gasto que escurre sea mayor que el de diseño del sistema de drenaje. Lo mencionado da como resultado que cuando ocurren tormentas de cierta magnitud la red de drenaje sea insuficiente y como consecuencia se produzcan inundaciones que causan daños económicos sobre bienes materiales que están concentrados en la zona inundada o bien la pérdida de vidas humanas.

En este trabajo se pretende integrar los diversos estudios que ha realizado el Instituto de Ingeniería de la UNAM, sobre problemas relacionados con

el drenaje urbano, con objeto de mostrar los diferentes criterios que existen para solucionar el problema; para ello se ha dividido el escrito en los siguientes capítulos.

En el cap 2 se describen de manera breve los métodos tradicionales para caracterizar estadísticamente el valor de la precipitación sobre una cuenca y se propone un método de análisis que permite caracterizar regionalmente a la lluvia; para explicar esto último dicho método se aplicó a la cuenca del Distrito Federal obteniéndose una serie de resultados que se indican en el mismo capítulo. Asimismo, se incluyó un método, desarrollado en la Gran Bretaña, que permite obtener un hietograma de lluvia total.

Una vez calculado el valor de la lluvia total que cae en una determinada zona, se puede conocer el gasto que provoca; para ello en el cap 3 se describe primero la manera de calcular la lluvia efectiva y después utilizando diferentes métodos de lluvia-escorrimento, inferir la forma del hidrograma producido por la tormenta. En los métodos que se mencionan se ha indicado también las características particulares de cada uno de ellos. Por último, se dan algunas recomendaciones para ayudar a la selección del método adecuado a cada caso particular.

Tradicionalmente el cálculo del gasto de diseño para las obras de drenaje urbano se hace para un periodo de retorno seleccionado en función del tipo de urbanización que se tenga en la zona; dicho valor generalmente aparece en las tablas. Debido a lo anterior en el cap 4 se describen dos criterios que permiten escoger adecuadamente al periodo de retorno cuando se tiene una idea de los daños que podrían ocasionar avenidas con periodos de retorno mayores que el de diseño; adicionalmente, se incluye el método que más comúnmente se utiliza.

En algunos casos es importante conocer la variación con respecto al tiempo de la velocidad y del tirante de agua a lo largo del conducto principal de la red de drenaje, para ello en el cap 5 se describe la metodología utilizada para desarrollar un modelo de diferencias finitas que resuelve las ecuaciones fundamentales de la Hidráulica y que permite simular el tránsito de un hidrograma a través de un sistema de colectores.

Finalmente, en el cap 6 se hace un resumen sobre los aspectos que se han tratado en cada capítulo y se indican algunos estudios adicionales que se requieren para complementar los diferentes criterios expuestos.

## 1. INTRODUCCION

### 1.1 Definición y objeto de la hidrología

Hidrología es la ciencia natural que trata sobre el agua, su ocurrencia, circulación y distribución sobre y debajo de la superficie terrestre. La hidrología es de importancia en todos los problemas que involucran el aprovechamiento del agua.

Los principales objetivos de la hidrología, al diseñar una obra de ingeniería, pueden resumirse en dos grandes grupos:

a) Obtención de la avenida máxima que con una determinada frecuencia puede ocurrir en un cierto lugar, lo cual es necesario considerar al diseñar vertedores, puentes y drenajes en general

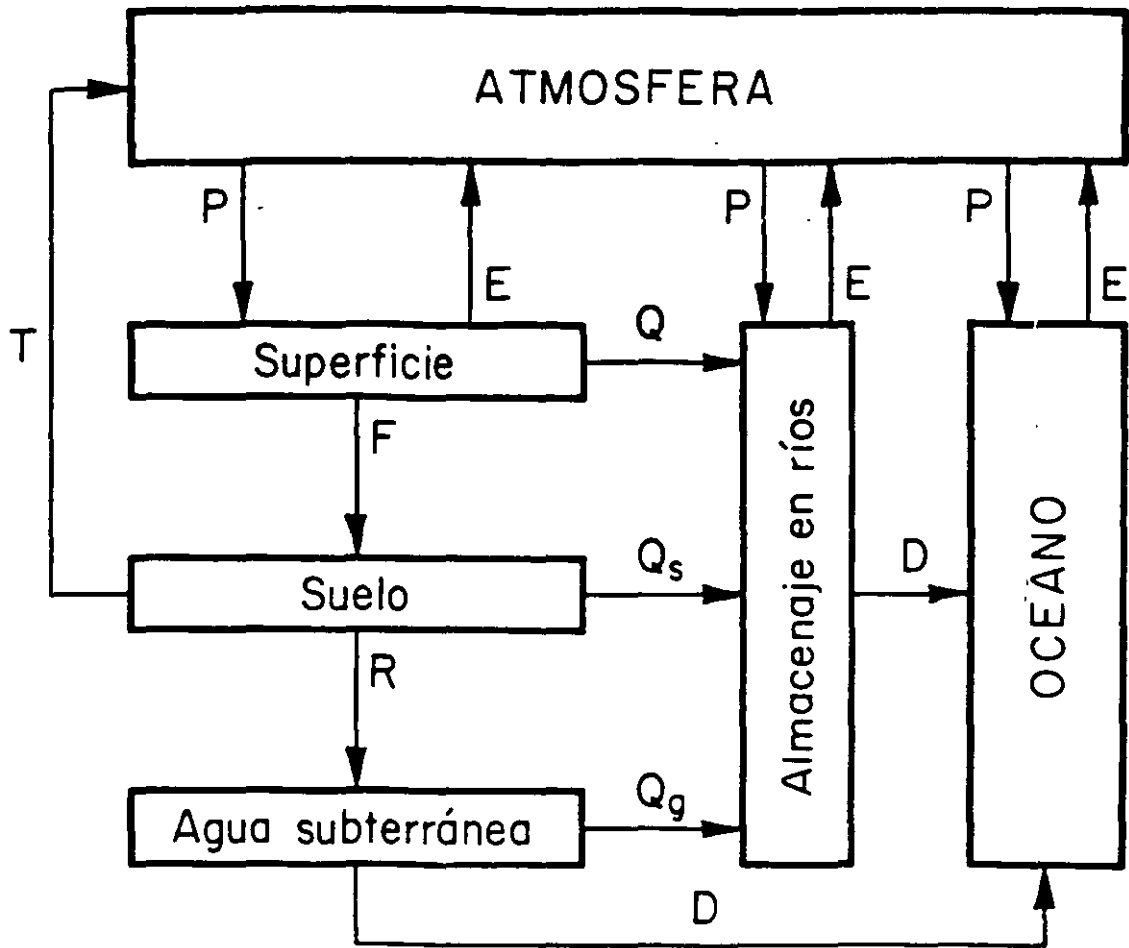
b) Conocimiento de la cantidad, frecuencia y naturaleza de ocurrencia del transporte del agua sobre la superficie terrestre. Esto servirá para el diseño de instalaciones de irrigación, abastecimiento de agua, aprovechamientos hidroeléctricos y navegación de ríos.

## 1.2 Ciclo hidrológico

El ciclo hidrológico es un término descriptivo aplicable a la circulación general del agua (fig 1.1). Este ciclo puede empezar con la evaporación de los océanos. El vapor resultante es transportado por las masas de aire en movimiento. En determinadas condiciones, el vapor se condensa formando nubes que, a su vez, pueden ocasionar precipitaciones. De la precipitación sobre el terreno, una parte es retenida por la superficie, otra escurre sobre ella y la restante penetra en el suelo.

El agua retenida es devuelta a la atmósfera por evaporación y por la transpiración de las plantas. La parte que escurre sobre la superficie es drenada por arroyos y ríos hasta el océano; aunque parte se pierde por evaporación. El agua que se infiltra satisface la humedad del suelo y abastece los depósitos subterráneos, de donde puede fluir hacia las corrientes de los ríos, o bien descargar en los océanos; la que queda detenida en la capa vegetal del suelo es regresada a la atmósfera por transpiración.

Esta descripción simplificada del ciclo hidrológico es de tipo cualitativo y en ella no se ha incluido el tiempo. Por ejemplo, después de ocurrida una tormenta, el efecto inmediato en un río se deja sentir por el escurrimiento superficial, además de existir recarga del agua subterránea. Puede decirse también que no hay evaporación durante la tormenta, y que toda el agua de lluvia se intercepta, infiltra y escurre superficialmente.



- |                               |                                      |                                   |
|-------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------------|
| E - Evaporación               | P - Precipitación                    | T - Transpiración                 |
| Q - Escurrimiento superficial | $Q_s$ - Escurrimiento subsuperficial | $Q_g$ - Escurrimiento subterráneo |
| F - Infiltración              | D - Descarga a los océanos           | R - Recarga                       |

Fig 1.1 Ciclo hidrológico. Representación cualitativa

El ciclo hidrológico es de importancia básica para delimitar el campo de la hidrología, la cual comprende la fase entre la precipitación sobre el terreno y su retorno a la atmósfera o al océano (fig 1.2); corresponde el análisis de la atmósfera a la Meteorología y el estudio del océano a la Oceanografía.

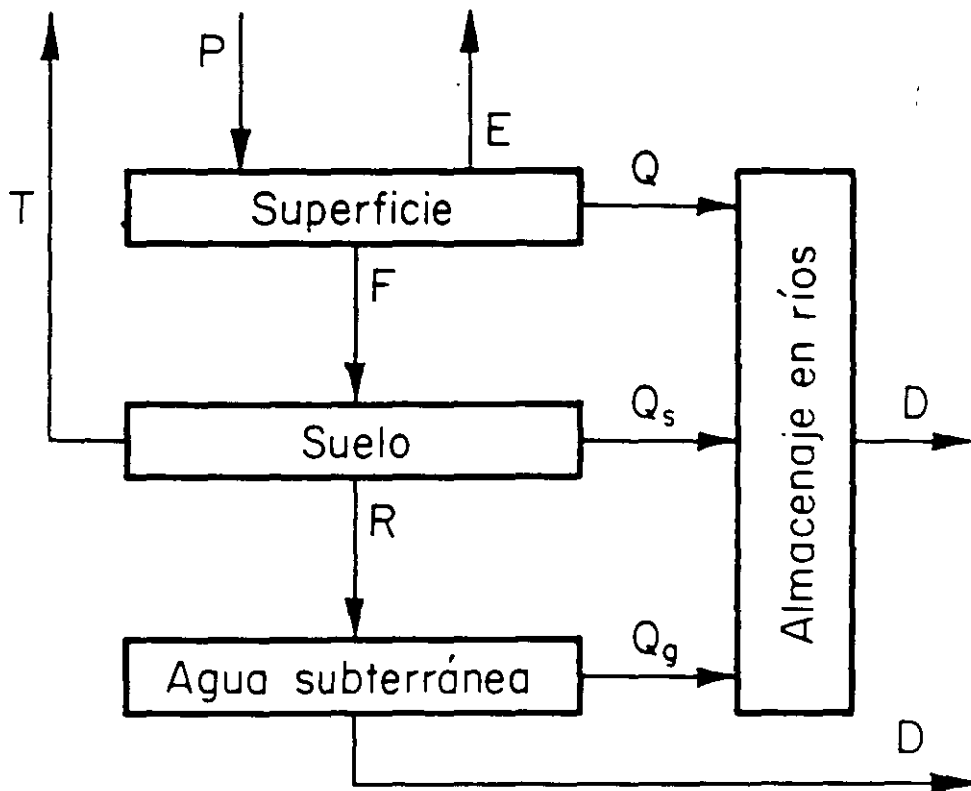


Fig 1.2 Fases que estudia la hidrología



### 1.3 Enfoque de los problemas hidrológicos

Debido a la complejidad de los procesos naturales que intervienen en los fenómenos hidrológicos, es difícil examinarlos mediante un razonamiento deductivo riguroso. No siempre es aplicable una ley física fundamental para determinar el resultado hidrológico esperado. Más bien, lo que parece razonable es partir de una serie de datos observados, analizarlos estadísticamente y después tratar de establecer la norma que gobierna dichos sucesos.

Lo anterior establece la necesidad de contar con registros de varios años de las diversas componentes que intervienen en los problemas hidrológicos.

En la República Mexicana las principales fuentes de información sobre datos hidrológicos son la Secretaría de Recursos Hidráulicos, la Comisión Federal de Electricidad, la Secretaría de Agricultura y Ganadería y la Comisión Internacional de Límites y Aguas.

En general, cada problema hidrológico es único y las conclusiones cuantitativas de su análisis no pueden extrapolarse a otro problema. Esto ha ocasionado que muchas veces se juzgue un método de cálculo en forma equivocada, al no tenerse en cuenta sus limitaciones en cuanto a aplicabilidad. Conviene establecer primero la bondad del método, ya que, aunque el problema por analizar no tenga las mismas condiciones para las cuales fue deducido, puede proporcionar un resultado cualitativo de gran utilidad, siempre y cuando se sepa interpretar.

A continuación se describen los diversos capítulos que componen este libro, los cuales proporcionan una orientación para analizar cualquier problema hidrológico con las bases antes mencionadas.

#### 1.4 Material por estudiar

Los temas desarrollados se clasificaron en dos partes. En la primera (caps 2 a 7) se describen las componentes del ciclo hidrológico, su interrelación y su medición. El objeto de esta primera parte es conocer cómo influye cada componente en el proceso lluvia-escurrimiento y la forma de analizar los datos para que resulten útiles.

La segunda parte (caps 8 a 11) comprende el estudio de la relación lluvia-escurrimiento, el análisis estadístico de datos hidrológicos y sus respectivas aplicaciones. Conviene aclarar que este libro trata de proporcionar las bases de la hidrología relacionadas con los problemas que se presentan al diseñar una obra de ingeniería, teniendo un enfoque principal hacia los métodos que permiten determinar avenidas máximas de diseño.

## 2. LA CUENCA

En este capítulo se analizan las características fisiográficas de una cuenca, lo cual es de importancia fundamental en el proceso del escurrimiento.

### 2.1 Aspectos generales

La cuenca de drenaje de una corriente es el área que contribuye al escurrimiento y que proporciona parte o todo el flujo de la corriente principal y sus tributarios. Esta definición es compatible con el hecho de que la frontera de una cuenca de drenaje y su correspondiente cuenca de agua subterránea no necesariamente tienen la misma proyección horizontal.

La cuenca de drenaje de una corriente está limitada por su parteaguas (fig 2.1), que es una línea imaginaria que divide a las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento, originado por la precipitación, que en cada sistema de corrientes fluye hacia el punto de salida de la cuenca. El parteaguas está formado por los puntos de mayor nivel topográfico y cruza las corrientes en los puntos de salida.

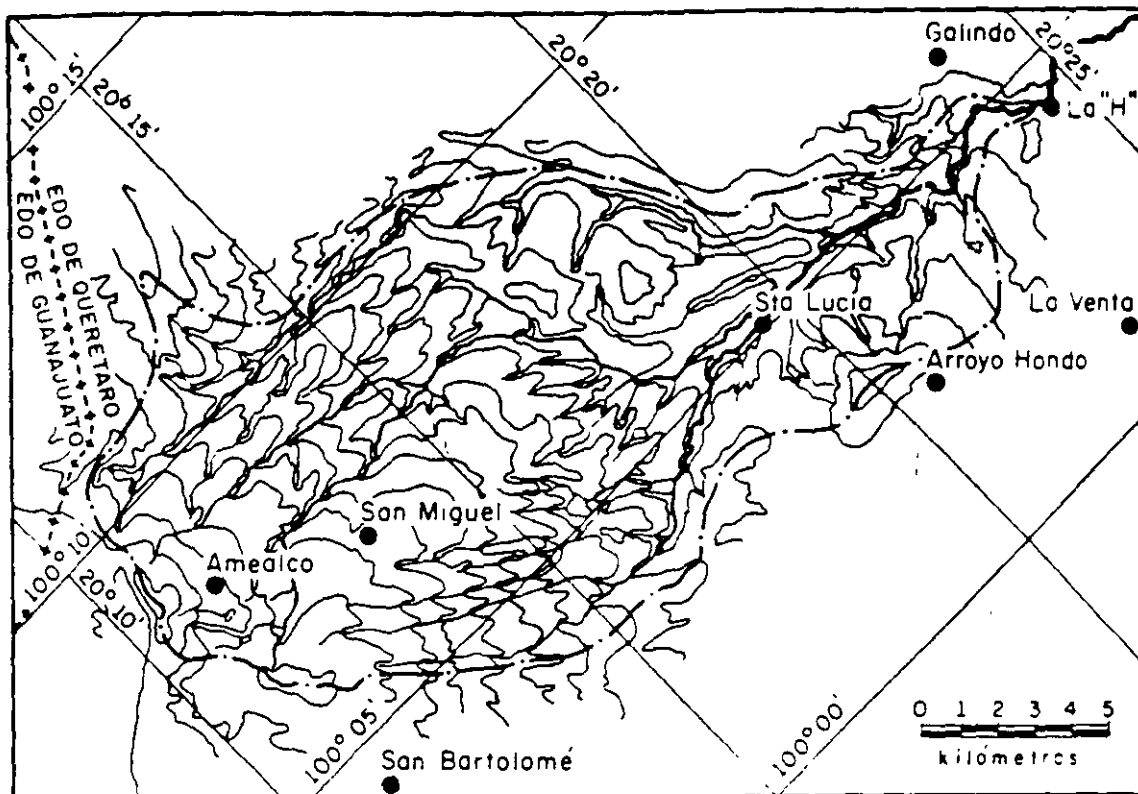


Fig 2.1 Mapa topográfico de la cuenca de una corriente.

Muchas veces se requiere dividir las grandes cuencas para facilitar su estudio. Las subáreas o cuencas tributarias estarán a su vez de limitadas por parteaguas interiores. En general estas subdivisiones se hacen de acuerdo con las estaciones hidrométricas existentes en la zona.

No necesariamente se analiza con el mismo criterio una cuenca tributaria o pequeña que una cuenca grande. Para una cuenca pequeña, la forma y cantidad de escurrimiento están influidas principalmente por las condiciones físicas del suelo; por lo tanto, el estudio hidrológico debe enfocarse con más atención a la cuenca mista. Para una cuenca muy grande, el efecto de almacenaje del cauce es muy importante, por lo cual deberá dársele también atención a las características de este último.

Es difícil distinguir una cuenca-grande de una pequeña, con siderando solamente su tamaño. En hidrología, dos cuencas del mismo tamaño son diferentes. Una cuenca pequeña se define como aquella cuyo escurri miento es sensible a lluvias de alta intensidad y corta duración, y donde predominan las características físicas del suelo con respecto a las del cauce. Así, el tamaño de una cuenca pequeña puede variar desde unas pocas hectáreas hasta un límite que, para propósitos prácticos, Chow\* considera de 250 km<sup>2</sup>.

El escurrimiento del agua en una cuenca depende de diversos factores, siendo uno de los más importantes las características fisiográficas de la cuenca. Entre estas se pueden mencionar principalmente su área, pendiente, características del cauce principal, como son longitud y pendiente, elevación de la cuenca y red de drenaje.

A continuación se describirán las formas de calcular las ca racterísticas fisiográficas, según su uso.

En algunos casos, como por ejemplo al valuar la pendiente de la cuenca, se indican diversos criterios, no con el fin de resaltar el con cepto, sino con la idea de obtener diversos resultados. Esto es de gran im portancia, pues, como se verá posteriormente, muchas veces se requiere determinar una relación entre las características del escurrimiento y las ca racterísticas fisiográficas de una cuenca y, conociendo varios valores, se escoge el que proporcione mayor aproximación a la relación. Lo anterior im plica la inconveniencia de agrupar, por ejemplo, los métodos para valuar las pendientes, ya que cada uno proporciona un resultado diferente. Es necesario tomar cada criterio como un factor más de las características fisiográficas de una cuenca.

---

\* Ven Te Chow, "Hydrologic Determination of Waterway Areas for the Design of Drainage Structures in Small Drainage Basins", Boletín N° 462, Univer sidad de Illinois (1962).

## 2.2 Área de una cuenca

El área drenada de una cuenca es el área en proyección horizontal encerrada por el parteaguas. Generalmente esta área se determina con un planímetro y se expresa en kilómetros cuadrados; así, por ejemplo, el área de la cuenca de la fig 2.1 vale 207 km<sup>2</sup>. Las áreas pequeñas muchas veces se expresan en hectáreas.

## 2.3 Pendiente de una cuenca

Existen diversos criterios para valuar la pendiente de una cuenca, dependiendo del uso posterior que se le vaya a dar al resultado o bien al criterio que lo requiere.

### 2.3.1 Criterio de Alvord

Para obtener la ecuación que proporciona la pendiente de la cuenca por este criterio, se analiza primero la pendiente existente entre curvas de nivel. Analizando la faja definida por las líneas medias que pasan entre las curvas de nivel, se tiene que para una de ellas la pendiente de su área tributaria es

$$S_1 = \frac{D}{W_1}$$

donde

D desnivel entre las líneas medias. Como son líneas intermedias entre curvas de nivel, se puede aceptar que es el desnivel entre dichas curvas

S<sub>1</sub> pendiente media de la faja referente a esa curva de nivel

W<sub>1</sub> ancho de la faja, que es igual a

$$W_1 = \frac{a_1}{l_1}$$

siendo

$a_1$  área de la faja

$l_1$  longitud de la curva de nivel

Entonces, la pendiente de la cuenca será el promedio pesado de la pendiente de cada faja en relación con su área; así, considerando  $n$  fajas:

$$S = \frac{Dl_1}{a_1} \frac{a_1}{A} + \frac{Dl_2}{a_2} \frac{a_2}{A} + \dots + \frac{Dl_n}{a_n} \frac{a_n}{A}$$

Ordenando

$$S = \frac{D}{A} (l_1 + l_2 + \dots + l_n)$$

por lo que

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

donde

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

$D$  desnivel constante entre curvas de nivel, en  $\text{km}$

$L$  longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca, en  $\text{km}$

$S_c$  pendiente de la cuenca

De la fig 2.1 se tiene que  $D = 0.05 \text{ km}$ ,  $L = 406.70 \text{ km}$  y  $A = 207 \text{ km}^2$ ; por lo que, de la ec 2.1

$$S_c = \frac{0.05 \times 406.70}{207} = 0.098$$

que es el valor de la pendiente para la cuenca del río La H, Gro., usando este criterio.

### 2.3.2 Criterio de Horton

En este criterio se traza una malla de cuadrados sobre el plano del área de la cuenca en estudio, la cual conviene orientar en el sentido de la corriente principal (fig 2.2). Si la cuenca es de  $250 \text{ km}^2$  o menor, se requiere por lo menos una malla de cuatro cuadros por lado; si la cuenca es mayor de  $250 \text{ km}^2$ , deberá incrementarse el número de cuadros de la malla, ya que la aproximación del cálculo depende del tamaño de esta.

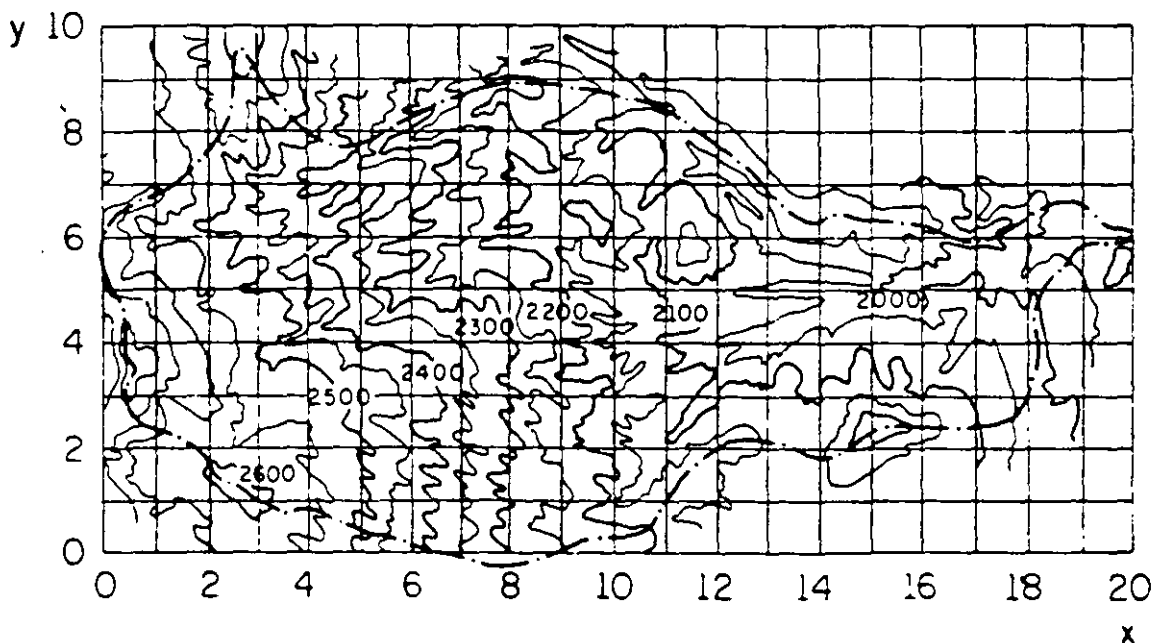


Fig 2.2 Malla para obtener la pendiente de la cuenca



Una vez hecho lo anterior, se mide la longitud de cada línea de la malla comprendida dentro de la cuenca y se cuentan las intersecciones y tangencias de cada línea con las curvas de nivel. La pendiente de la cuenca en cada dirección de la malla se valúa como

$$S_x = \frac{N_x D}{L_x} \quad \text{y} \quad S_y = \frac{N_y D}{L_y} \quad (2.2)$$

donde

D desnivel constante entre curvas de nivel

$L_x$  longitud total de las líneas de la malla en la dirección x, comprendidas dentro de la cuenca

$L_y$  longitud total de las líneas de la malla en la dirección y, comprendidas dentro de la cuenca

$N_x$  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

$S_x$  pendiente de la cuenca en la dirección x

$S_y$  pendiente de la cuenca en la dirección y

Finalmente, Horton considera que la pendiente media de la cuenca puede determinarse como

$$S_c = \frac{N D \sec \theta}{L} \quad (2.3)$$

donde

$$L = L_x + L_y$$

$$N = N_x + N_y$$

$\theta$  ángulo entre las líneas de la malla y las curvas de nivel

Como resulta demasiado laborioso determinar la  $\sec \theta$  de cada intersección, Horton sugiere usar un valor promedio de 1.57. En la práctica, y para propósitos de comparación, es igualmente eficaz ignorar el término  $\sec \theta$ , o bien considerar el promedio aritmético o geométrico de las pendientes  $S_x$  y  $S_y$  como pendiente de la cuenca.

Ejemplo 2.1. Calcular la pendiente de la cuenca mostrada en la fig 2.1, usando el criterio de Horton.

Para aplicar este criterio, se trazó una malla cuyo eje seguía aproximadamente el eje del cauce principal. Se llevaron 20 divisiones sobre el eje x y 10 sobre el eje y; se obtuvieron 200 cuadros de 1.33 km por lado (fig 2.2).

A continuación, se contaron las intersecciones con las curvas de nivel de cada recta paralela a los ejes, y sus longitudes correspondientes limitadas por el parteaguas. Los resultados se muestran en la tabla 2.1.

Como el desnivel entre curvas de nivel es de  $D = 0.050$  km, empleando los valores obtenidos en la tabla 2.1, la pendiente de la cuenca, según la ec 2.3 vale, considerando  $\sec \theta = 1$

$$S_c = \frac{349 \times 0.050}{310} = 0.0563$$

y la pendiente en cada dirección (ec 2.2)

$$S_x = \frac{149 \times 0.050}{155} = 0.048$$

y

$$S_y = \frac{200 \times 0.050}{155} = 0.0645$$

y si se considera la pendiente de la cuenca como el promedio aritmético de  $S_x$  y  $S_y$ , se tiene que  $S_c = 0.0563$ , y usando el promedio geométrico  $S_c = 0.0556$

Tabla 2.1 Cálculo de las intersecciones y longitudes de la malla dentro de la cuenca del río La H, Qro.

Número de la línea de la malla	Intersecciones		Longitudes, en km	
	$N_x$	$N_y$	$L_x$	$L_y$
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
Suma	149	200	155.0	155.0
S. total	349		310	

### 2.3.3 Criterio de Nash

Análogamente al criterio de Horton, se requiere trazar una malla de cuadrados sobre el plano topográfico de la cuenca, de manera que se obtengan aproximadamente 100 intersecciones.

En cada intersección se mide la distancia mínima entre las curvas de nivel y la pendiente en ese punto se considera como la relación entre el desnivel de las curvas de nivel y la mínima distancia medida. Así,

se calcula la pendiente de cada intersección y su media se considera la pendiente de la cuenca.

Cuando una intersección ocurre en un punto entre dos curvas de nivel del mismo valor, la pendiente se considera nula y ese punto no se toma en cuenta para el cálculo de la media.

Al emplear este criterio, es posible construir una gráfica de distribución de frecuencias de las pendientes medidas en cada punto, mostrándose así la distribución total de la pendiente en la cuenca (fig 2.3). Conviene hacer esta distribución sobre papel semilogarítmico, donde en el eje logarítmico se tiene la pendiente de la superficie, y en el otro, el porcentaje de área con pendiente igual o mayor que el valor indicado.

Ejemplo 2.2. Calcular la pendiente de la cuenca mostrada en la fig 2.1, usando el criterio de Nash.

Se utilizará la misma malla que para el ejemplo 2.1 (fig 2.2). Esta malla tiene 20 divisiones sobre el eje x y 10 sobre el eje y, por lo que se dispone de 200 intersecciones, de las cuales 114 quedan dentro de la cuenca. En la tabla 2.2 se tiene la aplicación del criterio de Nash, indicando para cada intersección sus coordenadas (x, y), así como la mínima distancia medida entre curvas de nivel en cada intersección y su pendiente, considerando a esta última como el desnivel existente entre curvas de nivel ( $D = 0.05 \text{ km}$ ) dividido entre la mínima distancia medida.

Tabla 2.2 Pendientes y elevaciones en los puntos de intersección de la malla trazada para la cuenca del río La H, Gro.

Intersección	Coordenadas		Dist. mín km	Pendiente S	Elev. msnm	Intersección	Coordenadas		Dist. mín km	Pendiente S	Elev. msnm
	x	y					x	y			
1	0	6	1.1	0.0454	2620	29	5	1	0.75	0.0667	2500
2	1	3	0.2	0.2500	2650	30	5	2	1.4	0.0357	2505
3	1	4	0.4	0.1250	2670	31	5	3	1.3	0.0385	2480
4	1	5	0.6	0.0833	2610	32	5	4	0.7	0.0714	2395
5	1	6	1.1	0.0454	2545	33	5	5	0.2	0.2500	2340
6	2	2	0.9	0.0555	2570	34	5	6	0.6	0.0833	2360
7	2	3	1.3	0.0385	2605	35	5	7	0.7	0.0714	2395
8	2	4	0.85	0.0588	2585	36	6	1	1.0	0.0500	2410
9	2	5	0.85	0.0588	2550	37	6	2	0.8	0.0625	2425
10	2	6	0.6	0.0835	2510	38	6	3	1.0	0.0500	2425
11	2	7	1.05	0.0476	2525	39	6	4	0.8	0.0625	2385
12	3	1			2610	40	6	5	1.05	0.0476	2270
13	3	2	1.5	0.0333	2565	41	6	6	0.9	0.0555	2295
14	3	3	2.2	0.0227	2525	42	6	7	0.6	0.0833	2350
15	3	4	1.0	0.0500	2505	43	6	8	0.2	0.2500	2250
16	3	5	0.8	0.0625	2445	44	7	0	0.8	0.0625	2340
17	3	6	1.05	0.0416	2475	45	7	1	0.75	0.0667	2350
18	3	7	1.3	0.0385	2445	46	7	2	1.2	0.0417	2360
19	3	8	0.5	0.1000	2510	47	7	3	1.1	0.0454	2350
20	3	9	0.8	0.0625	2580	48	7	4	1.3	0.0385	2345
21	4	1	1.5	0.0333	2560	49	7	5	0.4	0.1250	2250
22	4	2	1.9	0.0263	2550	50	7	6	1.1	0.0454	2255
23	4	3	1.3	0.0385	2525	51	7	7	0.85	0.0588	2255
24	4	4	0.6	0.0833	2450	52	7	8	0.45	0.1111	2260
25	4	5	0.7	0.0714	2450	53	8	0	1.0	0.0500	2295
26	4	6	1.5	0.0333	2455	54	8	1	1.1	0.0454	2295
27	4	7	1.6	0.0313	2395	55	8	2	0.9	0.0555	2300
28	4	8	0.8	0.0625	2465	56	8	3	1.4	0.0357	2305

Tabla 2.2 (continuación)

Inter-sección	Coordenadas		Dist. mín km	Pendiente S	Elev. msnm	Inter-sección	Coordenadas		Dist. mín km	Pendiente S	Elev. msnm
	x	y					x	y			
57	8	4	0.2	0.2500	2300	86	12	4	2.0	0.0250	2050
58	8	5	0.6	0.0833	2250	87	12	5	0.6	0.0833	2075
59	8	6	1.05	0.0476	2200	88	12	6	0.7	0.0714	2120
60	8	7	1.1	0.0454	2205	89	12	7	0.8	0.0625	2060
61	8	8	0.8	0.0625	2210	90	13	3	1.8	0.0278	2105
62	9	1	1.5	0.0333	2255	91	13	4	4.0	0.0125	2040
63	9	2	0.6	0.0833	2215	92	13	5	2.6	0.0192	2050
64	9	3	0.6	0.0833	2245	93	13	6	4.15	0.0120	2045
65	9	4	0.45	0.1111	2215	94	14	2	0.6	0.0833	2150
66	9	5	0.3	0.1667	2195	95	14	3	0.7	0.0714	2100
67	9	6	1.1	0.0454	2175	96	14	4	1.3	0.0385	2060
68	9	7			2170	97	14	5	1.6	0.0313	2045
69	9	8	1.2	0.0417	2150	98	14	6	1.2	0.0417	2055
70	10	1	0.35	0.1428	2155	99	15	3	0.4	0.1250	2175
71	10	2	0.3	0.1667	2160	100	15	4	1.4	0.0357	2080
72	10	3	0.4	0.1250	2150	101	15	5	0.35	0.1428	2015
73	10	4	1.5	0.0333	2140	102	15	6	1.2	0.0417	2065
74	10	5	1.3	0.0385	2125	103	16	3	0.4	0.1250	2100
75	10	6	0.55	0.0904	2175	104	16	4	1.7	0.0294	2065
76	10	7	1.1	0.0454	2145	105	16	5	0.5	0.1000	2000
77	10	8	2.5	0.0200	2095	106	16	6	0.65	0.0769	2050
78	11	2	0.4	0.1250	2110	107	17	3	1.2	0.0417	2090
79	11	3	1.2	0.0417	2145	108	17	4	0.9	0.0555	2050
80	11	4	1.2	0.0417	2100	109	17	5	1.0	0.0500	2010
81	11	5	2.1	0.0238	2100	110	18	4	1.35	0.0370	2025
82	11	6	0.6	0.0833	2125	111	18	5	0.5	0.1000	1985
83	11	7	0.35	0.1428	2100	112	18	6	2.1	0.0238	1950
84	11	8	1.3	0.0385	2080	113	19	6	1.9	0.0263	1940
85	12	3	0.3	0.0555	2100	114	20	6			1920
$\Sigma$						(114 - 3)*				7.6079	258910

\* Se tienen 114 puntos, de los cuales en tres de ellos la pendiente es cero

De acuerdo con la tabla 2.2, la pendiente de la cuenca vale

$$S_c = \frac{7.6079}{111} = 0.0685$$

A continuación se analizarán estadísticamente las pendientes calculadas en cada punto, con el objeto de formar la gráfica de distribución de frecuencias y así tener una forma más objetiva de la variación de las pendientes.

Para conseguir lo anterior, se escogió un intervalo de clasificación de las pendientes de 0.010, considerando, por ejemplo, que todas las pendientes con valores entre 0.2450 y 0.2549 corresponden al valor 0.2500, de 0.2550 a 0.2649 al valor 0.2600, y así sucesivamente. Una vez fijo el intervalo de clasificación (tabla 2.3, col 1), se analizaron los valores de las pendientes y se vio a qué intervalo correspondían, anotando las veces en que se cumplía cada intervalo (tabla 2.3, col 2). Esto tuvo como finalidad calcular la frecuencia con que se cumplía cada pendiente, dividiendo el número de veces que estaba dentro de cierto intervalo entre el número total de puntos analizados, en este caso, 114 (tabla 2.3, col 3). Finalmente se puso la frecuencia en porcentaje y se calculó la frecuencia acumulada de la pendiente mayor o menor (tabla 2.3, cols 4 y 5). Así, el 64.03 por ciento del área de la cuenca tiene una pendiente igual o mayor que 0.050, el 6.20 por ciento una pendiente igual o mayor que 0.17, etc. En la fig 2.3 se tiene la distribución gráfica de estos valores, llevando valores de las cols 1, 5, de la tabla 2.3.

De la fig 2.3 se deduce que la pendiente media (50 por ciento) de la cuenca del río La M., vale 0.059.

Tabla 2.3 Análisis estadístico de las pendientes.

1	2	3	4	5
S (intervalo de clasificación)	n	$n/114$	$n/114$ en porcentaje	$n/114$ en porcentaje acumulado
0.2500	4	0.0351	3.51	3.51
0.2400	0	0	0	3.51
0.2300	0	0	0	3.51
0.2200	0	0	0	3.51
0.2100	0	0	0	3.51
0.2000	0	0	0	3.51
0.1900	0	0	0	3.51
0.1800	0	0	0	3.51
0.1700	2	0.0175	1.75	5.26
0.1600	0	0	0	5.26
0.1500	0	0	0	5.26
0.1400	3	0.0263	2.63	7.89
0.1300	0	0	0	7.89
0.1200	6	0.0526	5.26	13.15
0.1100	2	0.0175	1.75	14.90
0.1000	3	0.0263	2.63	17.53
0.0900	1	0.0088	0.88	18.41
0.0800	12	0.1053	10.53	28.94
0.0700	7	0.0614	6.14	35.08
0.0600	16	0.1404	14.04	49.12
0.0500	17	0.1491	14.91	64.03
0.0400	19	0.1667	16.67	80.70
0.0300	11	0.0966	9.66	90.36
0.0200	6	0.0526	5.26	95.62
0.0100	2	0.0175	1.75	97.37
0	3	0.0263	2.63	100.00
Suma	114	1.0000	100.00	



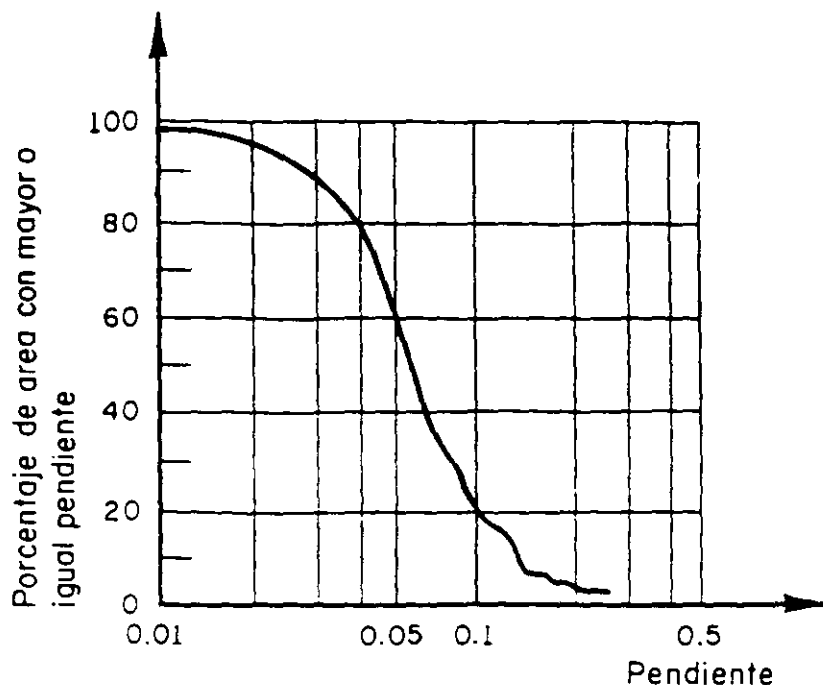


Fig 2.3 Distribución de frecuencias de las pendientes analizadas en la cuenca del río La H, Qro.

#### 2.4 Elevación de una cuenca

La variación en elevación de una cuenca, así como su elevación media, puede obtenerse fácilmente con el método de las intersecciones. El mapa topográfico de la cuenca se divide en cuadrados de igual tamaño, considerando que por lo menos 100 intersecciones estén comprendidas dentro de la cuenca. La elevación media de la cuenca se calcula como el promedio de las elevaciones de todas las intersecciones.

Muchas veces conviene calcular en una cuenca la gráfica de distribuciones área-elevaciones. Esta gráfica se obtiene dibujando los porcentajes de área abajo o arriba de las distintas elevaciones. El empleo de porcentajes de área es conveniente cuando se desea comparar distribuciones de elevaciones en cuencas de diferentes tamaños. La curva área-elevación se puede considerar como el perfil de la cuenca, y su pendiente media (en

metros por kilómetro cuadrado) es de uso estadístico en comparación de cuencas.

Los datos área-elevación pueden obtenerse utilizando un planímetro en el plano topográfico de la cuenca, y valuando el área encerrada entre las curvas de nivel y el parteaguas de esta. También se puede emplear el método de las intersecciones; en este se calcula el número de intersecciones correspondiente al intervalo de elevación escogido.

La elevación media de la cuenca puede calcularse de la curva área-elevación como la elevación correspondiente al 50 por ciento del área.

Ejemplo 2.3. Calcular la elevación representativa de la cuenca del río La H, Gro.

Para aplicar el método de las intersecciones, se usará la malla de la fig 2.2. En la última columna de la tabla 2.2 aparecen las elevaciones correspondientes a cada punto de intersección. La elevación media es igual a la suma de todas las elevaciones entre el número total de intersecciones, o sea

$$E_m = \frac{258910}{114} = 2271.14 \text{ msnm}$$

Al trazar la gráfica de distribuciones área-elevaciones se consideró un intervalo de clasificación para las elevaciones de 50 m suponiendo, por ejemplo, que todas las elevaciones comprendidas entre 2626 y 2675 corresponden a la elevación de 2650 m, entre 2576 y 2625 a la elevación 2600 m, etc. En la col 1 de la tabla 2.4, se muestran los intervalos de clasificación analizados y, en la col 2, el número de veces que las elevaciones quedaron comprendidas en dicho intervalo. En la col 3 se tienen las frecuencias obtenidas de dividir los valores de la col 2 entre 114,

que es el total de intersecciones dentro de la cuenca.

Al aplicar este criterio, se acepta que la elevación en cada intersección de la malla es representativa de un área igual a un cuadro de esta, por lo que la frecuencia en porcentaje (tabla 2.4, col 4) se podrá relacionar directamente con el área de la cuenca. Calculando la frecuencia acumulada de elevaciones mayores a menores (tabla 2.4, col 5) se podrá hablar del porcentaje de área con una elevación mayor o igual que un determinado valor. De la tabla 2.4 se deduce, por ejemplo, que el 80.70 por ciento del área de la cuenca del río la H tiene una elevación mayor o igual que 2100 msnm y que solo el 12.27 por ciento corresponde a una elevación mayor o igual que 2550 msnm.

La distribución del área-elevaciones se muestra en la fig 2.4. De esta se deduce que la elevación correspondiente al 50 por ciento es de 2266 msnm.

Tabla 2.4 Relaciones área-elevación de la cuenca del río la H, Qro.(según tabla 2.2 y fig 2.2).

Elevación msnm	n	$n/114$	$n/114$ en porcentaje	$n/114$ en porcentaje acumulado
2650	2	0.0175	1.75	1.75
2600	6	0.0526	5.26	7.01
2550	6	0.0526	5.26	12.27
2500	9	0.0790	7.90	20.17
2450	7	0.0614	6.14	26.13
2400	7	0.0614	6.14	32.45
2350	8	0.0702	7.02	39.47
2300	6	0.0526	5.26	44.73
2250	9	0.0790	7.90	52.63
2200	6	0.0526	5.26	57.89
2150	12	0.1053	10.53	68.42
2100	14	0.1228	12.28	80.70
2050	14	0.1228	12.28	92.98
2000	5	0.0439	4.39	97.37
1950	2	0.0175	1.75	99.12
1900	1	0.0088	0.88	100.00
Suma	114	1.0000	100.00	

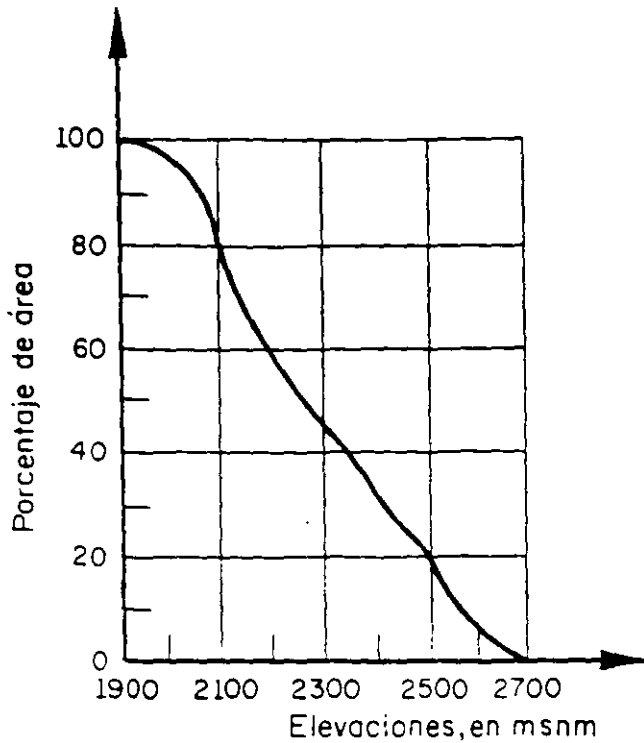


Fig 2.4 Distribución área-elevaciones de la cuenca del río La H, Qro.

## 2.5 Red de drenaje

Otras características importantes de cualquier cuenca son las trayectorias o el arreglo de los cauces de las corrientes naturales dentro de ella. La razón de su importancia se manifiesta en la eficiencia del sistema de drenaje en el escurrimiento resultante. Por otra parte, la forma de drenaje proporciona indicios de las condiciones del suelo y de la superficie de la cuenca.

Las características de una red de drenaje pueden describirse principalmente de acuerdo con el orden de las corrientes, longitud de tributarios, densidad de corriente y densidad de drenaje.

### 2.5.1 Orden de las corrientes

Antes de hablar del orden de las corrientes, conviene ver su clasificación. Todas las corrientes pueden dividirse en tres clases generales, dependiendo del tipo de escurrimiento, el cual está relacionado con las características físicas y condiciones climáticas de la cuenca. Así, una corriente puede ser efímera, intermitente o perenne.

Una corriente efímera es aquella que solo lleva agua cuando llueve e inmediatamente después. Una corriente intermitente lleva agua la mayor parte del tiempo, pero principalmente en época de lluvias; su aporte cesa cuando el nivel freático desciende por debajo del fondo del cauce. La corriente perenne contiene agua todo el tiempo, ya que aun en época de sequía es abastecida continuamente, pues el nivel freático siempre permanece por arriba del fondo del cauce.

El orden de las corrientes es una clasificación que proporciona el grado de bifurcación dentro de la cuenca. El procedimiento más común para esta clasificación es considerar como corrientes de orden uno, aquellas que no tienen ningún tributario; de orden dos a las que solo tienen tributarios de orden uno; de orden tres aquellas corrientes con dos o más tributarios de orden dos, etc. (fig 2.5). Así, el orden de la corriente principal indicará la extensión de la red de corrientes dentro de la cuenca. Para hacer esta clasificación se requiere de un plano de la cuenca que incluya tanto corrientes perennes como intermitentes.

### 2.5.2 Longitud de tributarios

La longitud de tributarios es una indicación de la pendiente de la cuenca, así como del grado de drenaje. Las áreas escarpadas y bien drenadas usualmente tienen numerosos tributarios pequeños, mientras

que en regiones planas, donde los suelos son profundos y permeables, se tienen tributarios largos, que generalmente son corrientes perennes.

La longitud de los tributarios se incrementa como una función de su orden. Este arreglo es también, aproximadamente, una ley de progresión geométrica. La relación no es válida para corrientes individuales.

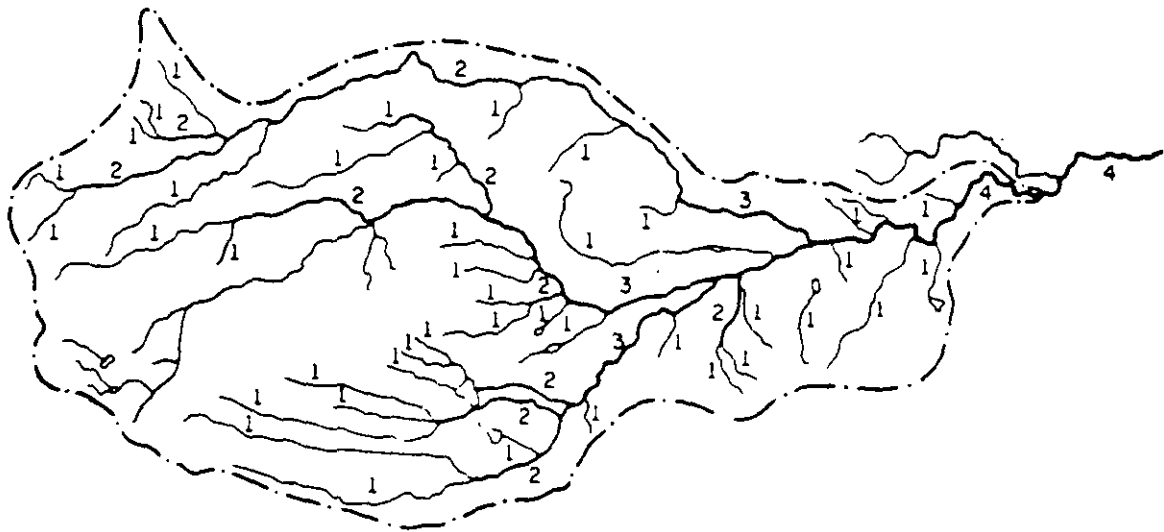


Fig 2.5 Orden de las corrientes en la cuenca del río La H, Qro.

La longitud de las corrientes, en general, se mide a lo largo del eje del valle y no se toman en cuenta sus meandros. Además, la longitud que se mide consiste en una serie de segmentos lineales trazados lo más próximo posible a las trayectorias de los cauces de las corrientes.

### 2.5.3 Densidad de corriente

Se expresa como la relación entre el número de corrientes y el área drenada. Así

$$D_s = \frac{N_s}{A} \quad (2.4)$$

donde

- A área total de la cuenca, en km<sup>2</sup>
- D<sub>s</sub> densidad de corriente
- N<sub>s</sub> número de corrientes de la cuenca

Para determinar el número de corrientes solo se consideran las corrientes perennes e intermitentes. La corriente principal se cuenta como una desde su nacimiento hasta su desembocadura. Después se tendrán todos los tributarios de orden inferior, desde su nacimiento hasta la unión con la corriente principal, y así sucesivamente hasta llegar a los tributarios de orden uno.

Esta relación entre el número de corrientes y el área drenada no proporciona una medida real de la eficiencia de drenaje, pues puede suceder que se tengan dos cuencas con la misma densidad de corriente y estén drenadas en muy diferente forma, dependiendo de la longitud de sus corrientes.

#### 2.5.4 Densidad de drenaje

Esta característica proporciona una información más real que la anterior, ya que se expresa como la longitud de las corrientes por unidad de área, o sea que

$$D_d = \frac{L}{A} \quad (2.5)$$

donde

- A área total de la cuenca, en km<sup>2</sup>
- L longitud total de las corrientes perennes e intermitentes en

la cuenca, en km

$D_d$  densidad de drenaje por km

Ejemplo 2.4. Analizar la red de drenaje de la cuenca del río La H, Oro.

De la fig 2.5 se deduce que el orden de la corriente principal es de 4 y que la longitud de los tributarios es de 198 km.

Para calcular la densidad de corriente se requiere conocer el número de corrientes de la cuenca; se puede obtener con base en el orden de las corrientes. En la fig 2.5 se ve que existen una corriente de orden cuatro, 3 de orden tres, 12 de orden dos y 48 de orden uno, de donde

$$N = 1 + 3 + 12 + 48 = 64$$

Como el área de la cuenca vale  $207 \text{ km}^2$ , la densidad de corriente, de acuerdo con la ec 2.4, es

$$D_s = \frac{64}{207} = 0.309$$

Por otra parte, la densidad de drenaje, según la ec 2.5, es

$$D_d = \frac{198}{207} = 0.96 \text{ por km}$$

## 2.5 Pendiente del cauce

El perfil de un cauce se puede representar llevando en una gráfica los valores de sus distancias horizontales, medidas sobre el cauce, contra sus cambios de elevaciones respectivas. En general, la pendiente de un tramo de río se considera como el desnivel entre los extremos del tramo dividido, por la longitud horizontal de dicho tramo (fig 2.6, línea ab). Así



$$S = \frac{H}{L} \quad (2.6)$$

donde

H desnivel entre los extremos del tramo del cauce, en m

L longitud horizontal del tramo de cauce, en m

S pendiente del tramo de cauce

La definición anterior se aproxima más a la pendiente real del cauce conforme disminuye la longitud del tramo por analizar. Una manera más real de valuar la pendiente de un cauce es compensándola, al aceptarla como la pendiente de una línea que se apoya en el extremo final del tramo por estudiar y cuya propiedad es contener la misma área abajo de ella como en su parte superior, respecto al perfil del cauce (fig 2.6, línea bc).

Otra forma de valuar la pendiente, y que trata de ajustarse a la pendiente real, es usando la ecuación que proponen Taylor y Schwarz\*, la cual se basa en considerar que el río está formado por una serie de canales con pendiente uniforme, cuyo tiempo de recorrido es igual al del río.

Si se subdivide el río en estudio en  $m$  tramos iguales de longitud  $\Delta x$ , se tiene que el tiempo de recorrido  $t_i$  por tramo  $i$  es

$$t_i = \frac{\Delta x}{V_i}$$

donde  $V_i$  es la velocidad media del tramo, la cual, de acuerdo con Chezy, se puede expresar como

$$V_i = C_i \sqrt{R_i S_i} = k \sqrt{S_i}$$

\* A. B. Taylor y H. E. Schwarz, "Unit-hydrograph Lag and Peak Flow Related to Basin Characteristics", Trans., American Geophysical Union, Vol 33, N° 2 (abr 1952)

donde  $k$  es una constante y  $S_i$  es la pendiente del tramo  $i$ . De acuerdo con esto, el tiempo de recorrido será

$$t_i = \frac{\Delta x}{k \sqrt{S_i}} \quad (2.7)$$

Por otra parte, el tiempo total de recorrido es la suma de los tiempos parciales  $t_i$ ; además, se puede calcular de acuerdo con la ec 2.7 como

$$T = \frac{L}{k \sqrt{S}} \quad (2.8)$$

donde

- $k$  constante
- $L$  longitud total del tramo de río en estudio
- $S$  pendiente media del tramo de río en estudio
- $T$  tiempo total de recorrido

De las ecs 2.7 y 2.8 se tiene que

$$\frac{L}{k \sqrt{S}} = \sum_{i=1}^m \frac{\Delta x}{k \sqrt{S_i}}$$

y como  $L = m \Delta x$ , sustituyendo, simplificando y ordenando la expresión anterior, se encuentra que

$$S = \left[ \frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_m}}} \right]^2 \quad (2.9)$$

donde

- $m$  número de segmentos iguales, en los cuales se subdivide el tramo en estudio
- $S$  pendiente media del tramo en estudio
- $S_1, S_2, \dots, S_m$  pendiente de cada segmento, según la ec 2.6

Esta ecuación tiende a una mayor aproximación cuanto más grande sea el número de segmentos en los cuales se subdivide el tramo de río por analizar.

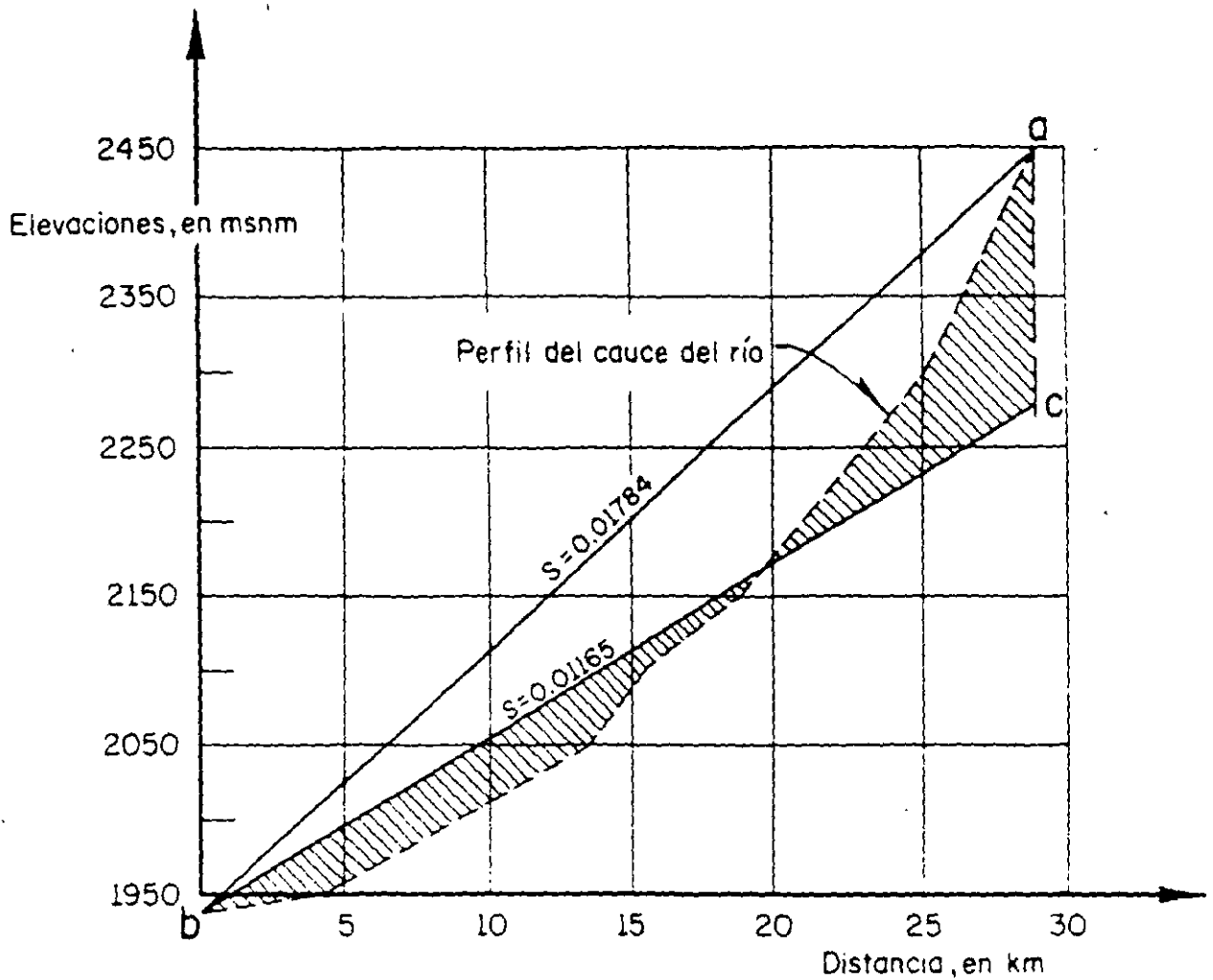


Fig 2.6 Obtención de la pendiente del río La H, Qro.

Ejemplo 2.5. Calcular la pendiente del río La H, Qro.

De la fig 2.6 se ve que el desnivel desde el inicio de la corriente hasta la estación de aforo del río La H, es de 512 m, con una longitud horizontal de 28.7 km; por lo que, de acuerdo con la ec 2.6, la pendiente del río es

$$S = \frac{512}{28.7 \times 10^3} = 0.0178$$

Mediante una compensación de áreas (fig 2.6) se obtiene una pendiente compensada, de acuerdo con la ec 2.6, de 0.01165, ya que ahora el desnivel es de 348 m.

Para aplicar el criterio de Taylor y Schwarz, se dividió la corriente en estudio en diez tramos iguales de 2.87 km cada uno. En la tabla 2.5 se proporciona el desnivel de cada tramo y su pendiente correspondiente, usando la ec 2.6.

Aplicando la ec 2.9 se obtiene

$$S = \left( \frac{10}{88.88} \right)^2 = (0.113)^2 = 0.0128$$

Tabla 2.5 Pendiente de los tramos en que se subdividió el río La H, Qro.

Tramo	Desnivel H, en m	Pendiente S <sub>i</sub>	$\sqrt{S_i}$	$1/\sqrt{S_i}$
1	8.0	0.0028	0.053	18.87
2	23.5	0.0082	0.091	10.99
3	31.0	0.0108	0.104	9.62
4	31.0	0.0108	0.104	9.62
5	44.5	0.0155	0.125	8.00
6	53.5	0.0186	0.136	7.35
7	56.5	0.0197	0.140	7.14
8	69.0	0.0240	0.155	6.45
9	95.0	0.0331	0.182	5.49
10	100.0	0.0348	0.187	5.35
Suma				88.88

## 2.7 Referencias

Linsley, Kohler y Paulhus, "Applied Hydrology", McGraw-Hill International Students Edition

Ven Te Chow, "Handbook of Applied Hydrology", sección 4, parte II, McGraw-Hill Book Co., Nueva York (1964)

Wisler y Brater, "Hydrology", John Wiley and Sons, Inc. (1963)

### 3. PRECIPITACION

La precipitación es una componente fundamental del ciclo hidrológico y se ha tomado como el inicio del análisis de dichas componentes. En este capítulo se explican las nociones de meteorología, con el fin de mostrar la diversidad de elementos que influyen en la precipitación, lo que, en la mayoría de los casos, no permite generalizar métodos de análisis para zonas ajenas a las que los originan. Además, se examinan diferentes métodos de procesamiento de los datos de precipitación para lograr su utilidad práctica.

#### 3.1 Nociones de meteorología

##### 3.1.1 Definición

Meteorología es la ciencia que estudia los fenómenos que ocurren en la atmósfera, tales como viento, precipitación, temperatura, etc. El comportamiento de esos fenómenos en un determinado lugar y por un cierto tiempo se llama clima. La meteorología es una rama de la física, debido a que la atmósfera es una mezcla de gases, donde la interrelación en

tre temperatura, presión y volumen sigue las leyes de la dinámica y termodinámica. Además, está relacionada con la geografía, ya que la latitud, altitud, localización y topografía de áreas de tierra y agua, afectan las características y distribución de los elementos meteorológicos sobre la superficie terrestre.

### 3.1.2 Circulación general de la atmósfera

La circulación general de la atmósfera está directamente relacionada con la distribución promedio de presión atmosférica sobre la superficie terrestre.

Extendiéndose alrededor de la tierra, en el ecuador se tiene una faja de presión relativamente baja conocida como zona de calmas ecuatoriales, donde el aire calentado por la acción directa de los rayos solares se expande y eleva. Es una región caliente, de aire húmedo, nubes, vientos ligeramente variables, altas precipitaciones, etc. Cerca de los 30° latitud norte y sur, se localiza una faja de alta presión. Estas son regiones de aire seco descendente, sin nubes, viento variable y baja precipitación. En estas latitudes se encuentran las grandes regiones desérticas de la tierra. Hacia los polos, cerca de los 60° latitud norte y sur, se localizan fajas de baja presión, clima variable y precipitación moderada. Estas son regiones de máxima actividad meteorológica, donde se desarollan las mayores tormentas. Finalmente, en los casquetes polares, de relativa alta presión, el aire seco frío desciende y la precipitación es baja.

La dirección prevaleciente de los vientos, sobre la superficie terrestre, va de las fajas de alta presión (regiones de aire descendente), hacia las fajas adyacentes de baja presión (regiones de aire ascendente).

te). Los vientos no soplan directamente del norte o sur hacia las fajas de baja presión, ya que sufren una deflexión originada por la rotación de la tierra. Un modelo idealizado de la distribución de presiones y la circulación general se muestra en la fig 3.1. El sistema general de los vientos se modifica considerablemente por variaciones de temperatura y presión sobre las áreas de agua y tierra.

La distribución de las masas de tierra y agua origina que las fajas teóricamente uniformes en cuanto a presión se distorsionen, formando centros de alta y baja presión. Estos efectos son resultado de las diferencias de los calores específicos, reflectividad y propiedades mixtas del agua y de la tierra, y de la existencia de barreras al flujo de aire. La retención y pérdida de calor se distribuye en las grandes masas de aire y, por la acción de mezclado, puede alcanzar grandes profundidades; en cambio, en la superficie terrestre solo esta se afecta. Por lo tanto, las temperaturas en la superficie terrestre son menos estables que las de grandes masas de agua. Esta condición se acentúa además por el bajo calor específico del suelo y su capacidad reflectora. Así, en invierno, cuando la superficie de la tierra es relativamente más fría que la superficie del agua, hay una tendencia a que se intensifiquen las presiones altas sobre los continentes y las presiones bajas en los océanos; en verano, el fenómeno se invierte, es decir, en invierno hay tendencia a que el aire denso y frío se acumule en los continentes y el aire caliente en los océanos.

De lo anterior se concluye la inexistencia de una circulación atmosférica uniforme, lo que origina una variedad de condiciones meteorológicas, cambiantes con el tiempo. Esto ocasiona que los métodos hidrológicos, funciones de las condiciones meteorológicas, estén directamente relacionados con las condiciones para las cuales fueron obtenidos, y



que al aplicarlos a otros problemas, se deba tomar en cuenta este hecho.

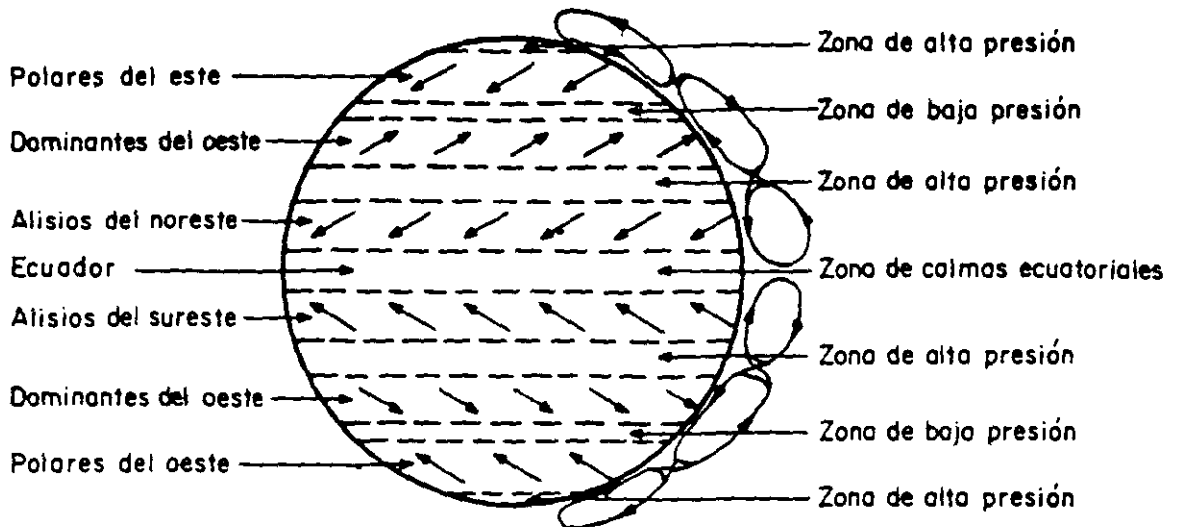


Fig 3.1 Distribución de presiones y vientos predominantes, idealizados sobre la superficie de una tierra uniforme

### 3.1.3 Elementos climatológicos

Para considerar la climatología y su influencia en los datos hidrológicos, se pueden registrar, aparte de la precipitación y evaporación (las cuales se tratarán posteriormente, con mayor amplitud), la temperatura del aire, velocidad y dirección del viento, y la humedad atmosférica.

Para medir la temperatura del aire se utiliza el termómetro, el cual debe colocarse en condiciones tales que permitan la libre circulación del aire a su alrededor y, además, protegerse de la exposición directa de los rayos solares y de la precipitación. Para uniformar las condiciones de instalación del termómetro, se utilizan casetas de madera, como la mostrada en la fig 3.2. Dentro de estas se coloca un termómetro de máxima y mínima, con el cual se hacen lecturas diarias de la temperatura máxi

ma, mínima y ambiente. En ocasiones se utiliza un termómetro (denominado según su uso) para cada una de las temperaturas citadas. Se puede emplear un termógrafo, el cual registra automáticamente la temperatura durante to do el día. Por supuesto, este aparato proporciona mayor información que los anteriores.

El viento, que es el aire en movimiento, es un factor impor tante en la evaporación y en la precipitación. Para determinar su direc- ción, de acuerdo con los puntos de la rosa de los vientos, se utiliza la veleta. Esta generalmente se sitúa a cuatro metros sobre el nivel del sue- lo (fig 3.3). Para medir la velocidad del viento se emplea el anemómetro de copas o hélice, el cual registra el número de revoluciones debidas a la acción del viento. También se usa el anemómetro de tubo, el cual fun- ciona con el principio del tubo de Pitot. Como la velocidad del viento va ría con la altura sobre el terreno, se hacen ajustes aproximados para di- ferentes alturas, empleando la fórmula empírica

$$\frac{v}{v_0} = \left( \frac{z}{z_0} \right)^k \quad (3.1)$$

donde  $v$  es la velocidad del viento a la altura  $z$  sobre el terreno,  $v_0$  es la velocidad del viento al nivel del anemómetro  $z_0$ , y  $k$  es una constante con un valor próximo a  $1/7$ .

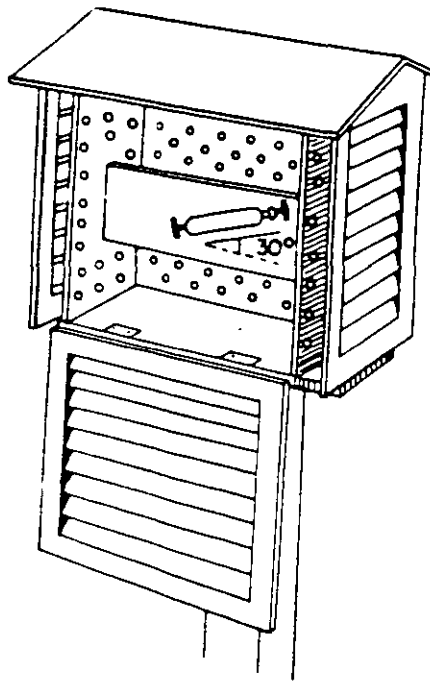


Fig 3.2 Abrigo termométrico

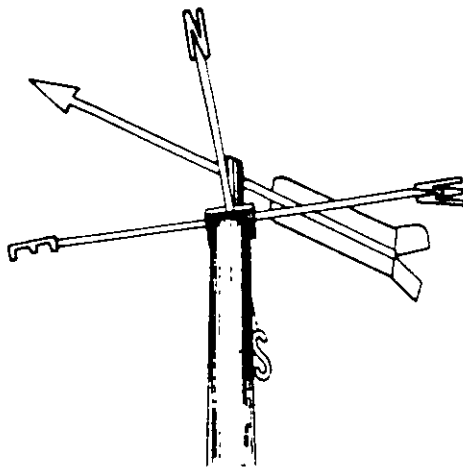


Fig 3.3 Veleta

Se denomina estación climatológica a la instalación que permite medir precipitaciones, evaporaciones, temperaturas y viento (fig 3.4). La Secretaría de Recursos Hidráulicos ha elaborado un instructivo que describe los instrumentos empleados en las estaciones climatológicas, su operación y el procedimiento de registro de los datos.\*



Fig 3.4 Estación climatológica

### 3.2 Tipos de precipitación

Precipitación es el agua que recibe la superficie terrestre en cualquier estado físico, proveniente de la atmósfera. Para que se origine la precipitación es necesario que una parte de la atmósfera se enfríe hasta que el aire se sature con el vapor de agua, originándose la condensación del vapor atmosférico. El enfriamiento de la atmósfera se logra por la elevación del aire. De acuerdo con la condición que provoca dicha

\* "Instructivo para la operación de estaciones climatológicas", Secretaría de Recursos Hidráulicos (nov 1952)

elevación, la precipitación puede ser por convección, orográfica y ciclónica.

### 3.2.1 Precipitación por convección

Es la más común en los trópicos. Se origina por el levantamiento de masas del aire más ligero y cálido al encontrarse a su alrededor con masas de aire densas y frías, o por el desigual calentamiento de la superficie terrestre y la masa de aire. Al irse elevando dichas masas de aire, se expanden y se enfrían dinámicamente, originando la condensación y precipitación.

### 3.2.2 Precipitación orográfica

La precipitación debida al levantamiento del aire producido por las barreras montañosas se denomina orográfica. No es muy claro si el efecto de las montañas ejerce una acción directa de sustentación o si induce a turbulencias y corrientes de convección secundarias, pero en cualquier caso ocurre un desplazamiento vertical de la masa de aire, produciéndose un enfriamiento de esta, condensación y precipitación.

### 3.2.3 Precipitación ciclónica

La precipitación ciclónica está asociada al paso de ciclones y está ligada con los planos de contacto (superficies frontales) entre masas de aire de diferentes temperaturas y contenidos de humedad. Esta precipitación puede ser no frontal y puede ocurrir donde exista una depresión barométrica. El levantamiento del aire se origina por convergencia horizontal de la entrada de la masa de aire en un área de baja presión.

La precipitación frontal es originada por el levantamiento del aire caliente sobre el frío. Este levantamiento puede ocurrir cuando el aire caliente se mueve sobre el frío, o cuando el aire frío se mueve sobre el caliente; si ocurre lo primero se dice que se tiene un frente caliente y si ocurre lo segundo, un frente frío. La precipitación producida por un frente caliente se distribuye sobre un área bastante grande y es ligera y continua. La precipitación originada por un frente frío es intensa y de corta duración; generalmente se distribuye cerca de la superficie frontal. En la fig 3.5 se muestra una idealización de un ciclón extratropical en sección vertical; en el corte BB' se indican del lado izquierdo la forma como el aire frío desplaza al caliente, originándose un frente frío, y en el lado derecho se muestra cómo el aire caliente, al avanzar sobre el frío, es levantado, formándose un frente caliente.

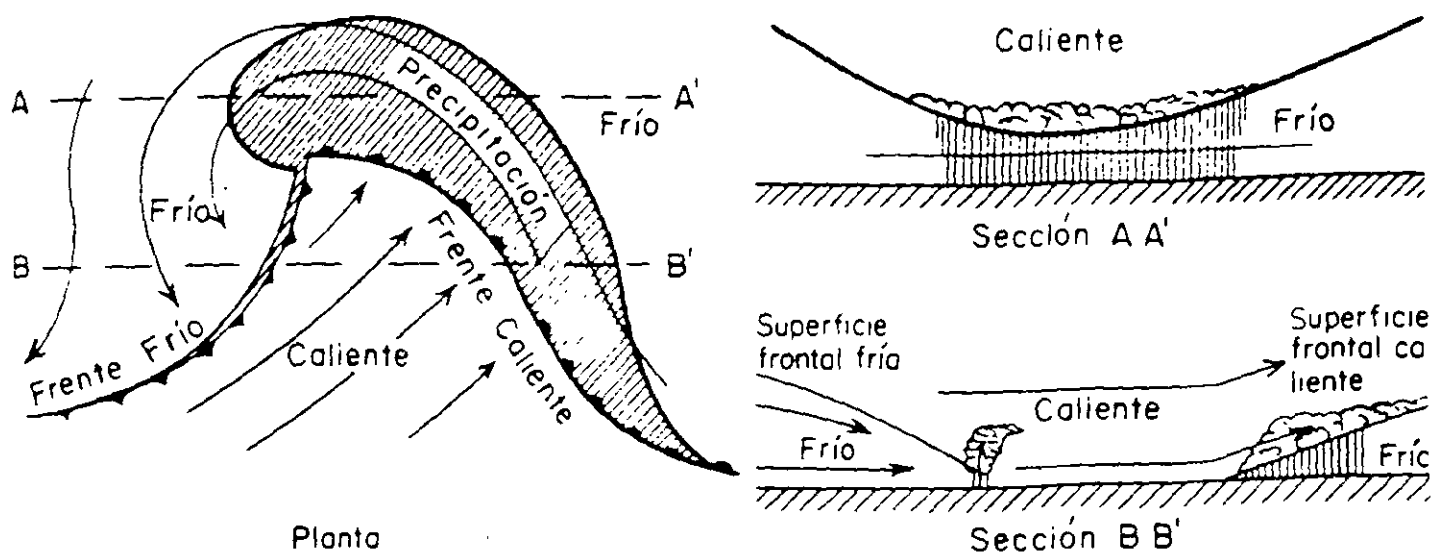


Fig 3.5 Idealización de un ciclón extratropical

### 3.3 Aparatos de medición

La precipitación se mide en términos de la altura de lámina de agua y se expresa comúnmente en milímetros. Los aparatos de medición se basan en la exposición a la intemperie de un recipiente cilíndrico abierto en su parte superior, en el cual se recoge el agua producto de la lluvia u otro tipo de precipitación, registrando su altura. Los aparatos de medición se clasifican de acuerdo con el registro de las precipitaciones en pluviómetros y pluviógrafos.

En la República Mexicana se dispone de aproximadamente 2 000 pluviómetros y 300 pluviógrafos. Estos aparatos están operados, principalmente, por la Secretaría de Recursos Hidráulicos, la Comisión Federal de Electricidad, la Secretaría de Agricultura y Ganadería, el Servicio de Meteorología Nacional y la Comisión Internacional de Límites y Aguas.

#### 3.3.1 Pluviómetro

Consiste en un recipiente cilíndrico de lámina de aproximadamente 20 cm de diámetro y de 60 cm de alto. La tapa del cilindro es un embudo receptor, el cual se comunica con una probeta de sección 10 veces menor que la de la tapa (fig 3.6).

Esto permite medir la altura de lluvia en la probeta con una aproximación hasta décimos de milímetro, ya que cada centímetro medido en la probeta corresponde a un milímetro de altura de lluvia; para medirla se saca la probeta y se introduce una regla graduada, con la cual se toma la lectura; generalmente se acostumbra hacer una lectura cada 24 horas.

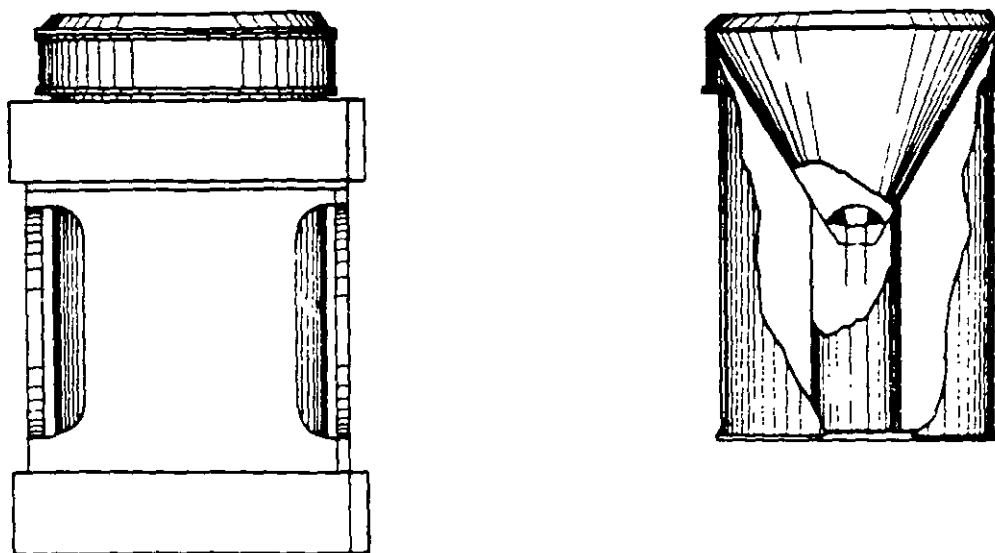


Fig 3.6 Pluviómetro

### 3.3.2 Pluviógrafo

Por medio de este aparato se lleva un registro de altura de lluvia contra tiempo. Los más comunes son de forma cilíndrica, y el embudo receptor está ligado a un sistema de flotadores, que originan el movimiento de una aguja sobre un papel registrador montado en un sistema de reloj (fig 3.7). Como el papel registrador tiene un cierto rango en cuanto a la altura de registro, una vez que la aguja llega al borde superior automáticamente regresa al borde inferior y sigue registrando (fig 3.8).

Utilizando el pluviógrafo se conoce la intensidad de precipitación  $i$ , que se define como la altura de precipitación entre el tiempo en que se originó.





Fig 3.7 Pluviógrafo

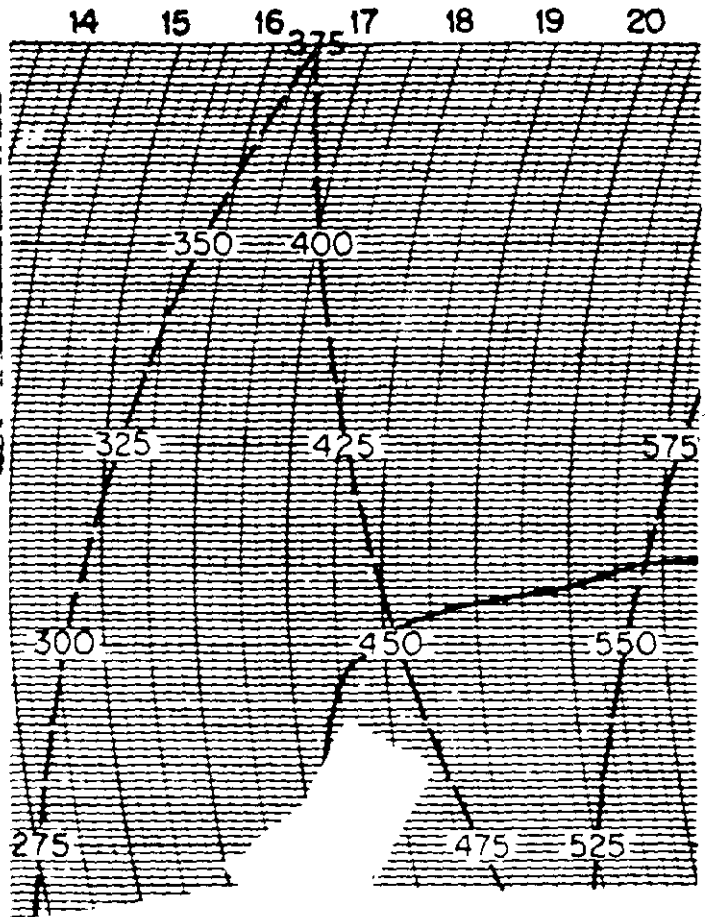


Fig 3.8 Registro de un pluviógrafo

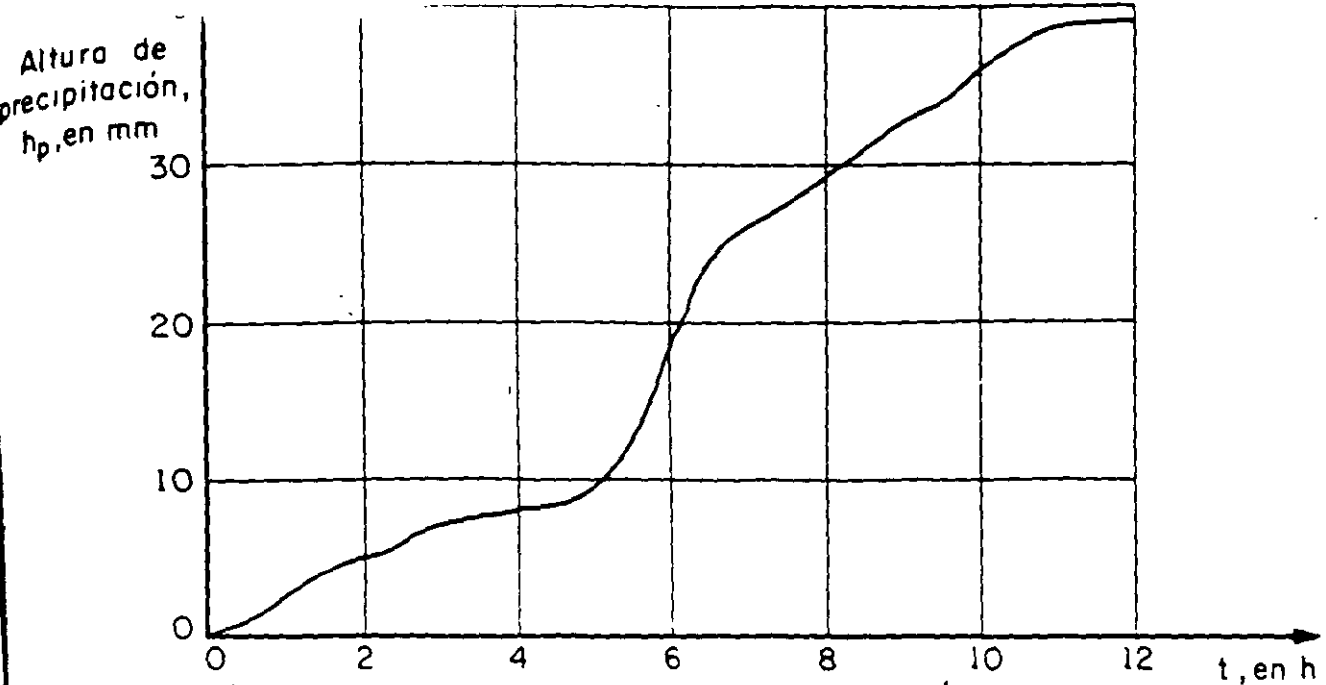
Los registros de pluviógrafos se pueden transformar y obtener el histograma de las diversas tormentas medidas. El histograma es una gráfica que indica la variación de la altura de lluvia o de su intensidad con respecto a un intervalo de tiempo, el cual se escoge arbitrariamente, siguiendo ciertas convenciones que posteriormente se indicarán.

Ejemplo 3.1. Obtener el histograma de una tormenta cuyo registro aparece en la fig 3.9a. En la tabla 3.1, cols 1 y 2, se tiene el mismo registro tabulado cada dos horas.

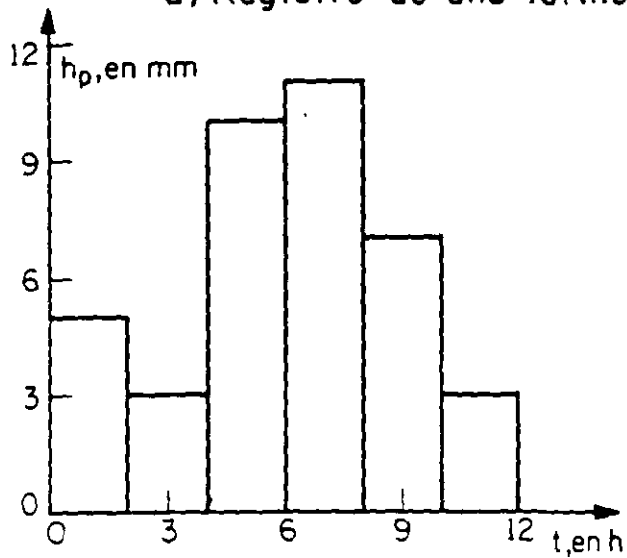
Para mostrar la variación del histograma respecto a diferentes intervalos de tiempo, en la tabla 3.1 se hace el análisis para intervalos de 2, 4, 6 y 12 h, calculando para cada intervalo la altura de lluvia registrada en ese lapso. Como se observa, para calcular el histograma para un intervalo de 12 h se tiene la misma información que si solo se dispusiera de un pluviómetro. Conforme disminuye el intervalo de tiempo, el histograma se aproxima más a la variación real de la lluvia (fig 3.9b, c y d).

Tabla 3.1 Cálculo del histograma de una tormenta

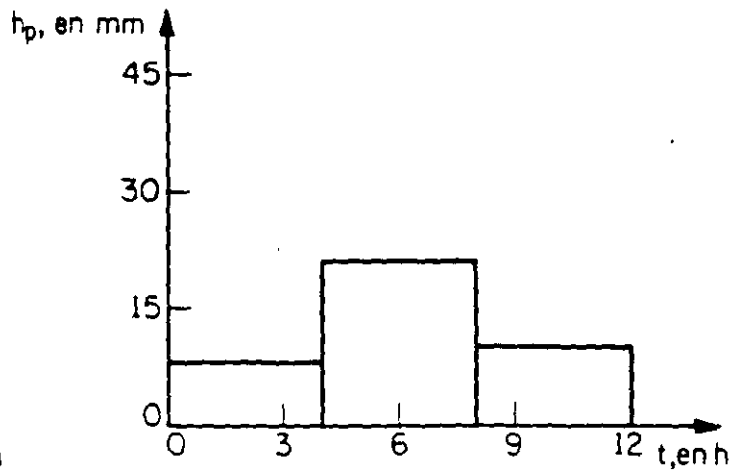
Hora	Altura de lluvia, h (mm)	Variación $h_p$ para $\Delta t=2h$	Variación $h_p$ para $\Delta t=4h$	Variación $h_p$ para $\Delta t=6h$	Variación $h_p$ para $\Delta t=12h$
0	0				
		5			
2	5		8		
		3		18	
4	8				
		10			
6	18		21		39
		11			
8	29				
		7		21	
10	36		10		
		3			
12	39				



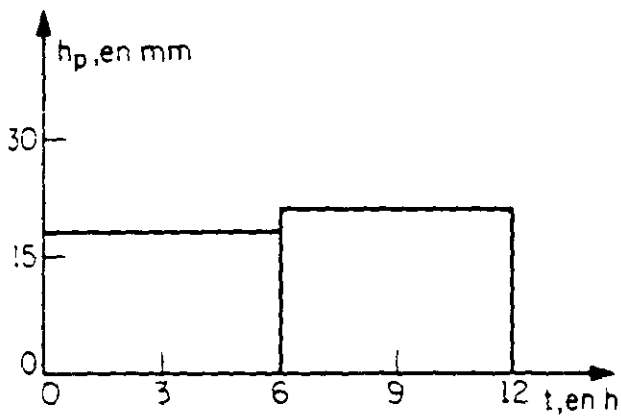
a) Registro de una tormenta con duración de 12 horas



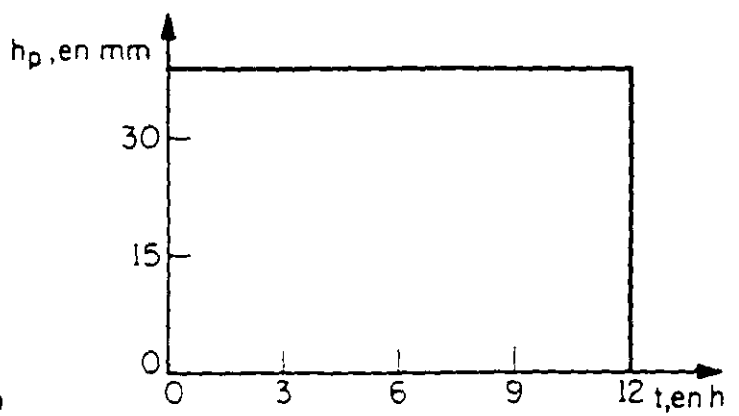
b) Hietograma ( $\Delta t = 2$  h)



c) Hietograma ( $\Delta t = 4$  h)



d) Hietograma ( $\Delta t = 6$  h)



e) Hietograma ( $\Delta t = 12$  h)

Fig 3.9 Determinación del hietograma de una tormenta

Al usar intensidades en lugar de alturas de lluvia, el área bajo el histograma representa la altura, siendo el cálculo similar al descrito.

Actualmente se emplean pluviógrafos de registro directo en cinta magnética, pudiendo combinarse la recopilación de datos con el uso de las máquinas electrónicas. Aun más, se están empleando aparatos que transmiten directamente sus registros a una estación central, sin que se registren en los aparatos. También se han desarrollado técnicas para usar el radar con el objeto de determinar el área de la distribución de la intensidad de precipitación, combinado con estaciones pluviométricas o pluviográficas.

Para conocer la distribución y la precipitación media de una tormenta en una determinada zona, se requiere de varias estaciones pluviométricas o pluviográficas, localizadas convenientemente (fig 3.10).

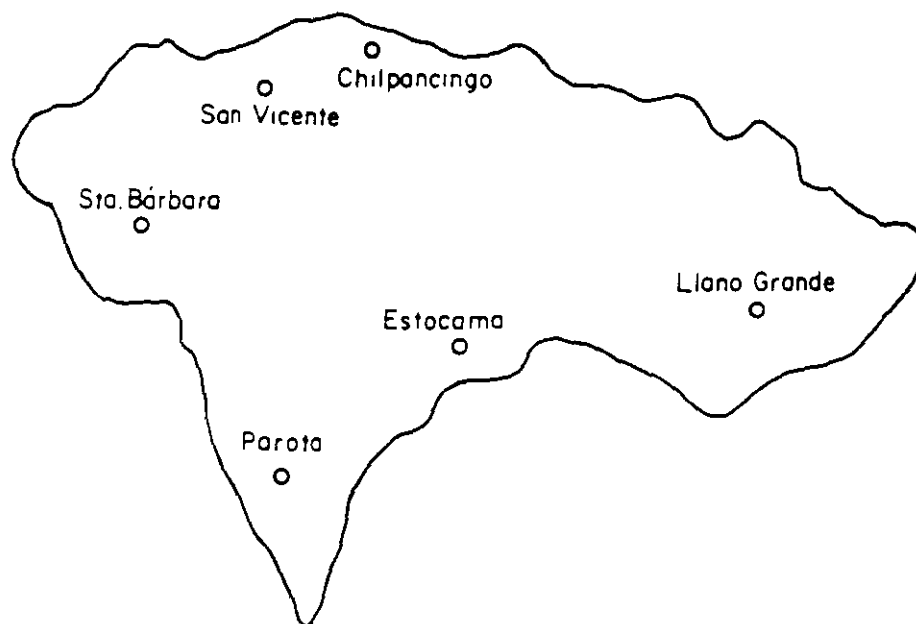


Fig 3.10 Cuencas de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro. mostrando las estaciones pluviográficas existentes

### 3.4 Técnicas de análisis de los registros de lluvias

#### 3.4.1 Precipitación media sobre una zona

En muchos problemas hidrológicos se requiere conocer la altura de precipitación media en una zona, ya sea durante una tormenta, una época del año o un periodo determinado de tiempo. Para hacerlo se tienen tres criterios.

a) Promedio aritmético. Para calcular la altura de precipitación media en una zona empleando el promedio aritmético, se suma la altura de lluvia registrada en un cierto tiempo en cada una de las estaciones localizadas dentro de la zona y se divide entre el número total de estaciones. La precisión de este criterio depende de la cantidad de estaciones disponibles, de la forma como están localizadas y de la distribución de la lluvia estudiada. Es el criterio más impreciso, pero es el único que no requiere del conocimiento de la localización de las estaciones en la zona en estudio.

Ejemplo 3.2. Determinar la altura de precipitación media en la cuenca de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro., usando el promedio aritmético, para una tormenta que duró 24 h.

La cuenca, así como las alturas de lluvia registradas durante 24 h en las estaciones, se muestran en la fig 3.11.

En este caso

$$h_{pm} = \frac{54 + 53 + 43 + 64 + 102 + 144}{6} = 76.7 \text{ mm}$$

b) Método de Thiessen. En este criterio, es necesario conocer la localización de las estaciones en la zona bajo estudio, ya que para su aplicación se requiere delimitar la zona de influencia de cada estación

dentro del conjunto. Para determinarla, primero se trazan triángulos que ligan las estaciones más próximas entre sí (fig 3.11). A continuación se trazan líneas bisectoras perpendiculares a los lados de los triángulos, las cuales forman una serie de polígonos; cada uno de ellos contiene una estación.

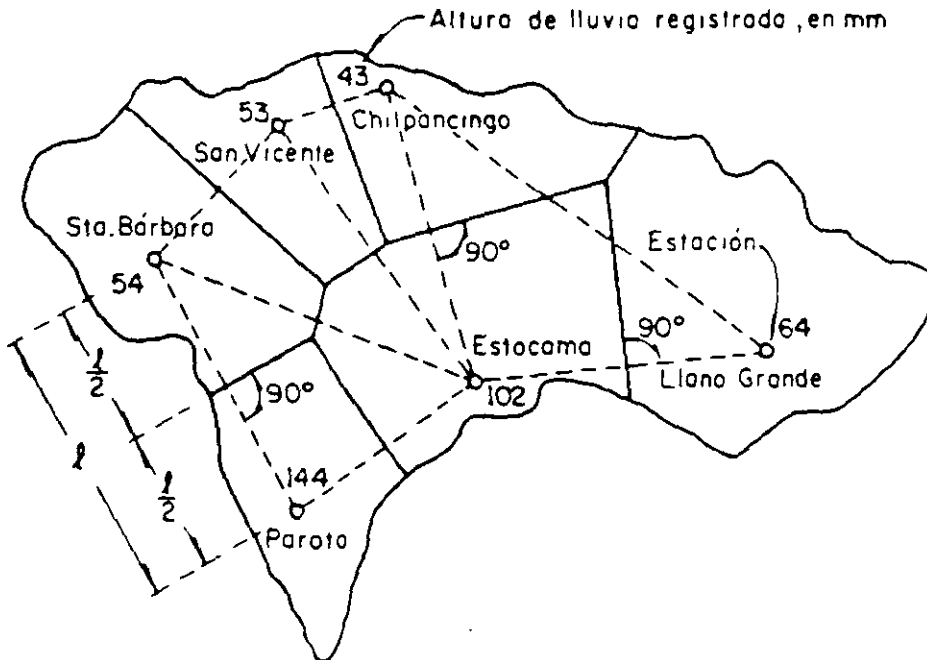


Fig 3.11 Cuencas de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro.  
Polígonos de Thiessen

Cada polígono es el área tributaria de cada estación. Entonces, la altura de precipitación media es

$$hp_m = \frac{\sum_{i=1}^n hp_i A_i}{A} = \sum_{i=1}^n hp_i \frac{A_i}{A} \quad (3.2)$$

donde

- A      área de la zona, en  $\text{km}^2$   
 $A_i$     área tributaria de la estación  $i$ , en  $\text{km}^2$   
 $hp_i$     altura de precipitación registrada en la estación  $i$ , en mm  
 $hp_m$     altura de precipitación media en la zona en estudio, en mm  
 $n$       número de estaciones localizadas dentro de la zona

Ejemplo 3.3. Obtener la altura de precipitación media en la cuenca de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro., aplicando el método de Thiessen, para una tormenta que duró 24 h.

En la fig 3.11 se muestra el trazo de los polígonos de Thiessen para la cuenca en estudio, así como la altura de precipitación registrada en las diversas estaciones durante la tormenta. Para aplicar el método se elaboró la tabla 3.2.

A partir de los valores de la tabla 3.2, y utilizando la ec 3.2, se obtiene

$$hp_m = \frac{555270}{7345} = 75.6 \text{ mm}$$

Tabla 3.2 Ordenamiento del cálculo para usar el método de Thiessen

Estación	Altura precipitación (mm) ( $hp_i$ )	Area polígono Thiessen ( $km^2$ ) ( $A_i$ )	$hp_i A_i$ ( $mm km^2$ )
Santa Bárbara	54	1244	67176
San Vicente	53	837	44361
Chilpancingo	43	995	42785
Llano Grande	64	1888	120832
Estocama	102	1494	152388
Parota	144	887	127728
Suma		7345	555,270

c) Método de isoyetas. Para emplear este criterio se necesita un plano de isoyetas de la precipitación registrada en las diversas estaciones de la zona en estudio. Las isoyetas son curvas que unen puntos de igual precipitación (fig 3.12). Este método es el más exacto pero requiere de un cierto criterio para trazar el plano de isoyetas. Se puede decir que si la precipitación es de tipo orográfico, las isoyetas tenderán a seguir una configuración parecida a las curvas de nivel. Por supuesto, entre mayor sea el número de estaciones dentro de la zona en estudio, mayor será la aproximación con la cual se trace el plano de isoyetas.

Para calcular la altura de precipitación media en una determinada zona, se usa la ec 3.2, pero en este caso  $A_i$  corresponde al área entre isoyetas,  $hp_i$  es la altura de precipitación media entre dos isoyetas,



y n el número de tramos entre isoyetas.

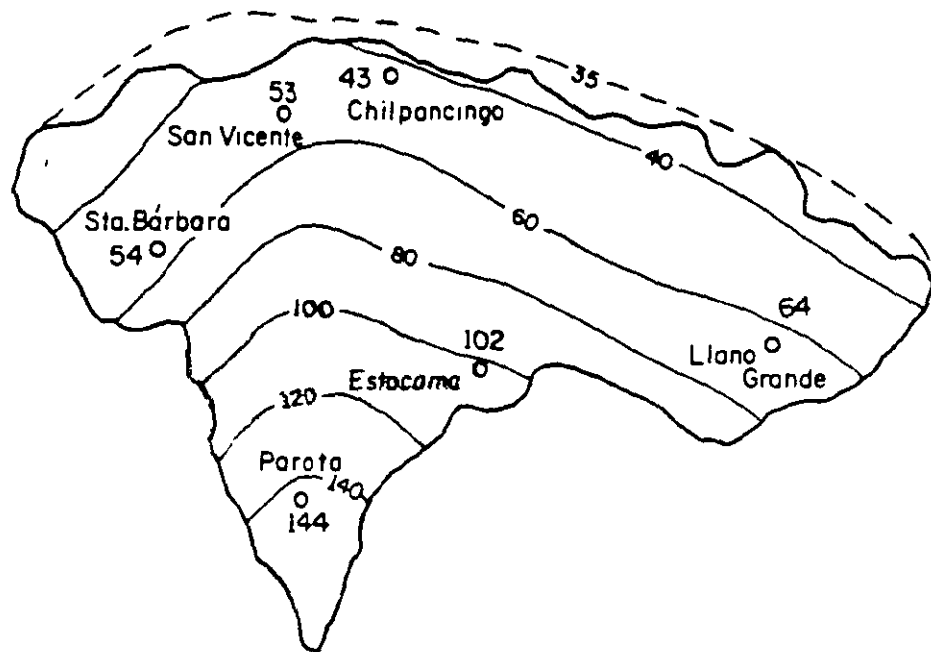


Fig 3.12 Cuencas de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro.  
Plano de isoyetas

Ejemplo 3.4. Obtener la altura de precipitación media en la cuenca de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro., usando el método de las isoyetas para una tormenta que duró 24 h.

En la fig 3.12 se tiene el plano de isoyetas de la cuenca, así como la altura de precipitación registrada en las diversas estaciones para esa tormenta. Para aplicar este método se construye la siguiente tabla:

Tabla 3.3 Ordenamiento del cálculo para usar el método de las isoyetas

Isoyetas	Altura de precipitación (mm) $h_{p_i}$	Area entre isoyetas ( $\text{km}^2$ ) $A_i$	$h_{p_i} A_i$ ( $\text{mm km}^2$ )
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
Suma		7345	537,663

Sustituyendo los valores obtenidos en la tabla 3.3 en la ec

3.2, se obtiene

$$h_{p_m} = \frac{537663}{7345} = 73.2 \text{ mm}$$

#### 3.4.2 Deducción de datos faltantes

Muchas veces se requieren los registros de una determinada estación, los cuales están incompletos por uno o varios días, o inclusive por años.

Si se necesita completar un registro al que le falta uno o varios días, se puede emplear uno de los dos criterios que se basan en registros simultáneos de tres estaciones que se encuentran distribuidas lo más uniformemente posible y circundando a la estación en estudio. a) Si la precipitación anual normal en cada una de las estaciones auxiliares difiere en menos del 10 por ciento de la registrada en la estación en estudio, para estimar el valor o los valores faltantes se hace un promedio aritmético con los valores registrados en esa fecha en las estaciones auxiliares. b) Si la precipitación anual normal de cualquiera de las tres esta

ciones auxiliares difiere en más del 10 por ciento de la registrada en la estación en estudio, para valuar un dato faltante se usa la ecuación

$$hp_x = \frac{1}{3} \left[ \frac{P_x}{P_A} hp_A + \frac{P_x}{P_B} hp_B + \frac{P_x}{P_C} hp_C \right] \quad (3.3)$$

donde

$hp_A, hp_B, hp_C$  altura de precipitación registrada en las estaciones auxiliares

$hp_x$  altura de precipitación faltante en la estación en estudio

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

$P_x$  precipitación anual media en la estación en estudio

### 3.4.3 Ajuste de registros de precipitación

Cuando se desee saber si el registro de una determinada estación ha sufrido modificaciones que pueden ocurrir por una alteración en la localización de la estación, en sus condiciones adyacentes, o bien al cambiar de operador, se puede usar el método de la curva masa doble. Este método permite ajustar los registros de precipitación de tal manera que se pueda considerar que la estación medidora no ha sufrido cambio alguno desde el inicio de su operación.

El método de la curva masa doble compara la precipitación anual acumulada en la estación por analizar con la precipitación media anual acumulada en un grupo de estaciones cercanas, de preferencia del orden de diez. En un plano coordenado, en el eje de las abscisas se lleva el valor acumulado de la precipitación anual de la estación en estudio, y en el eje de las ordenadas el valor acumulado de la precipitación media

anual de las estaciones circunvecinas (fig 3.13).

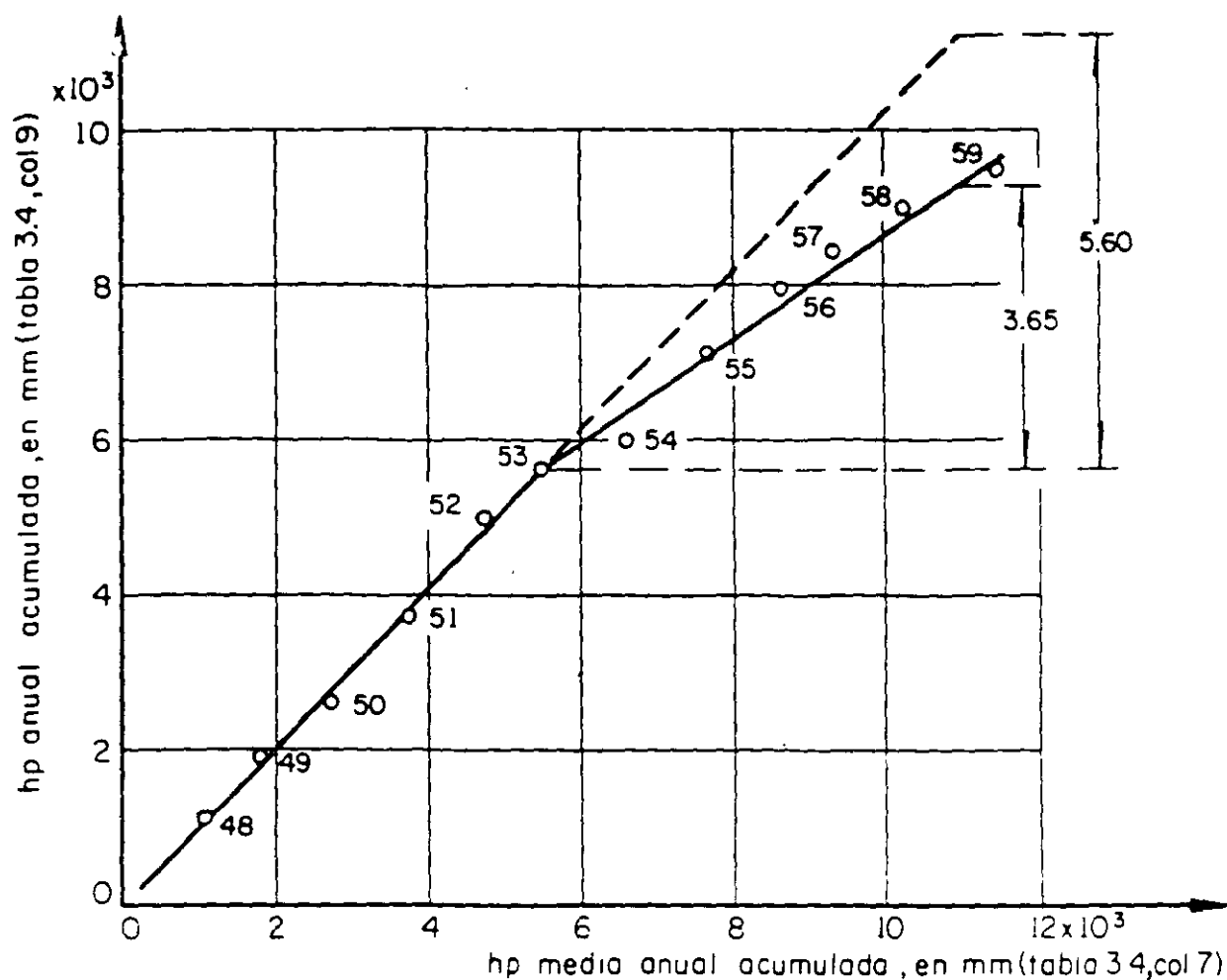


Fig 3.13 Curva masa doble de precipitación

La acumulación puede hacerse del último año de registro hacia atrás, o bien del primer año de registro hacia adelante. Uniendo los puntos se obtiene la gráfica llamada curva masa doble. Si el registro no ha sufrido ninguna alteración, se obtendrá una línea recta; un cambio de pendiente indicará que se debe ajustar el registro, siendo dicho ajuste proporcional al cambio de pendientes.

Aunque el método se basa en precipitaciones anuales, en zonas donde exista una marcada variación durante las diferentes estaciones del año, conviene hacer el análisis para las mismas.

Ejemplo 3.5. Comprobar si no han sufrido cambio los registros de lluvia de la estación pluviométrica Tepames, Col.

Para hacer la curva masa doble se usarán como estaciones auxiliares la de Buenavista, Coquimatlán e Ixtlahuacán, también en el estado de Colima. En la tabla 3.4 se tiene el cálculo de la curva masa doble. En las cols 2 a 4 se indican las alturas de lluvia anuales en las tres estaciones antes mencionadas, en la col 5 se tiene la suma por año de lo registrado por las tres estaciones, en la col 6 el promedio de lluvia anual, y en la col 7 la altura de lluvia acumulada; las cols 8 y 9 muestran el registro de lluvias anual de la estación en estudio y su acumulación.

Tabla 3.4 Cálculo de la curva masa doble

1	2	3	4	5	6	7	8	9
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 fig 3.13 se muestran los valores registrados de las cols 7 y 9 de la tabla 3.4. Como se puede observar, los registros de la estación Tepames sufrieron una alteración a partir del año 1954, la cual se corrige multiplicando los valores por un factor correctivo igual a  $5.60/3.65$ .

### 3.5 Relación entre las características de una tormenta y su área llovida

#### 3.5.1 Relación de un punto al área de lluvia

Un problema interesante en hidrología consiste en determinar el tamaño del área que puede considerarse razonablemente representada por una estación medidora, la cual, para fines prácticos se considera representativa de un área de 25 km<sup>2</sup>. Se han desarrollado numerosas ecuaciones relacionando lo que llueve en una estación con su área circundante. Por estudios realizados en la India sobre dicho aspecto se sugiere que

$$Y = 100 - C\sqrt{A} \quad (3.4)$$

donde

- A área circundante a la estación, en km<sup>2</sup>
- C coeficiente que fluctúa, para la India, entre 0.171 y 0.295, con un valor promedio de 0.205
- Y relación de lluvia sobre el área A y la registrada en la estación, en porcentaje

Del análisis de diversas ecuaciones de relación altura de precipitación contra área, desarrolladas en Europa y Estados Unidos, propone Court\* una fórmula general de tipo Gaussiano, la cual, si se consideran isoyetas circulares con centro en la estación, se escribe como

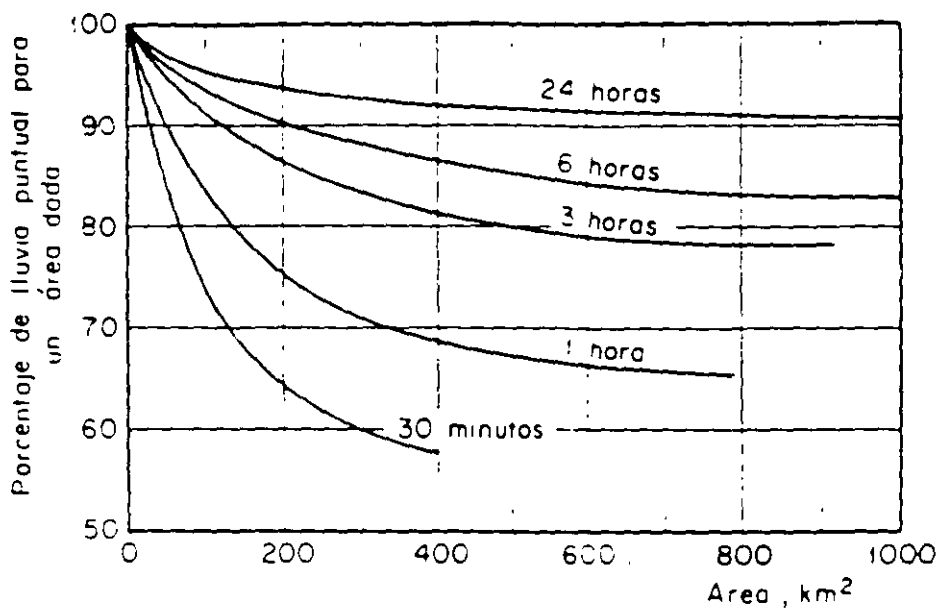
$$hp_A = \frac{\pi h}{A_0^2} \left[ 1 - e^{-(A_0^2/\pi)} \right] \quad (3.5)$$

\* A. Court, "Area-Depth Rainfall Formulas", J. Geophys. Res. 56 (jun 1951), pp 1823-31

donde

- A      área circundante a la estación, en  $\text{km}^2$
- a      parámetro función de la distancia L (en km) comprendida entre el centro de la lluvia de magnitud h (en mm) y la isoyeta de valor  $h/2$ . El valor de a es  $1.3387/L$
- $h_{p_A}$       altura de lluvia media considerada sobre el área A, en mm

Se han hecho estudios más completos respecto a este problema, teniendo en cuenta también la duración de la tormenta\*; los resultados se muestran en la siguiente figura.



\* Rainfall Frequency Atlas for the United States, U.S. Weather Bur. Tech. Paper 40 (may 1961)

### 3.5.2 Curvas de altura de precipitación-área-duración

Un análisis muy importante para los registros de lluvia es el cálculo de las máximas combinaciones de alturas de lluvia respecto a sus áreas de distribución para diferentes duraciones de tormentas. Se considera conveniente para optimizar registros de lluvia cuando se analiza una gran cuenca en subcuencas.

Para hacer este estudio es necesario conocer la distribución de la tormenta en la zona en estudio, por lo que conviene que todas las estaciones de la zona dispongan de pluviógrafo, o, en su defecto, conocer la distribución con base en las que sí lo tengan, ajustándolas sin olvidar aquellas estaciones que solo cuenten con pluviómetro.

En realidad, generalmente se dispone de pocos pluviógrafos, lo que plantea un problema en el análisis de los datos, por la falta de información para conocer la distribución de la tormenta. Si solo se cuenta con una estación pluviográfica, se acepta la distribución de la lluvia registrada en esta como representativa de toda la cuenca, pero la distribución debe ajustarse con base en la precipitación media obtenida para la tormenta que la originó. En caso de tener más estaciones pluviográficas en la zona de estudio, la distribución de la tormenta se obtiene primero sumando las curvas-masa de dichas estaciones, dándoles peso a partir de sus áreas tributarias obtenidas por medio de los polígonos de Thiessen, y posteriormente se ajusta la curva-masa así obtenida con base en la precipitación media en la zona, para lo cual también se usan las estaciones pluviométricas existentes.

El cálculo de las curvas de altura de precipitación-área-duración ( $h_p - A - d$ ) debe hacerse para las tormentas más desfavorables, ya



que se trata de relacionar las condiciones más adversas. De todas las curvas calculadas se escogerán para la zona las que proporcionen las situaciones más críticas.

Para analizar las curvas  $h_p - A - d$  de una tormenta, primero se debe calcular el plano de isoyetas correspondiente a su duración total. A continuación se determina la precipitación media para cada zona limitada por las isoyetas, considerando cada una de ellas momentáneamente como el límite exterior del área por analizar. Con esto se tendrán relaciones de altura de lluvia-áreas, pero solo para la duración total de la tormenta.

El análisis de las alturas de lluvia-áreas, para otras duraciones de lluvia, requiere de los registros de las estaciones pluviográficas, en las cuales se tiene la curva-masa de lluvia, que es la variación de la altura de lluvia respecto al tiempo. Es necesario, además, conocer el área de influencia de cada estación, para lo cual se requiere de los polígonos de Thiessen.

Se procede a dividir la duración de la tormenta en intervalos, generalmente de 5 h cada uno; considerar intervalos mayores origina la pérdida de precisión en la variación de la lluvia, mientras que la limitación de datos rara vez justifica intervalos menores. Lo anterior tiene por objeto emplear las curvas-masa de los registros.

Para cada zona limitada por una isoyeta se calcula la curva-masa pesada correspondiente a los intervalos escogidos, considerando la influencia de las estaciones que están dentro de la zona con base en polígonos de Thiessen. La curva-masa pesada así calculada, se ajustará al valor de la precipitación media, obtenido por el método de las isoyetas para la duración total de la tormenta.

Una vez hecho lo anterior, como el análisis es para valores máximos, se calculan para los intervalos en que se dividió la duración total de la tormenta, las variaciones más desfavorables de la altura de precipitación, efectuando para esto las máximas combinaciones de los incrementos de precipitación, considerándolos en secuencia continua.

Finalmente, se hacen los máximos combinados de los registros de lluvia de las estaciones medidoras, escogiéndose los más desfavorables. Las estaciones se consideran representativas de un área de 25 km<sup>2</sup>.

Horton encontró que las curvas altura de precipitación-área pueden representarse con la ecuación

$$hp_m = hp e^{-KA^n} \quad (3.6)$$

donde

- $hp_m$  altura de precipitación media sobre un área A
- $hp$  altura de precipitación máxima en el centro de la tormenta
- $K, n$  constantes para la tormenta en estudio

La ecuación se usa extrapolando datos de tormenta previamente analizados y se aplica para cada duración de tormenta en estudio.

Ejemplo 3.6. Cálculo de las curvas  $hp - A - d$  para una tormenta de 24 h, originada en la cuenca del río Omitián y Papagayo, Gro.

Se analizará la cuenca mostrada en la fig 3.10 y la misma tormenta estudiada en los ejemplos 3.3 y 3.4, por lo que ya se tienen los polígonos de Thiessen y el plano de isoyetas (figs 3.11 y 3.12). Además, se cuenta con los registros de las estaciones pluviográficas (fig 3.14).

Para hacer el análisis se procede a la tabulación de los datos de lluvia. En la tabla 3.5 se encuentra analizada la tormenta; las primeras cuatro columnas muestran los valores de las lluvias en las diver

estas estaciones a las 6, 12, 18 y 24 h de duración; esto se obtiene de las curvas-masa que se muestran en la fig 3.14. En las otras cuatro columnas aparecen los valores máximos de lluvia registrados durante la tormenta con intervalos de 6, 12, 18 y 24 h; para esto también se usa la fig 3.14, observando el máximo incremento de lluvia para los intervalos mencionados.

Tabla 3.5 Tabulación de los datos de lluvia

ESTACION	Precipitación acumulada (mm)				Precipitación máxima absoluta (mm)			
	6 h	12h	18h	24h	6h	12H	18h	24h
La Parota	23	49	97	144	47	94	136	144
Estocama	15	40	57	102	48	62	85	102
Llano Grande	14	32	63	63	37	50	62	63
Santa Bárbara	5	22	40	52	20	36	47	52
San Vicente	0	9	38	50	21	40	45	50
Chilpancingo	0	21	40	44	25	23	44	44

Con base en la fig 3.12, se procede a calcular la altura de precipitación media para las diversas áreas encerradas por las isoyetas de la tormenta de 24 h. La tabla 3.6 indica la forma de hacerlo. En la col 1 se incluyen los valores de las isoyetas que limitan las áreas por analizar.

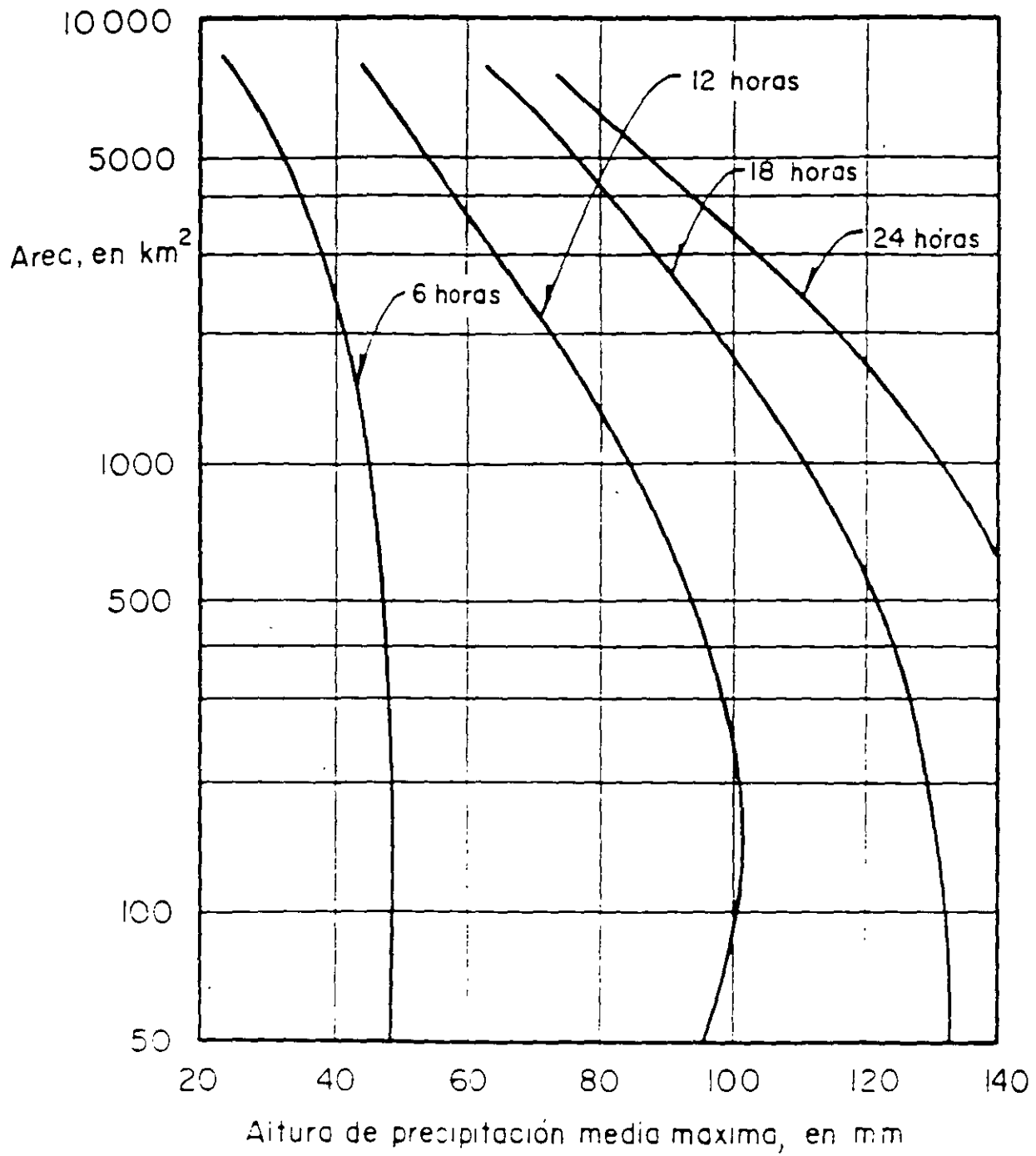


Fig 3.15 Curvas de altura de precipitación-área-duración

Lo anterior implica que si la zona es meteorológicamente homogénea, la curva-masa de la lluvia registrada por un pluviógrafo es representativa de la distribución de la tormenta en dicha zona.

Si no se dispone de un pluviógrafo, se pueden ajustar los registros de los pluviómetros respecto a su duración con base en la ley de probabilidades. Para hacerlo, se acepta que las tormentas son continuas con respecto a su duración y solo tienen duraciones múltiples de 24 h.

Supóngase una tormenta con duración real de 24 h y altura de lluvia de 20 cm; si se hacen lecturas de pluviómetro todos los días a las 8 A.M., pueden suceder los siguientes casos extremos:

a) Que la tormenta se inicie precisamente a las 8 A.M., con lo que el pluviómetro registrará en un día 20 cm

b) Que la tormenta empiece a las 8 P.M., con lo que se tendrán registrados dos días de lluvia con 10 cm cada uno

Estos dos casos representan la máxima y la mínima altura de lluvia registrada en un periodo de 24 h; el valor más probable será la media de los dos, o sea 15 cm.

Lo anterior se puede expresar como

$$h_p = h_{p_0} + \frac{1}{2} n p_b \quad (3.7)$$

donde

$h_p$  altura de precipitación máxima en 24 h

$n p_b$  altura de precipitación máxima diaria registrada dentro de los  $n$  días que dura la tormenta

$h_{p_0}$  altura de precipitación mayor diaria registrada un día antes o un día después de presentarse  $n p_b$

Generalizando, se puede obtener de una cierta tormenta la altura de lluvia máxima correspondiente a 48 h sumando los dos valores consecutivos mayores y agregándoles la mitad del adyacente mayor, etc.

### 3.7 Distribución geográfica de la precipitación

En la República Mexicana las tormentas más desfavorables que han ocurrido son de origen ciclónico, a excepción del noroeste, donde generalmente ocurren en invierno debido al choque de masas de aire frío continental con masas de aire húmedo.

Además, debido a la variación tan fuerte que existe en la orografía no se puede hablar de una distribución uniforme de la lluvia. En general, se puede decir que las máximas precipitaciones se tienen en la parte sur del país, así como en la vertiente del Golfo y del Pacífico, estando limitadas estas por las cordilleras montañosas.

Se han hecho estudios sobre la precipitación en la República Mexicana y se han elaborado diversas cartas.\*

En la fig 3.16 se muestra un plano de isoyetas medias anuales levantado por la Secretaría de Recursos Hidráulicos. Como puede observarse, las precipitaciones medias anuales mayores de 1000 mm se encuentran al sur del paralelo 22° N y comprende las pendientes montañosas de las porciones central y sur del país. Las cuatro zonas con precipitaciones mayores de 3000 mm son: una sobre el paralelo 20° N, en la zona de Teziutlán y Zacapoaxtla, otra en la cabecera de la cuenca del río Atoyac, en el estado de Oaxaca, y las dos restantes en el estado de Chiapas.

\* E. García Vda. de Miranda, "Distribución de las zonas climáticas en la República", Instituto de Geofísica, UNAM (1967)



Isoyeto	Precipitación, en mm
0.1	100
0.2	200
0.3	300
0.5	500
1.0	1000
1.5	1500
2.0	2000
2.5	2500
3.0	3000
4.0	4000
5.0	5000

Fig 3.16 Precipitación media anual en la República Mexicana

(Datos tomados del plano obtenido por la Secretaría de Recursos Hidráulicos)

La parte norte de la altiplanicie es una zona de escasa pre cipitación; la zona más árida, con menos de 300 mm de lluvia anual, se ex tiende en la parte norte central de esta región y abarca desde el río Bravo hasta las inmediaciones del paralelo 24° N. La parte más seca del país es la porción noroeste de la llanura costera del Pacífico.

### 3.8 Precipitación máxima probable

En algunos problemas de diseño, por ejemplo, el de vertedores de grandes presas, conviene conocer cuál es la máxima altura de lluvia que se puede presentar en la cuenca por drenar.

Se puede pensar que exista un límite superior de esta, el cual se designa como la precipitación máxima posible o probable (PMP). En la fig 3.17 se muestran las alturas de lluvia máximas registradas en el mun do.\*

Un procedimiento para calcular la PMP en regiones con poca variación en la topografía puede aplicarse considerando dos etapas:

- a) Preparación de curvas de altura de precipitación máxima probable-área-duración que sean representativas de la región donde se encuentre la cuenca en estudio
- b) Selección, a partir de esas curvas, de la tormenta por usar en dicha cuenca.

Para el análisis de la etapa a), primero se calculan las cur vas de altura de precipitación-área-duración (inciso 3.5.2) para todas las tormentas que puedan transportarse a la región en estudio y se escogen las que representen las condiciones más desfavorables. Una vez deducidas las curvas representativas de altura de precipitación-área-duración, se corri-

\* A. H. Jennings, "World's Greatest Observed Point Rainfall" Monthly



ger para encontrar las curvas de altura de precipitación máxima probable-  
 área-duración, usando un factor de ajuste por humedad. Este factor es la  
 relación de la humedad total máxima en una columna atmosférica de sección  
 transversal unitaria, que se puede presentar en la región, a la humedad  
 total en una columna similar que ocurra durante la tormenta que proporcio-  
 nó las curvas de altura de precipitación-área-duración que se van ajustar.

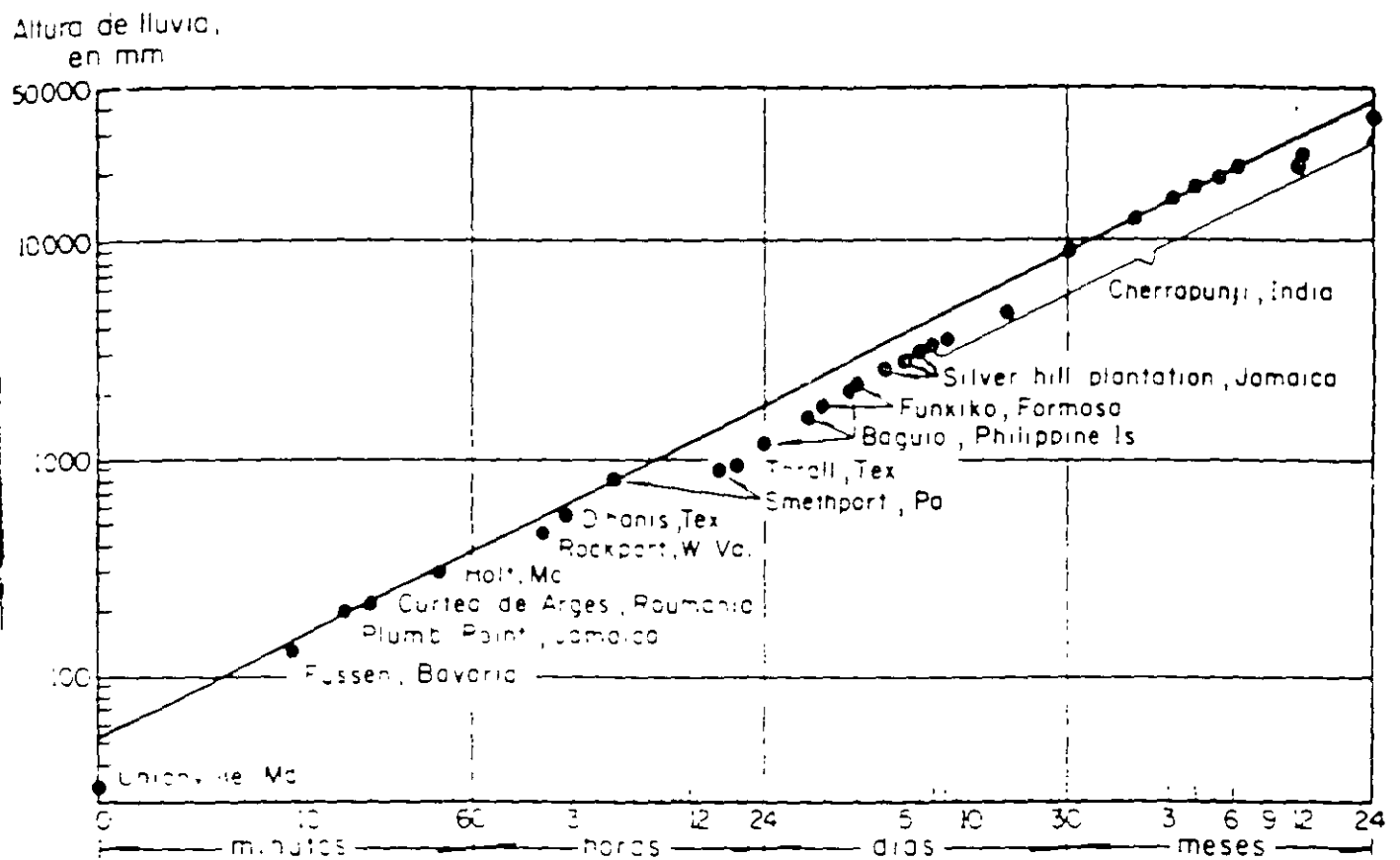
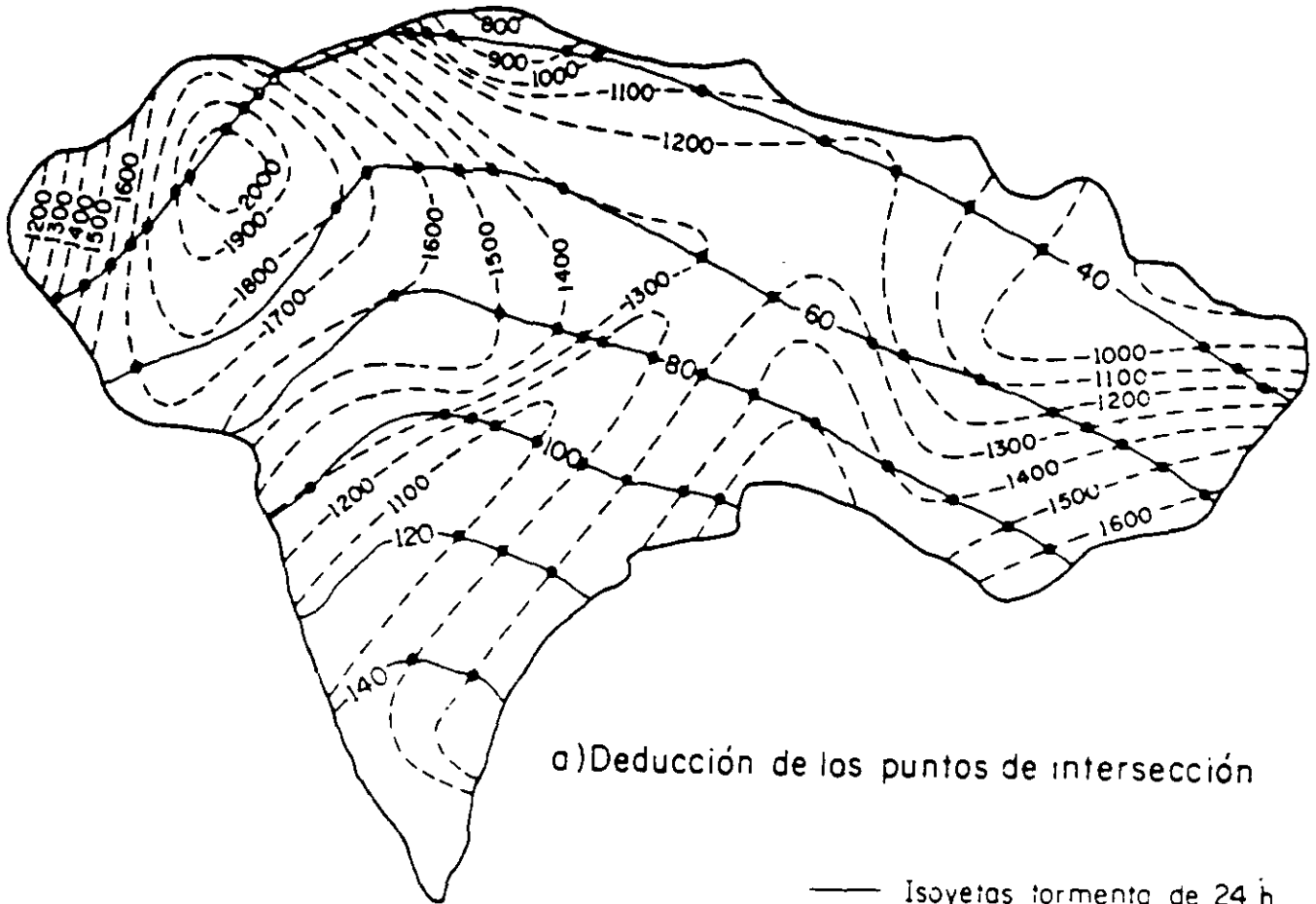


Fig 3.17 Máximas lluvias registradas en el mundo

Se tiene otro proceso de maximización de lluvias que se puede emplear en zonas montañosas, basado en la trasposición de tormentas, denominado método de isoporcentajes. En este método, solo se transportan las curvas de isoporcentaje de la tormenta tipo a la cuenca por estudiar; los nuevos valores de la precipitación en la cuenca por analizar se obtienen de esas curvas y de las isoyetas medias anuales correspondientes a la cuenca. Al transportar las curvas de isoporcentaje, se colocan en la cuenca de manera tal que se obtengan las condiciones más desfavorables.

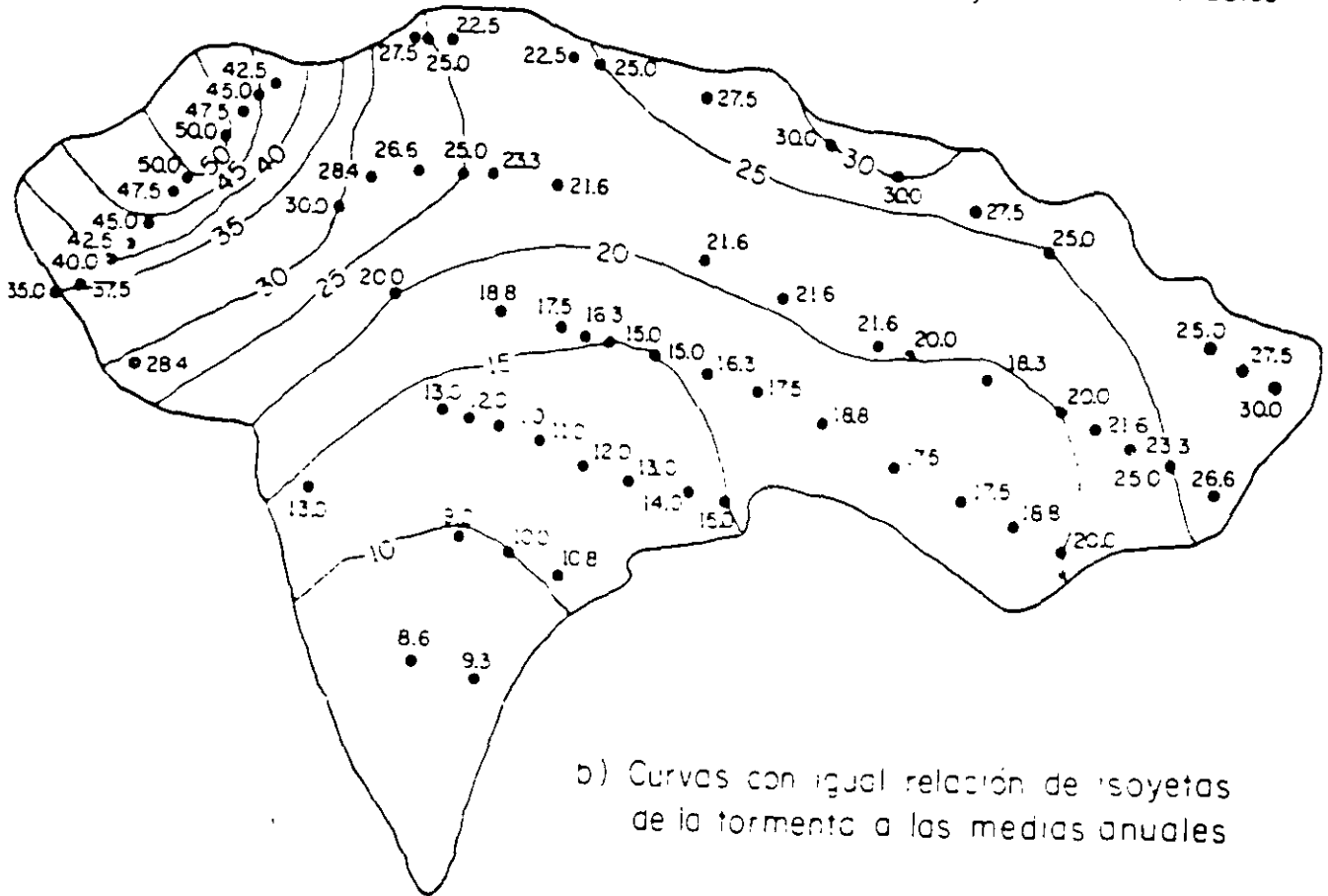
Las curvas de isoporcentaje indican la relación entre las isoyetas medias anuales y las isoyetas de una cierta tormenta. En realidad, no es necesario que sean isoyetas medias anuales, sino isoyetas representativas de las zonas en estudio con las cuales se puede efectuar la transportación.

En la fig 3.18 se muestra la obtención de curvas de isoporcentaje en la cuenca del río Papagayo y Omitlán, Gro., para la tormenta analizada en el ejercicio 3.4, usando las curvas de precipitación media anuales (fig 3.15).



a) Dedución de los puntos de intersección

— Isoyetas tormenta de 24 h  
 - - - Isoyetas medias anuales



b) Curvas con igual relación de isoyetas de la tormenta a las medias anuales

Fig 3 18 Dedución de curvas isoporcentaje

### 3.9 Referencias

Hunter Rouse, "Engineering Hydraulics", John Wiley and Sons, Inc. (1963),  
cap IV

Linsley, Kohler y Paulhus, "Applied Hydrology", McGraw-Hill International  
Students Edition

Wisler y Brater, "Hydrology", John Wiley and Sons, Inc. (1963)

E.M. Wilson, "Engineering Hydrology", Macmillan (1969)

J. P. Bruce y R. H. Clark, "Introduction to Hydrometeorology", Pergamon  
Press (1966)

Ven Te Chow, "Handbook of Applied Hydrology", McGraw-Hill Book Co. (1964),  
sección 9

#### 4. ESCURRIMIENTO

Continuando con el análisis de los componentes del ciclo hidrológico, en este capítulo se tratará el escurrimiento, indicando sus fuentes y los tipos de escurrimiento que originan. También se explicará el proceso del escurrimiento y su análisis a partir de los hidrogramas de las tormentas. Por último, se presentan los criterios que pueden emplearse para aforar una corriente, así como los ajustes a los datos obtenidos.

##### 4.1 Fuentes del escurrimiento

El escurrimiento es la parte de la precipitación drenada por las corrientes de las cuencas hasta su salida. El agua que fluye por las corrientes proviene de diversas fuentes, y, con base en ellas, se considera el escurrimiento como superficial, subsuperficial o subterráneo.

El superficial es aquel que proviene de la precipitación no infiltrada y que escurre sobre la superficie del suelo y la red de drenaje hasta salir de la cuenca. Se puede decir que su efecto sobre el escurrimiento total es directo y sólo existirá durante una tormenta e inmediatamente después de que esta cese. La parte de la precipitación que contribuye

ye al escurrimiento superficial se denomina precipitación en exceso.

El escurrimiento subsuperficial se debe a la precipitación infiltrada en la superficie del suelo, pero que se mueve lateralmente sobre el horizonte superior del mismo. Esto puede ocurrir cuando exista un estrato impermeable paralelo a la superficie del suelo; su efecto puede ser inmediato o retardado, dependiendo de las características del suelo. En general, si es inmediato se le da el mismo tratamiento que al escurrimiento superficial; en caso contrario, se le considera como escurrimiento subterráneo.

Este último es el que proviene del agua subterránea, la cual es recargada por la parte de la precipitación que se infiltra a través del suelo, una vez que este se ha saturado. La contribución del escurrimiento subterráneo al total varía muy lentamente con respecto al superficial.

Para analizar el escurrimiento total, puede considerársele compuesto por los escurrimientos directo y base. Este último proviene del agua subterránea, y el directo es el originado por el escurrimiento superficial. En la fig 4.1 se muestra el ciclo del escurrimiento, indicando las diferentes fases entre la precipitación y el escurrimiento totales.

La consideración anterior tiene como finalidad distinguir la participación de cada escurrimiento. A la salida de una cuenca, en el caso de tener una corriente perenne, mientras no ocurra tormenta alguna, por dicha corriente solo se tendrá escurrimiento base debido al agua subterránea; al originarse una tormenta, si la cuenca es pequeña, casi inmediatamente se tendrá también escurrimiento directo. Ahora bien, el efecto de la tormenta se manifiesta directamente sobre el escurrimiento total y puede suceder que se requiera bastante tiempo para que el agua que se infiltra, y que pasa a formar parte del agua subterránea, sea drenada.

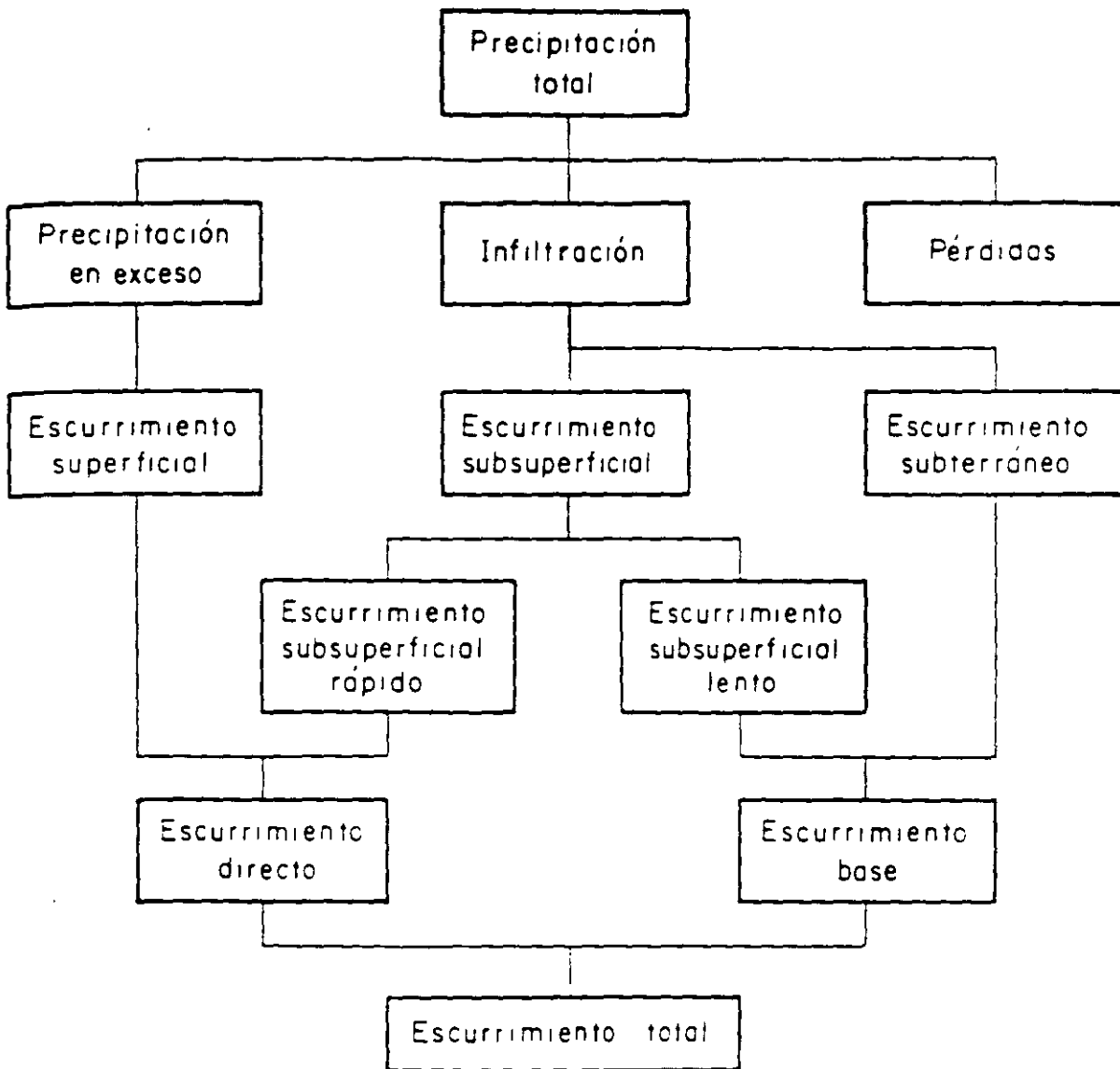


Fig 4.1 Relación entre la precipitación y el escurrimiento total

#### 4.2 Proceso del escurrimiento

El proceso presentado anteriormente depende de las condicio nes existentes y de la cantidad de agua producida por la tormenta.

De esta forma, cuando llueve sobre una determinada zona, hay un periodo inicial (1) en que el agua es primero interceptada por los ob- jetos existentes en la zona, como son arbustos, pastos, árboles y, en ge- neral, aquello que impida al agua llegar al suelo; (2) posteriormente se infiltra en el suelo o (3) llena las diferentes depresiones de la superfi- cie. La primera de estas cantidades se denomina lluvia interceptada  $l$ , y aunque no es muy importante, puede disponer de la mayor parte de una llu- via ligera. La segunda cantidad se llama infiltración  $F$ ; se denomina capa- cidad de infiltración  $f$  al máximo volumen de agua que absorbe un suelo en determinadas condiciones. La última cantidad se designa almacenaje por de- presión,  $V_d$ ; posteriormente este almacenaje se evapora, o es empleado por la vegetación, o se infiltra en el suelo, pero no origina escurrimiento su- perficial.

Después de que las depresiones del suelo han sido llenadas, si la intensidad de lluvia excede a la capacidad de infiltración del sue- lo, la diferencia es la llamada lluvia en exceso,  $h_e$ . Esta lluvia en exce- so primero se acumula sobre el terreno como detención superficial  $D$ , y a continuación fluye hacia los cauces. A este movimiento se le denomina flu- jo por tierra, y el agua que en esta forma llega a los cauces es el escu- rrimiento superficial.

En general, debajo de la superficie del suelo hay un manto de agua, a cuyo límite superior se le denomina nivel freático; a la que se encuentra por debajo del nivel freático, se le llama agua subterránea; hu- medad del suelo es el agua que hay sobre el nivel freático. A la cantidad



de agua que cualquier suelo puede retener indefinidamente contra la acción de la gravedad se le llama capacidad de campo. La diferencia entre la capacidad de campo de un suelo y la humedad que contenga en un cierto instante, se conoce como deficiencia de humedad del suelo, D H S. De acuerdo con esto, cuando ocurre una tormenta, el agua que se infiltra primero satisface la D H S y posteriormente recarga al agua subterránea. Por lo tanto, puede ocurrir que muchas veces no exista recarga aunque haya infiltración.

El nivel freático del agua subterránea normalmente tiene una pendiente muy suave hacia su salida, que puede ser una corriente, un lago o el mar. El movimiento del agua subterránea usualmente es muy lento y depende principalmente del gradiente del nivel freático y de la textura del suelo.

#### 4.3 Hidrograma

El hidrograma de una corriente es la representación gráfica de sus variaciones de flujo, arregladas en orden cronológico. En general, para expresar el flujo se usa el gasto, que es la relación del volumen contra tiempo. En la fig 4.2 se muestra un hidrograma típico; las ordenadas son gastos en  $m^3/seg$  y las abscisas tiempo en horas.

En el hidrograma de la fig 4.2 se advierte 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 (punto de pico). El punto C es un punto de inflexión donde aproximadamente cesa el flujo por tierra. En el punto D finaliza el escurrimiento directo, continuando el escurrimiento base. El tramo CD es la curva de vaciado del escurrimiento directo producido por la tormenta.

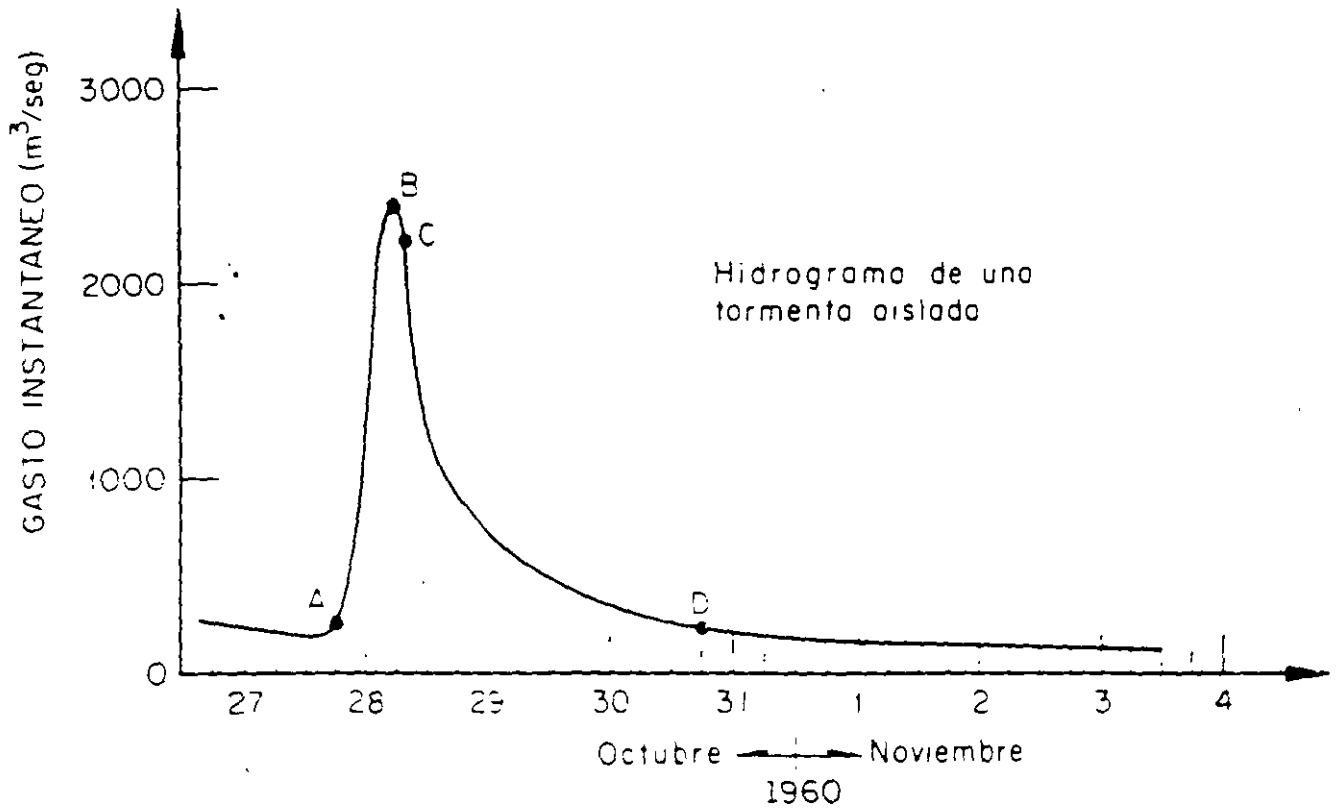
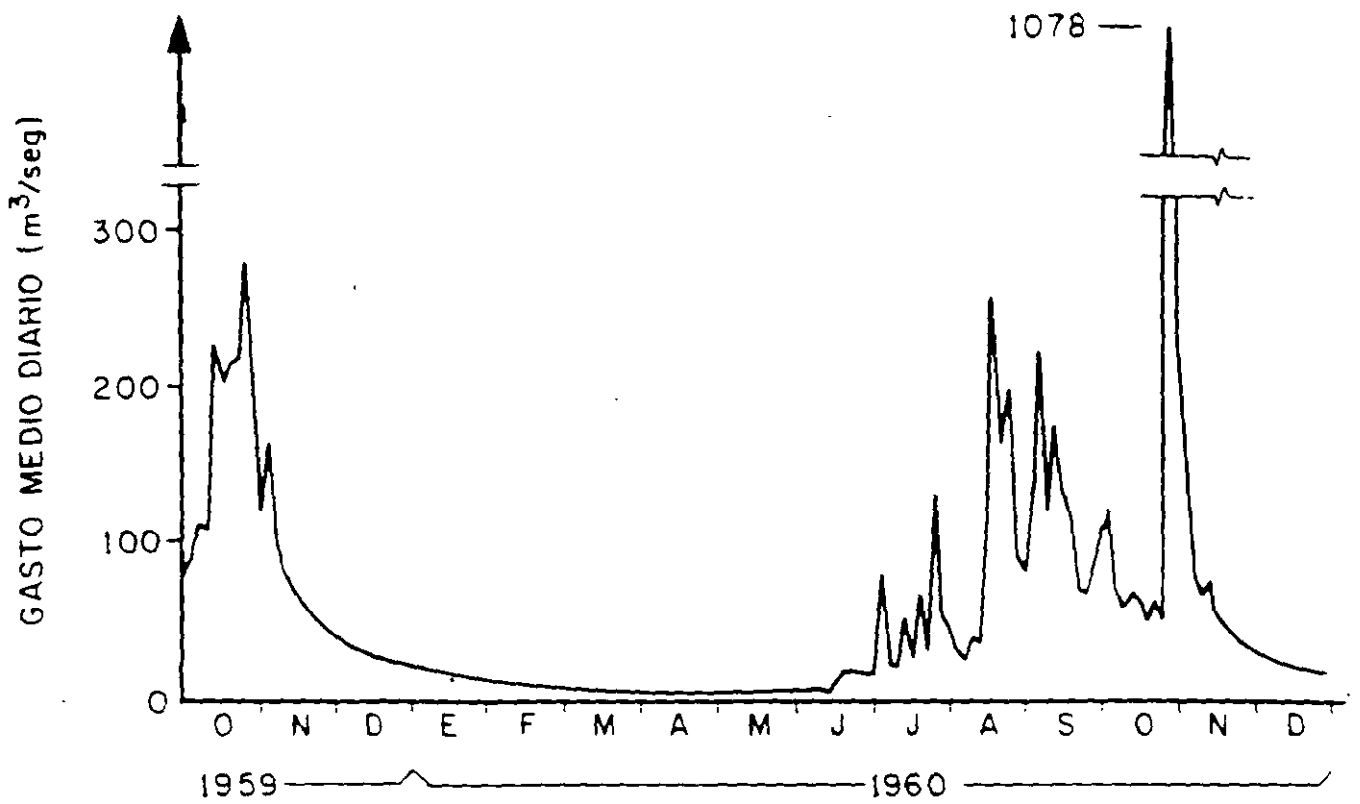


Fig 4.2 Hidrograma de la corriente del río Papagayo, Gro.

El tiempo que transcurre entre los puntos A y B se llama tiempo de pico, y el lapso entre los puntos A y D, tiempo base del hidrograma de la tormenta. El tiempo de retraso es aquel que transcurre desde el centro de masa de la lluvia al pico del hidrograma.

Para tormentas aisladas se pueden considerar cuatro tipos de hidrogramas, dependiendo de la tormenta y de las características físicas de la cuenca drenada. Estos se analizarán a continuación, siguiendo un lineamiento semejante al efectuado en el inciso anterior, y considerando una corriente perenne.

Tipo 0. Para este tipo de hidrogramas, la intensidad de lluvia,  $i$ , es menor que la capacidad de infiltración,  $f$ ; la infiltración total,  $F$ , es menor que la deficiencia de humedad del suelo. 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 sólo seguirá la curva de vaciado del agua subterránea, que es el hidrograma del escurrimiento base; este existe debido a que la corriente es perenne. Se está suponiendo que no llueve sobre el cauce del río (fig 4.3a).

Lo único que originó esta 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 1. En este caso,  $i$  es menor que  $f$ , pero la infiltración total es mayor que la D.H.S. 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:

a) Cuando la recarga del agua subterránea ocasiona un gasto superior al que está circulando durante la tormenta, se origina un ascenso en el hidrograma (fig 4.3b, segmento ab)

b) 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 (fig 4.3b, segmento ac)

c) 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 recesión del agua subterránea (fig 4.3b, segmento ad).

Tipo 2. La intensidad de lluvia es mayor que la capacidad de infiltración y la infiltración total es menor que la  $D + S$ . 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 (fig 4.3c).

Tipo 3. Finalmente, si  $i$  es mayor que la  $f$ , y  $F$  es mayor que la  $D + S$ , se tendrá escurrimiento directo y una variación en el escurrimiento base. Este hidrograma es una combinación de los tipos 1 y 2, por lo que, similarmente a este último, se tendrán tres formas diferentes de hidrogramas (fig 4.3d).

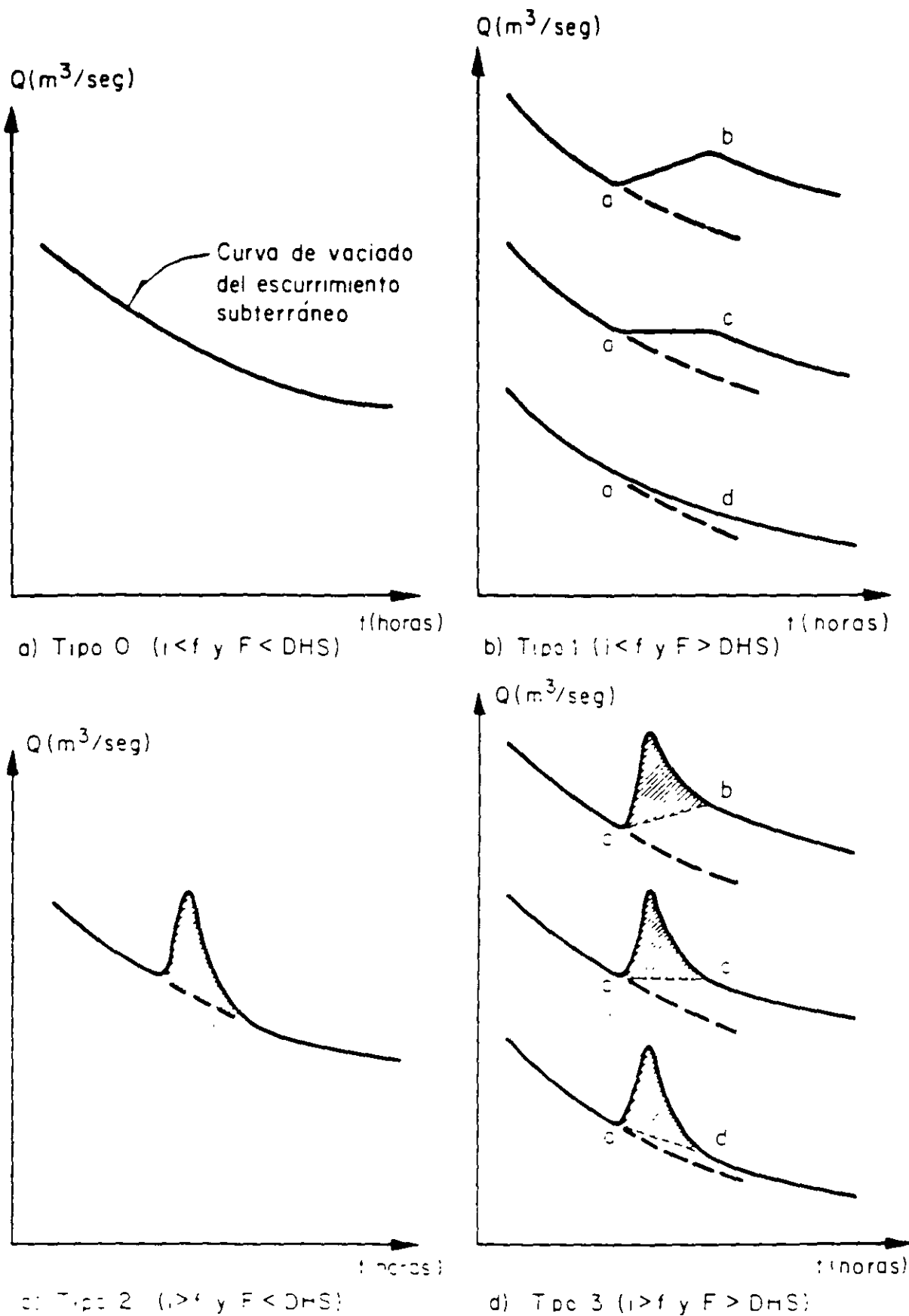


Fig 4.3 Tipos de hidrogramas idealizados para tormentas aisladas

#### 4.4 Análisis de hidrogramas

El análisis de un hidrograma consiste en separar de él los escurrimientos con base en las diversas fuentes de abastecimiento que los originan. Para fines prácticos se consideran los escurrimientos base y directo como los componentes principales de un hidrograma.

##### 4.4.1 Análisis de hidrogramas de tormentas aisladas

En la fig 4.3 se muestra en forma idealizada la frontera entre los escurrimientos base y directo. En la realidad esta frontera es difícil de precisar, ya que cuando ocurre una tormenta el escurrimiento directo puede ocasionar una sobrelevación del nivel del agua en el cauce que sea superior al nivel freático. En ese instante se tendrá que parte de dicho escurrimiento drena del cauce hacia el manto freático, originando simultáneamente una anulación momentánea del escurrimiento base. Esto se puede intuir pero no cuantificar; si se observa la fig 4.2, la determinación del punto A, inicio del escurrimiento directo, no presenta dificultad, ya que en ese momento se tiene un cambio brusco en el hidrograma. El problema consiste en obtener el punto D, que es la transición entre la curva de vaciado de los escurrimientos directo y base.

Existen diversos criterios para determinar la frontera entre los dos escurrimientos, aunque se diferencian en la forma de obtener el punto D.

En la fig 4.4 se muestran las diferentes fronteras que se pueden obtener de los distintos criterios al analizar el hidrograma de una tormenta que se presentó en la cuenca de los ríos Omitlán y Papagayo, Gro.

El criterio más sencillo para separar escurrimientos consiste en aceptar como frontera una línea recta horizontal a partir del punto

A; tiene la desventaja de incurrir en graves errores al estimar el tiempo base del hidrograma del escurrimiento directo (fig 4.4, línea a).

El criterio más usual es trazar una línea recta entre los puntos A y D (fig 4.4, línea b), pero presenta el inconveniente de tener que fijar el punto D; para determinarlo, se requiere conocer la curva de vaciado del escurrimiento subterráneo.

Dicha curva se obtiene analizando una serie de hidrogramas y seleccionando los intervalos en que no aparezca escurrimiento directo. De esta forma se tienen una serie de tramos con escurrimiento base exclusivamente. Desplazándolos horizontalmente se logra una variación completa de la curva de vaciado del escurrimiento subterráneo. De igual manera se obtiene la curva de vaciado del escurrimiento directo.

Conocida la curva de vaciado del escurrimiento subterráneo, se superpone esta sobre el hidrograma de la tormenta por analizar; cuando coincida con la parte de la extrema derecha de este, en el punto donde la curva se separe del hidrograma, se conocerá el punto donde cesa el escurrimiento directo (fig 4.4).

Barnet\* ofrece otro procedimiento de análisis para la curva de vaciado de los escurrimientos directo y base. La curva de recesión se puede expresar mediante la ecuación

$$Q_t = Q_0 K_r \quad (4.1)$$

donde

$K_r$  constante de recesión

$Q_0$  gasto inicial sobre la curva de recesión, en  $m^3/\text{seg}$

$Q_t$  gasto un tiempo  $t$  después del gasto  $Q_0$ , en  $m^3/\text{seg}$

\* E. S. Barnet, "Discussion of Analysis of Runoff Characteristics by O. H. Meyer", ASCE Transactions, Vol. 105 (1940), p. 106

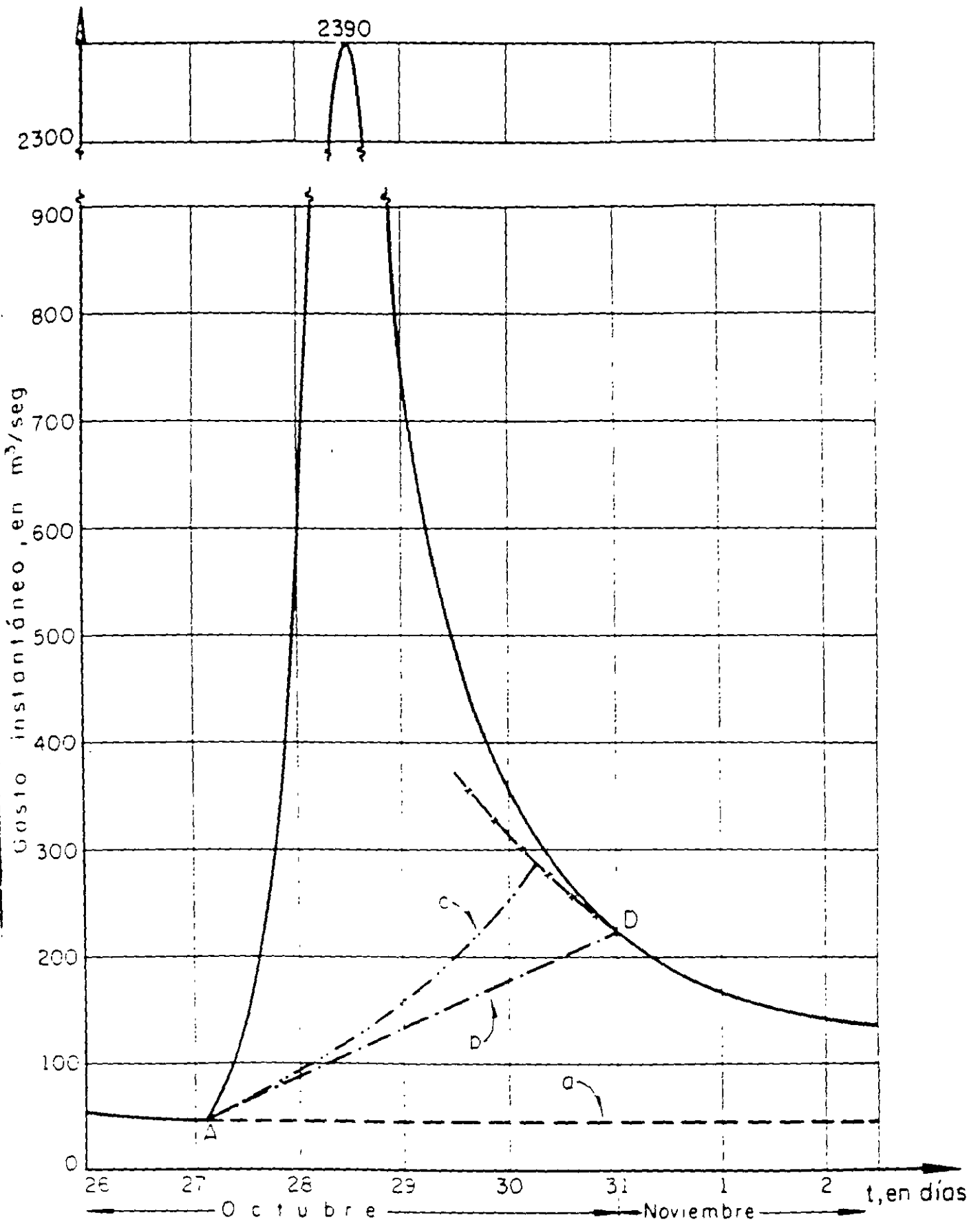


Fig 4.4 Análisis de un hidrograma de una tormenta aislada



La ecuación anterior se expresa también como

$$Q_{t+f} = K_r Q_t \quad (4.2)$$

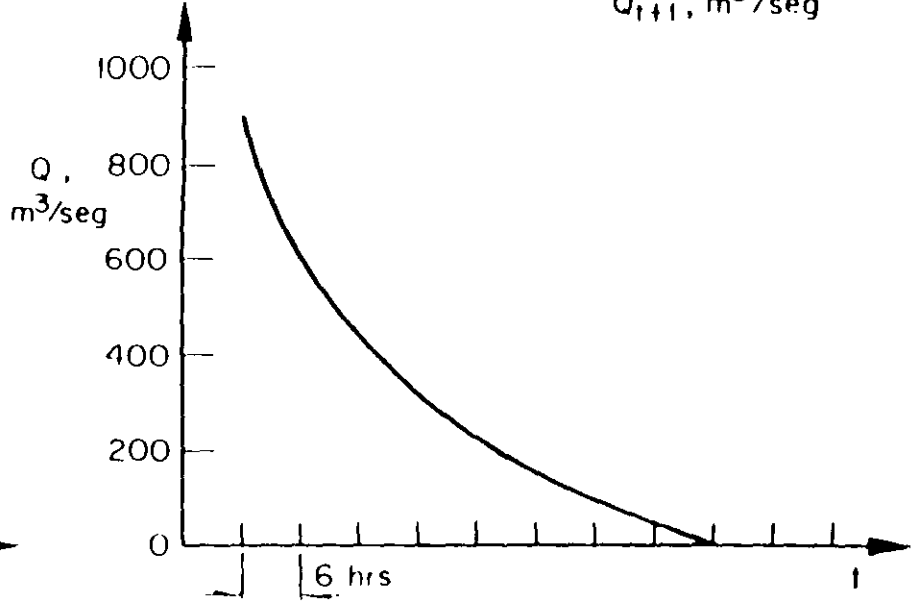
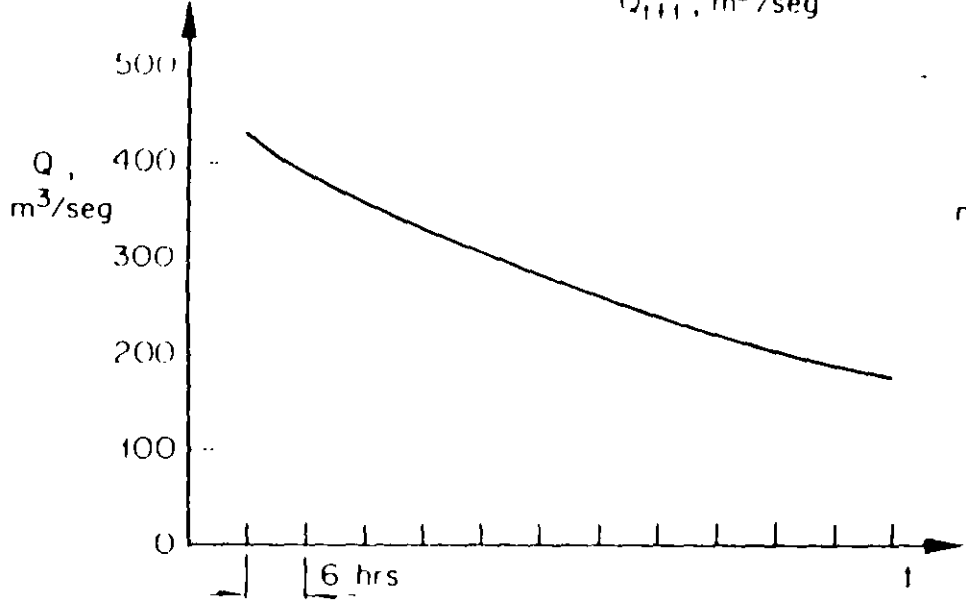
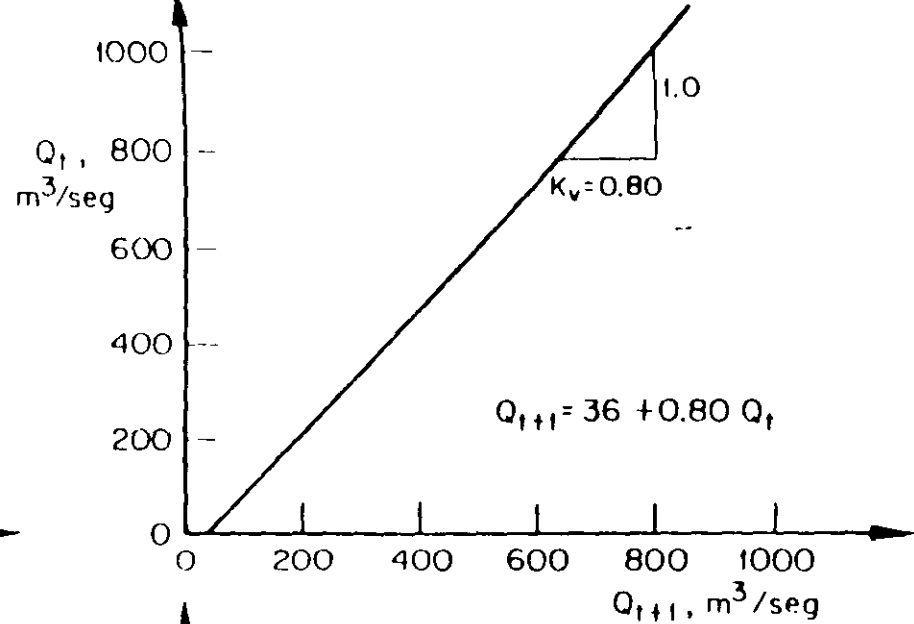
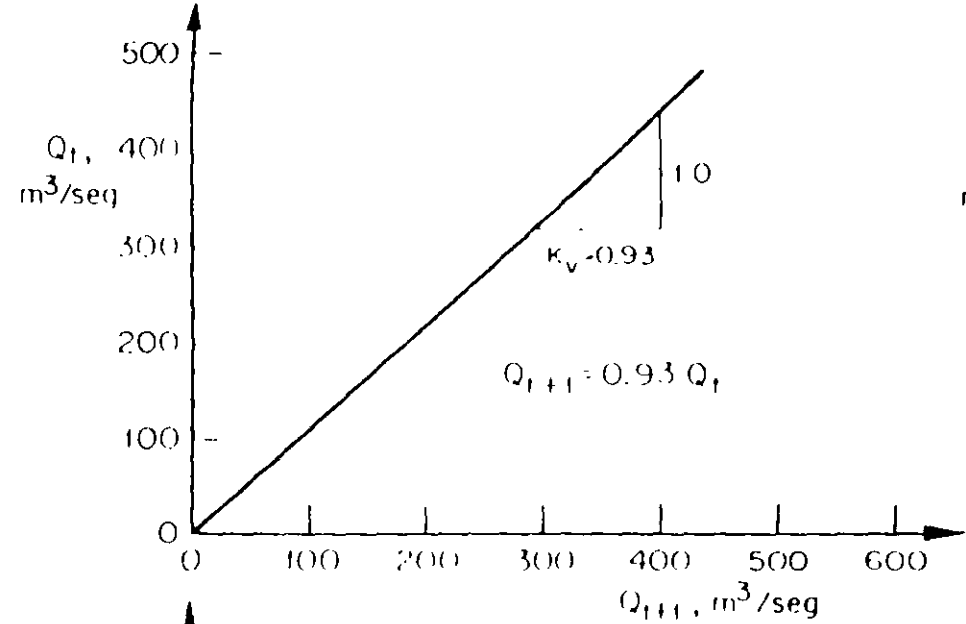
Al trazar la gráfica  $Q_{t+f}$  contra  $Q_t$ , la ec 4.2 será una recta de pendiente  $K_r$ . En las figs 4.5a y b se muestran las rectas obtenidas para las curvas de vaciado de los escurrimientos directo y base de la cuenca de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro., deducidas del hidrograma de la fig 4.4.

Lo anterior permite conocer las curvas de vaciado a partir del hidrograma de una tormenta. Conocida la curva de vaciado del escurrimiento base se podrá determinar, como ya se dijo anteriormente, el punto de frontera sobre el hidrograma donde se separan los escurrimientos.

Los escurrimientos de un hidrograma se pueden separar prolongando la curva de vaciado del agua subterránea hacia atrás del punto de intersección con la curva de vaciado del escurrimiento directo, y ligando un punto arbitrario de esta con el punto del inicio del escurrimiento directo. Ese punto arbitrario de la curva de vaciado del escurrimiento base se localiza en la zona de descenso del hidrograma (fig 4.4, línea c).

Para aplicar este criterio se requiere de un conocimiento previo del fenómeno en la zona donde se produce el escurrimiento; no se emplea muy frecuentemente; es más usual el criterio de la línea recta entre los puntos A y D (fig 4.4, línea c).

Como se puede observar, en el cálculo del volumen de escurrimiento directo existe una diferencia mínima entre ambos criterios.



a) Escurrimiento base

b) Escurrimiento directo

Fig 4.5 Cálculo de la ecuación que define la curva de vaciado del escurrimiento de la cuenca de los ríos Omitlán y Papagayo, Gro.

#### 4.4.2 Análisis de hidrogramas de tormentas consecutivas

Cuando se tienen hidrogramas, por ejemplo, de dos tormentas consecutivas, que suceden tan próximas una de otra que el escurrimiento directo no cesa entre las dos, se puede usar un procedimiento para separar los escurrimientos; se basa en las curvas de vaciado de los escurrimientos directo y base; es similar al último criterio expuesto en el inciso anterior y consiste en determinar analíticamente la frontera de los escurrimientos en la zona del descenso del hidrograma y la frontera restante en forma arbitraria.

Para el análisis analítico se requiere transformar las curvas de vaciado con base en cambios de gasto por unidad de tiempo. Esto implica escoger un intervalo de tiempo que permanecerá constante en todo el estudio. Considerando lo anterior, las curvas de vaciado se transforman llevando en forma de gráficas el gasto al inicio del intervalo contra el cambio de gasto en el intervalo de tiempo considerado.

En la fig 4.5 se muestran las curvas de vaciado transformadas, deducidas a partir de las figs 4.5a y b.

Para analizar la frontera entre los escurrimientos de un hidrograma compuesto (fig 4.7), en las zonas de descenso del hidrograma se procede como sigue:

a) Se escoge un punto  $t$  sobre la curva de vaciado del hidrograma, se determina el cambio de gasto para el intervalo de tiempo escogido

$$\Delta Q_{\Delta t} = Q_1 - Q_2$$

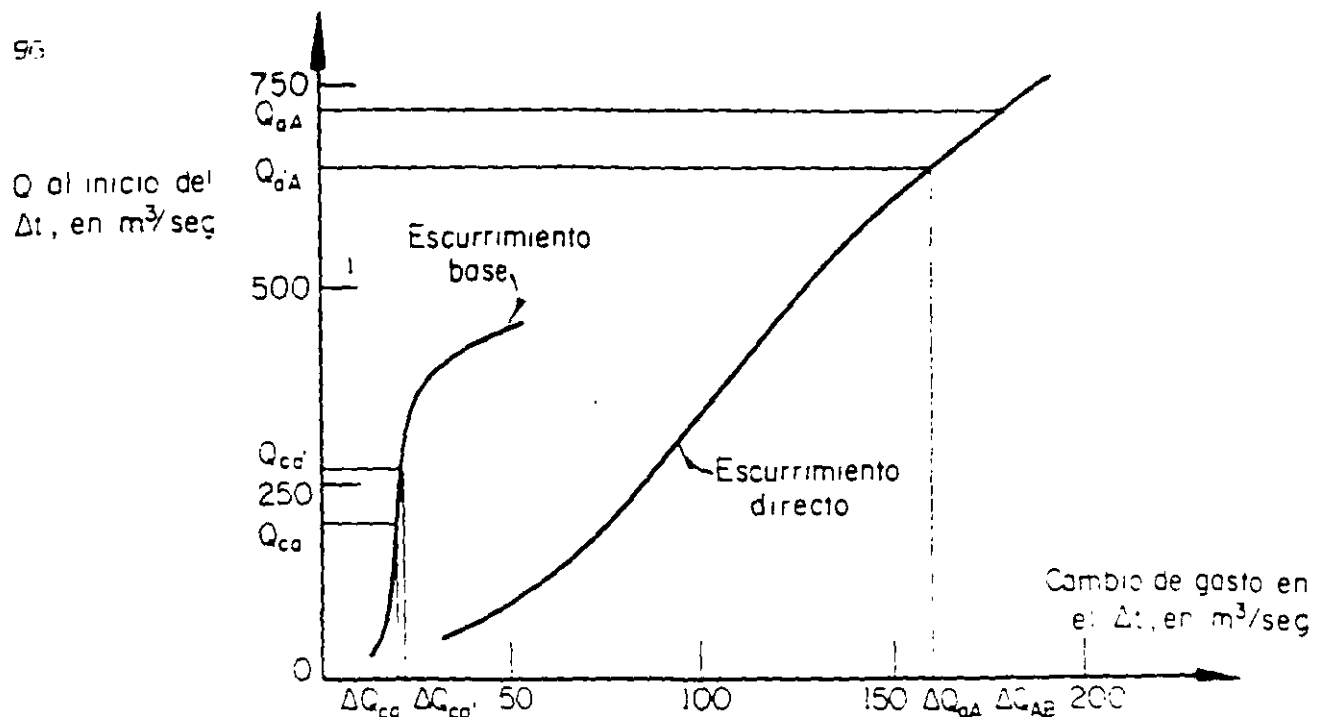


Fig 4.6 Curvas de vaciado considerando variaciones de gasto para un intervalo de tiempo constante  $\Delta t$  ( $\Delta t=6$  hs)

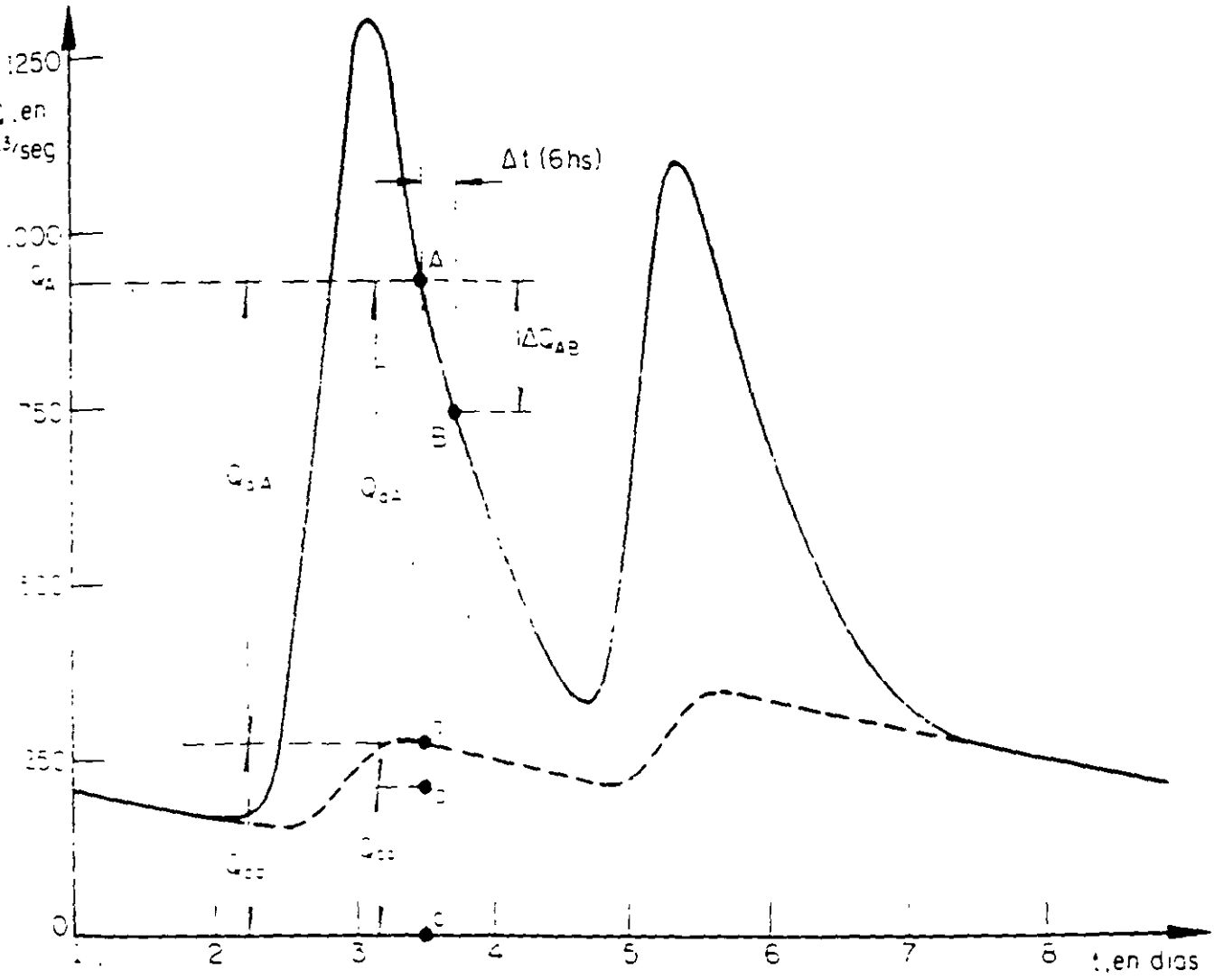


Fig 4.7 Análisis de un hidrograma compuesto

b) Como una primera aproximación se acepta que  $\Delta Q_{AB}$  es el cambio de gasto debido únicamente al escurrimiento directo. Con esa suposición y con el valor de  $\Delta Q_{AB}$ , de la fig 4.6 se calcula el gasto correspondiente al escurrimiento directo, sea este  $Q_{aA}$

c) Si la hipótesis fuese correcta,  $Q_A = Q_{aA}$ . Como en general no lo es, se puede conocer el gasto debido al escurrimiento base y, en una primera aproximación, un punto de la frontera. Si el gasto del escurrimiento base se designa como  $Q_{ca}$ , se tiene que

$$Q_{ca} = Q_A - Q_{aA}$$

valor que llevado a la gráfica de la fig 4.7 determina el punto a

d) Lo anterior implica que  $\Delta Q_{AB}$  es un cambio de gastos debido a los escurrimientos directo y base, contrario a lo supuesto en el paso b). Para efectuar el ajuste y hacer el proceso iterativo, con el gasto  $Q_{ca}$  y la fig 4.6 se determina  $\Delta Q_{ca}$ , que es el cambio de gasto debido al escurrimiento base

e) Conocido  $\Delta Q_{ca}$  se calcula el cambio de gasto correspondiente al escurrimiento directo como

$$\Delta Q_{aA} = \Delta Q_{AB} - \Delta Q_{ca}$$

f) Con este valor de  $\Delta Q_{aA}$  y de la fig 4.6, se obtiene un nuevo valor del gasto directo  $Q_{a'A}$ .

El proceso se repite a partir del paso c), hasta obtener la combinación correcta de los gastos directo y base, y que sus respectivos cambios de gasto sean tales que su suma sea  $\Delta Q_{AB}$ . En ese momento se conocerá un punto de la frontera entre los dos escurrimientos. Este proceso se repite para puntos espaciados en el intervalo de tiempo escogido sobre las zonas de descenso del hidrograma.

## 4.5 Aforo de corrientes

Aforar una corriente en una sección consiste en determinar el gasto que pasa por ella, en la unidad de tiempo. Existen diversas formas de aforar una corriente, dependiendo de las características del río por medir, así como del equipo disponible.

Los procedimientos para aforar una corriente se pueden agrupar en tres criterios:

- a) Secciones de control
- b) Relación sección-velocidad
- c) Relación sección-pendiente.

El criterio a) es el más exacto de los tres, pero solo es aplicable a cauces artificiales o a ríos de sección pequeña y escaso escurrimiento.

El criterio b) es el más usual y es utilizable en cualquier tipo de corriente.

El criterio c) es empleado para completar los registros que no pudieron obtenerse mediante b), aunque es muy usado para obtener gastos máximos de corrientes cuando no se dispone de aparatos de medición.

Cuando exista una presa, se la puede usar como estación de aforo, habiendo calibrado previamente el vertedor y la obra de toma, y conociendo su función de almacenaje.

### 4.5.1 Secciones de control

En Hidráulica, una sección de control de una corriente es aquella donde la energía específica del escurrimiento es mínima. Dicha energía está relacionada con el tirante crítico, por lo que se dice que hay una sección de control donde se presenta el tirante crítico. Este ocu

re cuando existe levantamiento en el fondo del cauce, estrechamiento en la sección, o una combinación de ambos. La sección de control puede ser artificial o natural; un ejemplo típico de la primera es la conocida como sección vertedora o vertedor, la cual puede ser de pared delgada o gruesa, dependiendo del ancho de la cresta vertedora que está en contacto con el agua.

Los vertedores de pared delgada se usan para aforar pequeñas corrientes o canales de riego. Si los gastos son menores de  $0.50 \text{ m}^3/\text{seg}$ , se usan secciones transversales en forma de V, con ángulo de  $60^\circ$  o  $90^\circ$  en el vértice inferior. Para gastos mayores, se emplean secciones rectangulares.

La ventaja de utilizar este tipo de estructuras es que solo se requiere conocer la carga de agua sobre la cresta vertedora y así obtener el gasto. Por ejemplo, para un vertedor de sección rectangular, el gasto se calcula como

$$Q = CLH^{3/2} \quad (4.3)$$

donde

- C coeficiente de descarga
- H carga sobre la cresta vertedora, en m
- L longitud de la cresta vertedora, en m
- Q gasto, en  $\text{m}^3/\text{seg}$

Se tiene la desventaja de que si la corriente transporta material sólido, este tipo de estructuras funciona como una trampa de dicho material, originando fluctuaciones en el coeficiente de descarga y problemas de mantenimiento.

Muchas veces, para evitar estos problemas, se construyen sec-

ciones de control elevando el fondo del río, estrechando su sección, o ambos. El aforo de la corriente se efectúa de la misma manera que para vertedores de pared delgada. En secciones rectangulares, el gasto se calcula como

$$Q = 1.7 bH^{3/2}$$

donde

- b ancho de la sección del río, en m
- H energía específica, en m
- Q gasto que pasa por la sección de control, en m<sup>3</sup>/seg

La energía específica es igual a la suma del tirante en la sección de control y de su carga de velocidad.

#### 4.5.2 Relación sección-velocidad

Este criterio es el más usual en ríos, y se basa en el principio de continuidad

$$Q = Av$$

$$4.4'$$

donde

- A área hidráulica de la sección transversal de una corriente, en m<sup>2</sup>
- Q gasto que pasa por esa sección, en m<sup>3</sup>/seg
- v velocidad media de la corriente en dicha sección, en m/seg

Lo anterior implica que, para conocer el gasto de un río, en una cierta sección de esta, se requiere valuar su velocidad v su área.

Si se determina el perfil de la sección de aforos, al conocer el tirante del agua se obtiene el área hidráulica. Entonces, el problema



se reduce a medir en una estación de aforos las elevaciones y velocidades medias del agua, para calcular el gasto que pasa en el momento de efectuar dichas mediciones.

a) Características de una estación de aforos o hidrométrica

Cualquier estación de aforos que use el criterio sección-velocidad está compuesta por tres partes esenciales que son:

Control. Es una sección transversal o tramo del cauce del río que permite determinar la relación entre las elevaciones del agua y sus gastos correspondientes

Medidor de niveles. Es un instrumento que se instala aguas arriba del control, dentro de su intervalo de influencia, con el propósito de determinar las fluctuaciones de elevación con respecto al tiempo

Sección medidora. Es la sección transversal de la corriente donde se valúa el gasto. La posición de dicha sección no está restringida, y puede encontrarse aguas arriba o abajo de la sección de control, pero también dentro de su zona de influencia. Muchas veces la sección medidora es la misma que el control.

b) Sección de control

De las tres componentes de la estación de aforos, el más importante es el control. Para localizarlo se requiere de un cuidadoso estudio del trazo del río donde se proyecta instalar una estación de aforos. Se debe considerar que el mejor control es aquel donde la sección casi no varía y que sirve para todas las elevaciones del río. Esto implica que si el perfil longitudinal del río es sinuoso, se deberá escoger una sección sobrelevada, de tal manera que controle la mayor longitud de tramo de río; además, se debe evitar ubicarlo cerca de la confluencia de otra corriente, para evitar el efecto de remanso.

### c) Medición de elevaciones

La elevación de la superficie del agua en una corriente se define como la altura de dicha superficie referida a una cota arbitraria, que en algunos casos es el nivel del mar, o bien, un nivel inferior al fondo del cauce del río o su nivel en época de estiaje. Los aparatos utilizados para medir la elevación de una corriente pueden ser manuales o automáticos.

A los aparatos manuales se les conoce como limnómetros. El limnómetro más usual consiste en una regla graduada que se introduce en la corriente. El problema que presenta este tipo de aparatos es que no registran las elevaciones máximas, puesto que la información está supeditada al programa de lecturas que ejecute el operador. En general, en época de avenidas, se hacen lecturas de escala cada dos horas durante el día y, en época de estiaje, una diaria. Para registrar las elevaciones máximas, la regla graduada se marca con pintura soluble al agua; así, se registra, entre los intervalos de medición, la ocurrencia de alguna elevación máxima.

Otro tipo de limnómetro, semejante al anterior, consiste en un peso suspendido de un cable. Este aparato se utiliza si se cuenta con una estructura superior al nivel del agua, por ejemplo un puente, que sirva como elevación de referencia. Colocando el dispositivo sobre la elevación de referencia, se mide la longitud del cable que soporta el peso, cuando este toca la superficie del agua; entonces, la elevación de la superficie del agua a la elevación de referencia menos la longitud del cable. Este aparato tiene los mismos inconvenientes que la regla graduada, con el problema adicional de requerirse una estructura de referencia.

Los aparatos de registro automático de la elevación de una

corriente con respecto al tiempo se conocen con el nombre de limnógrafos. Los limnógrafos tienen un flotador sobre la superficie del agua, el cual está ligado a una aguja que marca sobre un papel de registro las variaciones de los niveles de agua que le transmite dicho flotador. El papel está montado sobre un cilindro, el cual tiene un sistema de relojería que le permite desplazarse de izquierda a derecha. Así, se obtienen registros de cambios de elevación de la superficie del agua contra el tiempo en que ocurren.

Cualquiera que sea el tipo de aparatos que se empleen, conviene colocarlos en la sección de la corriente más sensible a cambios de nivel, pero siempre aguas arriba de la sección de control y dentro de su zona de influencia. Además, deberán protegerse contra la destrucción por materiales flotantes y colocarse en una zona donde no exista perturbación del nivel del agua por efecto del viento. En general, si el aparato es un limnógrafo, este se instala junto a la corriente, para lo cual se construye un pozo o una zanja en la orilla del río por medir (fig 4.6). El pozo se liga a la corriente mediante una tubería, no así la zanja, la cual se construye transversal a la corriente. En el caso de un limnómetro de escala, este se instala sobre la margen del río, rebajándola para que tenga un talud constante, o bien, sobre una zanja transversal a la corriente.

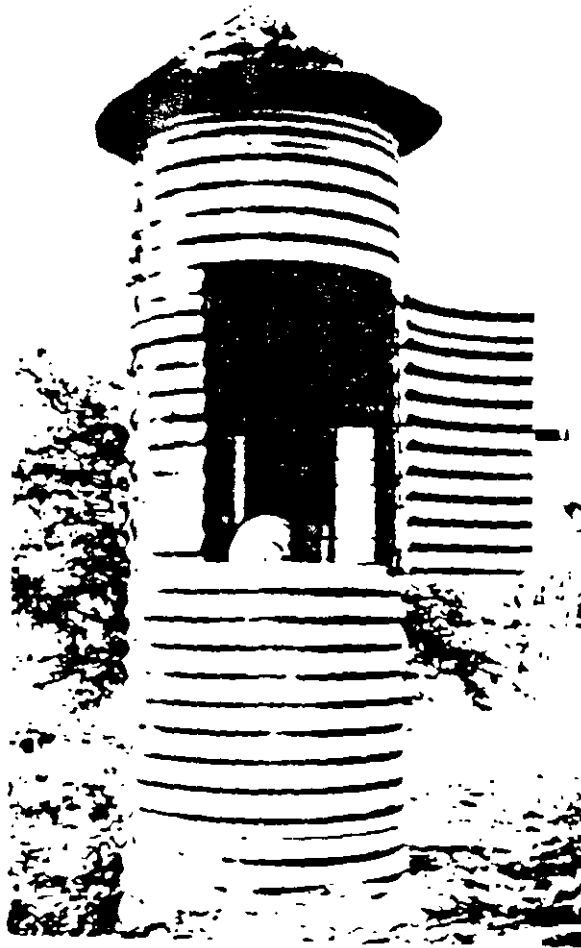


Fig 4.8

## d) valoración del gasto

Una vez conocida la sección de control, es posible obtener el área hidráulica para cualquier elevación de la superficie libre del agua. Entonces, para calcular el gasto relacionado con esta área hidráulica, es necesario determinar la velocidad media de la corriente. Como la velocidad de la corriente no es uniforme, para obtener una mayor aproximación al valor del gasto, se acostumbra dividir a la sección transversal de la corriente en áreas parciales que, en general, son fajas verticales

(fig 4.9). Lo anterior tiene como finalidad definir los puntos de medición de la velocidad de la corriente. Estos puntos se seleccionan de acuerdo con el criterio que se siga al valuar la velocidad media en una vertical, los cuales están basados en considerar a la distribución de la velocidad en una vertical como una parábola (fig 4.10).

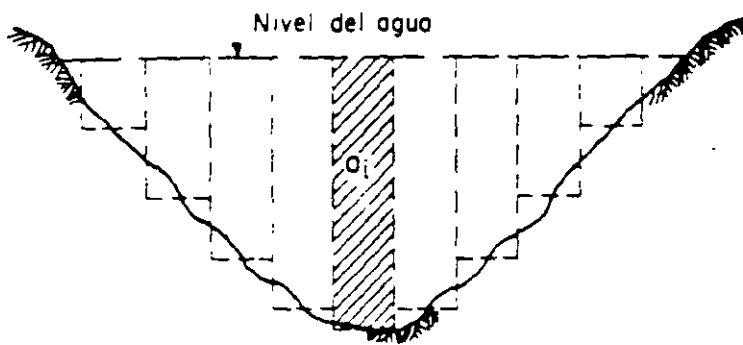


Fig 4.9 Forma de subdividir un cauce para valuar el gasto

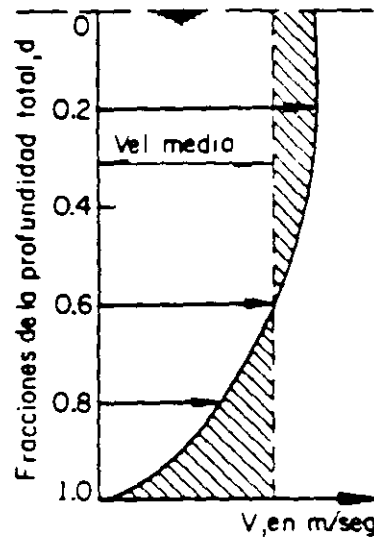


Fig 4.10 Curva de velocidades en la vertical de una corriente

Para valuar la velocidad media en una faja vertical se hacen mediciones de velocidad en puntos que se encuentren al 20 y 60 por ciento del tirante, a partir del nivel de la superficie libre del agua, y considerar al promedio como la velocidad media. Cuando la corriente es pequeña, se pueden presentar problemas al emplear el criterio anterior, debido a las dificultades para medir la velocidad; en este caso, es aceptable que la velocidad media de la corriente corresponda a la velocidad que se mida a una profundidad del 60 por ciento del tirante a partir de la superficie

libre del agua (fig 4.10). Un último criterio es la combinación de los dos anteriores, o sea, aceptar como velocidad media al promedio de las velocidades medidas al 20, 60 y 80 por ciento del tirante a partir de la superficie libre del agua.

Conocida la velocidad media en cada faja vertical, el gasto que pasa se calcula como

$$Q = \sum_{i=1}^n a_i v_i \quad (4.5)$$

donde

- $a_i$  área de la faja vertical  $i$ , en  $m^2$  (fig 4.9)
- $v_i$  velocidad media de la faja vertical  $i$ , en  $m/\text{seg}$  (fig 4.10)
- $Q$  gasto instantáneo que pasa por la sección de aforos en el momento de efectuar las mediciones, en  $m^3/\text{seg}$

En general, al valuar un gasto, los mayores errores se originan al medir las áreas, más que las velocidades. Por esta razón, es conveniente dar una especial atención a la medición de la profundidad de una corriente. Cuando las velocidades de la corriente son bajas, no se presentan problemas al obtener las áreas, pero cuando tiene velocidades medias mayores de 1.5  $m/\text{seg}$  y el río es hondo, es difícil hacer mediciones exactas de las profundidades.

Si la sección medidora casi no varía, es posible obtener su contorno en época de estiaje, con lo cual se conoce a priori el área de las fajas verticales para cada elevación del agua.

Si la sección medidora cambia constantemente, de tal forma que no se considera una sección fija, es necesario medir las profundidades para cada faja vertical donde se hagan determinaciones de velocidades.

El sondeo de un río con altas velocidades se hace utilizando

un escandallo, el cual consiste en un peso de plomo de forma aerodinámica suspendido por un cable de acero. Lo más usual es que al mismo tiempo que se efectúa el sondeo se mida la velocidad, con el objeto de evitar errores de posición.

Para medir la velocidad de la corriente de un río se utiliza un molinete, que es un aparato formado por una hélice o rueda de aspas o de copas que, accionado por la corriente, gira sobre un eje montado en un dispositivo de suspensión (fig 4.11), transmitiendo su movimiento a un sistema registrador que permite conocer el número de vueltas que da la hélice o rueda en un intervalo de tiempo. La relación entre el número de revoluciones en un determinado tiempo y la velocidad de la corriente se conoce por observaciones de laboratorio efectuadas con anterioridad.



Al hacer las mediciones de velocidades en un río, en general, el molinete se liga al escandallo, colocándolo a una distancia conveniente arriba del peso de plomo. Para efectuar los sondeos y los registros de velocidad en la sección medidora de un río, si no hay un puente, se utiliza un sistema de cable-canastilla, donde se instala el operador que va a efectuar las mediciones. Este sistema permite hacer cualquier medición sobre su eje, que generalmente es transversal a la corriente (fig 4.12).

Cuando las mediciones se efectúan utilizando un sistema de cable-canastilla, en aguas rápidas y profundas, se tienen que hacer correcciones, con el objeto de determinar la altura vertical de la corriente y la posición relativa del molinete.



Fig 4.12



En la fig 4.13 se muestra la posición que toma el escandallo al introducirlo en la corriente de un río. Para valuar la distancia vertical en el sitio donde se introduce el escandallo, se requiere que este sea lo suficientemente pesado para que llegue al fondo de la corriente a pesar de la fuerza de esta; además, que el peso sea soportado totalmente por el cable y que este presente poca resistencia a la corriente. Si lo anterior se cumple, de la fig 4.13 se tiene que

$$\overline{bc} = (1-K) \widehat{ef} \quad (4.6)$$

donde K es un coeficiente función del ángulo  $\theta$  (tabla 4.1).

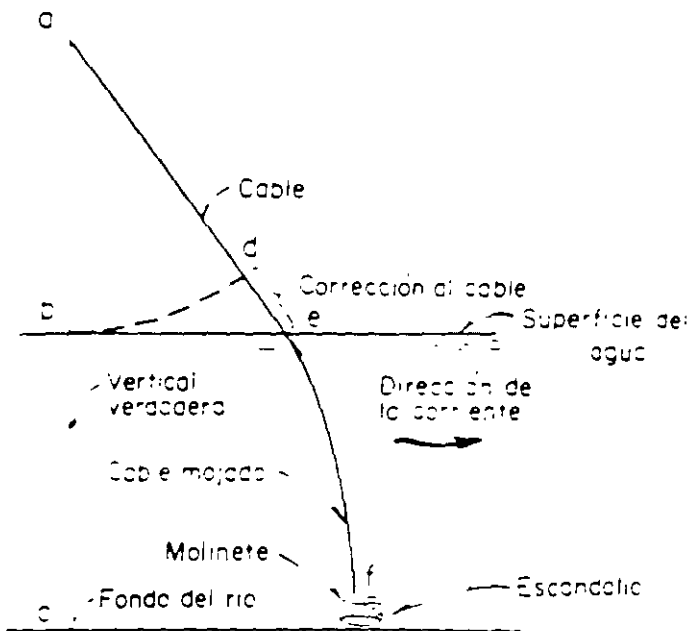


Tabla 4.1 Valores de K v  $\theta$

$\theta$	K	$\theta$	K
4	0.0006	22	0.0246
6	0.0016	24	0.0298
8	0.0032	26	0.0350
10	0.0050	28	0.0405
12	0.0072	30	0.0472
14	0.0098	32	0.0544
16	0.0126	34	0.0620
18	0.0164	36	0.0698
20	0.0204		

Fig 4.13 Posición de escandallo en aguas rápidas

Esta forma de sondear una corriente utilizando el coeficiente  $K$  es correcta, siempre y cuando la dirección de la corriente no se desvíe más de  $10^\circ$  de una perpendicular a la sección de medición.

#### 4.5.3 Relación sección-pendiente

Este criterio permite obtener el gasto de una corriente a partir de la fórmula de Manning. Para esto se requiere conocer las características topográficas del tramo de río donde se quiera valuar el gasto y el nivel del agua para ese gasto en las secciones transversales del inicio y terminación del tramo. El tramo de río debe ser lo más uniforme posible, para no tener secciones de control dentro de él. Según Manning

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (4.7)$$

donde

- $n$  coeficiente de rugosidad de Manning
- $R$  radio hidráulico, en m
- $S$  pendiente del gradiente de energía
- $v$  velocidad media, en m/seg

Si se conoce el área hidráulica de la sección transversal  $A$ , substituyendo la ec 4.7 en la ec 4.4, se tiene que el gasto es

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (4.8)$$

Si se denomina con subíndice 1 a las características de la sección inicial aguas arriba del tramo en estudio, y con subíndice 2 a las características de la sección final aguas abajo del tramo, los elementos de la ec 4.8 se pueden calcular como sigue

$$A = \frac{A_1 + A_2}{2}, \quad R = \frac{R_1 + R_2}{2}, \quad S = \frac{h_f}{L} \quad \text{y} \quad h_f = z + h_v + h_i$$

donde

- $h_i$  pérdida por turbulencia, en m
- $h_v$  pérdida de carga de velocidad, en m
- $z$  desnivel entre las secciones 1 y 2, en m
- $L$  longitud horizontal entre las secciones 1 y 2, en m

En general, las pérdidas  $h_v$  y  $h_i$  pueden desprejiciarse, aunque pueden ser de consideración si las velocidades en las secciones 1 y 2 son muy diferentes.\*

Debido a su sencillez, este criterio tiene gran aplicación cuando se desea conocer el gasto en un río del cual no se disponen datos. Debe considerarse que en este criterio se supone un régimen establecido; esto no ocurre cuando se tiene una avenida, que generalmente es el caso de mayor interés. Por otra parte, el gasto está en relación directa con el coeficiente de rugosidad de Manning, lo que origina que un error en la valuación de este trascienda en el valor del gasto.

Este criterio es ideal para completar registros de gastos de una estación hidrométrica, ya que en este caso se dispone de suficientes datos para valorar con bastante precisión el coeficiente de rugosidad de Manning.

#### 4.6 Curvas elevaciones-gastos

Una vez valuado el gasto en la sección de medición y conocida la elevación correspondiente de la superficie del agua, es posible dibujar

\* Ven Te Chow, "Open Channel Hydraulics", McGraw-Hill, Nueva York (1959)

jar una curva de elevaciones contra gastos (fig 4.14). Esta curva es continua si la sección de control es constante y no se presentan alteraciones debidas a sedimentación o erosión y, además, si la corriente tiene régimen establecido en el momento de efectuar las mediciones de elevaciones y de gastos.

El disponer de curvas elevaciones-gastos resulta de gran utilidad, pues permite inferir el gasto conociendo solo la elevación de la superficie del agua. Cuando el régimen no está establecido y se desea deducir el gasto a partir de la curva elevaciones-gastos, se le deberán hacer correcciones dependiendo de las causas por las que el régimen no esté establecido. Los ajustes principales pueden ser por variación en la sección de control, por el paso de una avenida, o por efectos de remanso.

A continuación se describen estos ajustes, así como las técnicas existentes para extrapolar curvas elevaciones-gastos, cuando son empleadas para elevaciones mayores que las aforadas.

Lecturas de  
escala, en m

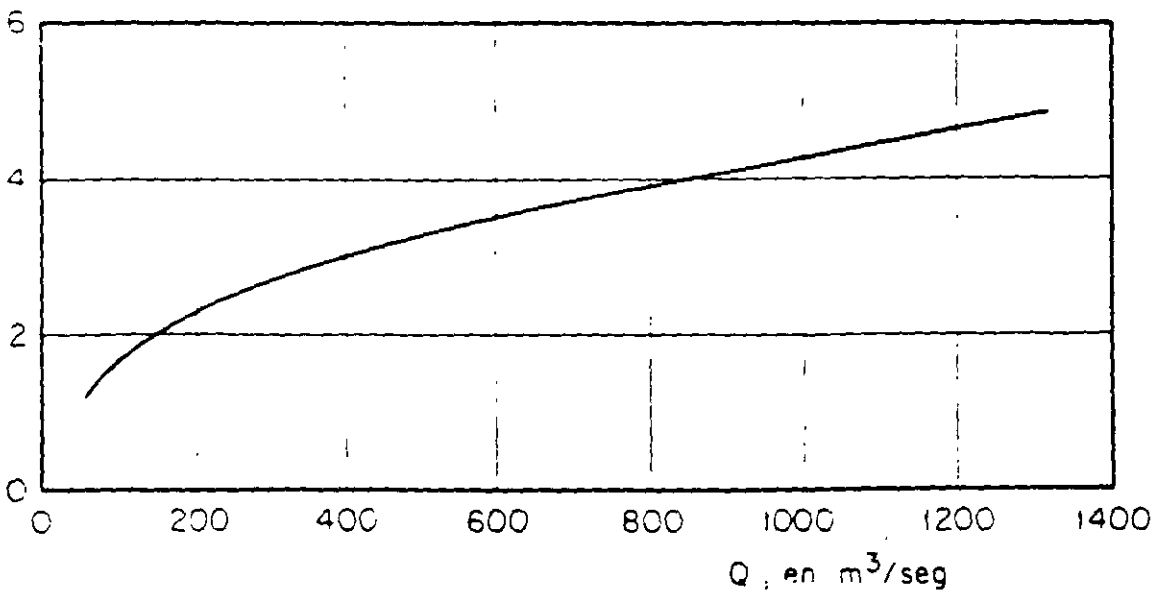


Fig 4.14 Curva de gastos. Estación La Angostura, río Grijalva

#### 4.6.1 Ajuste por variaciones en la sección de control

El uso que se le pueda dar a esta curva para valuar el gasto a partir de la elevación de la superficie del agua depende de la sección de control y, por lo tanto, de cada río en particular. Si la sección de control es estable, se puede usar una curva elevaciones-gastos por periodos de tiempo muy grandes e ir ajustando los gastos deducidos de la curva a partir de una serie de aforos hechos esporádicamente. Si la sección de control cambia continuamente, resulta difícil disponer de una curva de elevaciones-gastos; en general los cambios ocurren en época de avenidas, por lo que conviene en estos casos rehacer las curvas de elevaciones-gastos después de estas épocas, efectuando los aforos necesarios para volverla a construir.

Cuando los cambios en la sección de control son lentos y solamente ocurren durante algunas avenidas, se ajustan los gastos deducidos de la curva elevaciones-gastos con solo disponer de algunos aforos adicionales. Es usual efectuar algunos aforos al mes, y deducir los otros gastos a partir de la curva elevaciones diarias del río. Si los aforos realizados coinciden con la curva de elevaciones-gastos disponible, se acepta que la sección de control no ha cambiado y que no es necesario corregir los gastos calculados con dicha curva.

En caso contrario, se procede a trazar una curva de cambio de elevación entre la elevación medida para cada gasto aforado, y la elevación para ese mismo gasto obtenida a partir de la curva elevaciones-gastos, respecto al tiempo en que ocurrió ese gasto.

Una vez trazada la curva de cambios de elevación respecto al tiempo, se podrán calcular los cambios de elevación que se deben hacer a cada elevación medida para usar la curva elevaciones-gastos y calcular el

gasto correcto.

Ejemplo 4.1. Calcular los gastos diarios en el mes de junio para un determinado río, si se conocen los niveles diarios del agua y seis aforos efectuados durante ese mes (tablas 4.2 y 4.3, cols 2 y 3). Se dispone de la curva elevaciones-gastos (fig 4.15a).

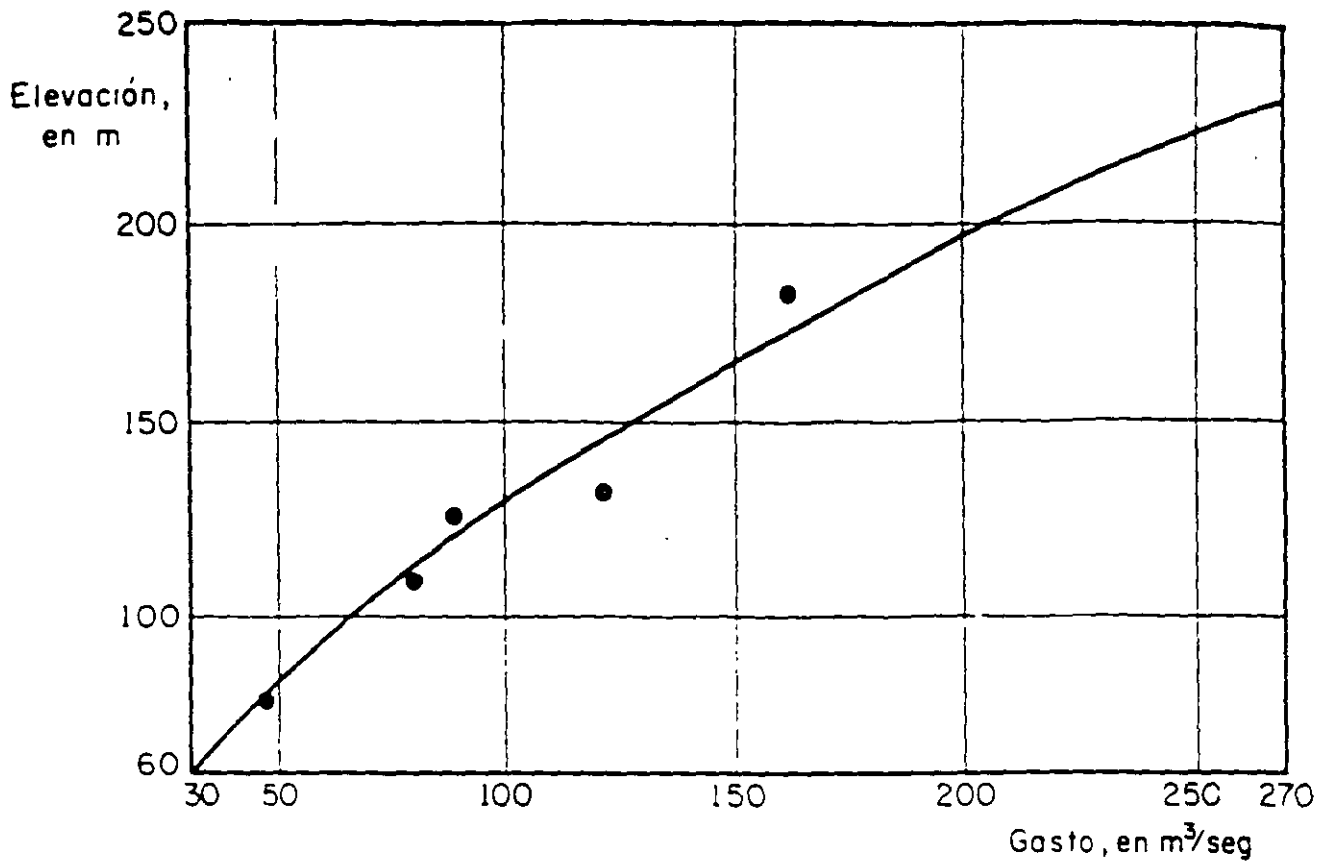
Con los gastos conocidos (tabla 4.2, col 3), se utiliza la curva elevaciones-gastos (fig 4.15a) y se obtienen las elevaciones correspondientes a esos gastos, así como el ajuste de las elevaciones aforadas para que al emplear la curva elevaciones-gastos se obtenga el gasto aforado. En la tabla 4.2 se muestran estos cálculos, los cuales permiten construir la fig 4.15c.

Tabla 4.2 Ajuste de las elevaciones reales

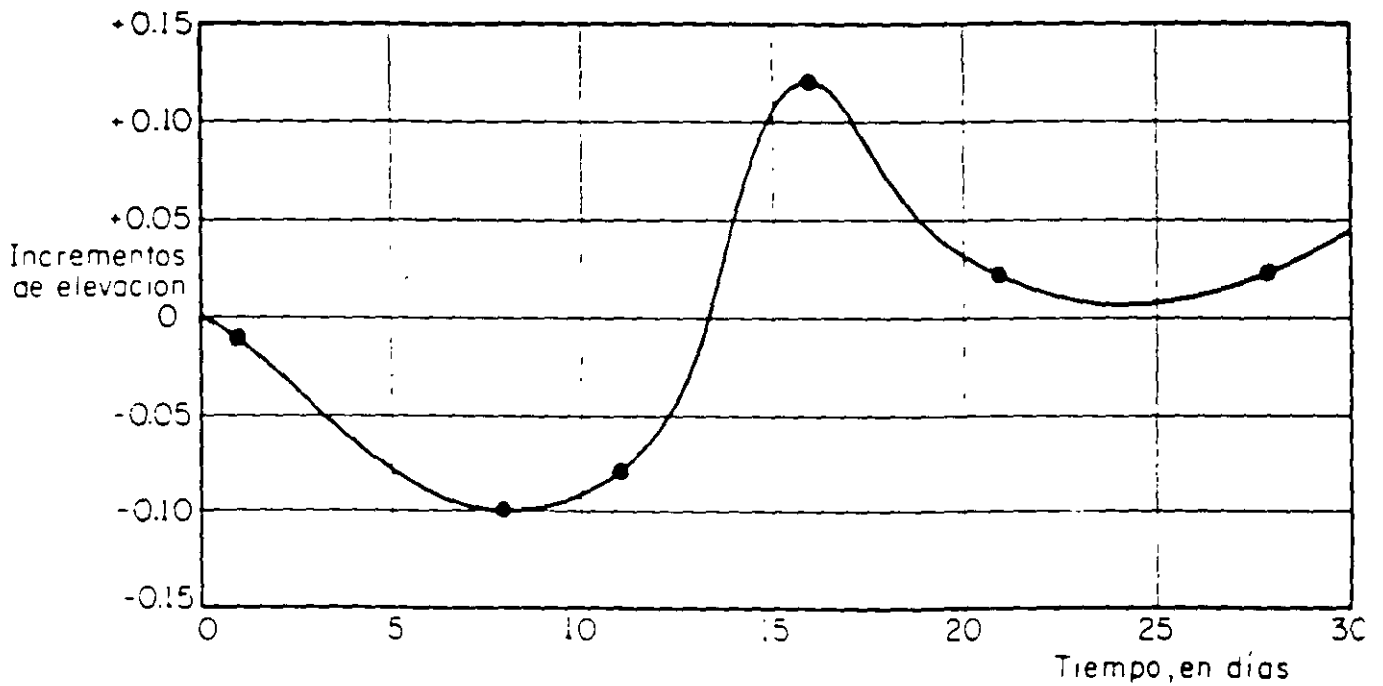
Fecna	Elev registrada, en m	Gasto aforado, en $m^3/seg$	Elev deduc curva E-Q(m)	Corrección, en m
junio 1	2.32	268	2.31	-0.01
8	1.84	163	1.74	-0.10
11	1.28	88	1.20	-0.08
16	1.34	122	1.46	+0.12
21	1.11	80	1.13	+0.02
28	0.79	47	0.81	+0.02

Tabla 4.3 Ajustes por variaciones en la Sección de Control

Fecha	Elevación registrada (m)	Gasto aforado m <sup>3</sup> /seg	Corrección (m)	Elevación ajustada (m)	Gasto m <sup>3</sup> /seg
junio 1	2.32	268	-0.01	2.31	268
2	2.31		-0.03	2.28	262
3	2.31		-0.08	2.23	253
4	2.24		-0.06	2.18	241
5	2.16		-0.07	2.09	225
6	2.07		-0.09	1.98	205
7	1.97		-0.11	1.86	185
8	1.84	163	-0.11	1.73	163
9	1.65		-0.10	1.55	136
10	1.45		-0.09	1.36	108
11	1.28	88	-0.08	1.20	88
12	1.15		-0.06	1.09	75
13	1.06		-0.02	1.04	69
14	1.12		0.04	1.16	84
15	1.21		0.10	1.31	101
16	1.34	122	0.12	1.46	122
17	1.52		0.11	1.63	147
18	1.47		0.07	1.54	133
19	1.38		0.04	1.42	117
20	1.24		0.03	1.27	96
21	1.11	80	0.02	1.13	80
22	1.02		0.02	1.04	69
23	0.95		0.02	0.97	62
24	0.89		0.01	0.90	56
25	0.85		0.01	0.86	51
26	0.80		0.02	0.82	47
27	0.77		0.02	0.79	44
28	0.75	47	0.03	0.82	47
29	0.81		0.03	0.84	49
30	0.80		0.03	0.83	49



a) Curva elevaciones - gastos



b) Curva de variaciones de incrementos de elevación respecto al tiempo

Fig 4.15



Una vez hecha la fig 4.15b, se procede a calcular, para cada día en que se desee obtener el gasto, el valor de la corrección que debe hacerse a la elevación para poder usar la curva elevaciones-gastos. En la tabla 4.3, col 4, se muestran dichas correcciones; en la col 5 se tiene la elevación ya ajustada (col 5 = col 2 + col 4), y en la col 6 el gasto deducido a partir de estas elevaciones y la fig 4.15a.

#### 4.6.2 Ajuste por cambio de régimen

El trazo de la curva elevaciones-gastos implica que el régimen es establecido. En general, el régimen de un río varía continuamente, pero solo cuando se tiene escurrimiento base se pueden aceptar gastos constantes durante un cierto intervalo de tiempo, por ejemplo, un día, y se puede hablar de un régimen establecido. Cuando se tiene una avenida, lo anterior no es factible, debido a que el gasto varía continuamente. Durante el ascenso de la avenida, el gasto es mayor que a régimen establecido para la misma elevación, así como durante el descenso el gasto será menor. Esto se debe al efecto que tiene la celeridad de la onda al pasar por la sección de aforos.

La corrección al gasto se plantea a partir de las pendientes. Si  $S_m$  es la pendiente de la superficie del agua a régimen establecido, la pendiente  $S$  de la superficie del agua, cuando se tiene una avenida, es

$$S = S_m + \frac{1}{U} \frac{dE}{dt} \quad (4.9)$$

donde

$U$  celeridad de la onda de avenida, en m/seg

$\frac{dE}{dt}$  variación de la elevación, en m/seg

Si se acepta que en la sección de aforos todos los factores

permanecen constantes y que solo cambia la pendiente, a partir de la fórmula de Manning (ec 4.7), se tiene que

$$\frac{Q_r}{Q_m} = \sqrt{\frac{S}{S_m}} \quad (4.10)$$

donde

- $Q_m$  gasto a régimen establecido, en  $m^3/\text{seg}$
- $Q_r$  gasto real, en  $m^3/\text{seg}$
- $S$  pendiente de la onda
- $S_m$  pendiente de la superficie del agua a régimen establecido

Sustituyendo la ec 4.9 en la ec 4.10 y despejando  $Q_r$ , se obtiene

$$Q_r = Q_m \sqrt{1 - \frac{1}{US_m} \frac{dE}{dt}} \quad (4.11)$$

Al analizar esta ecuación, se ve que el único término desconocido es  $U$ , ya que  $Q_m$  se obtiene de la curva elevaciones-gastos para la elevación registrada en el instante que se desea conocer el gasto,  $S_m$  se deduce a partir de la fórmula de Manning, ec 4.7 si se conoce  $n$ , o bien se obtiene, cuando se tenga régimen establecido, utilizando una estación auxiliar aguas abajo de la estación de aforos, la cual solo registra elevaciones de agua. Si se conoce la pendiente, con el uso continuo de la curva de elevaciones contra tiempo para ese instante, se acostumbra usar el cambio en la elevación de un punto durante la onda que precede al instante para el cual se quiere calcular el gasto, o cualquier otro intervalo de tiempo, dependiendo de los datos disponibles y la precisión que se desee.

Para calcular la celeridad de la onda de avenida  $U$ , se aplica la teoría de las ondas. Una onda de entrada similar a la que se presenta cuando ocurre una avenida en un río, se puede representar como se indica en la fig 4.16.

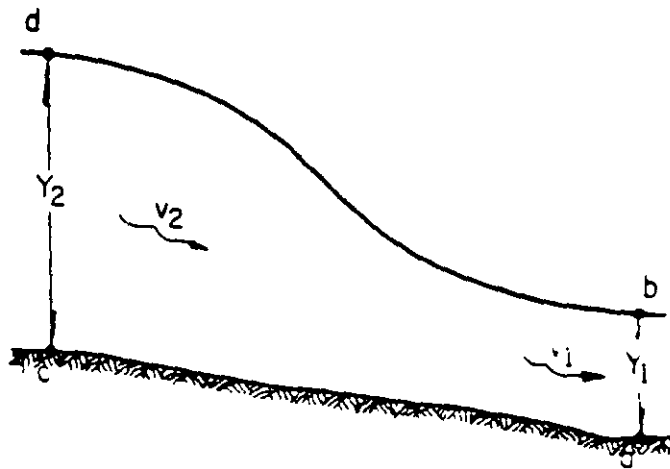


Fig 4.16 Onda de entrada

Suponiendo que la onda fuera de este tipo y que en el río se tuviera régimen establecido con tirante  $y_1$ , y velocidad  $v_1$ , una vez que entra la onda se tendrá un nuevo flujo establecido con tirante  $y_2$  y velocidad  $v_2$ . Las dos regiones de flujo establecido están separadas por la configuración de la onda  $abdc$ , en donde se tiene flujo no establecido. Esta configuración se desliza con una celeridad  $U$  mayor que  $v_2$  o que  $v_1$ .

Cuando la celeridad de la onda  $U$  es mayor que la velocidad media del flujo precedente a la onda, un volumen de agua igual a  $(U - v_1)a_1$ , deberá entrar al frente de la onda en  $ab$ , donde  $a_1$  es el área de la sección transversal y  $v_1$  su velocidad media. Sin embargo, como la configuración de la onda tiene una forma y volumen constante, una cantidad igual de agua deberá dejar la sección  $cd$ , cuya área transversal es  $a_2$ , y  $v_2$  su velocidad media; entonces

$$(U - v_1) a_1 = (U - v_2) a_2 \quad (4.12)$$

La fuerza requerida para producir el cambio de volumen de la sección cd a ab, se valúa como

$$F = \frac{\gamma Q}{g} (v_2 - v_1) = \frac{\gamma}{g} (v_2 - v_1) (U - v_1) a_1 \quad (4.13)$$

donde

g aceleración de la gravedad, en m/seg<sup>2</sup>

γ peso específico del agua, en ton/m<sup>3</sup>

Además, la fuerza F es igual a la diferencia de presiones hidrostáticas sobre las áreas a<sub>1</sub> y a<sub>2</sub>, o sea

$$F = \gamma a_2 \bar{Y}_2 - \gamma a_1 \bar{Y}_1 \quad (4.14)$$

donde  $\bar{Y}_1$  y  $\bar{Y}_2$  son los tirantes al centro de gravedad de las secciones ab y cd, respectivamente (fig 4.16).

De las ecs 4.13 y 4.14, se tiene que

$$(U - v_1) a_1 \frac{v_2 - v_1}{g} = a_2 \bar{Y}_2 - a_1 \bar{Y}_1 \quad (4.15)$$

Al despejar v<sub>2</sub> de la ec 4.15, y substituyéndola en la ec 4.13, se obtiene el valor de la celeridad como

$$c = \frac{U - v_1}{g} \sqrt{\frac{a_2 \bar{Y}_2 - a_1 \bar{Y}_1}{a_1 \left(1 - \frac{a_1}{a_2}\right)}} \quad (4.16)$$

En este caso el signo del radical es positivo, ya que se tiene una onda que tiene la misma dirección de la corriente.

En la ec 4.16, para valuar la celeridad, se requiere conocer las características hidráulicas en la sección de aforos entre los intervalos de tiempo para los cuales se desee calcular la celeridad.

A partir de las ecs 4.11 y 4.16 es posible determinar el gas

to real en una sección de aforos, conociendo la variación de niveles respecto al tiempo y disponiendo de una curva elevaciones-gastos.

Otra forma de obtener la celeridad de la onda de avenida es efectuando aforos durante el paso de una avenida. Al contar con un número suficiente de mediciones se puede obtener una relación entre las elevaciones de la superficie del agua y la relación  $1/US_m$ , o bien, una relación directa entre  $(Q_r/Q_m)^2 - 1$  y  $(1/US_m) dE/dt$ , que es una recta de acuerdo con la ec 4.11, la cual se puede extrapolar.

Ejemplo 4.2. Determinar el hidrograma de la avenida que originó, en la estación de aforos de la Angostura, Chis., el registro de elevaciones horarias mostradas en la tabla 4.4.

En la tabla 4.4 se muestra el cálculo de la celeridad de la onda, de acuerdo con la ec 4.16. Como la sección de aforos de la Angostura, Chis., es muy ancha y tiene forma casi rectangular, el tirante al centro de gravedad se consideró de la mitad del tirante de agua. Las cols 5 y 6 son iguales a las cols 2 y 4, solo que desplazadas un intervalo de tiempo, que en este caso es de una hora.

En la tabla 4.5 se tiene el cálculo del gasto real a partir de la corrección hecha al gasto obtenido de la curva elevaciones-gastos (col 6), aplicando la ec 4.11.

Tabla 4.4 ; Cálculo de la celeridad de la onda para diferentes elevaciones

Elevación (m)	$a_1$ (m <sup>2</sup> )	Tirante (m)	$y_1$	$a_2$ (m <sup>2</sup> )	$y_2$	$v_1$	U
420.246	103.56	1.40	0.700	150.92	1.015	1.912	6.845
420.821	150.92	2.03	1.015	170.16	1.140	2.306	7.150
421.096	170.16	2.28	1.140	260.20	1.710	2.621	9.088
422.246	260.20	3.42	1.710	268.00	1.770	3.893	10.077
422.346	268.00	3.54	1.770	196.28	1.315	3.940	8.597
421.446	196.28	2.63	1.315	162.76	1.090	3.042	7.467
420.996	162.76	2.18	1.090	139.12	0.935	2.519	6.616
420.696	139.12	1.87	0.935				

Tabla 4.5 Ajuste del gasto obtenido de la curva elevaciones-gastos debido al paso de una avenida

Elevación (m)	E (m)	$\frac{\Delta E}{\Delta t} \left( \frac{m}{seg} \right)$	$\frac{1}{USm t} E$	$\frac{Q_r}{Q_m}$	$Q$ (m <sup>3</sup> /seg)	$Q_r$ (m <sup>3</sup> /seg)
420.246	0.575	1.597	-0.115	1.052	198	208
420.821	0.275	0.764	-0.055	1.023	348	356
421.096	1.150	3.194	-0.172	1.081	446	482
422.246	0.100	0.278	-0.014	1.008	1000	1008
422.346	-0.900	2.500	0.142	0.967	1056	1025
421.446	-0.450	1.250	0.084	0.956	597	573
420.996	-0.300	0.833	0.064	0.966	410	396
420.696						

#### 4.6.3 Ajuste por remanso

Este ajuste a los gastos obtenidos a partir de la curva elevaciones-gastos se debe hacer cuando se tiene remanso. Éste puede ocurrir por obstrucción del río, aguas abajo de la estación de aforos, por depósito de material, o bien por tener cerca un tributario que incremente el gasto; también si aguas abajo existe una presa.

El efecto de remanso en el régimen de la corriente se puede cuantificar en la estación de aforos, con base en el cambio de pendiente respecto a la que se tendría para esas condiciones a régimen establecido. Esto se puede analizar estudiando la liga de la pendiente hidráulica con la relación elevaciones-gastos.

El gasto que se obtiene de la curva elevaciones-gastos para una determinada elevación es el que se tiene a régimen establecido. En el caso de ocurrir remanso, para esa misma elevación se tendrá otro gasto. Del análisis de la fórmula de Manning (ec 4.7) se ve que la relación entre esos dos gastos puede escribirse en forma general, y de acuerdo con la ec 4.10, como

$$\frac{Q_r}{Q_m} = \sqrt{\frac{S_r}{S_m}} \quad (4.17)$$

donde

$Q_m$  gasto obtenido de la curva elevaciones-gastos (gasto a régimen establecido) para una cierta elevación, en  $m^3/\text{seg}$

$Q_r$  gasto real que pasaría para la misma elevación en la cual se dedujo  $Q_m$  en el caso de existir remanso, en  $m^3/\text{seg}$

$S_m$  pendiente correspondiente al gasto  $Q_m$

$S_r$  pendiente correspondiente al gasto  $Q_r$

Si se analiza la ecuación anterior, se ve que para valuar el gasto  $Q_r$  se necesita conocer  $S_r$ . Para esto se requiere instalar una estación auxiliar aguas abajo de la estación de aforos, en la cual se registren elevaciones. Se recomienda colocarla a una distancia tal que, para régimen establecido, tenga un desnivel de la superficie libre del agua respecto a la estación de aforos de aproximadamente 30 cm.

Como la distancia entre las dos estaciones es fija, la ec 4.17 puede escribirse como

$$\frac{Q_r}{Q_m} = \left( \frac{h_r}{h_m} \right)^{1/2} \quad (4.18)$$

donde

$h_r$  desnivel de la superficie libre del agua entre la estación de aforos y la auxiliar, cuando ocurre el remanso, en m

$h_m$  desnivel de la superficie libre del agua entre la estación de aforos y la auxiliar, a régimen establecido, en m

Cuando sea posible efectuar mediciones de gastos en la estación de aforos, no habiendo régimen establecido, la ec 4.18 se expresa en forma general como

$$\frac{Q_r}{Q_m} = \left( \frac{h_r}{h_m} \right)^n \quad (4.19)$$

la cual se ajusta mejor a las condiciones reales que la ec 4.11.

Debido a la existencia de la estación auxiliar, en lugar de usar la pendiente a régimen establecido se puede considerar como desnivel constante. Esto trae como consecuencia que la curva elevaciones-gastos se interprete como si hubiese sido deducida para un desnivel constante. En la fig 4.17 se muestra una curva de elevaciones-gastos para un desnivel



constante y los diversos gastos aforados para otros desniveles.

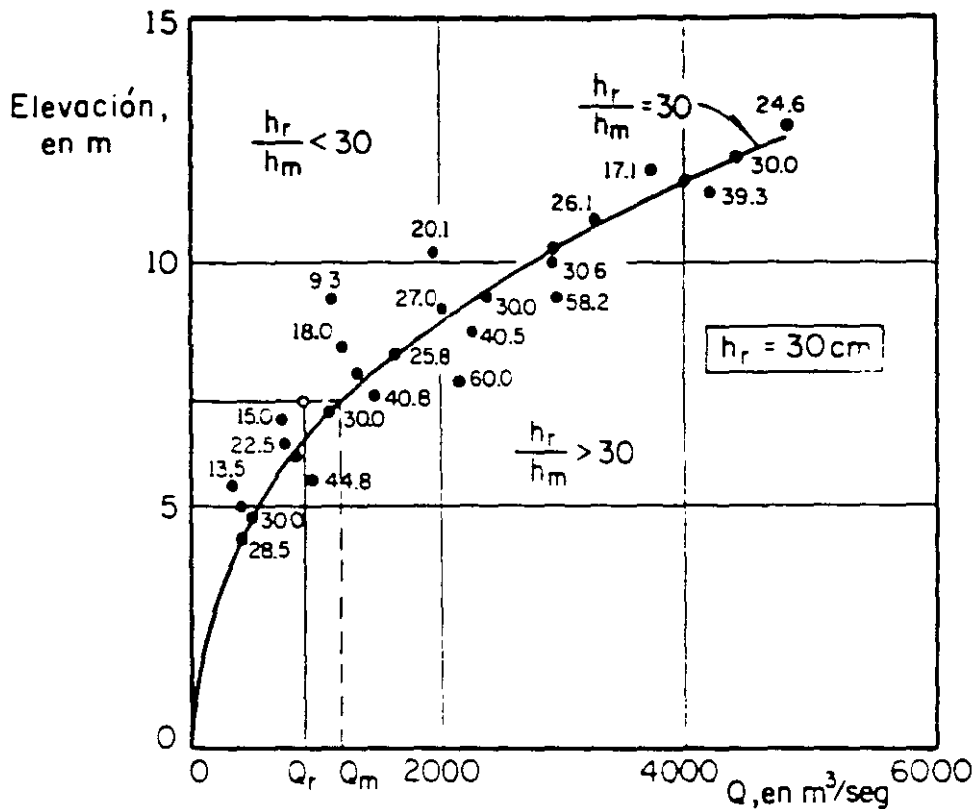


Fig 4.17 Relación entre gastos y elevaciones para diferentes desniveles

Quando se dificulta aforar el gasto debido a un remanso, resulta fácil valorarlo utilizando la ec 4.18 o 4.19, si se dispone de una curva elevaciones-gastos y de una estación auxiliar. Como la estación auxiliar es fija, el valor de  $h_m$  es constante, por lo cual, lo único que se deberá conocer será  $h_r$  y la elevación del agua en la estación de aforos. Esta última permitirá conocer, a partir de la curva elevaciones-gastos, el valor de  $Q_m$ .

Ejemplo 4.3. Obtener el gasto en una estación de aforos que dispone de la información mostrada en la fig 4.17, para una elevación de la superficie libre del agua de 8 m, si al mismo tiempo se presentó un desnivel entre la estación de aforos y la auxiliar de 50 cm.

A partir de la información de la fig 4.17, se procede a determinar la ec 4.19. Si la ec 4.19 se transforma usando logaritmos, esta representa una recta con pendiente  $n$ . Así, en la fig 4.18 se muestran en papel logarítmico la relación de  $Q_r/Q_m$  contra  $h_r/h_m$  obtenidos de la fig 4.17. De lo anterior se obtiene

$$\frac{Q_r}{Q_m} = \left( \frac{h_r}{h_m} \right)^{0.59}$$

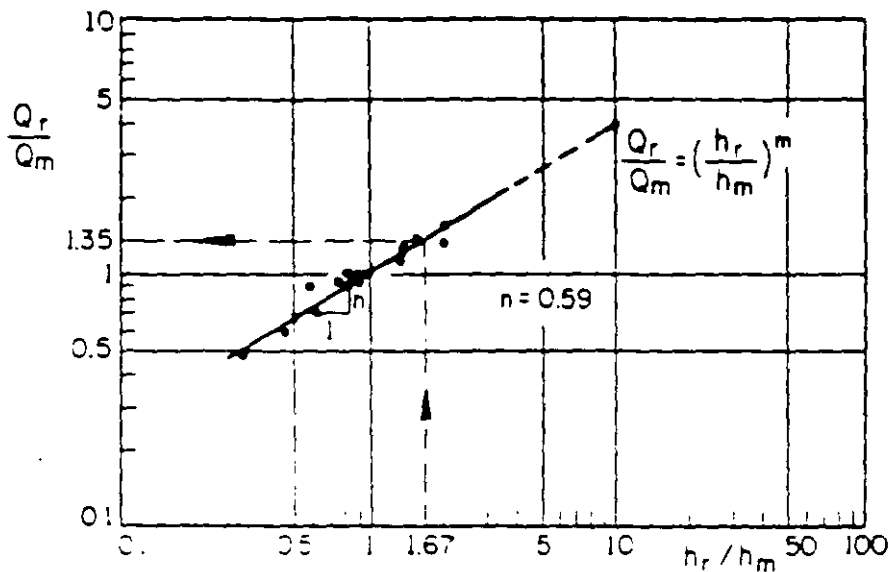


Fig 4.18 Determinación de  $n$  (ec 4.19)

Una vez hecho esto, para calcular el gasto correspondiente a una elevación de la superficie libre del agua de 8 m y un desnivel de 50 cm, se emplea la ecuación anterior o la fig 4.18 para ajustar el valor del gasto obtenido de la fig 4.17 para un desnivel de 30 cm. Así, de la fig 4.17 para una elevación de 8 m y  $h_m = 30$  cm se obtiene que el gasto es de  $1600 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

Por otra parte, para una relación de  $h_r/h_m = 50/30 = 1.67$ , de la fig 4.18 se obtiene  $Q_r/Q_m = 1.35$ , por lo que

$$Q_r = 1.35 \times 1600 = 2160$$

#### 4.6.4 Extrapolación de curvas elevaciones-gastos

Aunque posteriormente se verán técnicas de probabilidades y estadísticas que permitirán conocer la ecuación de la curva que relaciona parejas de puntos (cap 9), en este inciso se analizarán los criterios que existen basados en principios hidráulicos y características de la curva elevaciones-gastos, para extrapolar estas curvas.

La extrapolación de las curvas elevaciones-gastos es importante, ya que, generalmente, cuando se tienen gastos altos, estos no se aforan debido a las dificultades que se presentan al hacerlo.

##### a) Método de Stevens

Este método se basa en la fórmula de Chezy, la cual se escribe como

$$Q = A C R^{\frac{1}{2}} S^{\frac{1}{2}} \quad (420)$$

donde

- A área de la sección transversal del río, en  $m^2$
- C coeficiente de rugosidad de Chezy
- Q gasto, en  $m^3/\text{seg}$
- R radio hidráulico, en m
- S pendiente hidráulica

Para grandes elevaciones del agua se considera que R tiende al tirante medio de la sección hidráulica D y que  $S^{\frac{1}{2}}$  es constante. Entonces, la ec 4.20 se escribe como

$$Q = k A \sqrt{D} \quad (4.21)$$

donde k es una constante. Si la ec 4.21 es verdadera, al dibujarse en una gráfica los valores conocidos de Q contra  $A \sqrt{D}$  se agruparán en una línea recta. Por otra parte, se supone que, para tirantes grandes,  $A \sqrt{D}$  es función de la elevación del agua, y es muy fácil de calcular, ya que es una condición geométrica.

Con esto se ha logrado relacionar indirectamente las elevaciones contra los gastos, con base en la función  $A \sqrt{D}$ . Además,  $A \sqrt{D}$  se puede calcular para cualquier elevación y como Q contra  $A \sqrt{D}$  es una línea recta, esta se puede extrapolar lo que se desee (fig 4.19).

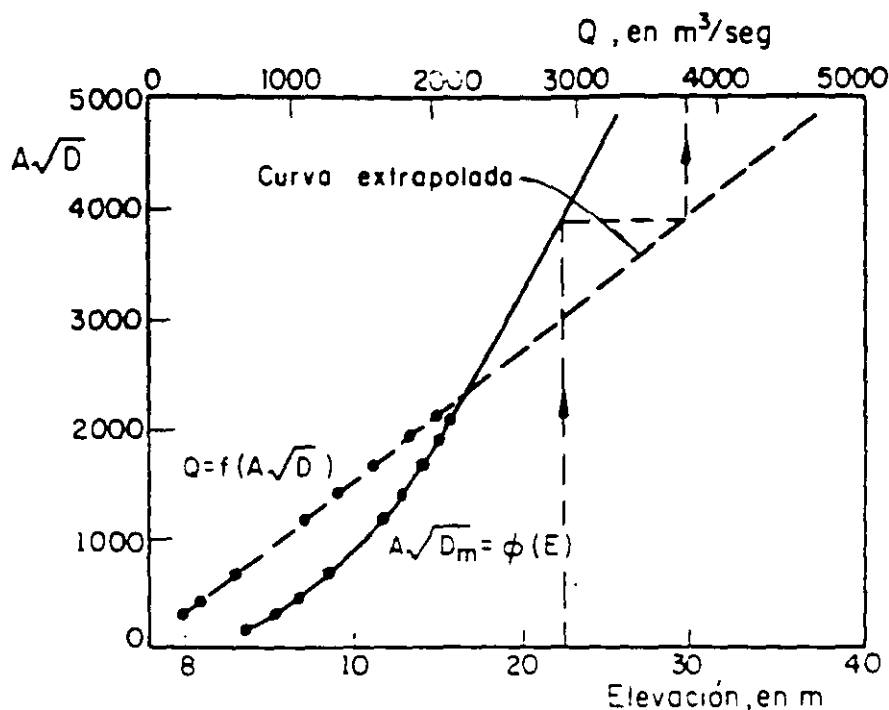


Fig 4.19 Método de Stevens para la extrapolación de las curvas E-Q

b) Método logarítmico

Si la sección de control es aproximadamente simétrica, con respecto a un eje central, este criterio se emplea con ventaja respecto al anterior. Se basa en deducir la ecuación de la curva elevaciones-gastos de los datos conocidos, para después inferir los desconocidos.

Se acepta que la relación elevaciones-gastos se expresa por la ecuación

$$Q = c (E - a)^n \quad (4.22)$$

donde

Q gasto aforado en régimen establecido, en  $m^3/seg$

E elevación de la superficie libre del agua para ese gasto, en mm

a elevación correspondiente a un gasto nulo

c, n constantes para cada estación

Si se toman logaritmos, la ec 4.22 se transforma en

$$\log Q = \log c + n \log (E - a) \quad (4.23)$$

que es la ecuación de una línea recta con pendiente n y ordenada al origen  $\log c$ .

En general, el valor de  $a$  se conoce en forma aproximada, por lo que la ec 4.23 se obtiene por tanteos. Se supone un valor de  $a$ , y conocidos  $Q$  y  $E$ , se traza sobre el papel logarítmico la gráfica  $Q$  contra  $E - a$ . Cuando el valor de  $a$  sea el correcto, los puntos se agruparán en una línea recta, con lo cual se podrán deducir  $c$  y  $n$  (fig 4.20).

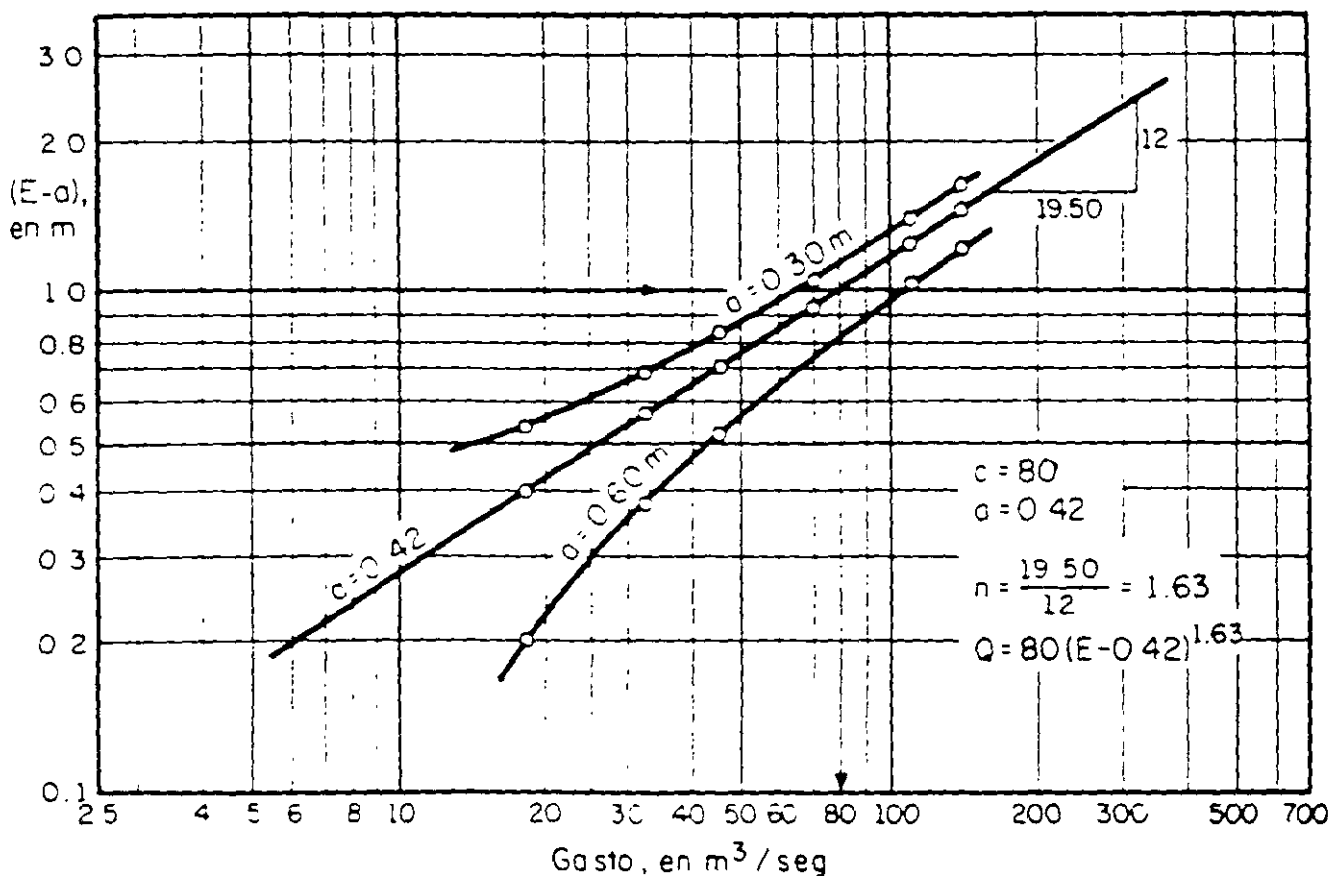


Fig 4.20 Método logarítmico para la extrapolación de curvas E-Q

#### 4.7 Referencias

Linsley, Kohler y Paulhus, "Applied Hydrology", McGraw-Hill International Students Edition

J. M. de Wiest, "Geohydrology", John Wiley and Sons, Inc. (1965)

Wisler y Brater, "Hydrology", John Wiley and Sons, Inc. (1963)

## 2. PRECIPITACION

En el diseño de un sistema de drenaje urbano una de las variables que intervienen es el gasto que debe ser desalojado a través de él; para calcular dicho gasto se debe definir una tormenta de diseño, que asociada con un método de relación lluvia-escorrimento, como los descritos en el cap 3, permiten determinarlo. En este capítulo se describe la manera de estimar dicha tormenta.

### 2.1 Aspectos generales

La forma del hidrograma de escorrimento en una cuenca generalmente está definida por las características físicas de ella y por la lluvia que lo provoca. Dentro de la lluvia debe considerarse su forma (en gotas, granizo, nieve, etc.), su tipo (orográfica, ciclónica o convectiva) y su distribución en el tiempo y espacio.

Para obtener la tormenta de diseño debe contarse con un número adecuado de estaciones, para medir la lluvia, dentro o cercanas a la cuenca que



además se encuentren ubicadas uniformemente para tomar en cuenta la distribución temporal y espacial de la lluvia; por otra parte se recomienda que las estaciones tengan al menos unos 10 años de registro; si se desea saber si el número de estaciones es aceptable se puede utilizar alguno de los criterios que se describen en la ref 1.

Para definir la tormenta de diseño se pueden seguir tres métodos; el primero está basado en determinar el valor de la lluvia de manera puntual, el siguiente en considerar la variación de la lluvia con respecto al área, y el último en hacer una regionalización de la zona. Enseguida se describen las bases de estos tres criterios.

## *2.2 Curvas intensidad de la lluvia- duración-periodo de retorno*

Los valores de lluvia que se miden en una estación son de tipo puntual y permiten conocer la variación de la misma con respecto al tiempo. Al realizar el análisis de la información también se puede determinar el periodo de retorno que tiene cada una de las lluvias registradas. Generalmente, en los boletines que editan algunas dependencias como, la Comisión de Aguas del Valle de México, la información se presenta en tablas que contienen el valor de la intensidad de la lluvia para diferentes duraciones y años. La información presentada permite obtener las curvas de intensidad de la lluvia-duración-periodo de retorno, cuya forma de construirse pueda verse en la ref 2.

La desventaja al utilizar estas curvas es que para áreas mayores de  $10 \text{ km}^2$ , como el valor de la intensidad de lluvia permanece constante, se puede originar errores de consideración en la determinación del gasto, debido a que no se toma en cuenta la variación de la lluvia dentro del área.

### 2.3 *Curvas altura de precipitación-duración-área*

En la mayor parte de los estudios hidrológicos es importante conocer la variación de la lluvia con respecto al área. Para conocer esta variación es necesario contar, dentro de la cuenca o cerca de ella, con un número adecuado de estaciones pluviográficas y como apoyo algunas pluviométricas. El análisis de la información para diferentes tormentas permite calcular las combinaciones de precipitación con respecto al área de distribución para diferentes duraciones. Las tormentas escogidas deben ser las más desfavorables que hayan ocurrido en la zona y el resultado del análisis anterior son las curvas de altura de precipitación-duración-área, cuya construcción se describe en las refs 3 y 4.

### 2.4 *Regionalización de las lluvias en una cuenca*

La determinación de la tormenta de diseño en términos de regiones, permite agrupar toda la información disponible, no tomando en cuenta la registrada en algunas estaciones aisladas que no resulte congruente con la general recabada en la cuenca.

Para obtener la tormenta de diseño con este criterio, se define la precipitación máxima que ocurre en un punto y posteriormente, utilizando un factor de ajuste, se modifica dicho valor para conocer la precipitación media sobre el área que se desea estudiar. Si además se requiere calcular el valor de la precipitación para diferentes duraciones y periodos de retorno, es necesario determinar los factores de ajuste correspondientes a estos términos y de preferencia en forma regional.

A continuación se describe la manera de calcular los factores de ajuste. Para ejemplificar dicho cálculo se utiliza la información o análisis realizados para la cuenca del Valle de México.

### 2.4.1 Regionalización de precipitaciones máximas

La regionalización de la precipitación máxima se hace mediante la construcción de planos de isoyetas, ya que ellos permiten tomar en cuenta la variación espacial de la lluvia, para una duración de 24 horas y para una duración menor que 2 horas.

Se utilizó la duración de 24 horas porque la precipitación es medida comúnmente en pluviómetros, cuyo registro se hace cada 24 horas. El plano de isoyetas para una duración menor de 2 horas tiene como objeto tomar en cuenta que las lluvias que provocan incrementos notables en el escurrimiento en cuencas urbanas tienen generalmente una duración entre cero y dos horas.

Los planos de isoyetas indicados anteriormente deben tener asignado un periodo de retorno común, por ejemplo, en obras de drenaje urbano el periodo de retorno que generalmente se escoge es de 2 años, pero se puede escoger uno mayor si en todas las estaciones utilizadas en el trazo de las isoyetas se cuenta con periodos de registro grandes, ya que de esta manera los resultados generales son confiables y a la vez se puede detectar si existe información incongruente en algunas estaciones con respecto a la obtenida para toda la cuenca.

#### 2.4.1.1 Planos de isoyetas

Si se considera que el tipo de fenómeno que provoca las precipitaciones máximas en la cuenca (ciclónico, convectivo, etc) es el mismo para cualquier duración que se considere, puede suponerse que la forma de las isoyetas será igual para las diferentes duraciones y solamente cambiará el valor asignado en cada isoyeta. En estas condiciones, se puede utilizar la forma de las isoyetas para cualquier duración como base y, con la información correspondiente a otras duraciones, determinar el valor que debe asignarse a cada isoyeta. A continuación se describe con mayor detalle la construcción de estos planos para duraciones de 30 min y 24 h.

- a) Plano de isoyetas para una duración de 30 minutos y un periodo de retorno dado

Para trazar el plano de isoyetas se utiliza una relación entre la intensidad de lluvia, medida en forma puntual, y la duración correspondiente, tomando ambos valores para un periodo de retorno común. La relación anterior, válida para duraciones entre 5 y 120 min (ver ref 5), se expresa como

$$i = \frac{\alpha}{d + \beta} \quad (2.1)$$

donde

i intensidad de la lluvia, en mm/h

d duración, en min

$\alpha, \beta$  coeficientes que se obtienen al hacer el ajuste con los datos registrados en cada estación

Conocido el valor de la intensidad de lluvia para una duración dada, se obtiene su correspondiente valor de precipitación para cada estación, y se traza el plano de isoyetas, tomando como base la forma de las isoyetas medias anuales, de manera que si el valor de precipitación calculado para alguna estación no corresponde al asignado a las isoyetas este se desecha.

- b) Plano de isoyetas para una duración de 24 horas y un periodo de retorno dado

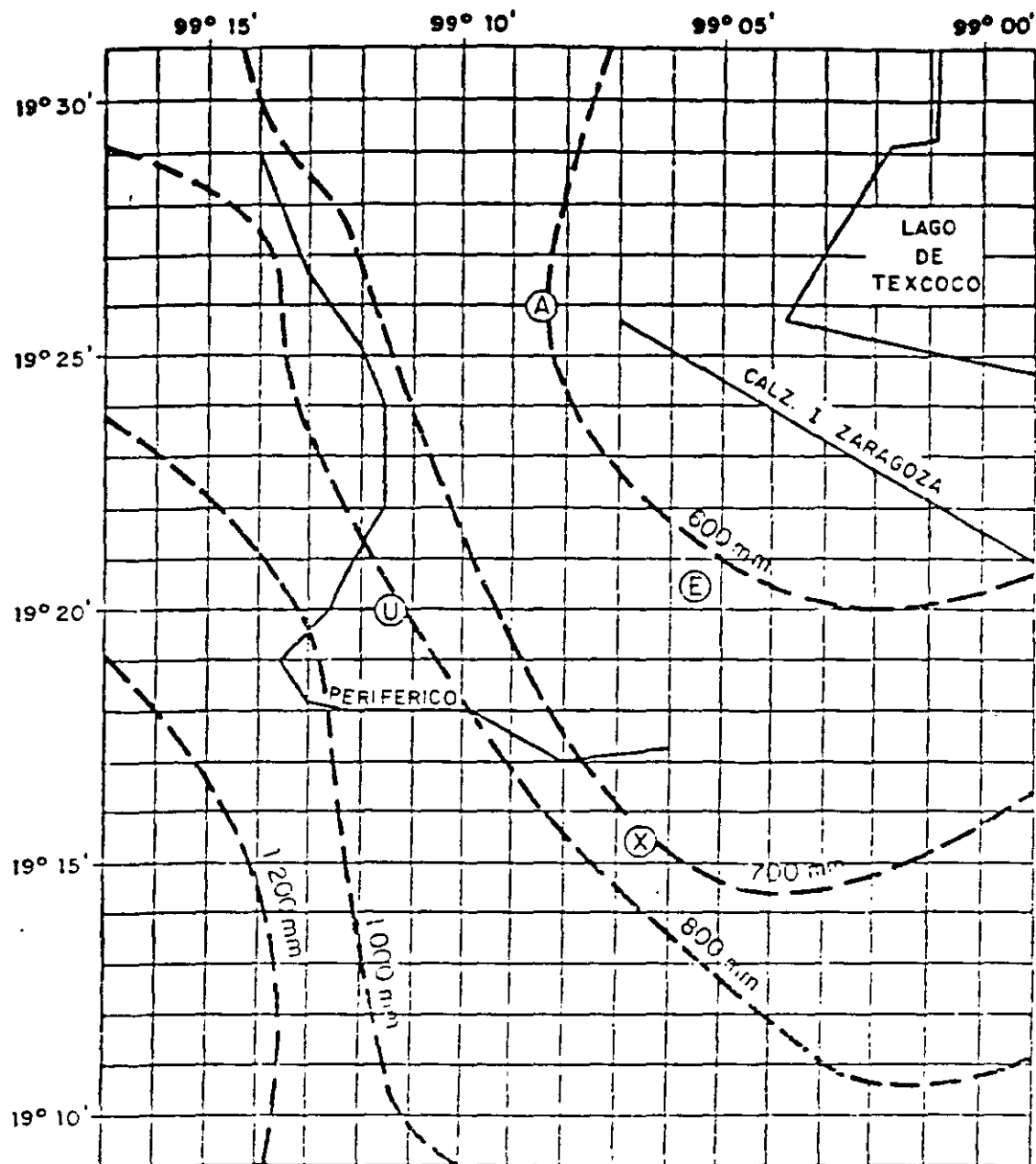
Para su construcción se utiliza la misma metodología que se describió en el inciso a, sólo que los valores son obtenidos del análisis estadístico de las precipitaciones registradas en los pluviómetros. Este análisis consiste en ajustar para cada estación una función de distribución de probabilidad (Gumbel, exponencial, etc) a los valores de pre

precipitación registrados en ella, es decir, se obtienen los valores máximos anuales registrados en la estación, para una duración de 24 h y posteriormente se les ajusta una función de distribución.

De acuerdo con lo indicado en los incisos a) y b), para la cuenca del Valle de México, se obtuvieron los planos de isoyetas mostrados en la figs 2.2 y 2.3. La información que se utilizó en su construcción está resumida en las tablas 2.1 y 2.2 donde aparecen los valores de precipitación. La fig 2.1 corresponde a las isoyetas medias anuales.

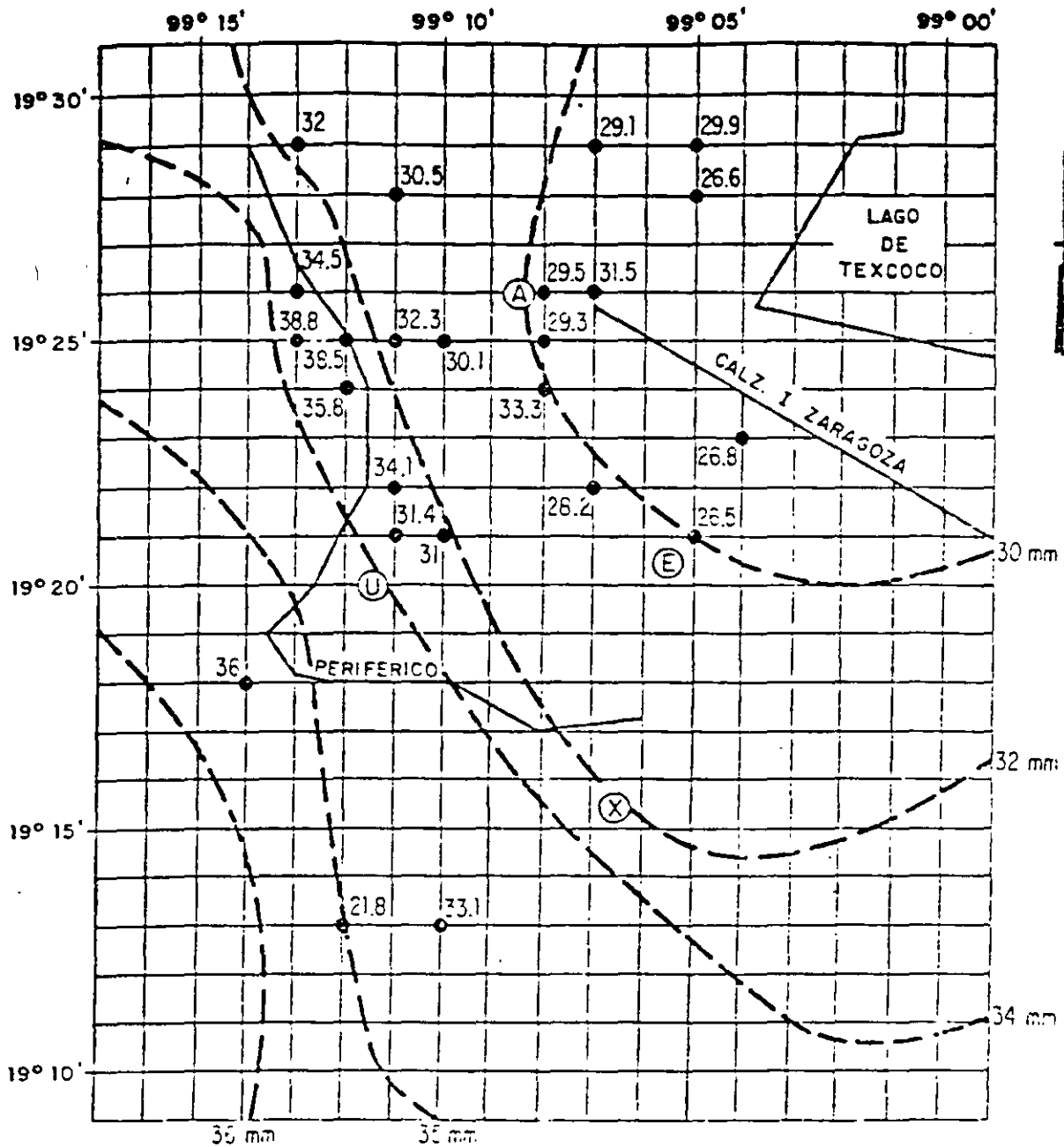
La fig 2.2 corresponde a las isoyetas con una duración de 30 minutos y período de retorno de 5 años; la información utilizada se tomó de la ref 6 y en la tabla 2.1 se indican los resultados obtenidos de dicho análisis. La relación entre la intensidad de lluvia y la duración para un periodo de retorno constante se obtuvo con la ec 2.1. Al anotar los valores de precipitación obtenidos (ver tabla 2.1) en el plano de la cuenca se observa que estos tienden a aumentar hacia el suroeste del Valle con una tendencia similar a la que se observa con las precipitaciones medias anuales, ver fig 2.1. Tomando en cuenta lo anterior, el plano de isoyetas se construyó igual al de las isoyetas medias anuales cambiando únicamente el valor de las isoyetas. Debe indicarse que en 4 estaciones se tienen discrepancias mayores del 10% entre el valor medido en la estación y el que se obtiene con las isoyetas (estaciones Ixtapalapa, Tecamachalco, Taller de Dolores y Ajusco).

La fig 2.3 corresponde a las isoyetas con una duración de 24 horas y periodo de retorno de 5 años. La información se tomó de la ref 7 y los resultados obtenidos se indican en la tabla 2.2, el tipo de función de distribución de probabilidad que mejor se ajusta a los datos es la exponencial; se hizo un análisis semejante al realizado para obtener la fig 2.2. En este caso solo se tienen dos estaciones que muestran discrepancia con el valor de la isoyeta (estaciones Presa Mixcoac y Ajusco).



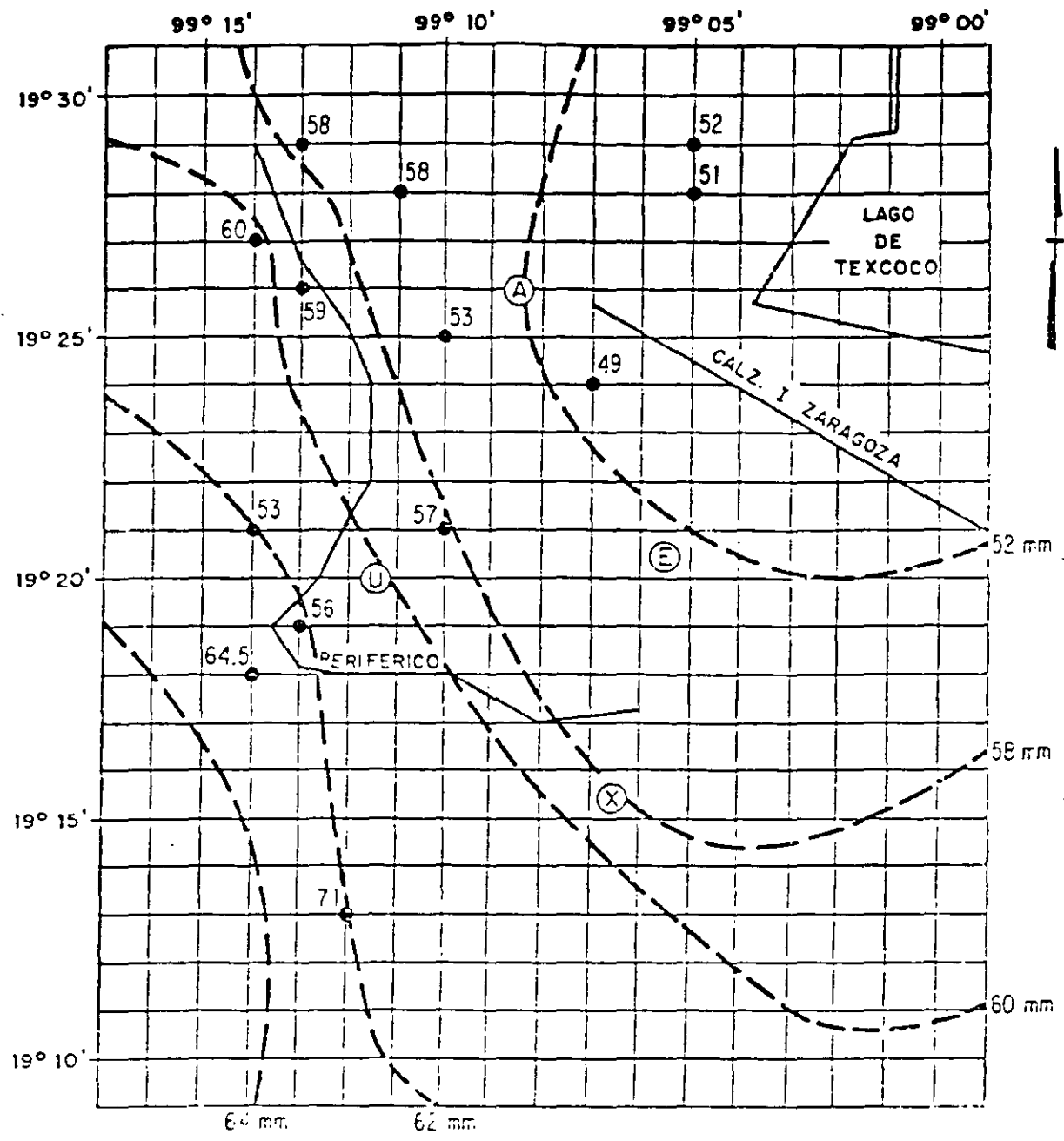
- A Alameda Central
- E Cerro de la Estrella
- U Ciudad Universitaria
- X Xochimilco

Fig 2.1 Plano de isoyetas medias anuales



- A Alameda Central
- E Cerro de la Estrella
- U Ciudad Universitaria
- X Xochimilco

Fig 2.2 Plano de isoyetas para una duración de 30 min y periodo de retorno de 5 años



- A Alameda Central
- E Cerro de la Estrella
- U Ciudad Universitaria
- X Xochimilco

Fig 2.3 Plano de isoyetas para una duración de 24 h y periodo de retorno de 5 años



TABLA 2.1 Precipitaciones máximas P para una duración de 30 min y un periodo de retorno de 5 años

No	ESTACION	NORTE	SUR	AÑOS DE REGIS- TRO	$\alpha$	$\beta$	$P_{30}$ , en mm
1	Col. Agrícola Oriental	19°23'	99° 4'	8	2721	20.7	26.8
2	Ajusco	19°13'	99°12'	13	1840	12.2	21.8
3	Andalucía	19°24'	99°08'	17	2509	7.7	33.3
4	Av. del Trabajo	19°26'	99°07'	18	2552	10.5	31.5
5	Azcapotzalco	19°28'	99°11'	23	2814	16.1	30.5
6	C. F. E.	19°25'	99°10'	23	2869	17.7	30.1
7	Delegación Coyocacán	19°21'	99°10'	20	2560	11.3	31.0
8	Desv. Alta al Pedregal	19°18'	99°14'	9	4515	32.7	36.0
9	Departamento Central	19°26'	99°08'	25	2726	16.2	29.5
10	División del Norte	19°23'	99°10'	20	3117	17.1	33.1
11	Dr. Pascua	19°25'	99°08'	21	2462	12.0	29.3
12	Iztapalapa	19°21'	99°05'	8	2260	12.6	26.5
13	Km 6 + 250	19°29'	99°05'	18	2372	9.7	29.9
14	La Fortuna	19°29'	99°07'	25	2660	15.7	29.1
15	La Condesa	19°25'	99°11'	30	3103	18.0	32.3
16	Delegación Mixcoac	19°22'	99°11'	17	2901	12.5	34.1
17	Molino Blanco	19°29'	99°13'	21	3191	19.8	32.0
18	Monte Altai y Nevada	19°20'	99°13'	19	2800	10.6	34.5
19	San Angel	19°21'	99°11'	22	2559	17.1	31.4
20	San Juan de Aragón	19°28'	99°05'	6	2235	12.0	26.6
21	Tacubaya	19°24'	99°12'	25	3283	15.9	35.8
22	Tecamachalco	19°26'	99°13'	12	3261	12.0	38.8
23	Taller de Dolores	19°25'	99°12'	21	3462	15.0	38.5
24	Unidad Modelo	19°22'	99°07'	16	2331	11.4	28.2

Tabla 2.2 Precipitaciones máximas para una duración de 24 horas y un periodo de retorno de 5 años

(1) ESTACION	(2) EDO	(3) CEP	(4) NORTE	(5) SUR	AÑOS DE REGISTRO	(7) P <sub>24</sub>	(8) P <sub>24</sub>	(9) (3)/(7)
AJUSCO	D. F.	S.A.R.H.	19°13'	99°12'	13	71.0	30.4	0.43*
AZCAPOTZALCO	D. F.	S.A.R.H.	19°28'	99°11'	25	58.0	45.4	0.30
C.F.E.	D. F.	C. F. E.	19°25'	99°10'	21	53.0	47.2	0.89
DESV. ALTA AL PEDREGAL	D. F.	S.A.R.H.	19°18'	99°14'	25	64.5	73.6	1.14*
Km 6 + 250	D. F.	S.A.R.H.	19°29'	99°05'	27	52.0	39.3	0.75
MOLINO BLANCO	MEX.	S.A.R.H.	19°29'	99°13'	27	58.0	52.5	0.91
SAN JUAN DE ARAGON	D. F.	S.A.R.H.	19°28'	99°05'	30	51.0	35.9	0.72
TECAMACHALCO	D. F.	S.A.R.H.	19°26'	99°13'	19	59.0	53.9	0.91
CINCEL	D. F.	S.A.R.H.	19°24'	99°07'	21	49.0		
DESIERTO DE LOS LEONES	D. F.	S.A.R.H.	19°18'	99°16'	24	70.0		
PRESA ANIZALDO	D. F.	S.A.R.H.	19°19'	99°13'	20	56.0		
PRESA NIXCOAC	D. F.	S.A.R.H.	19°21'	99°14'	21	53.0		
XOCO	D. F.	S.A.R.H.	19°21'	99°10'	22	57.0		
MOLINITO	MEX.	S.A.R.H.	19°27'	99°14'	23	60.0		

(7) Obtenidos con una función de exponencial

(8) Obtenidos con la ec 2.1

\* Están fuera del rango de valores

## 2.4.2 Factores de ajuste

Para determinar el valor de la precipitación correspondiente a cualquier duración, periodo de retorno y área se calculan los llamados factores de ajuste que permiten pasar el valor puntual a uno promedio para una zona en estudio, a continuación se describe cada uno de ellos.

### 2.4.2.1 Factor de ajuste por duración

Para obtener el factor de ajuste por duración, se procede como se indica enseguida (para ejemplificar cada uno de los pasos que se mencionan se utilizarán los datos de la cuenca del Valle de México):

Secuencia de cálculo:

1. Se comprueba si los factores de ajuste para cada duración son únicos en toda la cuenca, es decir, son o no independientes del punto en estudio; para ello se procede de la siguiente manera:
  - a) Se establece una relación entre la intensidad de la lluvia y la duración, por ejemplo, la ec 2.1.
  - b) Se seleccionen dos valores de  $\alpha$  y sus correspondientes  $\beta$ ; los cuales deben corresponder al máximo y mínimo de los valores de dicha variable, exceptuando aquellos valores que estén muy fuera del orden.

Para la cuenca del Valle de México, se escogieron los siguientes valores de  $\alpha$  y  $\beta$  (ver tabla 2.1):

Estación	$\alpha$	$\beta$
Taller de Dolores	3 462	15.0
Unidad Modelo	2 331	11.4

Obsérvese que en la tabla 2.1, indicados con un asterisco, aparecen los valores de  $\alpha$  igual a 1 840 y 4 515 que no se escogieron ya que difieren del conjunto de valores obtenidos para las demás estaciones.

- c) Para cada condición de  $\alpha$  y  $\beta$  (ver inciso b) se calcula la intensidad de lluvia con la ec 2.1, para duraciones entre 15 minutos y 24 horas; cada intensidad se transforma a precipitación y los valores obtenidos se expresan como un factor de la de 24 horas, es decir, se divide cada valor de precipitación entre el correspondiente al de 24 horas.

Para los datos del inciso b, se tiene

	$\alpha = 3\ 462$				$\beta = 15.0$				
duración, en min	15	30	60	120	240	480	720	1 440	
precipitación, en mm	28.9	38.5	46.2	51.2	54.4	56.0	56.4	57.1	
factor de 24 h	0.51	0.67	0.81	0.90	0.95	0.98	0.99	1.00	

	$\alpha = 2\ 331$			$\beta = 11.4$				
duración, en min	15	30	60	120	140	480	720	1 440
precipitación, en mm	22.1	28.2	32.7	35.4	37.2	37.6	38.4	38.6
factor de 24 h	0.57	0.73	0.85	0.92	0.96	0.97	0.99	1.00

- d) Se comparan los valores obtenidos para cada  $\alpha$  y para duraciones comunes; si en general los valores calculados no difieren en 10 por ciento entre ellos, se acepta que el factor de ajuste para cada duración es independiente de la ubicación del punto en la cuenca; si por el contrario, los valores son diferentes entre sí, se tiene que hacer una división de la cuenca en regiones para lograr que el factor de ajuste por duración sea independiente de la ubicación en cada región donde se hace el análisis. En ambos casos la secuencia de cálculo de los pasos 2 a 4, que se describen a continuación, es igual.

Para la cuenca del Valle de México, ver inciso c, se observa que los factores son semejantes entre sí y la diferencia entre ellos no es mayor del 10 por ciento, por tanto, el factor de ajuste para cada duración es independiente de la ubicación del punto en estudio.

- Para cada estación se calcula la precipitación correspondiente a una duración de 24 horas, utilizando la relación que se menciona en el paso 1 y se comparan con los que se obtienen del análisis estadístico de las precipitaciones registradas en los pluviómetros. Esto tiene como objeto el poder determinar si el factor de ajuste por duración es único o se tienen que calcular factores de ajuste para diferentes rangos de duración.

En la tabla 2.2 (columnas 7 y 8) se indican los resultados obtenidos para la cuenca del Valle de México; la comparación entre los valores de precipitación se hizo dividiendo los valores que se obtienen con la ec 2.1 (columna 8) entre los del cálculo estadístico (columna 7). En la misma tabla se observa que los valores para las estaciones Ajusco y Desviación Alta al Pedregal, indicados con un asterisco, están fuera de rango, por lo que no es conveniente considerarlos en el análisis.

3. Se define cuántos factores de ajuste por duración se necesitan.
  - a) Si la comparación de los resultados obtenidos en el paso 2 indica semejanza entre ellos, se calcula un factor único de ajuste.
  - b) Si la comparación de los resultados obtenidos en el paso 2 indica desigualdad entre ellos, se debe de calcular un grupo de factores de ajuste.

---

En general, para los datos de la cuenca del Valle de México, la comparación entre los valores obtenidos con la ec 2.1 son en promedio un 17 por ciento menores que los del análisis estadístico, lo cual es debido a que la ec 2.1 es estrictamente válida hasta duraciones de 2 horas, debido a lo cual es necesario utilizar factores de ajuste para diferentes duraciones. Debido a lo anterior se decidió definir dos grupos de factores de ajuste, uno para duraciones menores de 2 horas y otro para 4 y 24 horas.

4. Se calculan los factores de ajuste por duración de la siguiente manera:
  1. Factor de ajuste para duraciones menores de 2 horas

- a) De la relación escogida en el paso 1, se obtienen los valores de intensidad de lluvia correspondiente a diferentes duraciones, por ejemplo 15, 30, 60 y 120 minutos, y luego se transforman a precipitaciones.
- b) Se escoge una duración en medio del intervalo como, por ejemplo, la de 30 minutos, y se calcula la intensidad de lluvia correspondiente.
- c) Se dividen los valores calculados en el inciso a entre el valor del inciso b; los resultados obtenidos son los factores de ajuste para cada duración.

## II. Factor de ajuste para duraciones entre 4 y 24 horas

- a) Se seleccionan las estaciones que tengan valores de precipitación registrados en pluviógrafos y pluviómetros.
- b) Con la ec 2.1, para un período de retorno de 5 años, se obtiene para cada estación el valor de las intensidades de lluvia correspondientes a duraciones entre 2 y 24 horas y se transforman a altura de precipitación. Además, del análisis estadístico de cada estación, se calcula la precipitación para 24 horas y 5 años de período de retorno.
- c) Para cada estación se construye una gráfica como la que se muestra en la fig 2.4 con los valores calculados en el inciso b.

Las escalas de la fig 2.4 son logarítmicas ya que la precipitación y la duración están ligadas con una relación del siguiente tipo:

$$P_p = a d^b \quad (2.2)$$

donde

a, b parámetros que se obtienen del ajuste de los valores

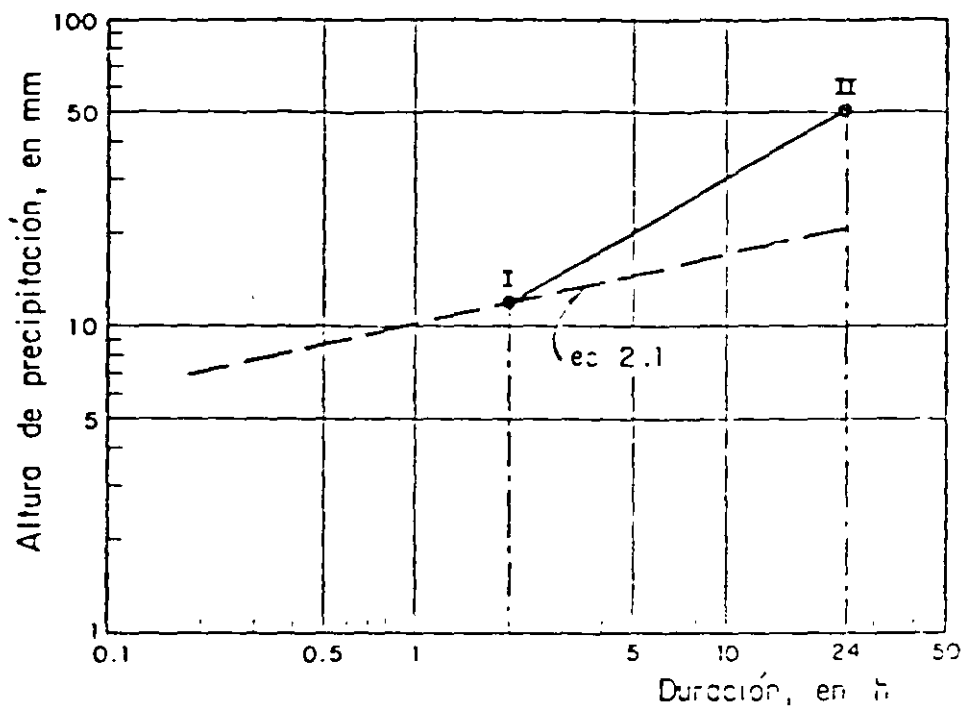


Fig 2.4 Recta de ajuste para obtener el factor de ajuste

La línea punteada corresponde a los valores de precipitación que se obtienen para diferentes duraciones utilizando para ello la relación escogida en el paso 1 (ec 2.1). Generalmente los valores de precipitación para una duración de 24 horas calculados con el análisis estadístico de los pluviómetros y la ec 2.1 son diferentes por lo que para la precipitación para duraciones comprendidas entre 4 - 24 horas se utiliza la línea llena. Para determinar la ecuación de la recta que pasa por los puntos I y II se utiliza una ecuación como la siguiente:



$$\ln P_{d_i} = a + b \ln d_i$$

Los valores de  $a$  y  $b$  se obtienen al hacer el ajuste con los puntos conocidos y una vez hecho esto se calculan los valores de precipitación para duraciones entre 4 y 24 horas.

- d) Se repite el paso C tantas veces como estaciones se seleccionaron en a
- e) Para cada estación se dividen los valores de precipitación para diferentes duraciones entre la de 24 horas
- f) Se calcula el factor de ajuste promediando los valores calculados en e para duraciones comunes

Para el Valle de México y con los datos de las tablas 2.1 y 2.2 se calcularon los factores de ajuste para una duración de 30 minutos y 24 horas y los resultados obtenidos se indican en las tablas 2.3a y 2.3b.

Tabla 2.3a Factor de ajuste para una duración de 30 minutos

Duración, en min	15	30	60	120
precipitación, en mm	25.7	33.5	39.6	43.5
factor de ajuste	0.77	1.0	1.18	1.30

Tabla 2.3b Factor de ajuste para una duración de 24 horas

Duración, en h	4	8	12	24
Factor de ajuste	0.811	0.879	0.920	1.0

Los valores de precipitación de la tabla 2.3a se calcularon con la ec 2.1 y para aplicar esta ecuación los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  se tomaron como un promedio de los escogidos en el paso 1, es decir, se utilizó  $\bar{\alpha} = 2\ 896.5$  y  $\bar{\beta} = 13.2$ .

En la elaboración de la tabla 2.3b se utilizó el procedimiento indicado en el paso 4 y únicamente se consideró en el análisis a las estaciones Tecamachalco, Molino Blanco, C.F.E., Azcapotzalco, km 6+250 y San Juan de Aragón ya que son las únicas que cuentan con valores de precipitación para 24 horas que pueden ser calculadas con la ec 2.1 y la función de distribución de probabilidad (análisis estadístico).

#### 2.4.2.2 Factor de ajuste por periodo de retorno

Para calcular este factor se necesitan los datos de lluvia, para una duración de 24 horas, registrados en cada una de las estaciones que se encuentran en la cuenca. El procedimiento que se sigue para calcular el factor de ajuste se describe a continuación.

1. Para cada estación se escogen los valores máximos de lluvia para cada año y se les ajusta una función de distribución de probabilidad, por ejemplo, del tipo exponencial, Gumbel, etc.
2. Conocida la función de distribución se escogen los valores de precipitación para diferentes periodos de retorno.

3. Se selecciona un periodo de retorno y se calcula el valor de pre cipitación correspondiente; el periodo de retorno debe ser el mismo que se escogió en 2.4.2.1.
4. Se divide cada uno de los valores del paso 2 entre el valor del paso 3.
5. Se comparan los valores obtenidos en el paso 4 entre todas las estaciones. Si son muy parecidos, se toma un valor medio para cada periodo de retorno y dicho valor corresponde al factor de ajus te. Si por el contrario, no se tiene semejanza, se divide la zona en regiones hasta lograr que los valores del paso 4 sean semejantes entre sí de acuerdo con el grupo de estaciones de cada región.

Para la cuenca del Valle de México se utilizó el procedimiento descrito y al comparar los valores obtenidos en el paso 4 de la secuencia de cálculo mencionada se observó que eran semejantes para periodos de retorno comunes, por tanto, se tomó un valor promedio. Los datos se tomaron de la ref 7 y el periodo de retorno empleado como base fue de 5 años. En la tabla 2.4 se muestran los resultados obtenidos.

Tabla 2.4 Factor de ajuste por periodo de retorno

Periodo de retorno, en años	2	3	5	10	20	30	50	100
Factor de ajuste	0.76	0.87	1.00	1.13	1.36	1.47	1.60	1.78

### 2.4.2.3 Factor de ajuste por área

Muchos problemas prácticos están relacionados con el volumen de lluvia que cae dentro de un área por lo que necesita estimar la precipitación media que cae sobre ella. Esta precipitación es menor que la precipitación puntual y puede ser obtenida como una proporción de esta; para encontrar la proporción en que debe modificarse el valor de la precipitación puntual, se calcula un factor de ajuste por área válido para una duración determinada, y que, según lo menciona la ref 8 generalmente no varían con el periodo de retorno.

Para obtener el factor de ajuste por área existen diversos criterios, a continuación se describen brevemente algunos de ellos.

#### a) Factor de ajuste por área con tormentas centradas

Se denomina de tormenta centrada ya que el área en estudio se ubica de modo que el máximo valor de lluvia puntual registrado quede en medio de ella.

El factor de ajuste se obtiene con la siguiente relación:

$$FRA = \frac{R_1}{R_2} \quad (2.3a)$$

donde

FRA factor de reducción por área

$R_1$  precipitación media máxima en la cuenca para una determinada duración

$R_2$  precipitación máxima puntual para la misma tormenta y duración para la que se calcula  $R_1$

La manera de obtener FRA es:

1. Se escoge un conjunto de tormentas para una duración determinada, por ejemplo, 24 horas.
2. Se construye el plano de isoyetas para cada una de las tormentas.
3. Se forma una gráfica entre parejas de valores de área de isoyeta (acumulada)-precipitación, ver fig 2.5. Se obtienen tantas gráficas de este tipo como planos de isoyetas se tengan.

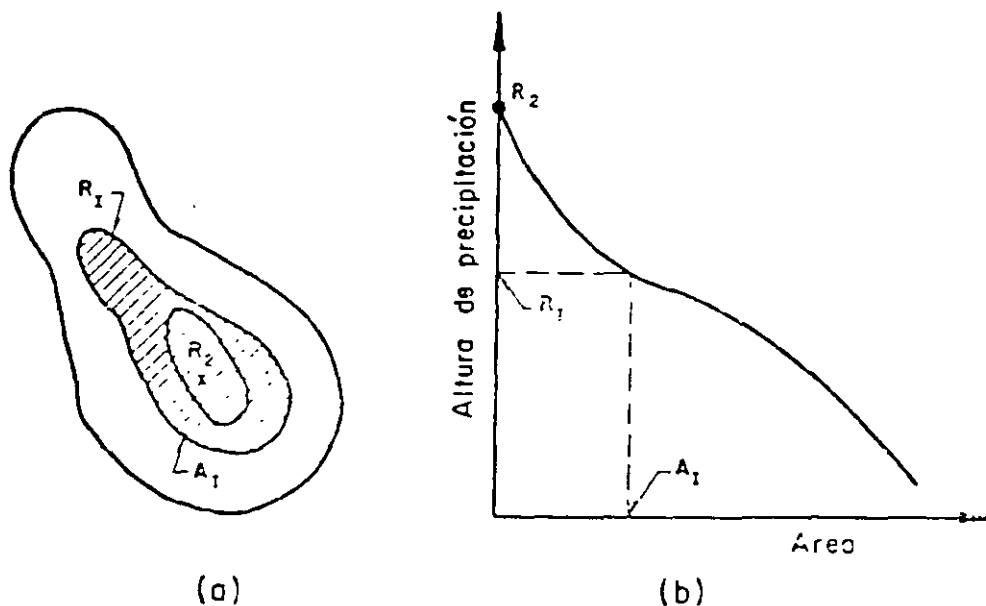


Fig 2.5 Obtención del factor de ajuste por área para tormentas centradas

4. En la figura anterior para el área que se desea estudiar se obtiene la precipitación media,  $R_1$ .
5. El valor de  $R_2$  corresponde al máximo valor puntual que se tenga en el plano de isoyetas.
6. Se calcula el cociente  $R_1/R_2$ .

7. Se calcula el FRA como un promedio de todos los valores de  $R_1/R_2$  calculados.
8. El procedimiento descrito se aplica para diferentes áreas y se obtiene el FRA para cada una de ellas.

Una aplicación de este método se hizo en los Estados Unidos utilizando para el análisis cuencas con una gran densidad de estaciones; en la fig 2.6, tomada de la ref 1 (pp 93-94), se muestran los resultados obtenidos.

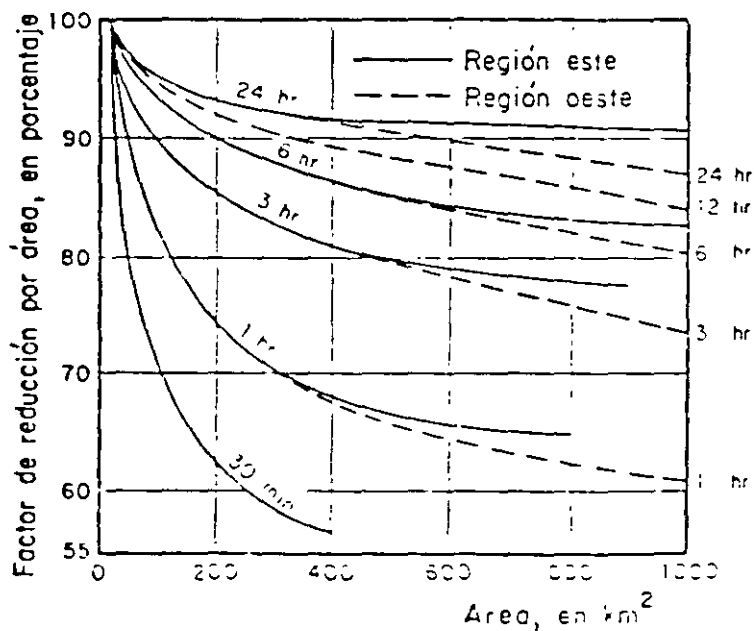


Fig 2.6 Factor de reducción por área utilizado en Estados Unidos

b) Factor de ajuste por área con áreas fijas

Se llama de áreas fijas ya que la ubicación de esta corresponde a la cuenca en estudio y, por tanto, no cambia en la secuencia de cálculo.

El factor de ajuste se obtiene con la siguiente relación:

$$FRA = R_3/R_4 \quad (2.3b)$$

donde

- $R_3$  precipitación media máxima anual para una duración y área dadas
- $R_4$  precipitación puntual media máxima anual sobre toda el área para la misma duración para la cual se obtiene  $R_3$

La manera de obtener FRA con este criterio se indica a continuación:

1. Con los registros de las estaciones de la cuenca se calcula, para cada tormenta, la precipitación media sobre toda el área, ya sea con el método de isoyetas o de Thiessen y se designa como  $r_a$ .
2. Se selecciona el máximo valor de  $r_a$  para cada año, es decir, se tiene  $r_a(1)$  en el primer año,  $r_a(2)$  en el segundo año, etc, hasta  $r_a(N)$  en el año  $N$ .
3. Se calcula la precipitación media máxima anual como:

$$R_3 = \frac{\sum_{i=1}^N r_a(i)}{N}$$

donde

- $r_a(i)$  precipitación máxima anual correspondiente al año  $i$
- $N$  número de años

4. En los registros de cada estación se selecciona la precipitación máxima registrada en el año, es decir, se tiene  $r_{P_1}(1), r_{P_1}(2), \dots$ , para la estación 1, y se repite para las estaciones 2, 3, ...,  $j$ .

5. Se calcula la precipitación media máxima puntual para cada estación como

$$\bar{R}_{P_j} = \frac{\sum_{i=1}^N r_{P_j} (i)}{N}$$

donde

$r_{P_j}$  precipitación máxima registrada en la estación  $j$  para el año  $i$

6. Se calcula la precipitación puntual media máxima anual sobre toda el área, con la siguiente relación:

$$R_u = \omega_1 \bar{R}_{P_1} + \omega_2 \bar{R}_{P_2} + \dots + \omega_j \bar{R}_{P_j}$$

donde

$\omega_j$  porcentaje del área de influencia de cada estación  $j$  dentro de la cuenca, calculado con el método de Thiessen

7. Se calcula el cociente  $R_u/A_u$ .
8. Se repite el procedimiento para otras duraciones.

Utilizando este criterio Lechler y Shaake proponen la siguiente ecuación cuyos constantes fueron calculadas para los Estados Unidos.

$$FRA = 1 - \exp(-1.1 d^{1/4}) - \exp \left\{ -(1.1 d^{1/4} + 0.026A) \right\} \quad (2.3c)$$



donde

d duración, en h

A área, en km<sup>2</sup>

c) Factor de ajuste por área con el criterio inglés.

Este método considera que el FRA es simplemente la relación entre la precipitación media en toda el área y la puntual, para el mismo periodo de retorno y duración. El factor de ajuste se obtiene con la siguiente expresión:

$$FRA = R_5/R_6 \quad (2.3d)$$

donde

$R_5$  precipitación en cualquier punto dentro de una determinada área, correspondiente al día en que ocurrió la precipitación máxima anual sobre toda la cuenca

$R_6$  precipitación máxima anual sobre toda la cuenca para el mismo punto, duración y año que  $R_5$

La manera de obtener el FRA con este criterio es la siguiente:

1. Para cada día de interés, con los valores de precipitación registrados en las estaciones, se calcula la precipitación media sobre toda el área, se designa como  $r_a$ .
2. Se selecciona entre todos los valores de  $r_a$ , calculados en el paso 1 el máximo. Lo anterior se hace por cada año, y se anota el día en que ocurrió.

3. Se anota el valor de lluvia puntual que se registró en cada estación para el día seleccionado en el paso 2, y se designa como  $R_5(p_1), R_5(p_2), \dots, R_5(p_j)$ .  $R_5(p_j)$  es la precipitación puntual registrada en la estación  $j$  que corresponde al día para el cual se tiene la  $r_a$  máxima en el año.
4. Para el mismo año se busca el valor de precipitación máxima registrada en cada estación, independientemente del día en que haya ocurrido y se indica como  $R_6(p_1), R_6(p_2), \dots, R_6(p_j)$ .  $R_6(p_j)$  es la precipitación puntual máxima registrada en la estación  $j$ . Algunas veces  $R_5(j)$  y  $R_6(j)$  pueden ser iguales y en otras  $R_6(j)$  es mayor que  $R_5(j)$ .
5. Para cada estación se calcula  $R_5(j)/R_6(j)$ .
6. Se repiten los pasos 1 a 5 para todos los años.
7. Se calcula el FRA como un promedio de los valores calculados en el paso 6.
8. Se repite el procedimiento para otras duraciones.

Para la cuenca del Valle de México se obtuvieron factores de ajuste por área, el procedimiento que para ello se utilizó, es semejante al indicado en el inciso b, y puede verse en la ref 9, para las cinco regiones en que se dividió la cuenca.

Sin embargo, como no se tiene información suficiente de las tormentas de cada región, se consideró preferible tomar factores promedio únicos para toda la cuenca, hasta que el registro de tormentas sea más grande. En la tabla 2.5 se indican los factores de ajuste obtenidos para el Valle de México, (ver ref 9) para una duración de 24 horas y, se comparan con los que se obtienen con la ec 2.3c para una duración de 3 horas.

Tabla 2.5 Factor de ajuste por área

Area, en km <sup>2</sup>	2.0	20.0	50.0	100.0	200.0	300.0
FRA, con duración de 24 h	1.00	0.93	0.84	0.76	0.68	0.63
FRA, con la ec 2.3c (con duración de 3 horas)	0.99	0.90	0.83	0.78	0.77	0.76

De los resultados que se muestran en la tabla anterior, se destaca que el factor de ajuste por área para una duración de 24 horas no corresponde exactamente a ésta ya que normalmente una tormenta no dura este tiempo, por lo que, utilizar el factor para una duración de 3 horas puede ser lo más adecuado en el Valle de México

#### *Influencia de la interrelación entre la forma de las isoyetas y la de la cuenca*

En el análisis para calcular el factor de ajuste por área mencionado en 2.4.2.3 no se considera la forma de las isoyetas ni la manera como estas pueden acomodarse sobre la cuenca; para tomar en cuenta lo anterior, se necesita primero, con base en la información registrada, construir los planos de lluvia para diferentes tormentas y de estos, revisando cada uno, definir de manera general si las isoyetas tienen alguna forma aproximada, ya sea circular o elíptica. Una vez que se define la forma que pueden tener las isoyetas se calcula el valor de la lluvia de diseño, con los factores descritos en 2.4.2.1 a 2.4.2.3, y se procede a construir el plano de las mismas de acuerdo con los criterios que se comentarán en seguida.

Para construir el plano de isoyetas a partir del valor de la lluvia de diseño, se pueden utilizar los dos procedimientos que se describen a continuación; por otra parte con ayuda de este plano se calcula una preci-

pitación media sobre la cuenca que es más representativa que el valor puntual calculado. Para realizar lo anterior es necesario conocer la forma de la cuenca.

### I. Plano de isoyetas circulares

Para construir el plano se utiliza la siguiente ecuación:

$$\bar{P} = P_{\text{máx}} \exp(-kA^n) \quad (2.4)$$

donde

- $\bar{P}$       precipitación media sobre una cuenca con área A
- $P_{\text{máx}}$     precipitación calculada con los factores de ajuste descritos
- k, n      constantes, que se obtienen a partir de valores registrados
- A        área de la isoyeta e igual al área de un círculo

Para calcular los parámetros k y n se procede de la siguiente manera:

1. Se seleccionan dos parejas de valores conocidos  $(\bar{P}_1/P_{\text{máx}}, A_1)$  y  $(\bar{P}_2/P_{\text{máx}}, A_2)$ . Para ello se supone que  $\bar{P}_1$  y  $\bar{P}_2$  se calculan con el método de isoyetas o de Thiessen y  $P_{\text{máx}}$  es la correspondiente al valor de la lluvia en el centro de la tormenta.
2. Con los valores de  $\bar{P}_1/P_{\text{máx}}$  y  $\bar{P}_2/P_{\text{máx}}$  se obtienen los valores correspondientes  $k \cdot A^n$ . Los valores calculados se designan como  $X_1$  y  $X_2$ .
3. El valor de n se determina con

$$\left(\frac{A_1}{A_2}\right)^n = \frac{X_1}{X_2}$$

4. El valor de k se calcula con

$$k = \frac{X_1}{A_1^n} = \frac{X_2}{A_2^n}$$

5. Conocidos k y n se construye el plano de isoyetas con la eq. 2.4, tomando para ello diferentes áreas.
6. El plano de isoyetas se ubica en el centro de la cuenca.

## II. Plano de isoyetas elípticas

Para construir el plano de isoyetas elípticas se procede de la siguiente manera:

1. Se construyen elipses, considerando que la longitud del eje mayor es proporcional a la del eje menor. Para definir lo anterior se utilizan los planos de isoyetas que se construyen con la información registrada y de manera aproximada se calcula dicha proporción que se designa como r.
2. El área de cada elipse se toma igual a 1/3, 2/3, 3/3, 4/3 del área de la cuenca.
3. Con los valores de área de cada elipse y recordando que el área de ésta es igual a  $\pi(ab)$  se despeja el valor de a ó b, que son las longitudes del semi eje mayor y menor respectivamente, tomando en cuenta que  $a = r(b)$ .
4. Conocidos los valores de a y b se dibujan los elipses.

Para elegir si la forma de la isoyeta es circular o elíptica, puede utilizarse la recomendación siguiente: si el eje mayor de la elipse es mayor o igual a dos veces el eje menor, la isoyeta es de tipo elíptico, en caso contrario, la circular es aceptable, ver ref 10.

#### *2.4.2.4 Cálculo del valor de la precipitación de diseño*

Para determinar el valor de la precipitación de diseño en una cuenca ubicada dentro del Valle de México, para una duración y periodo de retorno escogidos, se procede de la siguiente manera:

1. Se determinan las coordenadas del centro de la cuenca y se ubica en cada uno de los planos de isoyetas calculados uno para una duración de 24 horas y el otro para una menor de 2 horas, ver 2.4.1.
2. Una vez ubicadas las coordenadas, se calcula la precipitación con el siguiente criterio:
  - a) Si la duración para la cual se desea determinar la precipitación es menor de 2 horas, se utiliza el plano de isoyetas correspondientes a esa condición.
  - b) Si la duración para la cual se desea determinar la precipitación es mayor de 4 horas, se utiliza el plano de isoyetas correspondiente a la condición de 24 horas.
3. Se obtiene el factor de ajuste para la duración requerida, ver inciso 2.4.2.1.
4. Se obtiene el factor de ajuste para el periodo de retorno requerido, ver inciso 2.4.2.2.

5. Se obtiene el factor de ajuste para el área de la cuenca, ver inciso 2.4.2.3.
6. Se calcula la precipitación media sobre toda la cuenca al multiplicar los valores obtenidos en los pasos 3, 4 y 5 por el valor del paso 2.
7. Si se conoce la forma de la cuenca, ver 2.4.2.3, se sigue el siguiente procedimiento:
  - a) Se obtiene un plano de isoyetas elípticas, con las siguientes relaciones

$$A = \pi ab \qquad a = 1.5b^*$$

donde

- A área de la elipse
- a longitud del semieje mayor de la elipse
- b longitud del semieje menor de la elipse

El área de cada elipse se calcula considerando que

$$A_1 = \frac{1}{3} A_c, A_2 = \frac{2}{3} A_c, A_3 = A_c \text{ y } A_4 = \frac{4}{3} A_c$$

---

\* Para el valle de México el valor de  $\pi = 1.5$  se determinó de los análisis realizados con diferentes tormentas

donde

$A_c$  es el área de la cuenca y  $A_i$  es el área encerrada por la isoyeta  $i$

Conocida el área de las elipses y tomando en cuenta la relación que guardan los ejes de la elipse se determinan los valores de  $a$  y  $b$  y se trazan las elipses completas.

- b) Se calcula la precipitación media que corresponde a cada área de isoyeta elíptica.

Para hacerlo se calcula el factor de ajuste por área y ello se hace para cada área de elipse  $A_i$ , ver inciso 2.4.2.3, en lugar de hacerlo para el área total de la cuenca y se repite lo indicado en el paso 6, es decir, el paso 5 se cambia según sea el valor del área de la isoyeta elíptica.

- c) Se calcula el valor de precipitación que corresponde a cada isoyeta.

Los valores calculados en el inciso b corresponden a una precipitación media; para obtener el valor de la precipitación que corresponde a cada isoyeta se utiliza la siguiente ecuación:

$$\bar{P}_p = \frac{\sum_{i=1}^n P_i A_i}{\sum A_i} \quad (2.5)$$

donde

$\bar{P}_p$  precipitación media

$P_i$  precipitación de cada isoyeta elíptica

$A_i$  área de cada isoyeta elíptica



Para utilizar la ec 2.5 se conocen los valores de  $\bar{P}_p$  (ver paso b) y  $A_i$  se despeja de ella el valor de  $P_i$  que se desee conocer.

- d) Una vez que se conocen los valores de cada una de las isoyetas, se centra el plano de isoyetas elípticas de la manera más desfavorable sobre la cuenca.
- e) Se calcula la precipitación media, con la ec 2.5, pero ahora sólo se considera el  $A_i$  como la que ocupa una isoyeta elíptica dentro de la cuenca; no olvidar que en el paso c se toma el área total de la elipse.

#### 2.4.3 Distribución de la precipitación en el tiempo (histograma)

En los incisos anteriores se calculó un valor de precipitación medio para la duración total de la tormenta, pero en ocasiones es necesario determinar un histograma de lluvia, para que, con ayuda de un modelo de lluvia-escorrentamiento se pueda estimar la forma del hidrograma correspondiente.

El histograma se puede obtener de dos maneras; una, utilizando una curva de altura de precipitación-duración; otra utilizando métodos estadísticos. A continuación se describen ambos métodos.

##### 2.4.3.1 Método de la curva altura de precipitación-duración

Consta de los siguientes pasos:

1. Para el área considerada se verifica el periodo de retorno correspondiente, se calcula la precipitación por cada duración, utilizando los factores de ajuste correspondientes, ver 2.4.2.

2. Se repite el paso 1, para diferentes duraciones, cambiando en cada caso el factor de ajuste por duración ya que los factores de ajuste por área y periodo de retorno solo se calculan una vez y permanecen constantes. Se puede considerar que la duración total es igual a dos veces el tiempo de concentración (ref 11) y los valores del incremento de tiempo para el histograma entre  $1/6$  y  $1/16$  de la duración total.
3. Se dibujan los valores de precipitación obtenidos en el paso 2 contra sus correspondientes duraciones y se forma de esta manera una curva masa acumulada de precipitación.
4. Con la curva masa acumulada y el intervalo de tiempo escogido, se calculan los incrementos de lluvia entre intervalos consecutivos.
5. Con los valores del paso 4 se construyen diferentes histogramas; para ello se buscan diferentes combinaciones de las barras, pero respetando los datos de precipitación acumulada, por ejemplo, la suma de las dos primeras barras no debe ser mayor que la precipitación acumulada para esa duración.

Para ejemplificar esto último supóngase que se dispone con la curva masa de precipitación, obtenida como se indicó anteriormente, y cuyos valores se muestran en la tabla 2.6 (columna 2) y el incremento de tiempo para el cual se desea obtener el histograma de lluvia es igual a 10 min.

Un posible arreglo de los incrementos de precipitación, puede ser, por ejemplo, el que se indica en la columna 4 de la tabla 2.6, pero si se suman los dos primeros valores el valor de precipitación acumulada es igual a 31.0 que es mayor al que corresponde a la duración de 10 minutos, por tanto, este arreglo no es adecuado. Procediendo de manera semejante se encuentran los arreglos correctos, los cuales están mostrados en la fig 1.7.

Tabla 2.6 Curva masa y hietograma de precipitación

(1) duración, en min	(2) altura de precipitación, en mm	(3) incrementos de precipitación ( $\Delta t=10$ min) en mm	(4) primer arreglo para el hietograma de lluvia
0	0		
10	24.5	24.5	24.5
20	26.2	1.7	7.1
30	33.3	7.1	1.7
40	40.3	7.0	7.0

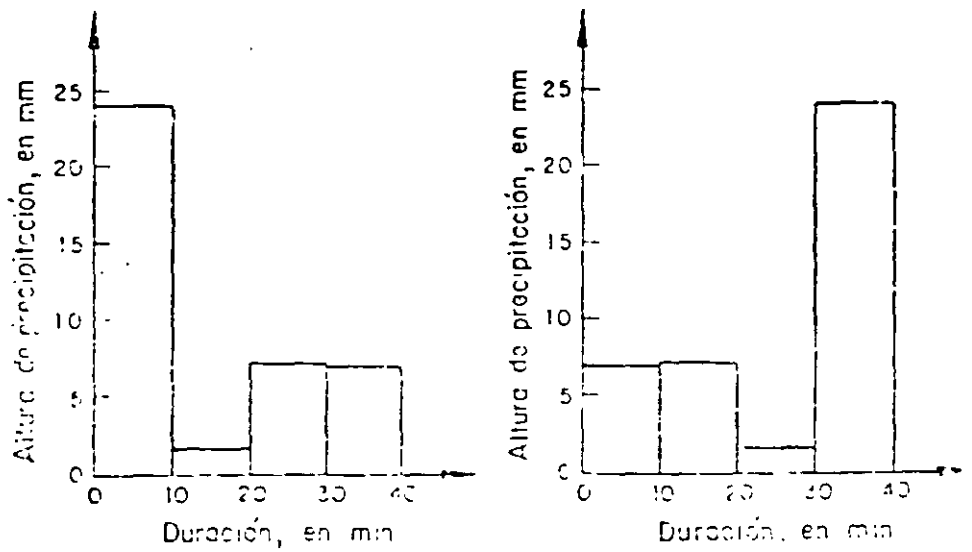


Fig 2.7 Hietograma de precipitación efectiva

### 2.4.3.2 Método estadístico

Para aplicar este método se necesita contar con información de las tormentas más desfavorables que hayan ocurrido en la zona en estudio y además esta debe ser recabada en pluviógrafos. Este método fue desarrollado en la Gran Bretaña (ver ref 12) de la siguiente forma:

1. Se seleccionaron las 80 tormentas más importantes registradas para una duración de 24 horas y se construyó su curva masa media de precipitación.
2. Las tormentas se ordenaron con el siguiente criterio:
  - a) Para cada curva masa media de precipitación, correspondiente a cada tormenta, se calculó el incremento máximo de precipitación para un intervalo de tiempo de cinco horas.
  - b) Los valores obtenidos en el paso a, se ordenaron de mayor a menor, una vez hecho esto se dividieron en cuatro grupos. A cada grupo se le llamó "cuartil".
3. Para las tormentas que componen a cada cuartil se hace el siguiente análisis:
  - a) En cada una de las curvas masa de precipitación se determina el centro de la misma. Para ello se procede de la siguiente manera:
    - I. Se busca el intervalo de tiempo mínimo para el cual el incremento de precipitación es mayor o igual al 50 por ciento de la lluvia total registrada en 24 horas.
    - II. Se considera que el centro está ubicado en la parte media del intervalo calculado en I.

- b) Se definen intervalos de tiempo de una hora indistintamente a partir del centro de la curva masa, ver fig 2.8

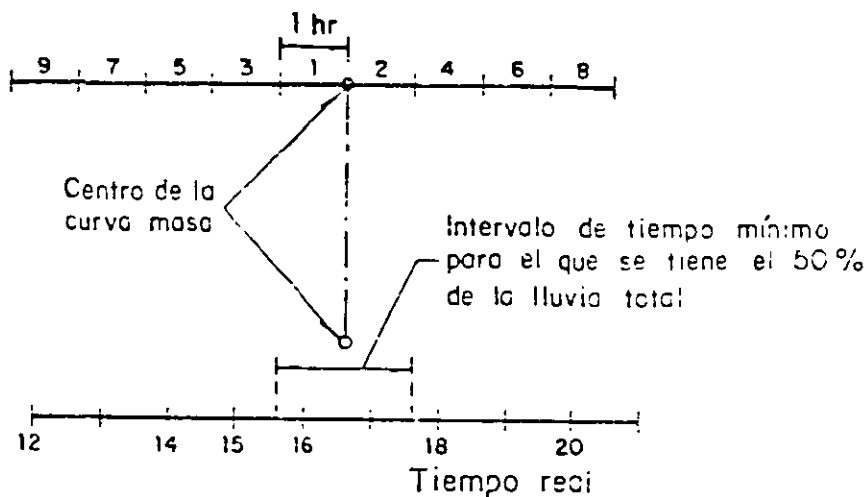


Fig 2.8 Esquema para definir el centro de la curva masa

4. Se expresan las duraciones en función de la de 24 horas, en porcentaje; para ello se divide cada valor del intervalo entre 24, por ejemplo, para la fig 2.8 se tiene  $1/24$ ,  $2/24$ ,  $3/24$ , etc.
5. Se calcula el porcentaje de incremento de lluvia, correspondiente a cada intervalo de tiempo; para ello se divide el incremento de precipitación entre la precipitación total recibida en 24 horas. Lo anterior se realiza a partir del centro de la curva masa y se van acumulando los porcentajes.
6. Para los tormentas de cada cuartil se hace un promedio aritmético de los porcentajes de lluvia acumulada para porcentajes de duración iguales.

Se concluye que los valores acumulados para el primer cuartil corresponden a tormentas con una "pendiente" del 37.5 por ciento.

7. Se repite lo indicado en los pasos 3 a 6, asignando el siguiente porcentaje de "picudez" a cada uno de ellos

cuartil	porcentaje de "picudez"
1	87.5
2	62.5
3	37.5
4	12.5

8. Se elabora una gráfica, como la mostrada en la fig 2.9, con los valores obtenidos en el paso 6.

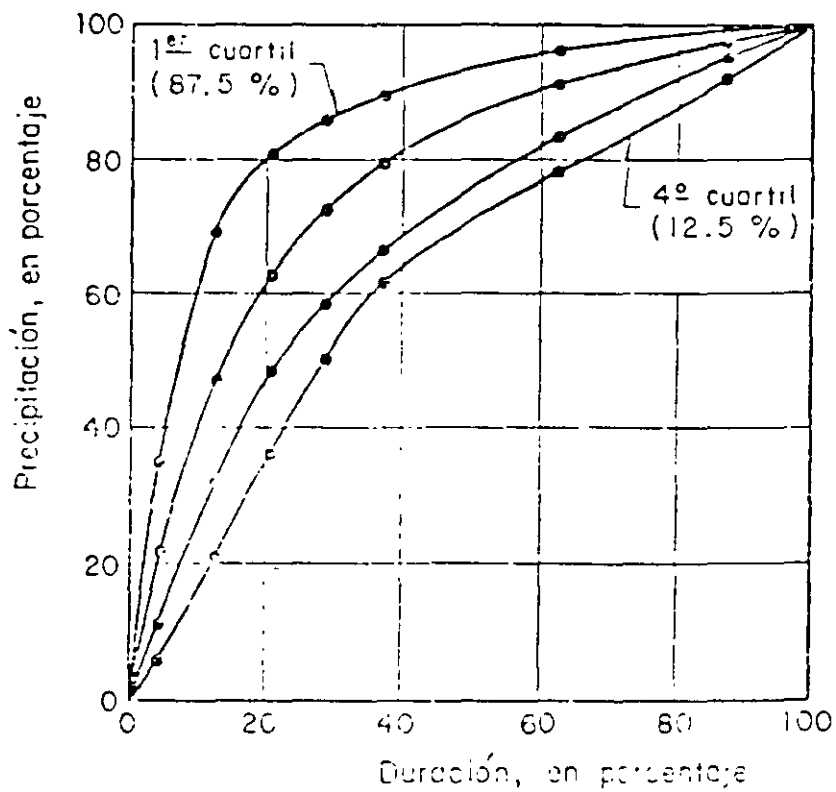


Fig 2.9 Perfiles de tormenta

9. Mediante interpolación, en por ciento de duración y precipitación acumulada, se obtiene con ayuda de la fig 2.9 los percentiles correspondientes a una "picudez", por ejemplo, de 10, 25, 50, 75, 90 y 95 por ciento. Estos valores se muestran en la tabla 2.7.

Tabla 2.7 Relación entre el porcentaje de duración acumulada y diferentes percentiles de picudez

duración acumulada, en porcentaje	Percentiles de picudez, en porcentaje					
	10	25	50	75	90	95
0	0	0	0	0	0	0
10	15	22	33	48	63	74
20	30	41	54	69	82	90
30	44	53.5	64	76.5	87	93
40	50	66	74	84	92	96
50	67	73	79.5	87.5	94	97
60	76	80	85	91	96	98
70	82.5	85.5	89	93.5	97	99.5
80	89	91	93	95	98	99
90	94.5	95.5	96.5	98	99	99.5
100	100	100	100	100	100	100

10. Para encontrar el hidrograma se propone el siguiente método.

- a) Se toma como base uno de los percentiles, ver paso 9, por ejemplo el del 50% y de la tabla 2.7 o fig 2.9 se tiene lo siguiente:

duración, en porcentaje	precipitación, en porcentaje	incremento de precipitación, en porcentaje
0	0	
10	33.0	33
20	54.0	21
30	65.0	11
40	74.0	9
50	79.5	5.5
60	85.0	4
70	90.0	5
80	93.0	3
90	96.5	3.5
100	100	4

- b) Con los datos de porcentaje de precipitación acumulada, calculados en a, se obtiene el incremento entre intervalos consecutivos de duración.
- c) Se ordenan los incrementos de precipitación, calculados en b, de mayor a menor.
- d) El mayor incremento corresponde al centro del histograma y los demás valores se colocan a la izquierda y derecha alternativamente de acuerdo con el orden del incremento de precipitación, ver fig 2.10.



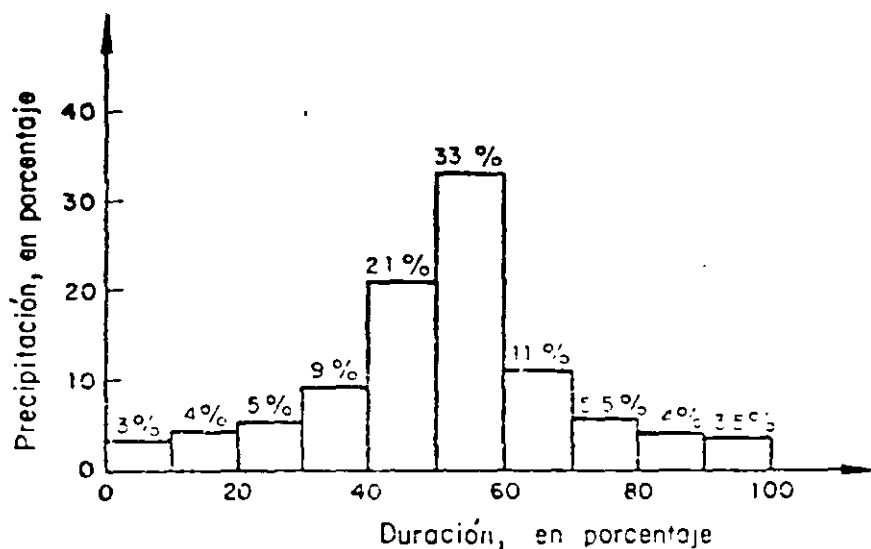


Fig 2.10 Definición del hietograma de precipitación utilizando los perfiles de tormenta

- e) Se transforman los porcentajes de precipitación a valores de lluvia multiplicando la precipitación media, obtenida como se indica en 2.4.2.4, por cada uno de los porcentajes de precipitación del hietograma de la fig 2.10.

Los porcentajes de duración se cambian a duración multiplicando cada uno de ellos por la duración total de la tormenta, formando así el hietograma de precipitación.

## 2.5 Ejemplos

Para determinar la precipitación media en el Valle de México, utilizando lo mencionado anteriormente con una duración y periodo de retorno definidos, se procede de la siguiente forma:

1. Se determinan las coordenadas del centro de la cuenca.

2. Si la duración, para la que se desea calcular la precipitación, es menor de 2 hrs se determina la precipitación correspondiente a 5 años de periodo de retorno y 30 minutos de duración con la fig 2.2; si la duración es mayor de 4 hrs se utiliza la fig 2.3 que corresponde al mismo periodo de retorno de 5 años pero asociado a una duración de 24 horas.
3. Se obtiene la precipitación correspondiente a la duración requerida utilizando los factores de ajuste de la tabla 2.3a ó 2.3b según sea el caso.
4. Se calcula la precipitación puntual máxima para el periodo de retorno requerido utilizando el factor de ajuste de la tabla 2.4.
5. Con el área de la cuenca y los factores de la tabla 2.5, se determina la precipitación media para un área igual a la de la cuenca, con la duración y el periodo de retorno requeridos.
6. Si se conoce la forma de la cuenca, se dibuja isoyetas que comprendan  $1/3$ ,  $2/3$ ,  $3/3$  y  $4/3$  del área de la cuenca y se centran de la manera más desfavorable para obtener la precipitación media.

#### Ejemplo 1

Determinar la precipitación correspondiente a una duración de 15 min, 3 años de periodo de retorno y un área de  $10 \text{ km}^2$  y las coordenadas del centro son  $19^\circ 18' \text{ N}$ ,  $99^\circ 13' \text{ O}$ .

#### Solución:

1. De acuerdo con los datos las coordenadas del centro de la cuenca son:  $19^\circ 18' \text{ N}$ ,  $99^\circ 13' \text{ O}$ .

2. La duración para la cual se pide calcular la precipitación es de 15 min, que es menor de 2 hrs, por lo que se calcula la precipitación correspondiente a un periodo de retorno de 5 años y 30 minutos de duración con la fig 2.2. Para hacer lo anterior se ubican las coordenadas del centro de la cuenca en la fig 2.2 y el valor de precipitación que se obtiene es igual a

$$P_{s,30 \text{ min}} = 35.1 \text{ mm}$$

3. De la tabla 2.3a, se obtiene el factor de ajuste para la duración de 15 min, que es igual a 0.77. El factor de ajuste obtenido se multiplica por la  $P_{s,30 \text{ min}}$  calculada en el inciso 2 y se obtiene la  $P$  que corresponde a un periodo de retorno de 5 años y una duración de 15 min, el valor que se tiene es:

$$P_{s,15 \text{ min}} = 0.77(35.1) = 27.03 \text{ mm}$$

4. De la tabla 2.4 se obtiene el factor de ajuste para el periodo de retorno que se desea calcular la precipitación; para el ejemplo el periodo de retorno que se da como dato es de 3 años y el factor de ajuste es de 0.87. Se calcula la  $P$  correspondiente a un periodo de retorno de 3 años y una duración de 15 min, cuyo valor es:

$$P_{s,15 \text{ min}} = 0.87(27.03) = 23.51 \text{ mm}$$

5. De la tabla 2.5 se obtiene el factor de ajuste para el área de la cuenca. El área de la cuenca es de 10 km<sup>2</sup> por lo que el factor de ajuste es de 0.87 (se interpola linealmente para calcularlo). Se calcula el valor de la  $P$  correspondiente a un periodo de

retorno de 3 años, una duración de 15 min y área de la cuenca de 10 km<sup>2</sup>, cuyo valor es

$$P_3, 15\text{min}, 10 \text{ km}^2 = 0.97(23.51) = 22.81 \text{ mm}$$

### Ejemplo 2

La cuenca que se muestra en la fig 2.11 tiene un área de 120 km<sup>2</sup> y su centro tiene por coordenadas 19°27'N y 99°05'O. Determinar la precipitación media para una duración de 3 horas y un periodo de retorno de 20 años.

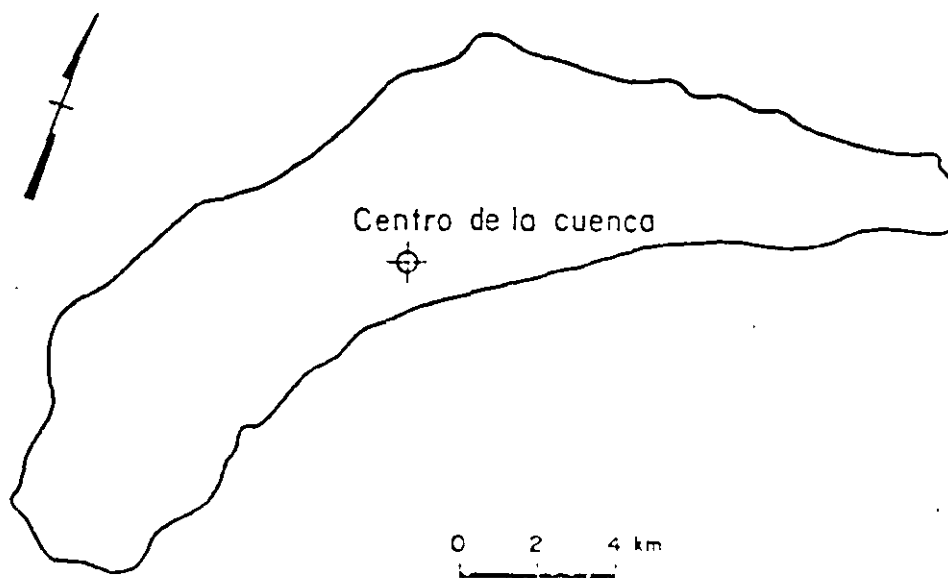


Fig 2.11 Plano de la cuenca

Solución:

1. De acuerdo con los datos del problema las coordenadas del centro de la cuenca, son: 19° 27' N y 99° 05' O.

2. La duración para la cual se pide calcular la precipitación es de 3 horas que no corresponde a ninguna de las condiciones indicadas para las figs 2.2 o 2.3. Por lo que se procede de la siguiente manera:

- a) Se ubican las coordenadas del centro de la cuenca en las figs 2.2 y 2.3.
- b) De las figs anteriores se obtienen los valores de  $P$  correspondiente:

$$P_{5, 30 \text{ min}} = 26.5 \text{ mm}, P_{5, 24} = 50 \text{ mm}$$

3. De las tablas 2.3a o 2.3b se debe obtener el factor de ajuste por duración, lo que para la duración del problema no se puede hacer de manera directa; para conocer el factor de ajuste se grafican en papel semilogarítmico los valores de duración-factor de ajuste de las tablas 2.3a y 2.3b para cada una de las duraciones indicadas para ellas; en la fig 2.12 se muestra la gráfica obtenida.

Para conocer el valor del factor de ajuste para una duración de 3 horas se extrapolan las curvas, indicado por las líneas punteadas de la fig 2.12.

- a) Para la tabla 2.3a, el factor de ajuste es de 1.36, este factor se multiplica por la  $P_{5, 30 \text{ min}}$  calculado en el inciso 2 y se obtiene la  $P$  que corresponde a un periodo de retorno de 5 años y una duración de 3 horas; el valor que se tiene es:

$$P_{5, 3 \text{ h}} = 1.36(26.5) = 36.0 \text{ mm}$$

- b) Para la curva de la tabla 2.3b, el factor de ajuste es de 0.78. Este factor se multiplica por la  $P_{s,24h}$ , calculado en el inciso 2 y se obtiene la  $P$  que corresponde a un periodo de retorno de 5 años y una duración de 3 horas; el valor que se tiene es:

$$P_{s,3h} = 0.78(50.0) = 39.0 \text{ mm}$$

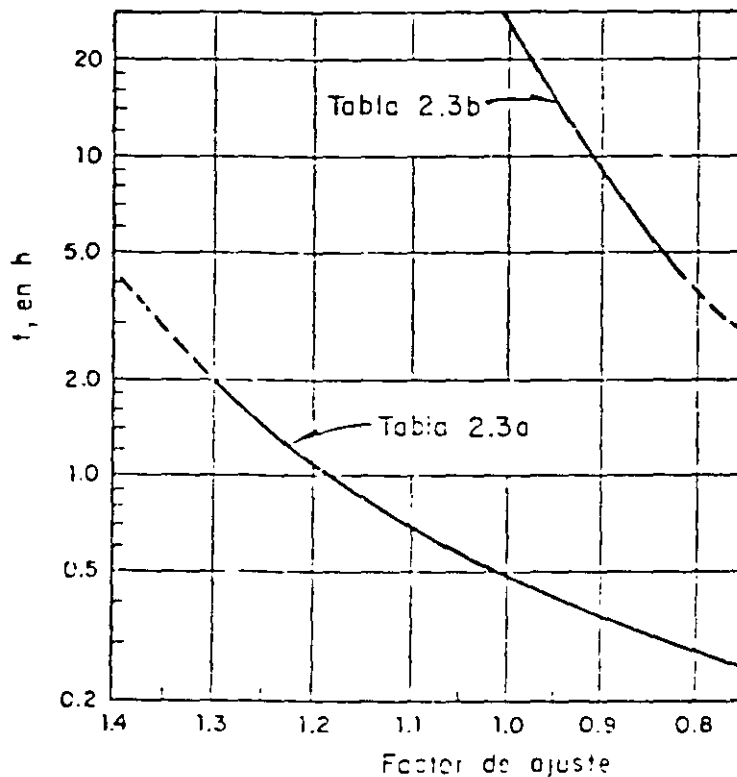


Fig 2.12 Curva factor de ajuste contra tiempo

Como los valores de  $P_{s,3h}$  ya son homogéneos se puede calcular una precipitación promedio, la cual es:

$$P_{s,3h} = \frac{36.0 + 39.0}{2} = 37.5 \text{ mm}$$

4. De la tabla 2.4 se obtiene el factor de ajuste por periodo de retorno; para el periodo de retorno de 20 años el factor de ajuste es 1.36. Se calcula la P correspondiente a un periodo de retorno de 20 años y una duración de 3 horas, cuyo valor es:

$$P_{20,3h} = 1.36(37.5) = 51.0 \text{ mm}$$

5. Si no se conociera la forma de la cuenca el factor de ajuste para 120 km<sup>2</sup> (ver tabla 2.5) es igual a 0.74, por tanto, el valor de lluvia que se tiene es:

$$P_{20,3h,120\text{km}^2} = 51(0.74) = 37.7 \text{ mm}$$

6. Como se conoce la forma de la cuenca se tiene que construir un plano de isoyetas para calcular la precipitación media. Para hacer lo anterior se sigue la siguiente secuencia de cálculo.
- a Se traza un plano de isoyetas
    - Para el Valle de México las isoyetas tienen forma elíptica de acuerdo con los planos obtenidos para las tormentas ocurridas en él.
    - a.1 Trazo de las isoyetas elípticas. Para ello se utilizan las dos siguientes relaciones:

$$A = \pi ab \quad \text{y} \quad a = 1.5 b$$

donde A, es el área de la elipse, a la longitud del semieje mayor y b la del semieje menor de la elipse; la relación de 1.5 entre los ejes fue obtenida a partir de los planos de isoyetas calculadas.

El valor que se conoce como dato es el del área total de la cuenca, por tanto se tienen elipses con un área igual a  $1/3A$ ,  $2/3A$ ,  $3/3A$  y  $4/3A$ . Conocida el área de la elipse se pueden determinar los valores de  $a$  y  $b$ , con las relaciones mencionadas y graficar cada una de las elipses; en la fig 2.13 se muestran las elipses obtenidas y en la tabla siguiente los valores de  $a$  y  $b$  obtenidos.

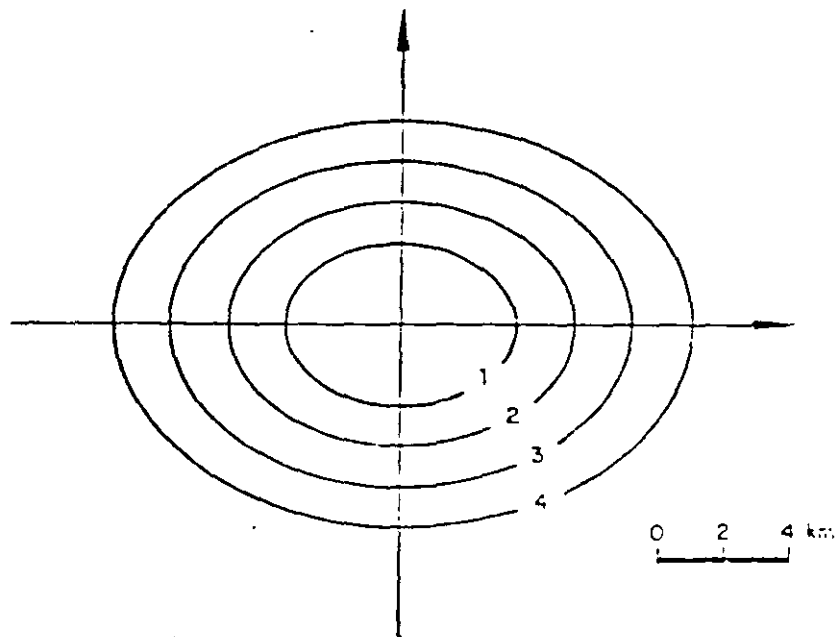


Fig 2.13 Plano de isoyetas elípticas

Área, en $\text{km}^2$	Longitud del semieje mayor $a$ , en km	Longitud del semieje menor $b$ , en km
40	4.4	2.9
80	6.2	4.1
120	7.6	5.0
160	8.7	5.8



- a.2 Cálculo de la precipitación media, que corresponde a cada área de isoyeta elíptica. Para cada una de las áreas se calcula el factor de ajuste por área, con ayuda de la tabla 2.4 y se multiplica por la precipitación media obtenida en el inciso 4,  $P_{2c,30h} = 51.0$  mm. En la siguiente tabla se muestran los valores obtenidos.

área, en km <sup>2</sup>	Factor de ajuste (tabla 2.5)	precipitación media, en mm
40	0.87	44.4
80	0.79	40.3
120	0.74	37.7
160	0.71	36.2
200	0.68	34.7

- a.3 Cálculo del valor de precipitación de cada isoyeta. Los valores de precipitación media que se calcularon en el inciso a.2 no corresponden al valor de precipitación de cada isoyeta; para obtenerlo se aplica la expresión para calcular la precipitación media en una cuenca con el método de isoyetas, que es la siguiente:

$$\bar{P} = \frac{\sum P_i A_i}{A}$$

donde  $\bar{P}$  es la precipitación media sobre toda la cuenca,  $P_i$  es la precipitación promedio entre dos isoyetas consecutivas,  $A_i$  es el área entre las isoyetas consecutivas y  $A$  es el área total.

En la expresión anterior lo único que se conoce es  $\bar{P}$  del inciso a.2, y lo que se desconoce es  $P_i$ . Las  $A_i$  son conocidas, ver fig 2.13. Algunos de los valores obtenidos se muestran en la tabla siguiente:

Area total, en km <sup>2</sup>	Area entre dos isoyetas conse- cutivas, en km <sup>2</sup>	$\bar{P}$ , en mm	$P_i$ , en mm
40	40	44.4	44.4*
80	40	40.3	36.2
120	40	37.7	32.5**
160	40	36.2	31.7
200	40	34.7	28.7

\* En este caso la ecuación resulta:

$$\bar{P}_1 = \frac{P_1 A_1}{A} = \frac{P_1 \cdot 40}{40} = P_1 = 44.4 \text{ mm}$$

\* En este caso para ejemplificar el cálculo se tiene:

$$\bar{P}_3 = \frac{P_1 A_1 + P_2 A_2 + P_3 A_3}{A}$$

$$39.2 = \frac{44.4(40) + 36.2(40) + P_3(40)}{120}$$

por tanto:  $P_3 = 32.5 \text{ mm}$

Los valores de  $P_i$  corresponden al valor entre dos isoyetas, por tanto a cada una de las elipses les corresponde el promedio entre dos valores de  $P_i$ , ver fig 2.14.

- b. Se centra el plano de isoyetas elípticas sobre la cuenca de la manera más desfavorable, ver fig 2.14.

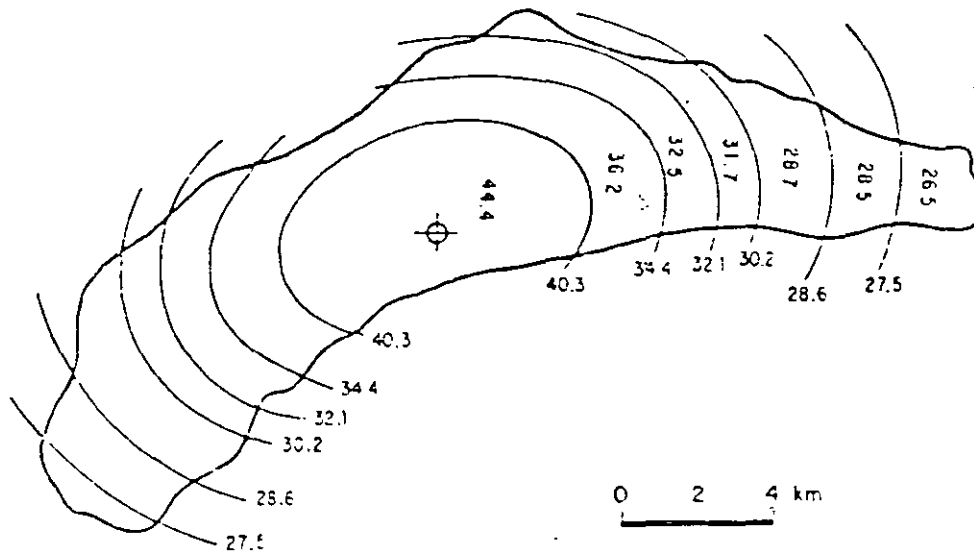


Fig 2.14 Plano de isoyetas

- c) Para el plano de isoyetas mostrado en la fig 2.14, se calcula la precipitación media para la cuenca, con la ecuación indicada en el inciso a.2.

En la tabla siguiente se muestran los cálculos correspondientes.

Ísoyeta	$P_i$ , altura de precipitación, en mm	$A_i$ , área entre isoyetas, en km <sup>2</sup>	$P_i A_i$ , en mm(km <sup>2</sup> )
44.4	44.4	31	1376
40.3-34.4	37.4	24	898
34.4-32.1	33.3	20	666
32.1-30.2	31.2	12	374
30.2-28.6	29.4	17	500
28.6-27.5	28.1	9	253
27.5-26.0	26.8	7	188
SUMA		120	4255

$$\bar{P} = \frac{\sum P_i A_i}{A} = \frac{4255}{120} = 35.5 \text{ mm}$$

El valor de la precipitación media para la cuenca con un área de 120 km<sup>2</sup>, 20 años de periodo de retorno y duración de 3 horas es:

$$P_{3h, 20a} = 35.5 \text{ mm}$$

Este último valor es menor que 37.7 mm, que sería el valor obtenido si no se considerara la forma de la cuenca.