



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**HIDROLOGÍA**

**(PRIMERA PARTE)**

**ING. ROLANDO SPRINGALL G.**

1. INTRODUCCION

1.1 Definición y objeto de la hidrología

1.2 Ciclo hidrológico ✓

1.3 Enfoque de los problemas hidrológicos ✓

1.4 Material por estudiar ✓

2. LA CUENCA

2.1 Aspectos generales ✓

2.2 Area de una cuenca ✓

2.3 Pendiente de una cuenca ✓

2.4 Elevación de una cuenca ✓

2.5 Red de drenaje ✓

2.6 Pendiente del cauce ✓

2.7 Referencias ✓

3. PRECIPITACION

3.1 Nociones de meteorología

3.2 Tipos de precipitación

3.3 Aparatos de medición

3.4 Técnicas de análisis de los registros de lluvias

3.5 Relación entre las características de una tormenta y su área

3.6 llovida

3.7 Análisis de los registros diarios de lluvia

3.8 Distribución geográfica de la precipitación

3.9 Precipitación máxima probable

3.9 Referencias

4. ESCURRIMIENTO

4.1 Fuentes del escurrimiento

G. 61033Z

## 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.

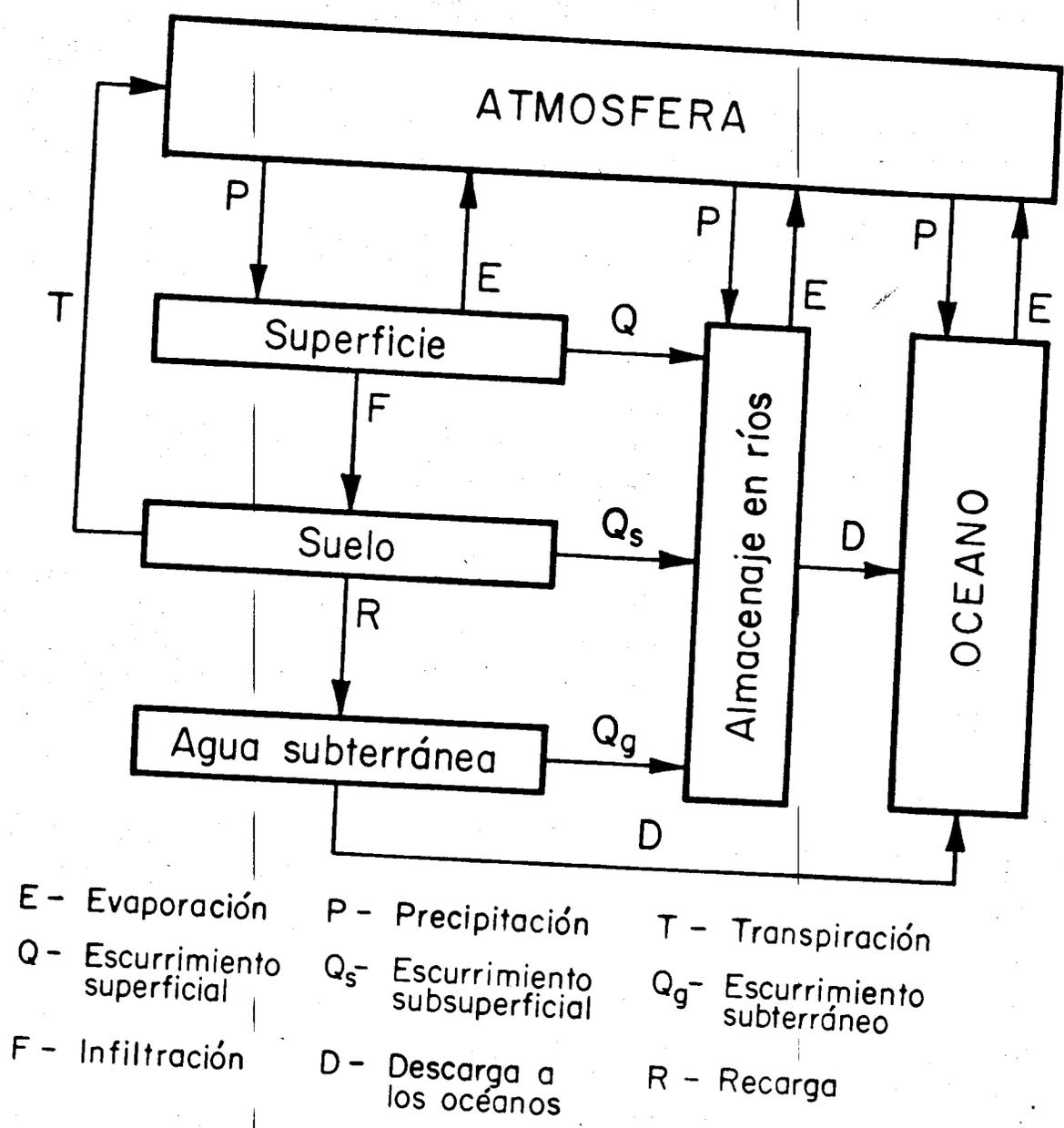


Fig 1.1 Ciclo hidrológico . Representación cualitativa

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.

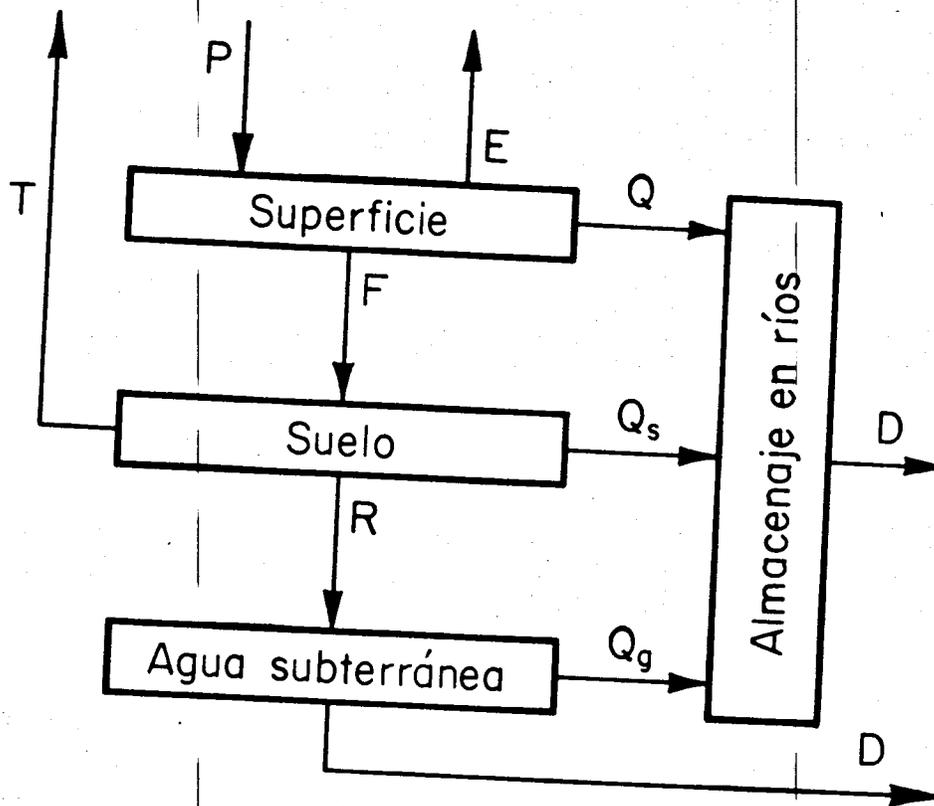


Fig 1.2 Fases que estudia la hidrología

### 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.

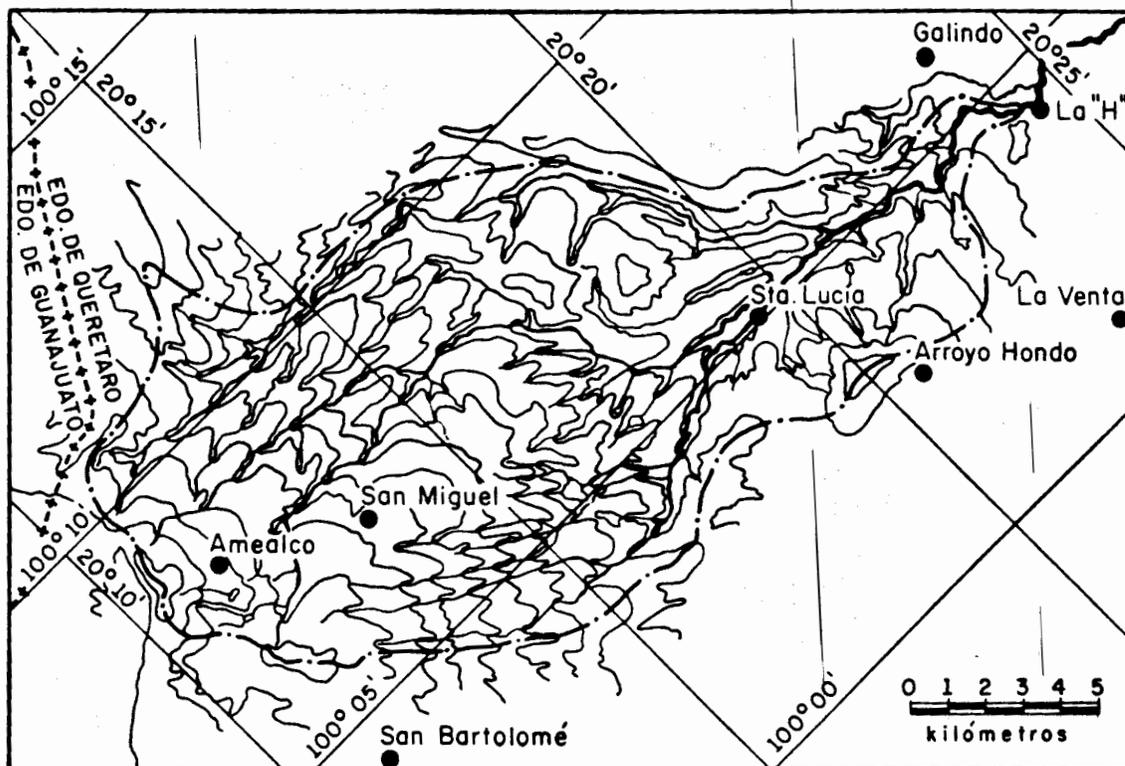


Fig 2.1 Mapa topográfico de la cuenca de una corriente

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 misma. 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, considerando solamente su tamaño. En hidrología, dos cuencas del mismo tamaño son diferentes. Una cuenca pequeña se define como aquella cuyo escurrimiento 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  $250 \text{ km}^2$ .

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 pendientes, elevación de la cuenca y red de drenaje.

A continuación se describirán las formas de calcular las características 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 concepto, sino con la idea de obtener diversos resultados. Esto es de gran importancia, pues, como se verá posteriormente, muchas veces se requiere determinar una relación entre las características del escurrimiento y las características fisiográficas de una cuenca y, conociendo varios valores, se escoge el que proporcione mayor aproximación a la relación. Lo anterior implica 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, Universidad de Illinois (1962).

## 2.2 Area 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  $207 \text{ km}^2$ . 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

$S_1$  pendiente media de la faja referente a esa curva de nivel

$W_1$  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

$$S_c = \frac{DL}{A}$$

(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.

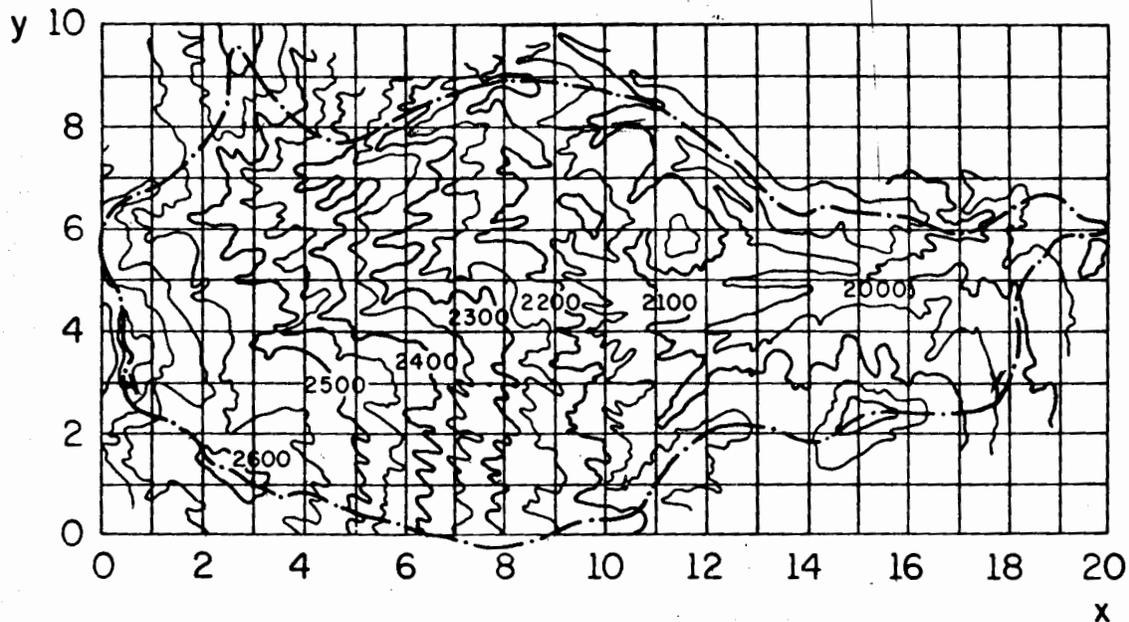


Fig 2.2 Malla para obtener la pendiente de la cuenca

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 ( $D = 0.05$  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, Qro.

Inter sección	Coordenadas		Dist. mín km	Pendiente S	Elev. msnm	Inter sección	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	0.9	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 5.26 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 y 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 H, 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	

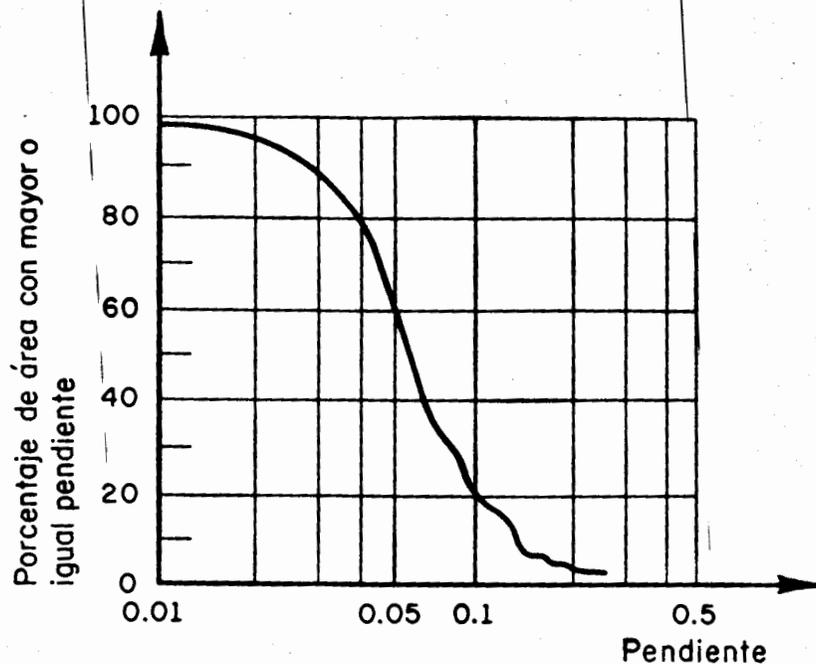


Fig 2.3 Distribución de frecuencias de las pendientes analizadas en la cuenca del río La H, Qro.

#### 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	

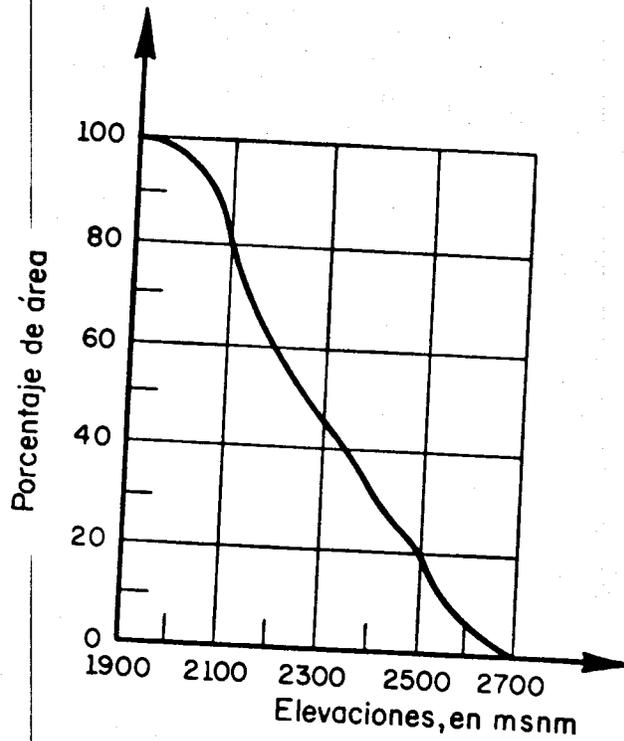


Fig 2.4 Distribución área-elevaciones de la cuenca del río La H, Qro.

### 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.

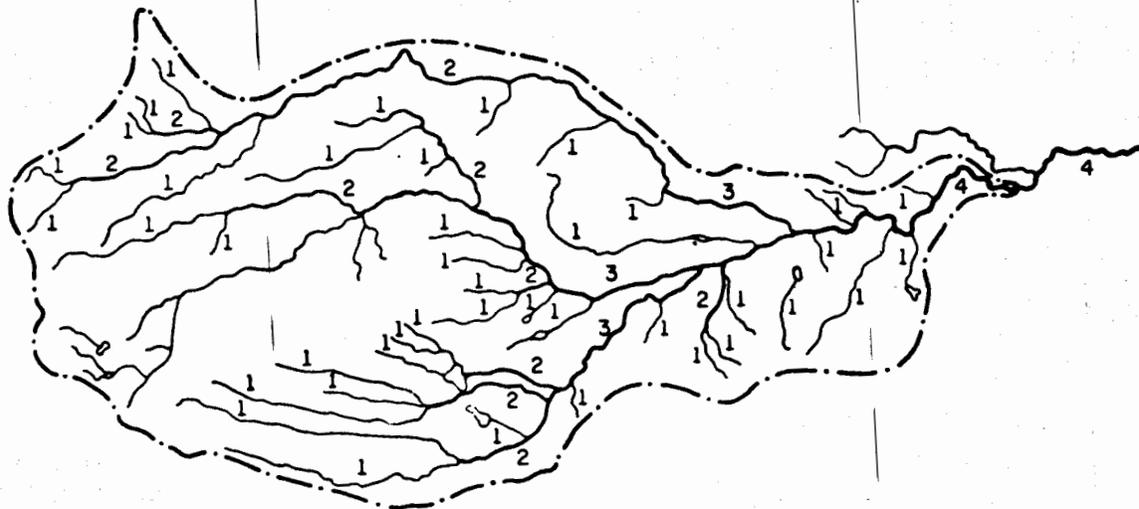


Fig 2.5 Orden de las corrientes en la cuenca del río La H, Qro.

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  $\text{km}^2$
- $D_s$  densidad de corriente
- $N_s$  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  $\text{km}^2$
- 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, Gro.

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

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

## 2.6 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.

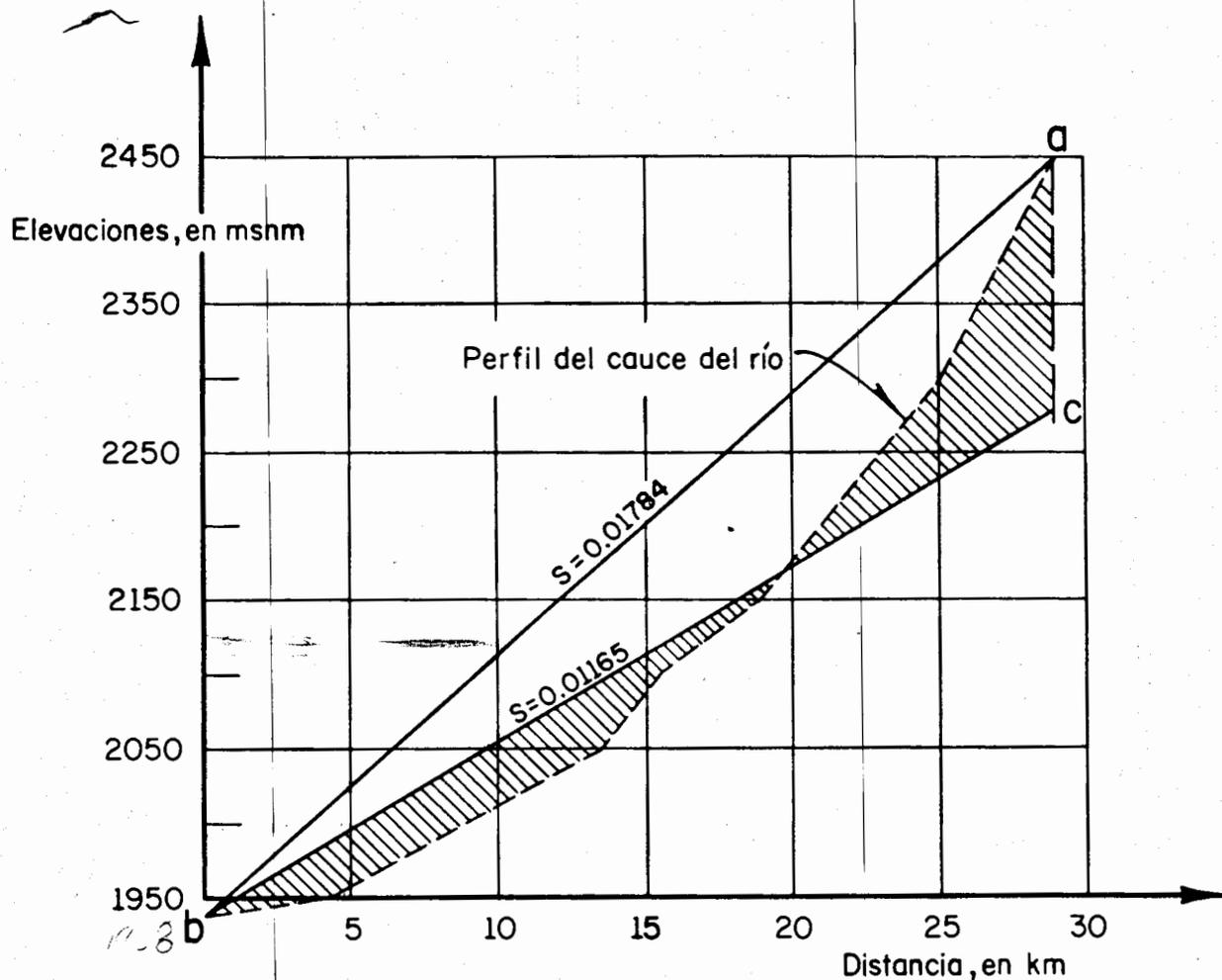


Fig 2.6 Obtención de la pendiente del río La H, Qro.

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, Gro.

Tramo	Desnivel H, en m	Pendiente $S_i$	$\sqrt{S_i}$	$1/\sqrt{S_i}$
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 termo dinámica. 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 desarrollan 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.

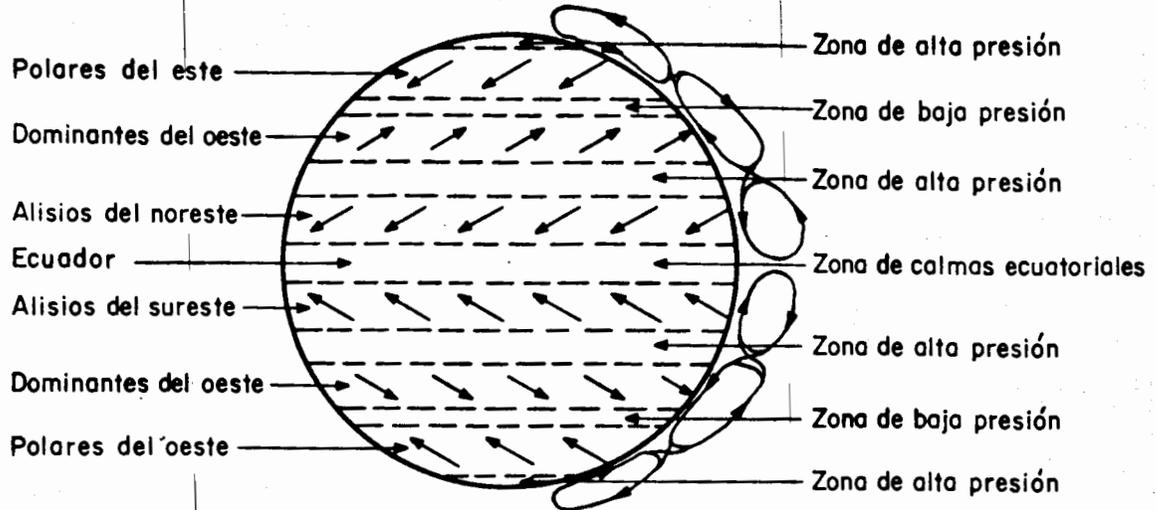


Fig 3.1 Distribución de presiones y vientos predominantes, idealizados sobre la superficie de una tierra uniforme

### 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 todo el día. Por supuesto, este aparato proporciona mayor información que los anteriores.

El viento, que es el aire en movimiento, es un factor importante en la evaporación y en la precipitación. Para determinar su dirección, 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 suelo (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 funciona con el principio del tubo de Pitot. Como la velocidad del viento varía con la altura sobre el terreno, se hacen ajustes aproximados para diferentes 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  $1/7$ .

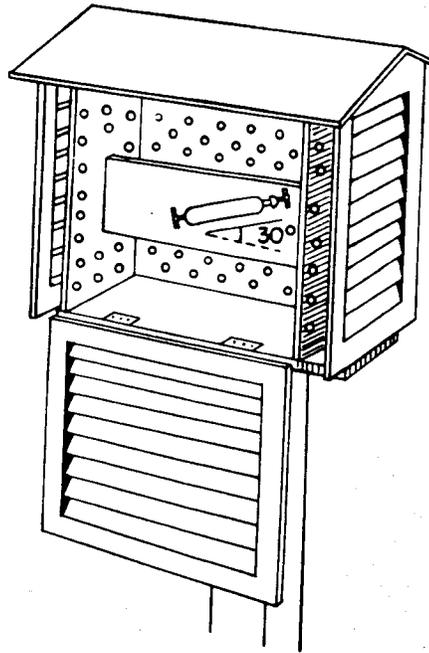


Fig 3.2 Abrigo termométrico

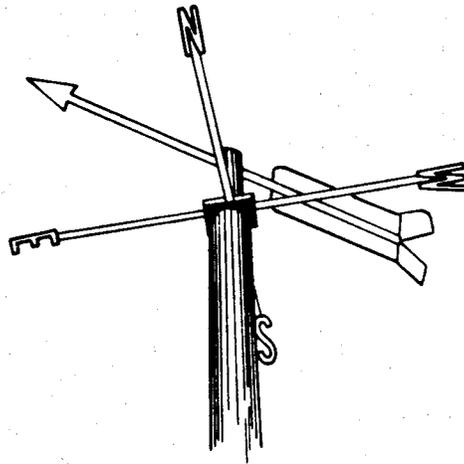


Fig 3.3 Veleta

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.

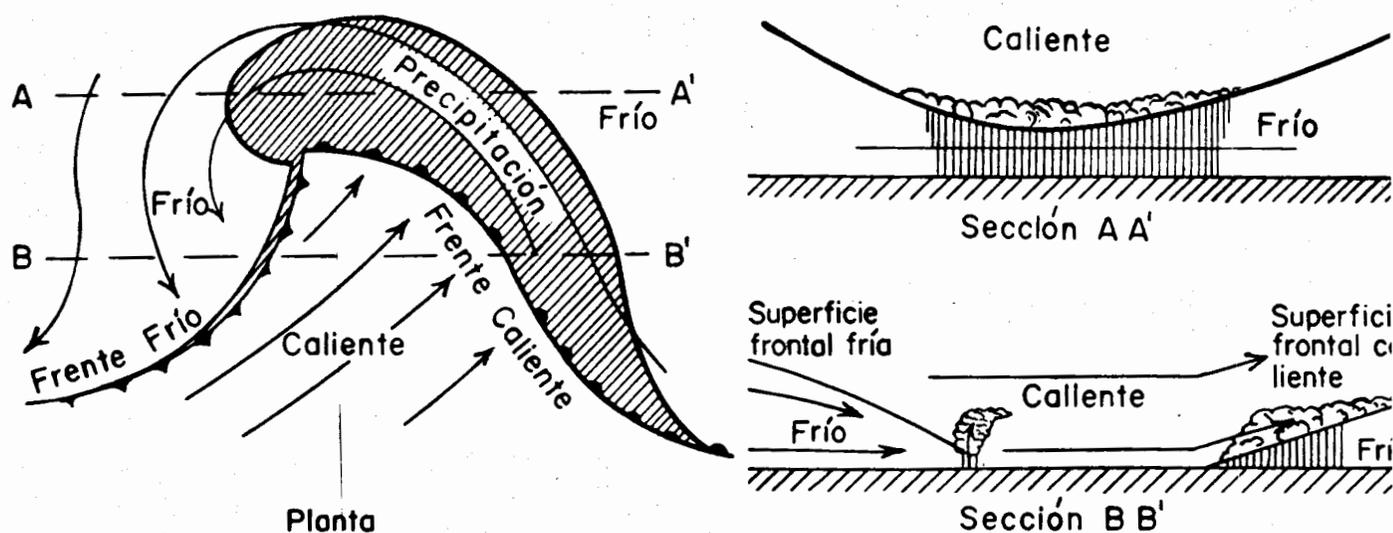


Fig 3.5 Idealización de un ciclón extratropical

### 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.

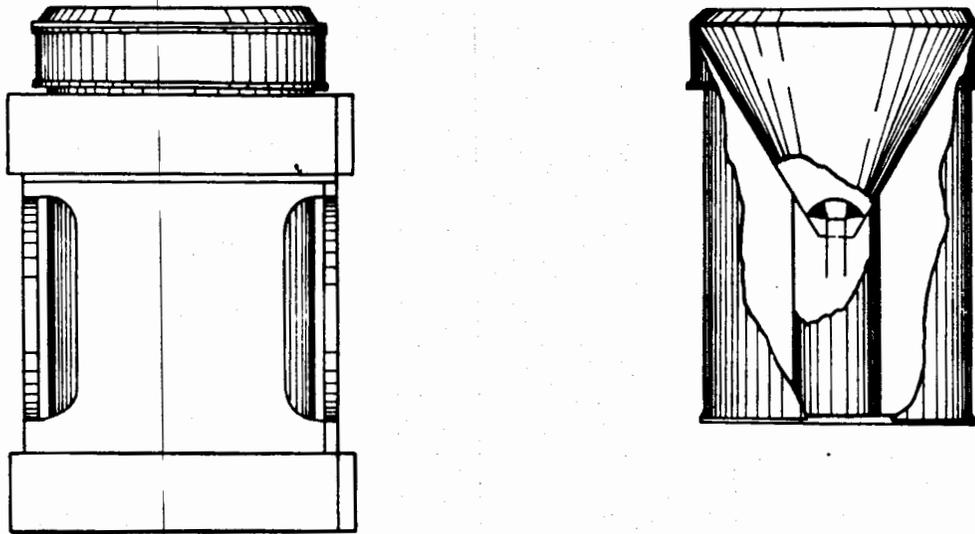


Fig 3.6 Pluviómetro

### 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

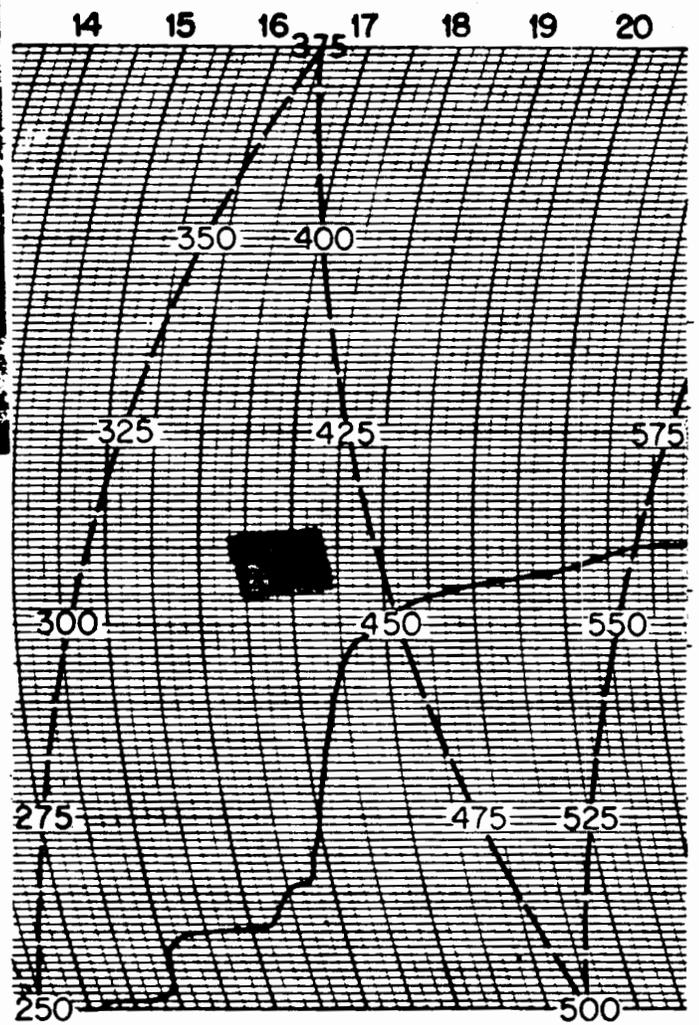


Fig 3.8 Registro de un pluviógrafo

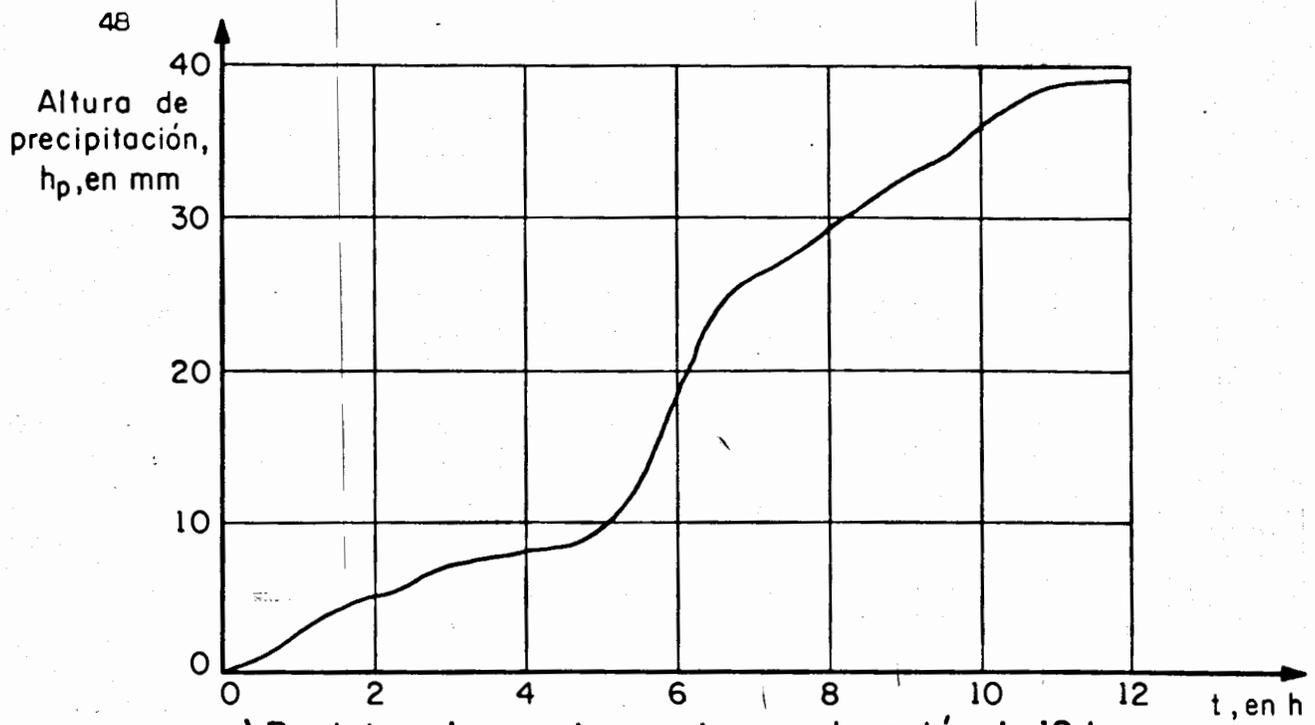
Los registros de pluviógrafos se pueden transformar y obtener el hietograma de las diversas tormentas medidas. El hietograma es una gráfica que indica la variación de la altura de lluvia o de su intensidad con respecto a un intervalo de tiempo, el cual se escoge arbitrariamente, siguiendo ciertas convenciones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

Ejemplo 3.1. Obtener el hietograma 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.

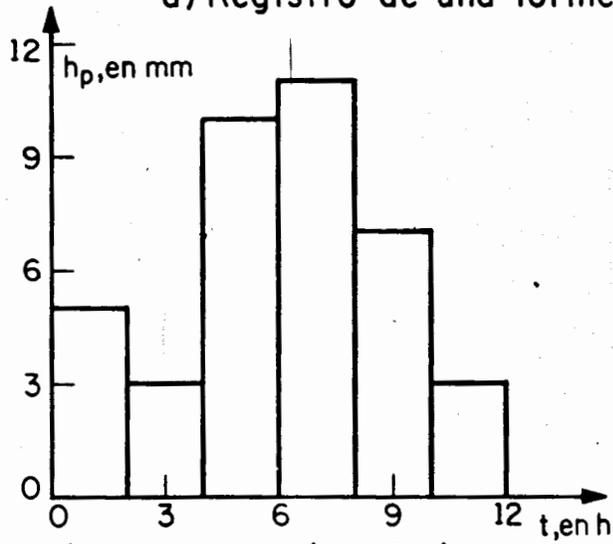
Para mostrar la variación del hietograma respecto a diferentes intervalos de tiempo, en la tabla 3.1 se hace el análisis para intervalos de 2, 4, 6 y 12 h, calculando para cada intervalo la altura de lluvia registrada en ese lapso. Como se observa, para calcular el hietograma para un intervalo de 12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

Tabla 3.1 Cálculo del hietograma de una tormenta

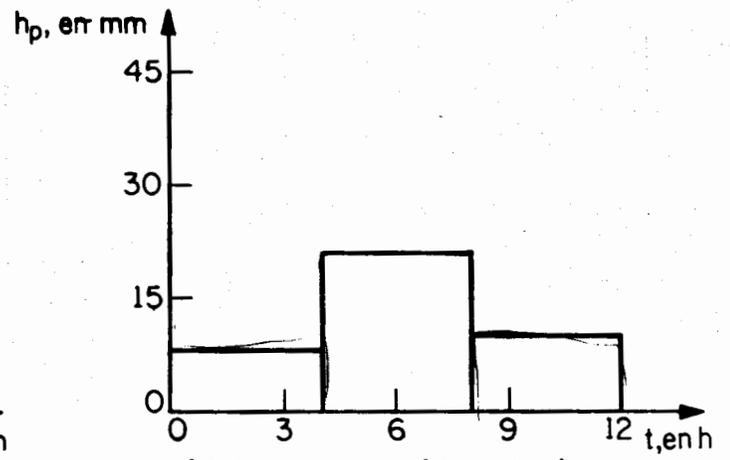
Hora	Altura de lluvia, h (mm)	Variación $h_p$ para $\Delta t=2h$	Variación $h_p$ para $\Delta t=4h$	Variación $h_p$ para $\Delta t=6h$	Variación $h_p$ para $\Delta t=12h$
0	0				
		5			
2	5		8		
		3		18	
4	8				
		10			
6	18		21		39
		11			
8	29				
		7		21	
10	36		10		
		3			
12	39				



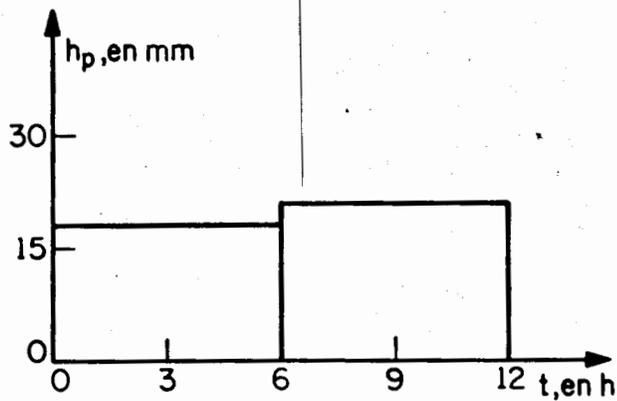
a) Registro de una tormenta con duración de 12 horas



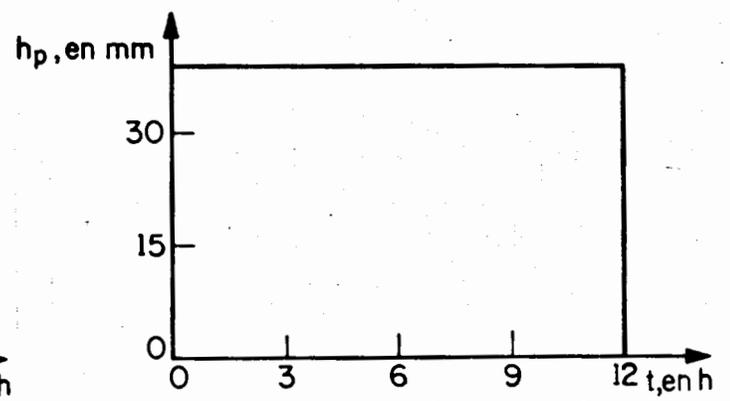
b) Hietograma ( $\Delta t = 2$  h)



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 hietograma 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).

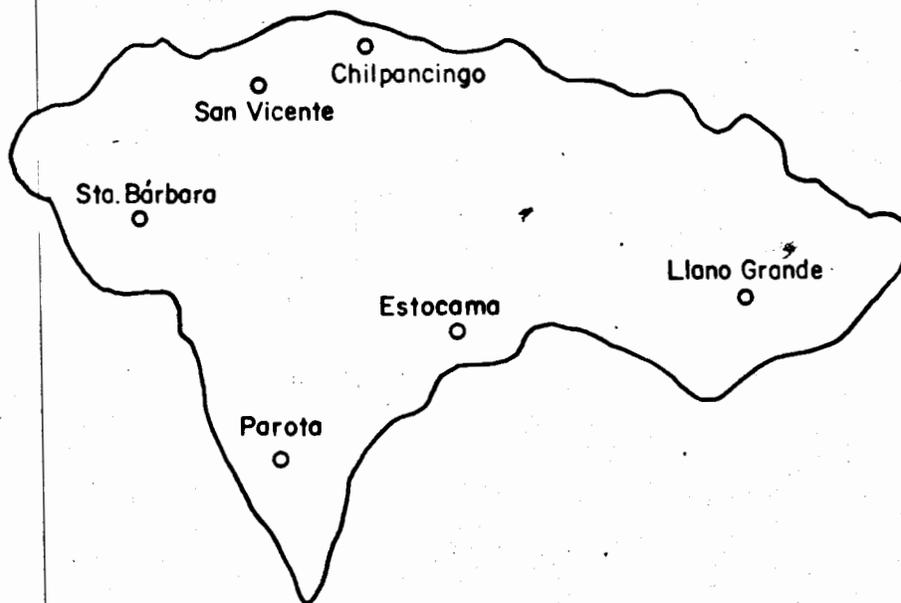


Fig 3.10 Cuencas de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro. mostrando las estaciones pluviográficas existentes

### 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

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

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.

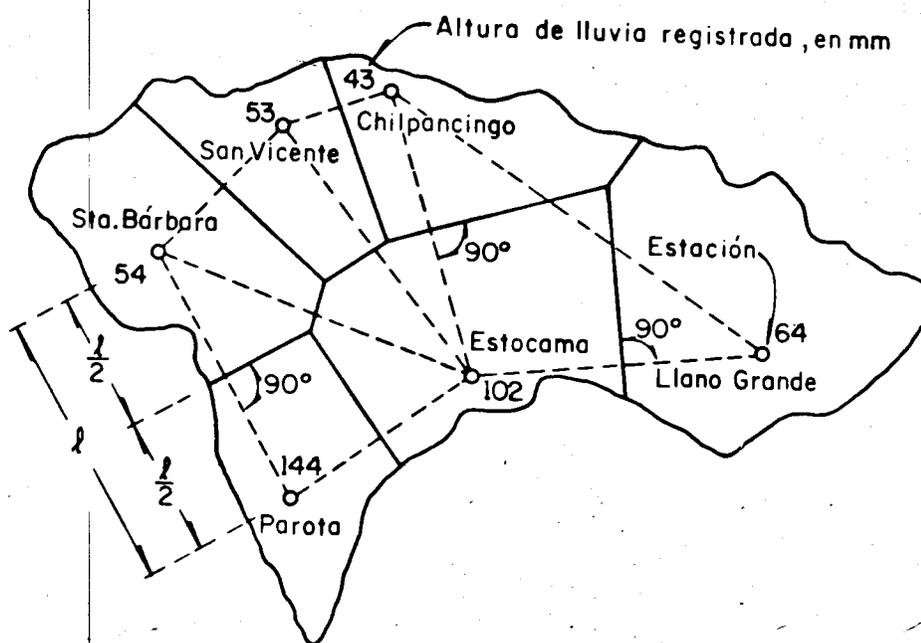


Fig 3.11 Cuencas de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro. Polígonos de Thiessen

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 km<sup>2</sup>  
 A<sub>i</sub>    área tributaria de la estación i, en km<sup>2</sup>  
 hp<sub>i</sub>    altura de precipitación registrada en la estación i, en mm  
 hp<sub>m</sub>    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.

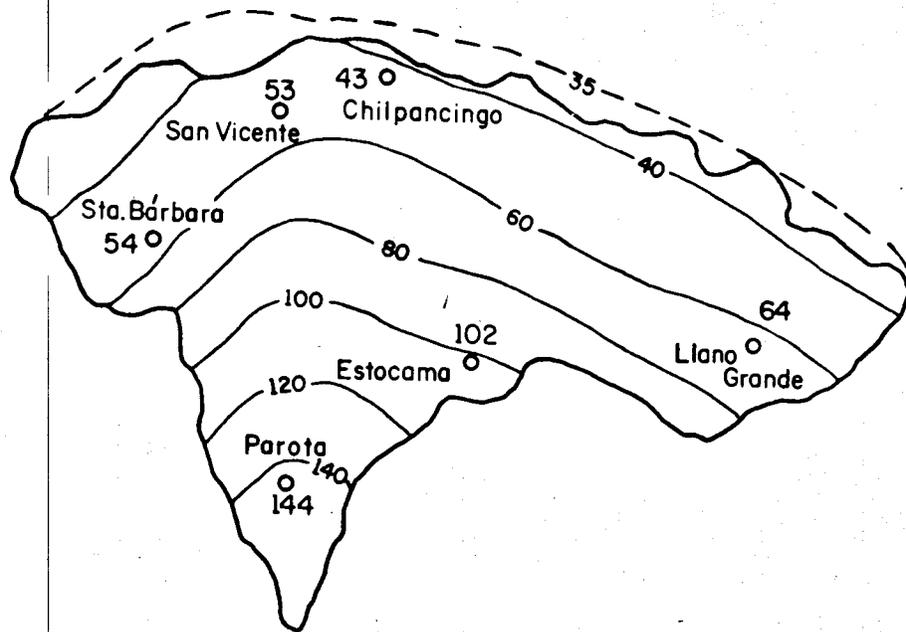


Fig 3.12 Cuencas de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro.  
Plano de isoyetas

**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 ( $km^2$ ) $A_i$	$h_{p_i} A_i$ ( $mm km^2$ )
160 - 140	150	335	50250
140 - 120	130	397	51610
120 - 100	110	602	66220
100 - 80	90	1142	102780
80 - 60	70	1667	116690
60 - 40	50	2403	120150
40 - 35	37.5	799	29963
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).

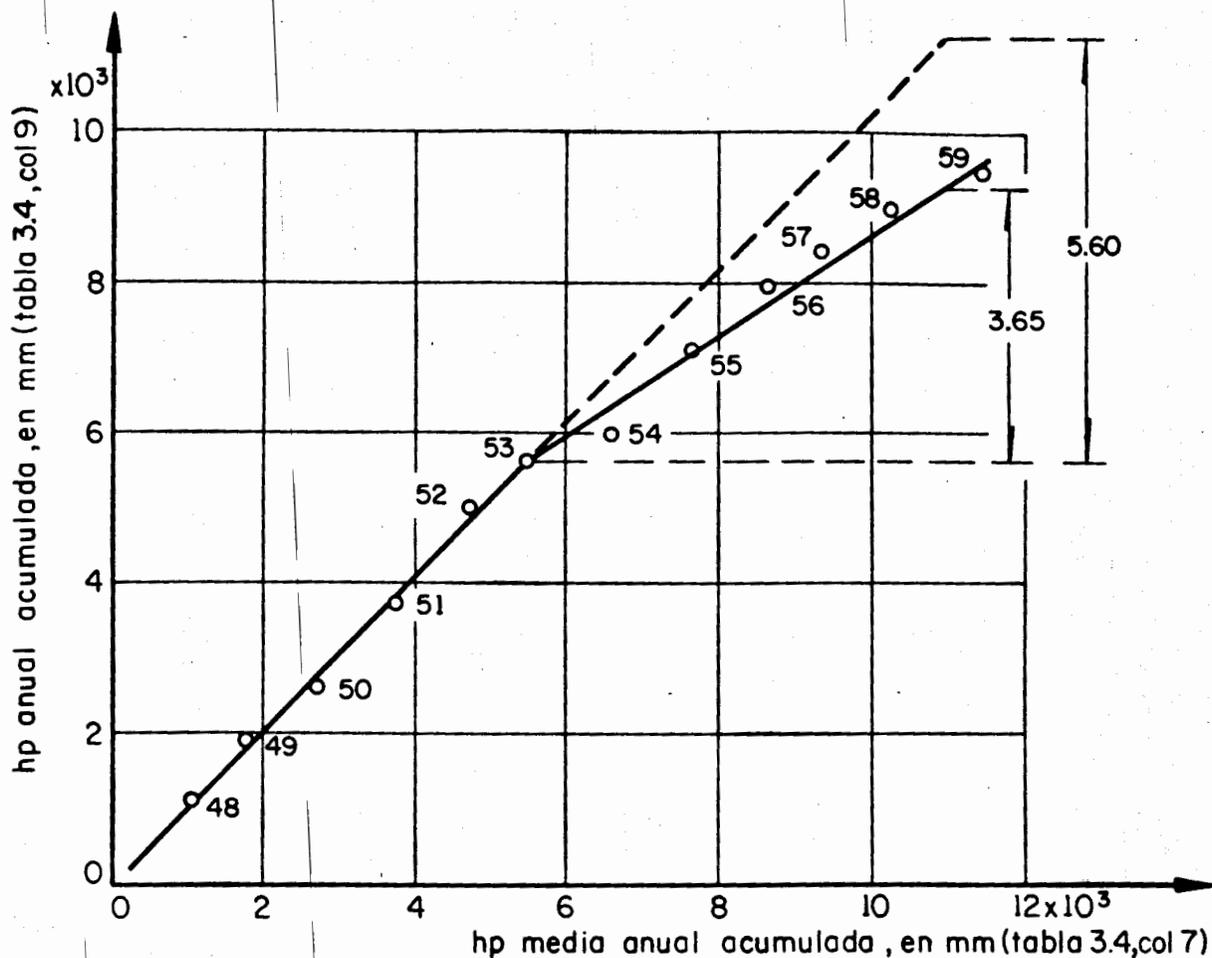


Fig 3.13 Curva masa doble de precipitación

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 Año	2 Altura precipitación anual			5 Suma precipitación anual	6 Precipitación anual media	7 Precipitación anual media acumulada	8 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

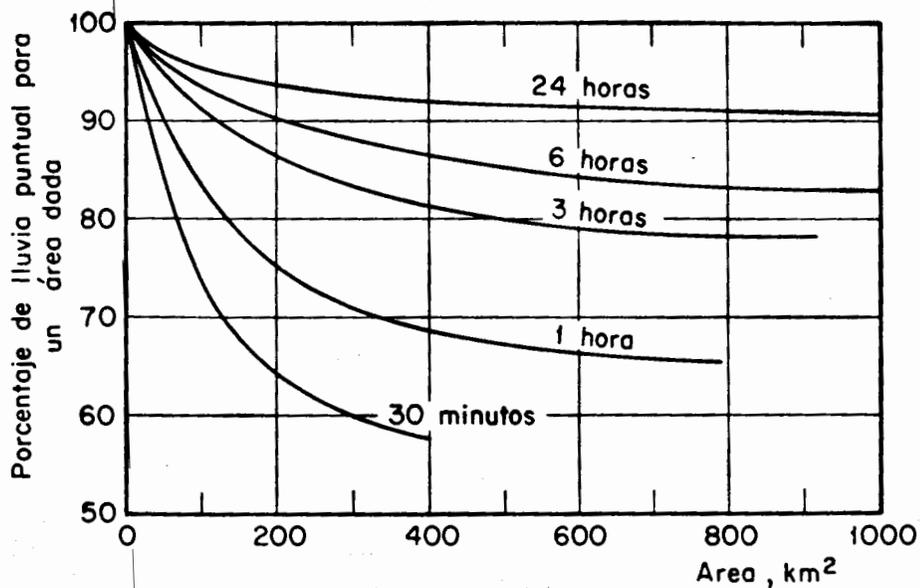
$$hp_A = \frac{\pi h}{A_0^2} \left[ 1 - e^{-(A_0^2/\pi)} \right] \quad (3.5)$$

\* A. Court, "Area-Depth Rainfall Formulas", J. Geophys. Res. 66 (jun 1961), 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 ( $hp - A - d$ ) 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 6 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 Omitlán 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

las 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.

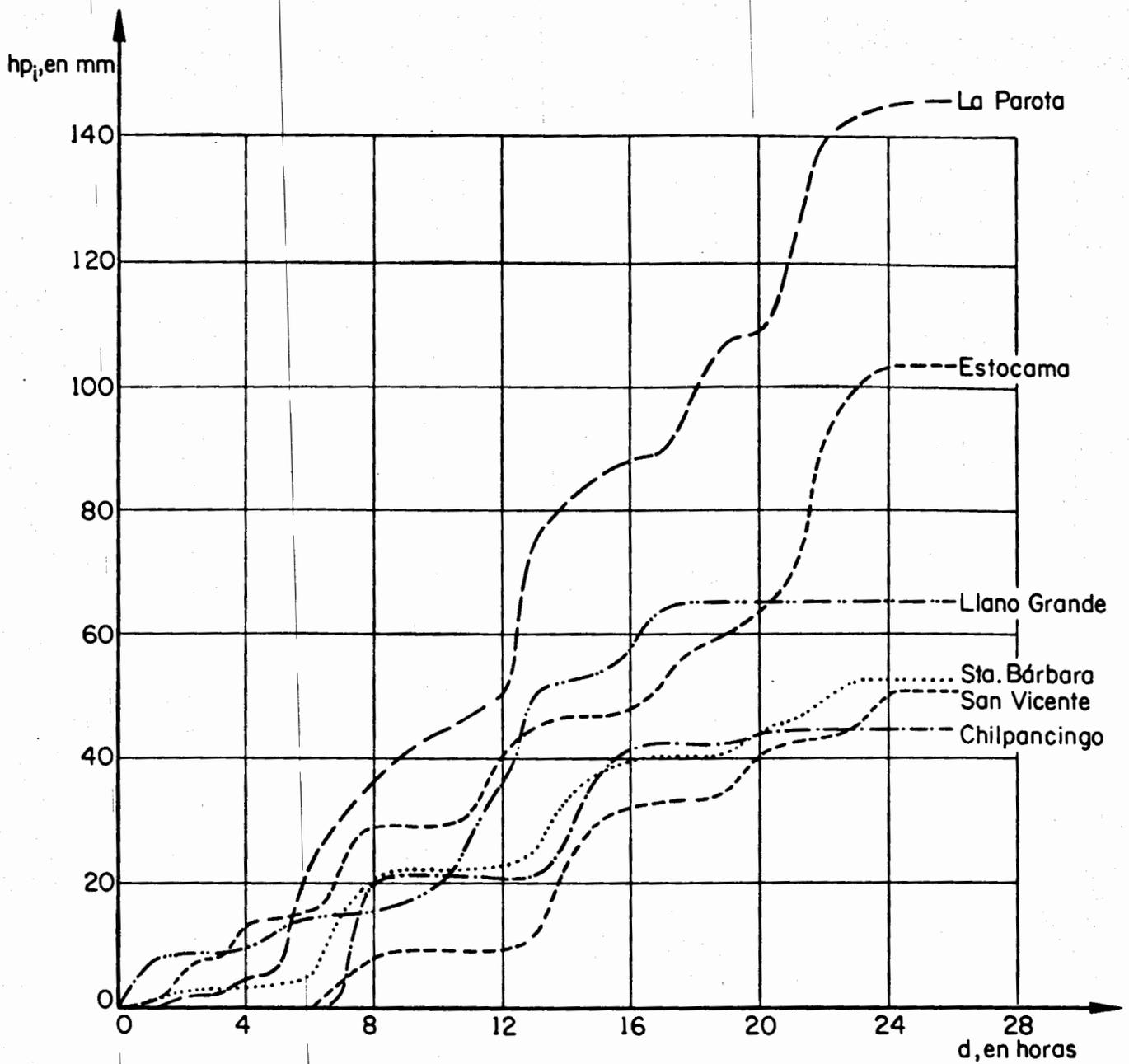


Fig 3.14 Registros de pluviógrafos para la tormenta en estudio (curvas-masa)

Tabla 3.6 Cálculo de la precipitación media-área para la tormenta del plano de isoyetas ( fig 3.2 ).

(1) Isoyeta	(2) Area encerrada ( km <sup>2</sup> )	(3) Area neta ( km <sup>2</sup> )	(4) Precipitación media ( mm )	(5) Vol. de precip ( km <sup>2</sup> mm ) incremento acumulado (3) x (4)	(6) Vol. de precip ( km <sup>2</sup> mm ) incremento acumulado (3) x (4)	(7) Precip. media ( mm ) (6) ÷ (2)
140	335	335	150	50250	50250	150
100	732	397	130	51610	101860	139
100	1334	602	110	66220	168080	126
80	2476	1142	90	102780	270860	110
60	4143	1667	70	116690	387550	94
40	6546	2403	50	120150	507700	78
35	7345	799	37.5	29963	537663	73

En la col 2 se muestra el área total encerrada por cada una de las isoyetas indicadas en la col 1 y el parteaguas de la cuenca en estudio. La col 3 indica el área neta en las isoyetas; así, por ejemplo, el área de 397 km<sup>2</sup> corresponde al área entre las isoyetas 120 y 140 mm. En la col 4 se halla la altura de precipitación media entre cada dos isoyetas. En la col 7 aparece la altura de precipitación media correspondiente a las áreas encerradas por las isoyetas, col 2, pero solo para la duración total de la tormenta.

Para calcular las alturas de precipitación-área para diferentes tiempos, todos múltiplos de la duración total, dentro de la duración de la tormenta se procede a hacer un análisis combinado de los datos obtenidos en la tabla 3.6 con los registros de las tormentas (fig 3.14). Para

cada área encerrada por una isoyeta y el parteaguas se deduce su curva-masa media de lluvia sopesando los registros de lluvia de cada estación con base en los polígonos de Thiessen, tabla 3.7. Así, por ejemplo, para la isoyeta envolvente de 100 mm, se tiene dentro de esa área la influencia de tres estaciones: La Parota (67%), Estocama (30%) y Santa Bárbara (3%); esto se obtiene superponiendo los polígonos de Thiessen en las isoyetas. Entre paréntesis está el porcentaje de influencia de cada estación.

Al conocer la influencia de cada estación, se calcula la curva-masa de precipitación dentro del área en estudio como la suma de las curvas-masa de cada estación que interviene, por su porcentaje de influencia. A continuación, esta curva-masa se ajusta usando la altura media de precipitación en esa área en estudio (tabla 3.6, col 7). De este modo, para la isoyeta envolvente de 100 mm, al tener en cuenta los polígonos de Thiessen, resulta que para 6 h se tiene una altura de lluvia de 20 mm; para 12 h, de 46 mm; para 18 h, de 83 mm; y para 24 h, de 129 mm. Por el método de isoyetas se había obtenido para esa área una altura de lluvia media de 125 mm, luego los valores anteriores se deben ajustar, multiplicándolos por  $125/129$  (tabla 3.7).

Una vez hecho esto, se calculan los incrementos de precipitación cada 6 h durante las 24 h. De tal suerte que, para el mismo caso que se está analizando (isoyeta envolvente de 100 mm), en las primeras 6 h se registró una lluvia de 19 mm, de las 6 a las 12 h, llovió 26 mm, de las 12 a las 18 h, 35 mm y de las 18 a las 24 h, 45 mm. Como el análisis es de maximización, se deben buscar las condiciones más desfavorables: la máxima relación entre las lluvias y el tiempo. Para el primer intervalo de tiempo se procura el máximo incremento, para una duración de dos intervalos de tiempo se busca la máxima combinación de dos alturas de lluvia ad-

yacentes, etc. Por ejemplo, en este caso, para 6 h se consideran 45 mm de lluvia, para 12 h se consideran  $45 + 35 = 80$  mm, para 18 h se toma 106 mm, y para 24 h una altura de 125 mm (tabla 3.7).

Tabla 3.7 Combinación máxima entre altura de precipitación media y duraciones

Isoyeta envolvente			Descripción	Area efectiva TH(%)	Duración, en h			
(mm)	Precip media (mm)	Area total (km <sup>2</sup> )			6	12	18	24
140	150	335	LA PAROTA	100	23	49	97	144
			curva masa ajustada incremento ajustado precipitación máxima-duración		24 24 50	51 27 99	101 50 126	150 49 150
120	139	732	LA PAROTA ESTOCAMA	95 5	22 1	47 2	92 3	137 5
			curva masa media curva masa ajustada incremento ajustado precipitación máxima-duración	100	23 23 23 46	49 49 26 90	95 95 46 116	139 139 133 139
100	125	1334	LA PAROTA ESTOCAMA SANTA BARBARA	67 30 3	15 5 0	33 12 1	65 17 1	96 31 2
			curva masa media curva masa ajustada incremento ajustado precipitación máxima-duración	100	20 19 19 45	46 45 26 80	83 80 35 106	129 125 45 125
80	109	2476	LA PAROTA ESTOCAMA SANTA BARBARA LLANO GRANDE SAN VICENTE	36 41 13 8 2	8 6 1 1 0	18 16 3 3 0	35 23 5 5 1	52 42 7 5 1
			curva masa media curva masa ajustada incremento ajustado precipitación máxima-duración	100	16 16 16 39	40 41 25 68	69 70 29 93	107 109 39 109

Tabla 3.7 Continuación

Isoyeta envolvente			Descripción	Area efectiva TH (%)	Duración, en h			
(mm)	Precip media (mm)	Area total (km <sup>2</sup> )			6	12	18	24
60	93	4143	LA PAROTA	22	5	11	21	32
			ESTOCAMA	34	5	14	19	35
			SANTA BARBARA	14	1	3	6	7
			LLANO GRANDE	17	2	5	11	11
			SAN VICENTE	9	0	1	3	5
			CHILPANCINGO	4	0	1	2	2
			curva masa media	100	13	35	62	92
curva masa ajustada		13	35	63	93			
incremento ajustado		13	22	28	30			
precipitación máxima-duración		30	58	80	93			
40	78	6546	LA PAROTA	14	3	7	14	20
			ESTOCAMA	23	3	9	13	23
			SANTA BARBARA	15		3	6	8
			LLANO GRANDE	24	3	8	15	15
			SAN VICENTE	11	0	1	4	6
			CHILPANCINGO	13	0	3	5	6
			curva masa media	100	10	31	57	79
curva masa ajustada		10	30	56	78			
incremento ajustado		10	20	26	22			
precipitación máxima-duración		26	48	68	78			
35	74	7345	LA PAROTA	12	3	6	12	17
			ESTOCAMA	21	3	8	12	21
			SANTA BARBARA	17	1	4	7	9
			LLANO GRANDE	25	4	8	16	16
			SAN VICENTE	11	0	1	4	6
			CHILPANCINGO	14	0	3	6	6
			curva masa media	100	11	30	57	75
curva masa ajustada		11	29	56	74			
incremento ajustado		11	18	27	18			
precipitación máxima-duración		27	45	63	74			
		25	Registro más desfavorable en una estación (tabla 3.5)	48	94	136	144	

Para obtener los valores de lluvia relacionada con un área de  $25 \text{ km}^2$  se usa la tabla 3.5. De las cuatro últimas columnas de esa tabla, se escoge para 6 h la mayor altura de lluvia registrada; en este caso es de 48 mm, para 12 h es 94 mm la mayor, para 18 h es 136 mm, y para 24 h, es 144 mm. En la fig 3.15 se muestran los valores de las alturas de precipitación máxima contra áreas para las diferentes duraciones estudiadas.

### 3.6 Análisis de los registros diarios de lluvia

Debido a la gran escasez de pluviógrafos, generalmente se desconocen las características de las lluvias en una zona determinada, aunque se disponga de pluviómetros. En realidad, el problema que se tiene es que como las lecturas del pluviómetro se hacen cada 24 h, no se puede conocer, al anotar una altura de lluvia registrada en ese periodo, si corresponde a una sola tormenta o a una sucesión de ellas y cuál es la duración real de cada una de ellas.

En el caso de disponer de un pluviógrafo dentro de la zona por analizar, los registros de los pluviómetros se pueden ajustar e inferir la curva masa de la tormenta correspondiente a cada pluviómetro con base en una relación lineal con el registro de pluviógrafo. La precisión de esta relación depende de la exactitud de la correlación entre cada estación pluviométrica con la estación pluviográfica. Además, es necesario considerar la distancia entre las estaciones y si estas se encuentran en una zona meteorológicamente homogénea.

Una zona es meteorológicamente homogénea, si la posibilidad de ocurrencia de una tormenta de cualquier intensidad es la misma en todos los puntos de la zona.

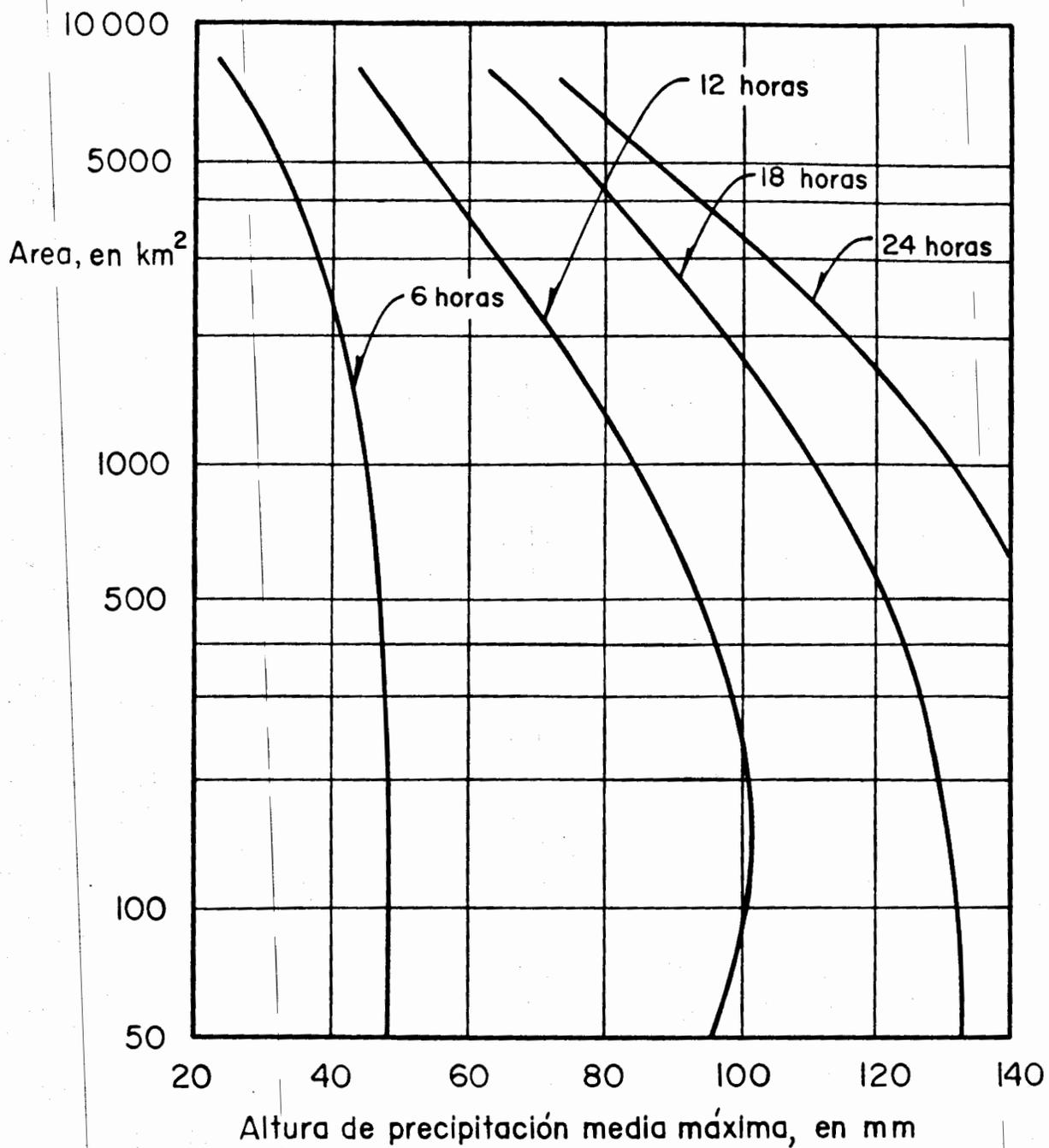


Fig 3.15 Curvas de altura de precipitación-área-duración

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

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

donde

$h_p$  altura de precipitación máxima en 24 h

$h_{p_a}$  altura de precipitación máxima diaria registrada dentro de los  $n$  días que dura la tormenta

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

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)



Isoyeta	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 precipitación; la zona más árida, con menos de 300 mm de lluvia anual, se extiende 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 vertederos 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 existe 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 mundo.\*

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 curvas 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

gen 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.

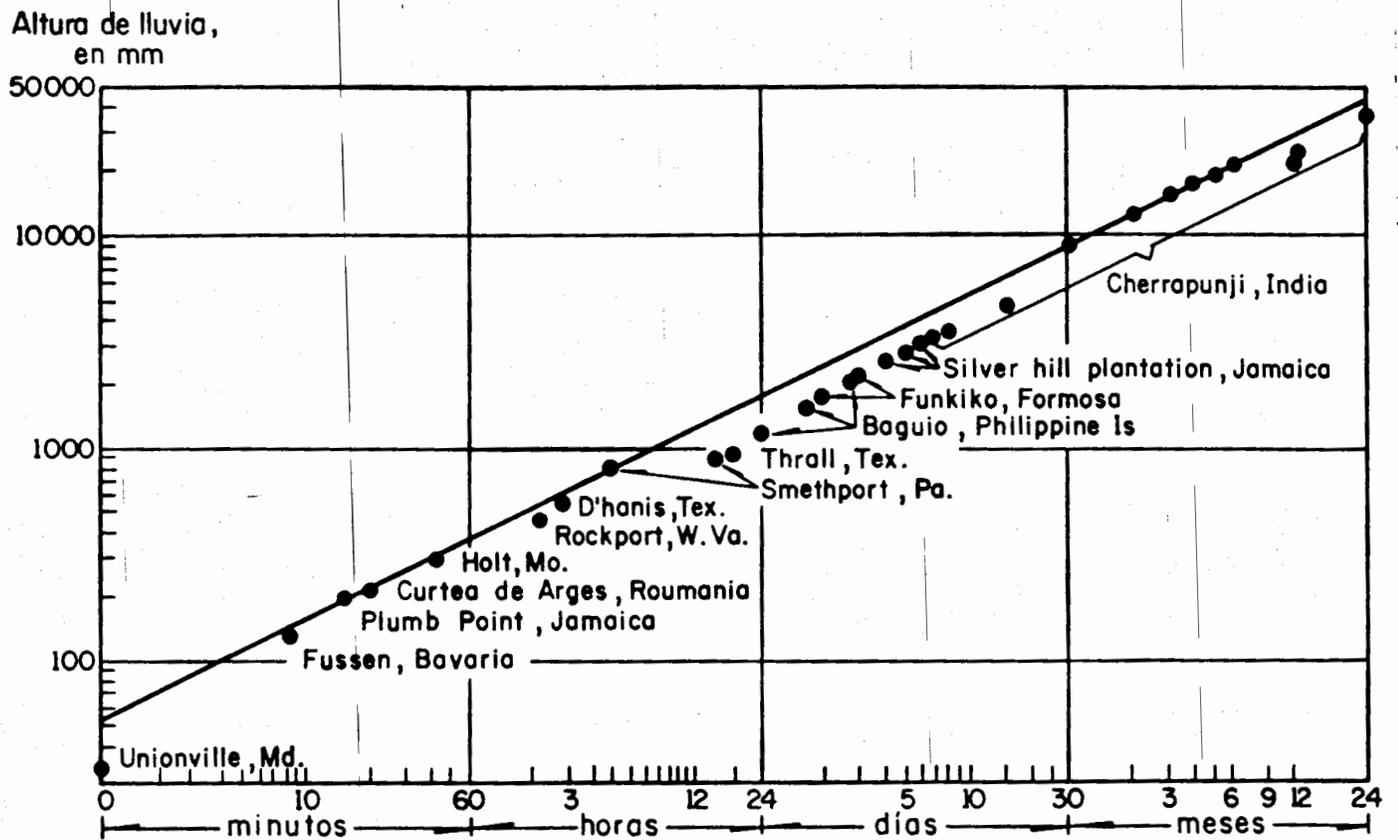
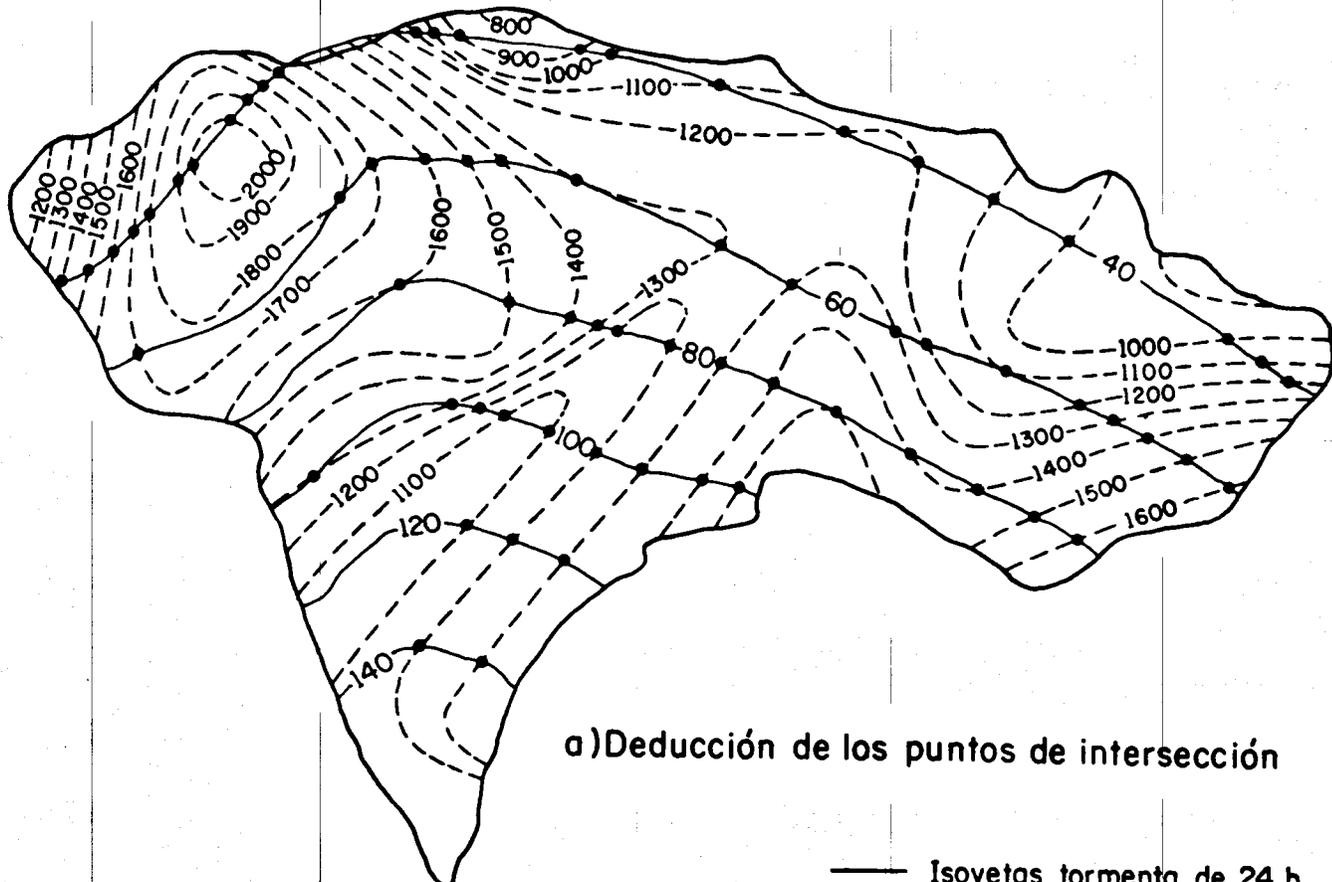


Fig 3.17 Máximas lluvias registradas en el mundo

Se tiene otro proceso de maximización de lluvias que se puede emplear en zonas montañosas, basado en la trasposición de tormentas, de nominado 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.

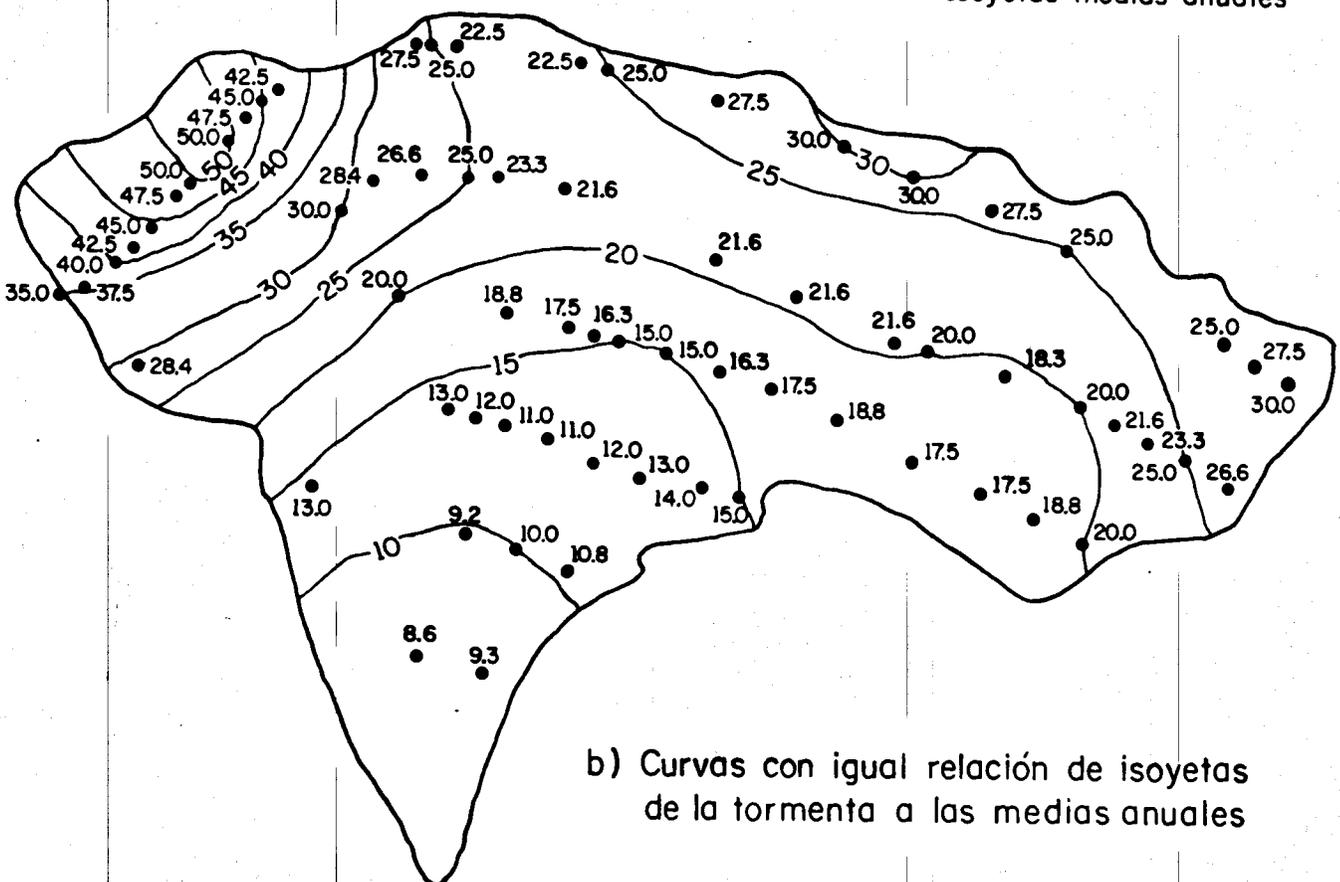
Las curvas de isoporcentaje indican la relación entre las isoyetas medias anuales y las isoyetas de una cierta tormenta. En realidad, no es necesario que sean isoyetas medias anuales, sino isoyetas representativas de las zonas en estudio con las cuales se puede efectuar la transportación.

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 ejemplo 3.4, usando las curvas de precipitación media anuales (fig 3.16).



a) Deducción 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 Deducción 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



FACULTAD DE INGENIERIA

G-610332

#### 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 contribu

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.

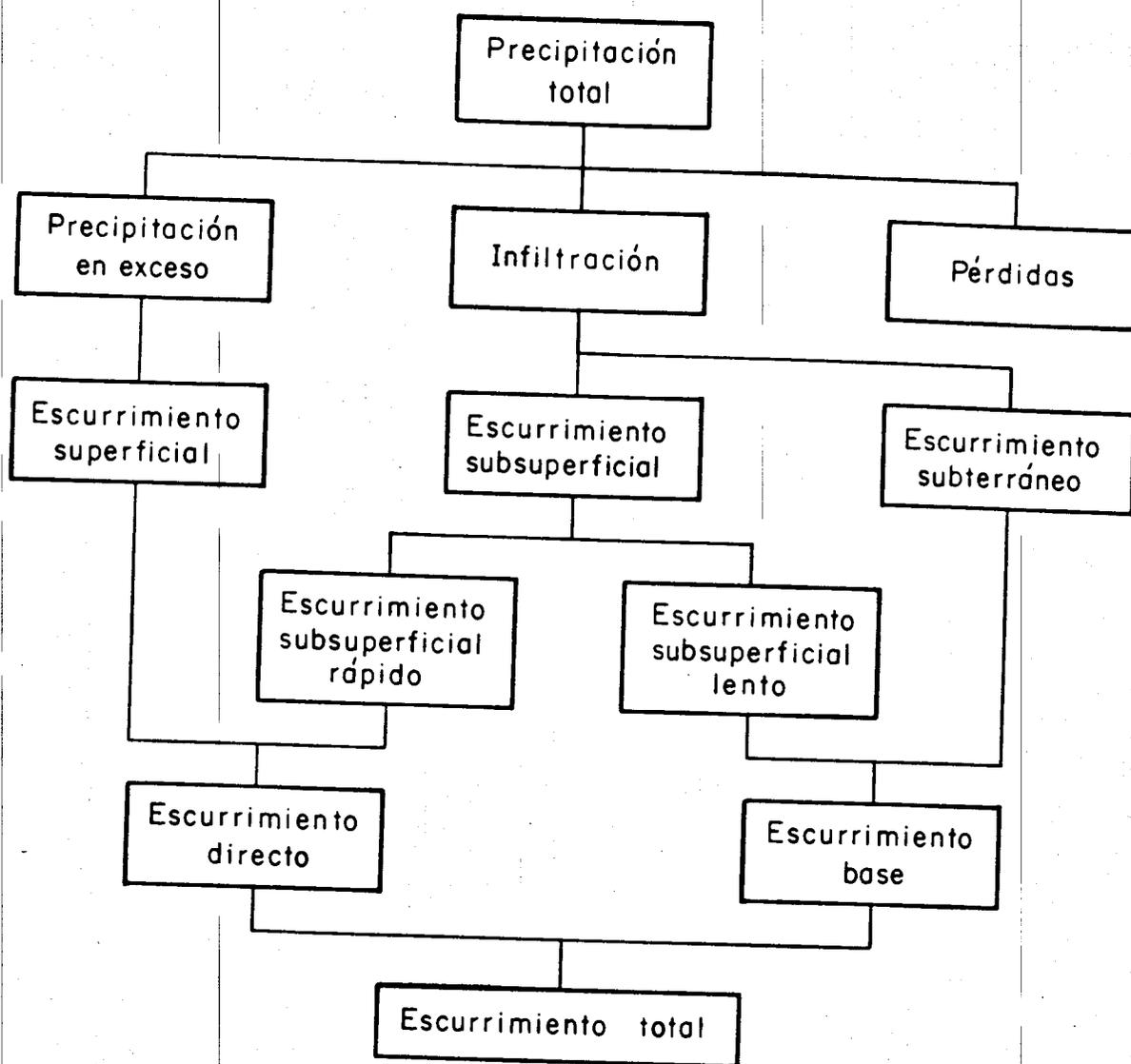


Fig 4.1 Relación entre la precipitación y el escurrimiento total

#### 4.2 Proceso del escurrimiento

El proceso presentado anteriormente depende de las condiciones 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 objetos existentes en la zona, como son arbustos, pastos, árboles y, en general, aquello que impida al agua llegar al suelo; (2) posteriormente se infiltra en el suelo o (3) llena las diferentes depresiones de la superfici<sup>o</sup>. La primera de estas cantidades se denomina lluvia interceptada  $I$ , y aunque no es muy importante, puede disponer de la mayor parte de una lluvía ligera. La segunda cantidad se llama infiltración  $F$ ; se denomina capacidad de infiltración  $f$  al máximo volumen de agua que absorbe un suelo en determinadas condiciones. La última cantidad se designa almacenaje por depresión,  $V_d$ ; posteriormente este almacenaje se evapora, o es empleado por la vegetación, o se infiltra en el suelo, pero no origina escurrimiento superficial.

Después de que las depresiones del suelo han sido llenadas, si la intensidad de lluvia excede a la capacidad de infiltración del suelo, la diferencia es la llamada lluvia en exceso,  $h_{p_e}$ . Esta lluvia en exceso primero se acumula sobre el terreno como detención superficial  $D$ , y a continuación fluye hacia los cauces. A este movimiento se le denomina flujo por tierra, y el agua que en esta forma llega a los cauces es el escurrimiento 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; humedad 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 C D es la curva de vaciado del escurrimiento directo producido por la tormenta.

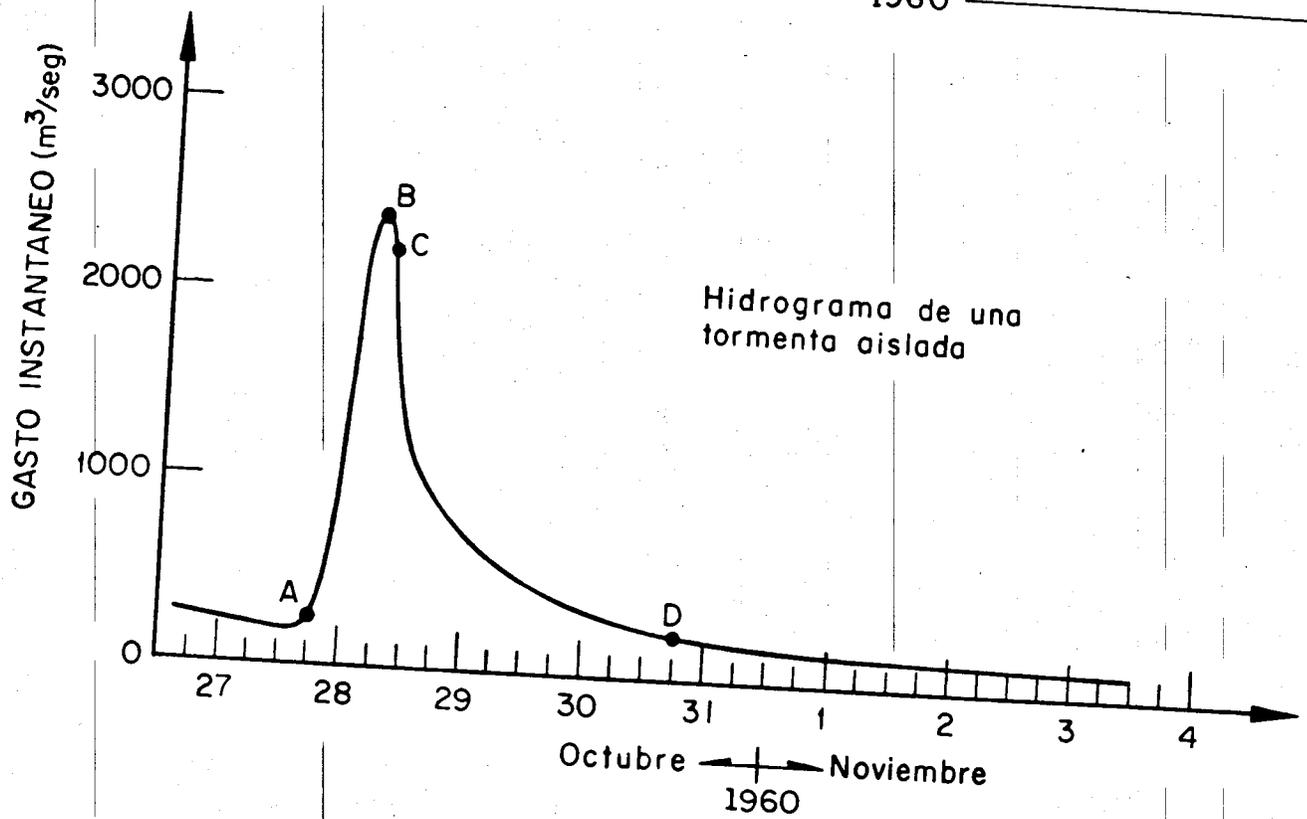
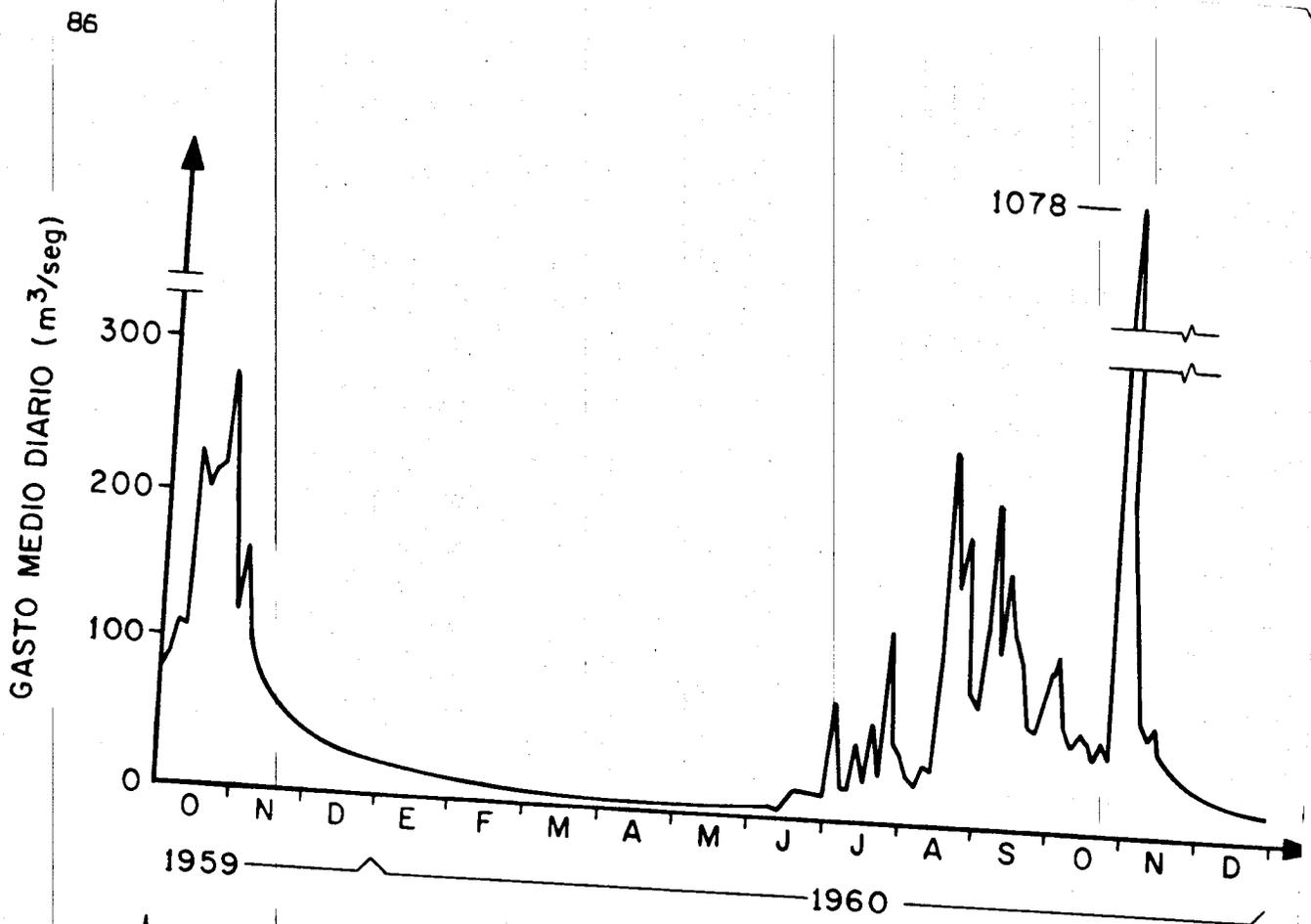


Fig 4.2 Hidrograma de la corriente del río Papagayo, Gro.

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:

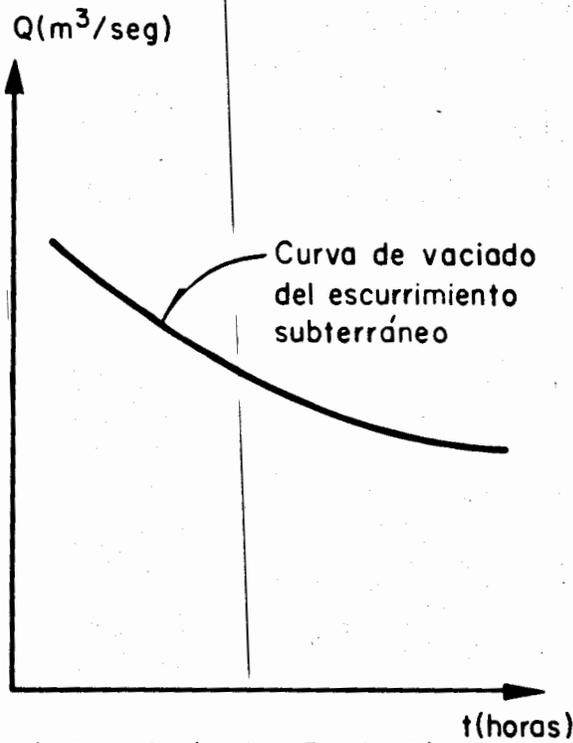
a) Cuando la recarga del agua subterránea ocasiona un gasto superior al que está circulando durante la tormenta, se origina un ascenso en el hidrograma (fig 4.3b, segmento ab)

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)

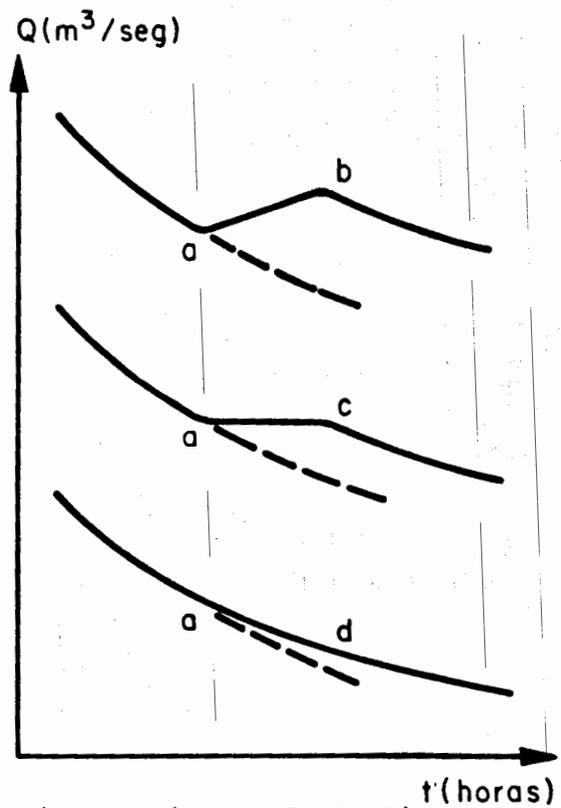
c) El gasto producido por la recarga del agua subterránea es menor que el drenado en el momento de ocurrir la tormenta. Se tendrá un hidrograma con pendiente negativa, aunque los gastos son superiores a los originados por la curva de recesión del agua subterránea (fig 4.3b, segmento ad).

Tipo 2. La intensidad de lluvia es mayor que la capacidad de infiltración y la infiltración total es menor que la D H 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).

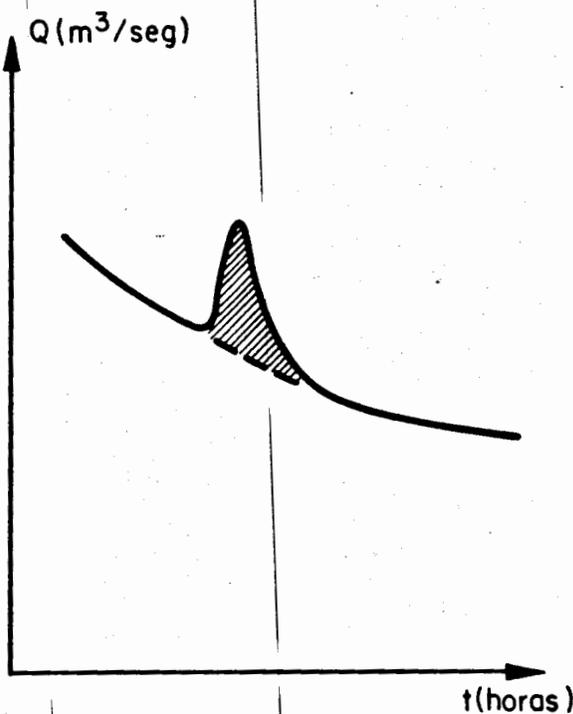
Tipo 3. Finalmente, si  $i$  es mayor que  $f$ , y  $F$  es mayor que la D H S, se tendrá escurrimiento directo y una variación en el escurrimiento base. Este hidrograma es una combinación de los tipos 1 y 2, por lo que, similarmente a este último, se tendrán tres formas diferentes de hidrogramas (fig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



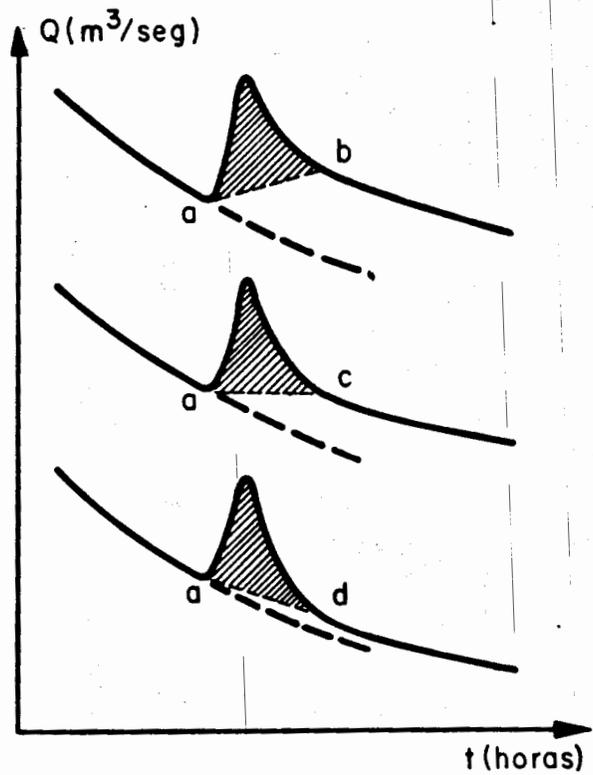
a) Tipo 0 ( $i < f$  y  $F < DHS$ )



b) Tipo 1 ( $i < f$  y  $F > DHS$ )



c) Tipo 2 ( $i > f$  y  $F < DHS$ )



d) Tipo 3 ( $i > f$  y  $F > DHS$ )

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  $m^3/seg$

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

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

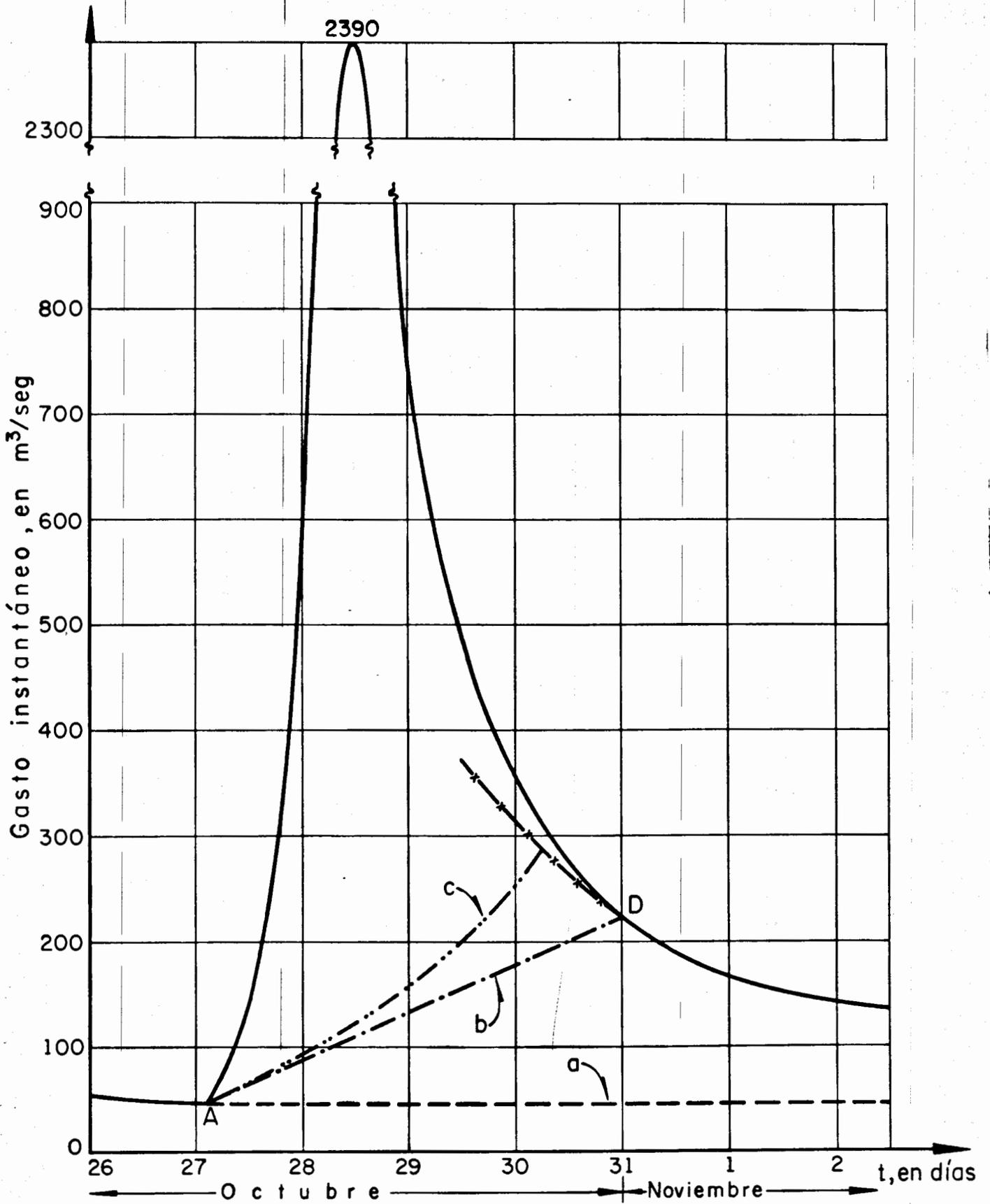


Fig 4.4 Análisis de un hidrograma de una tormenta aislada

La ecuación anterior se expresa también como

$$Q_{t+1} = K_r Q_t \quad (4.2)$$

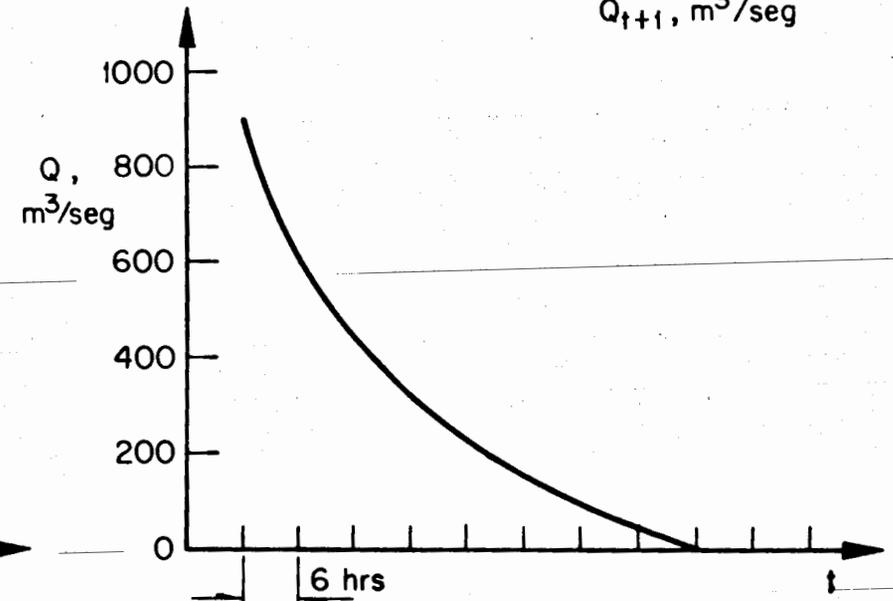
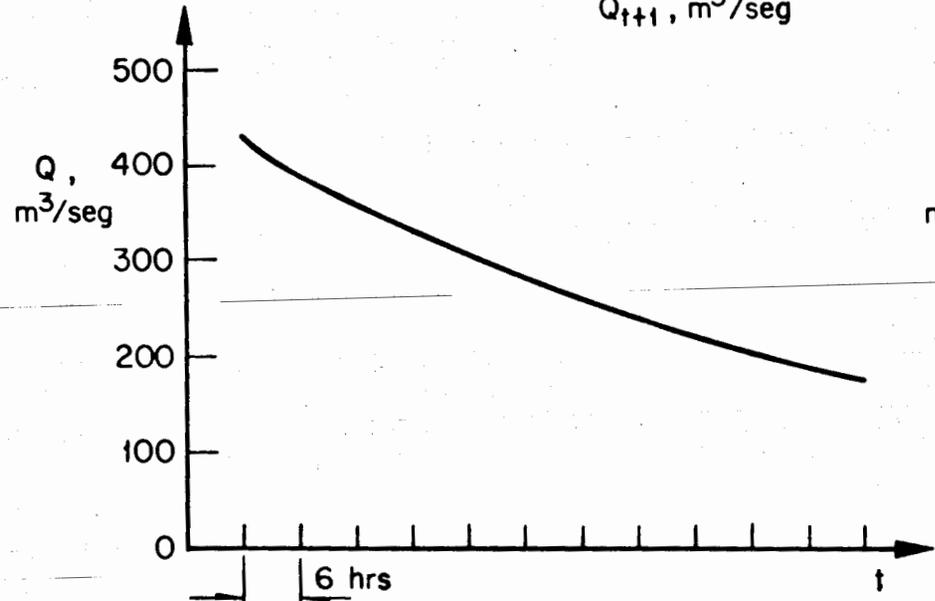
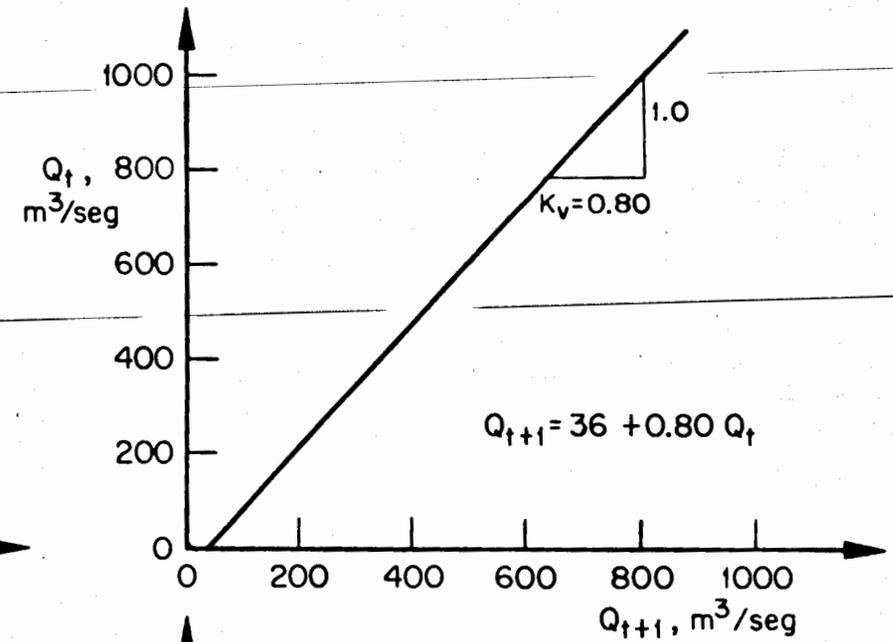
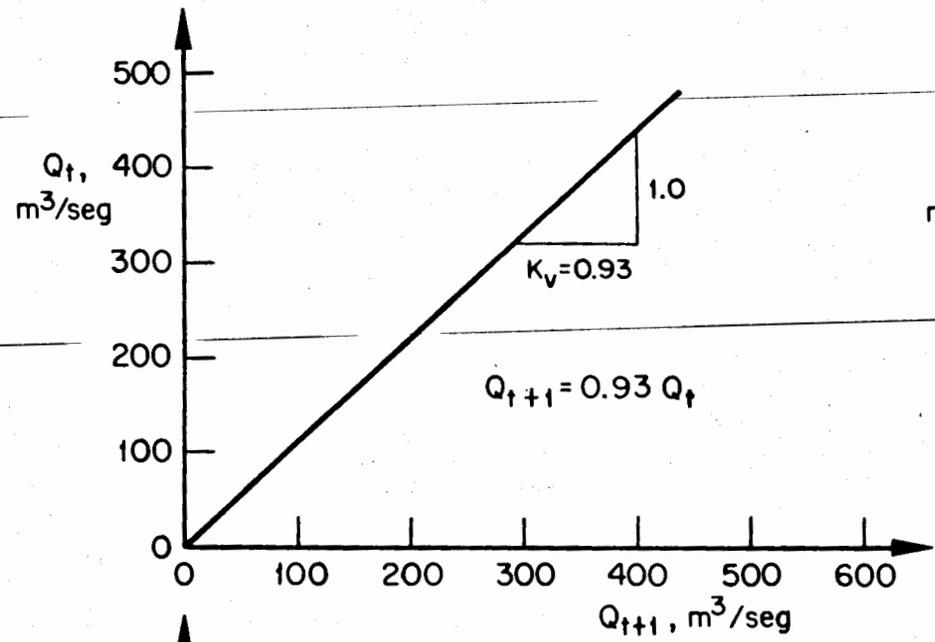
Al trazar la gráfica  $Q_{t+1}$  contra  $Q_t$ , la ec 4.2 será una recta de pendiente  $K_r$ . En las figs 4.5a y b se muestran las rectas obtenidas para las curvas de vaciado de los escurrimientos directo y base de la cuenca de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro., deducidas del hidrograma de la fig 4.4.

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 b).

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



a) Esgurrimento base

b) Esgurrimento directo

Fig 4.5 Cálculo de la ecuación que define la curva de vaciado del esgurrimento de la cuenca de las rías Omilón y Bagaque, Cr.

Aguino

#### 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 4.6 se muestran las curvas de vaciado transformado, 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 A sobre la curva de vaciado del hidrograma y se determina el cambio de gasto para el intervalo de tiempo escogido

$$\Delta Q_{AB} = Q_A - Q_B$$

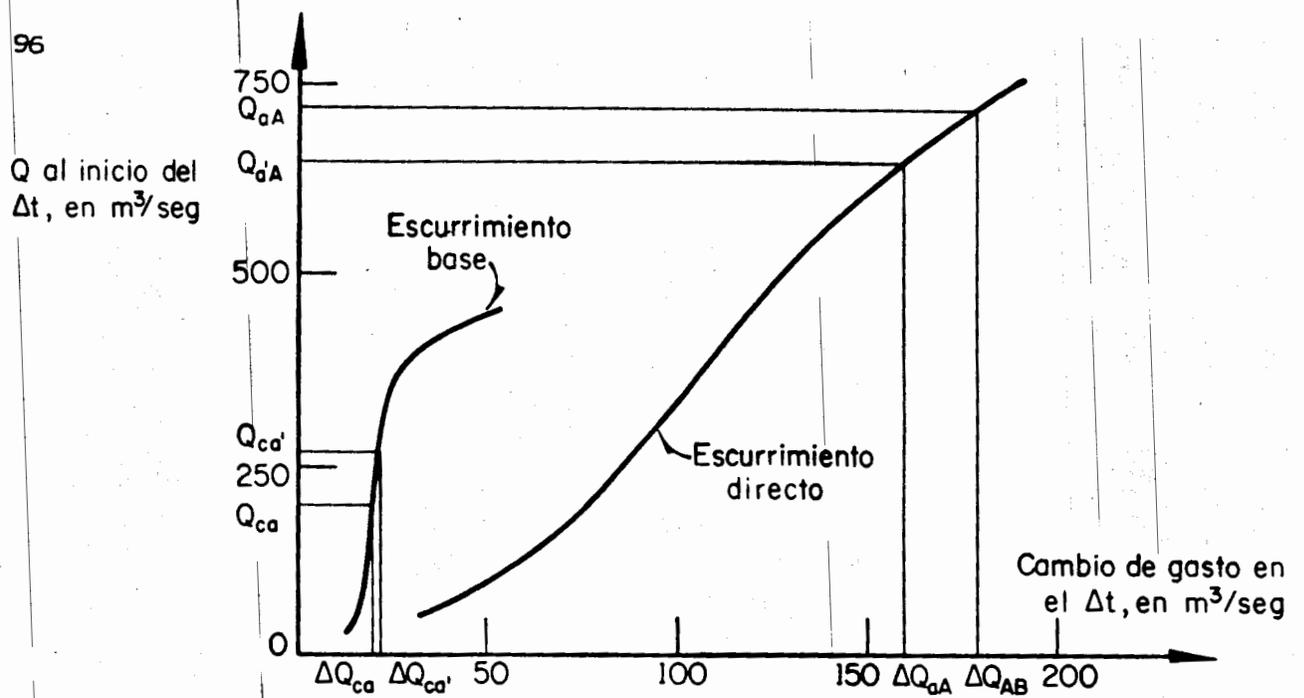


Fig 4.6 Curvas de vaciado considerando variaciones de gasto para un intervalo de tiempo constante  $\Delta t$  ( $\Delta t=6$  hs)

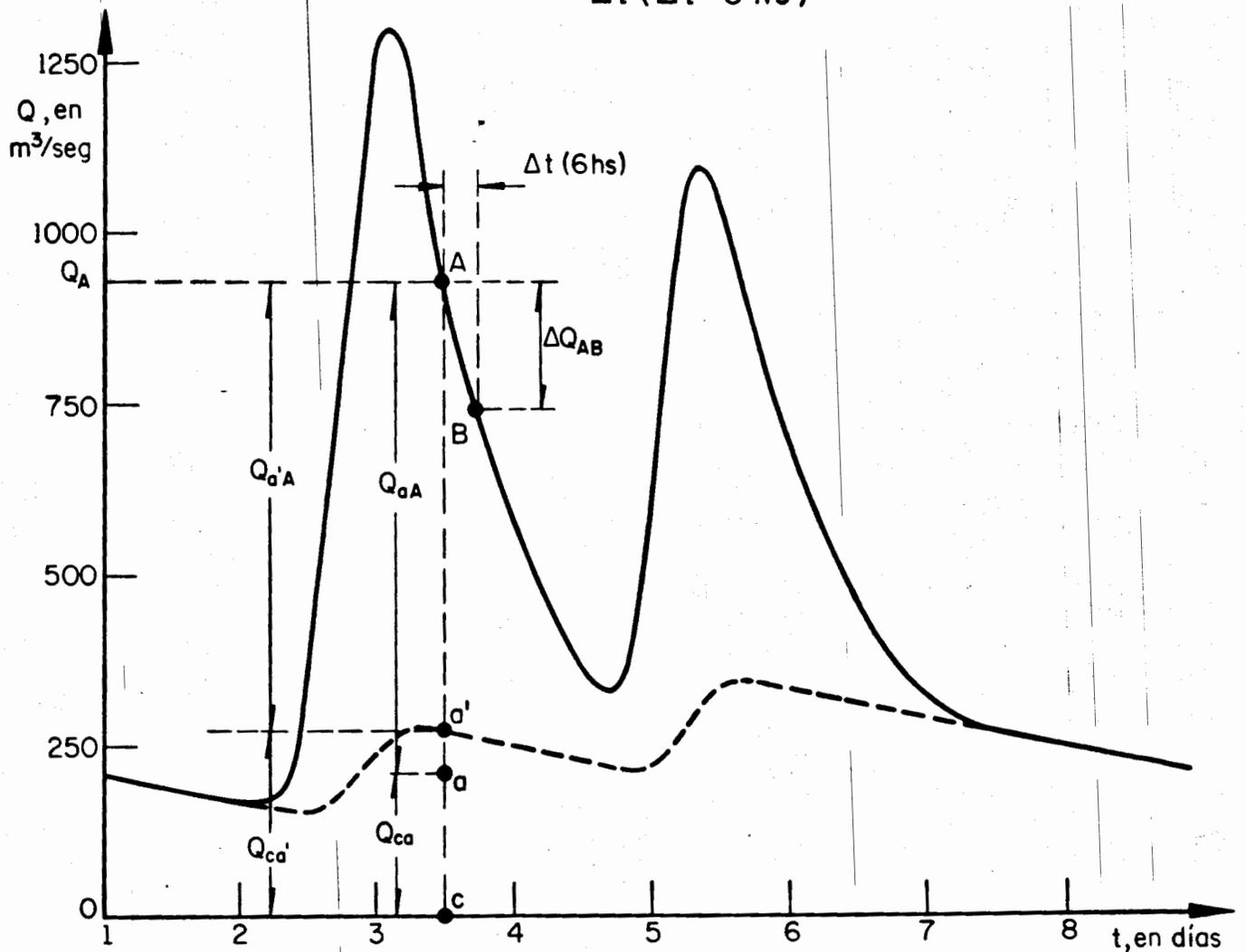


Fig 4.7 Análisis de un hidrograma compuesto

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

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

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

$$Q = vA \quad (4.4)$$

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 este, se requiere valuar su velocidad y 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 los tres componentes de la estación de aforos, el más importante es el control, y para localizarlo se requiere de un cuidadoso estudio del tramo del río donde se proyecte 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 ubicarla 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 limnímetros. 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 ejecuta 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 soporte el peso, cuando este toca la superficie del agua; entonces, la elevación de la superficie del agua es 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 trasmite 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 4.8). 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.

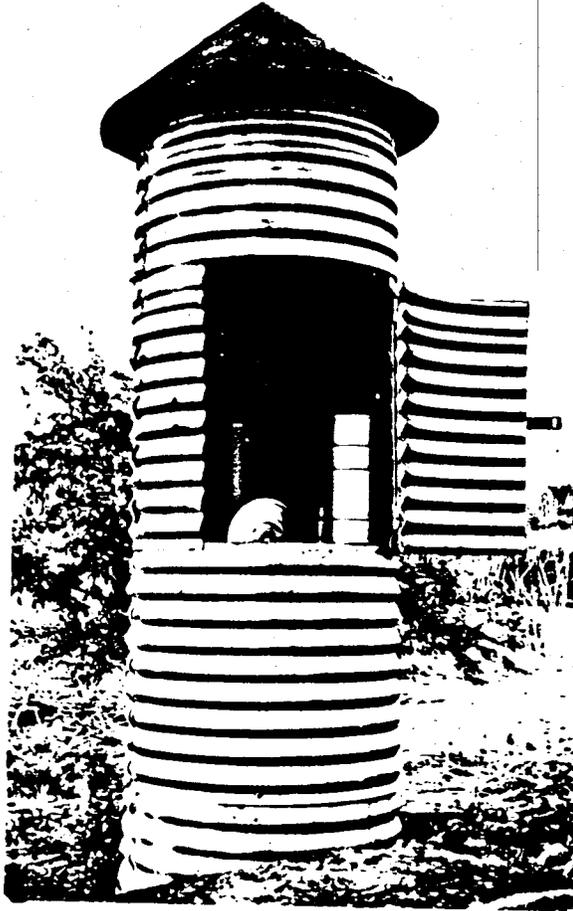


Fig 4.8

d) Valuación 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 valorar el 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 valorar 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).

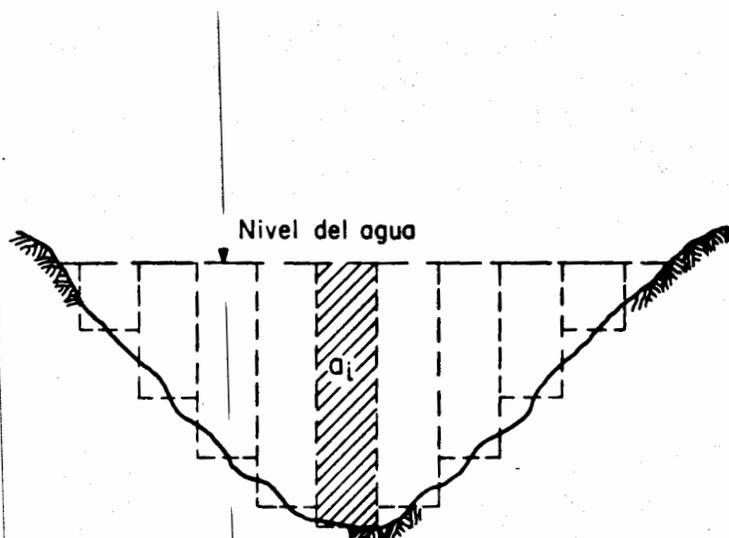


Fig 4.9 Forma de subdividir un cauce para valorar el gasto

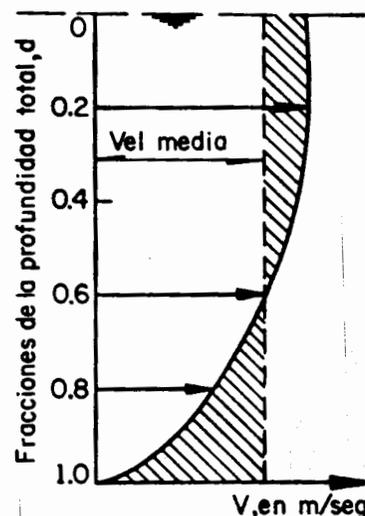


Fig 4.10 Curva de velocidades en la vertical de una corriente

Para valorar la velocidad media en una faja vertical se hacen mediciones de velocidad en puntos que se encuentren al 20 y 80 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  $m/seg$  (fig 4.10)
- $Q$  gasto instantáneo que pasa por la sección de aforos en el momento de efectuar las mediciones, en  $m^3/seg$

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  $m/seg$  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.

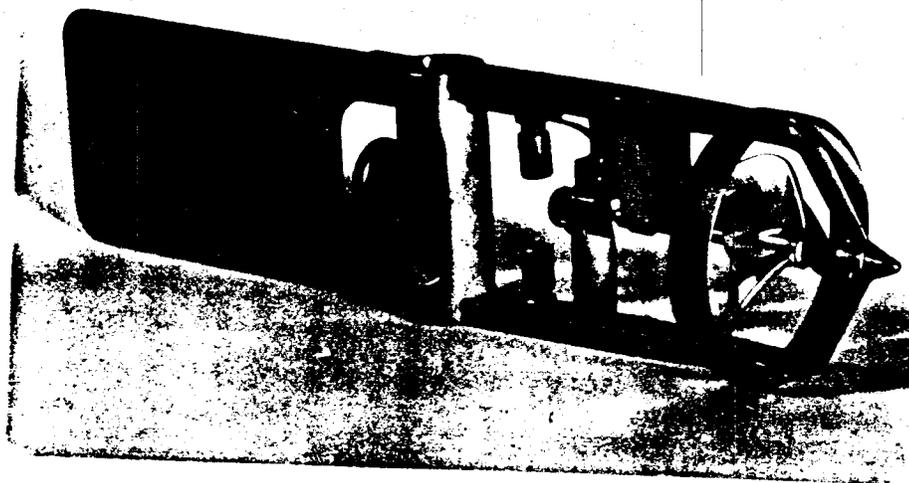


Fig 4.11

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).

Quando 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.

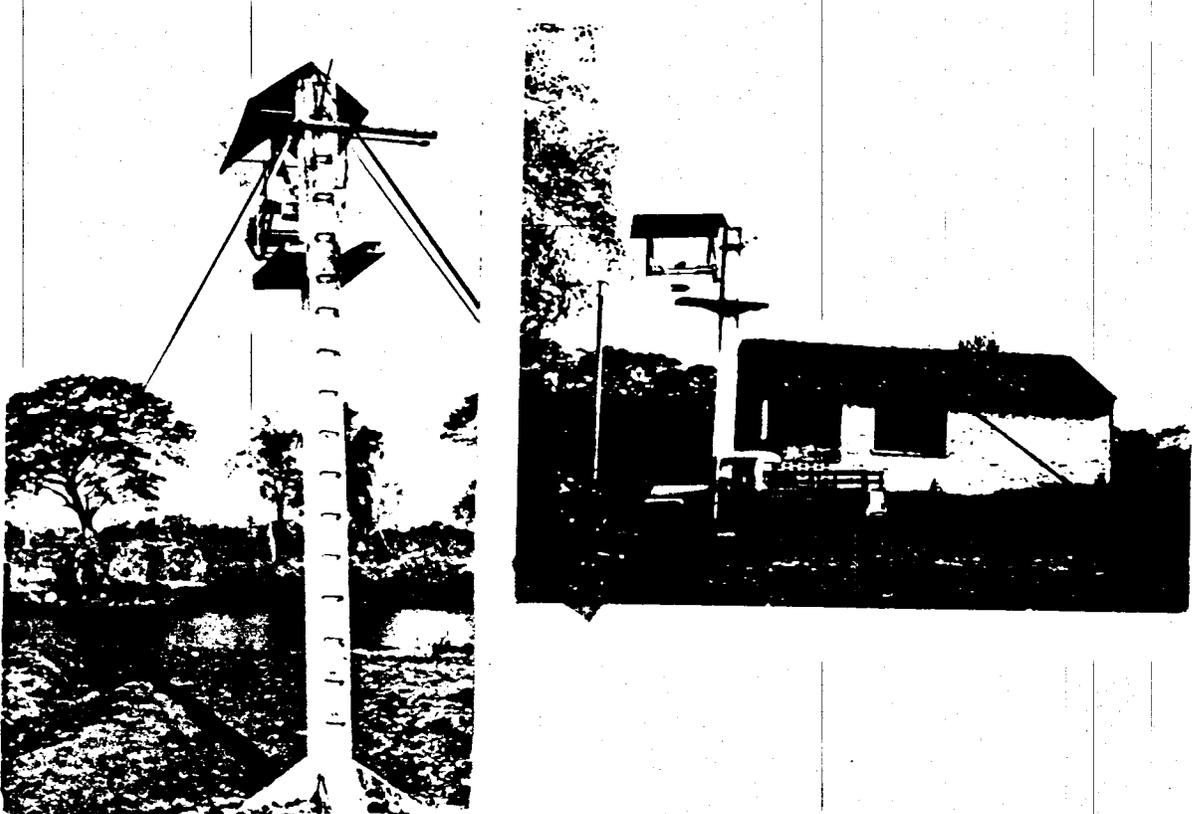


Fig 4.12

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

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

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

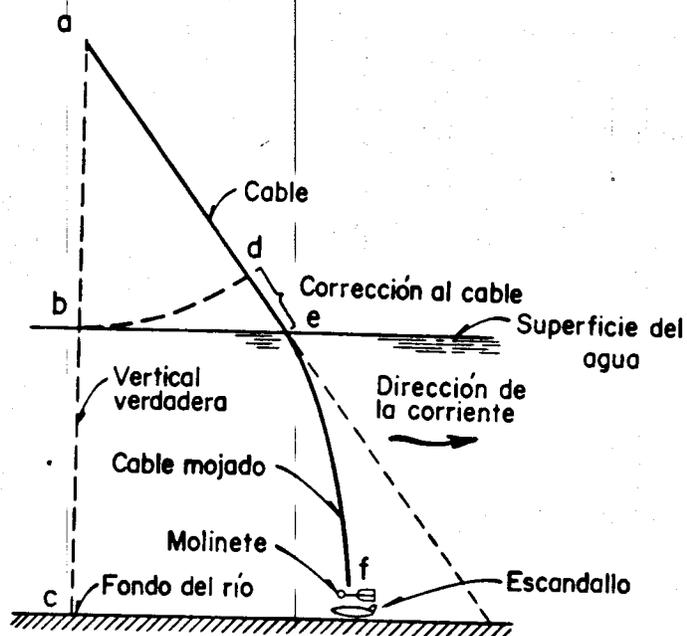


Tabla 4.1 Valores de K y  $\theta$

$\theta$	K	$\theta$	K
4	0.0006	22	0.0248
6	0.0016	24	0.0296
8	0.0032	26	0.0350
10	0.0050	28	0.0408
12	0.0072	30	0.0472
14	0.0098	32	0.0544
16	0.0128	34	0.0620
18	0.0164	36	0.0698
20	0.0204		

Fig 4.13 Posición del 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  $A$ , sustituyendo 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 despreciarse, 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 valuar 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 dibu

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

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

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

A continuación se describen estos ajustes, así como las téc  
nicas existentes para extrapolar curvas elevaciones-gastos, cuando son em  
pleadas para elevaciones mayores que las aforadas.

Lecturas de  
 escala, en m

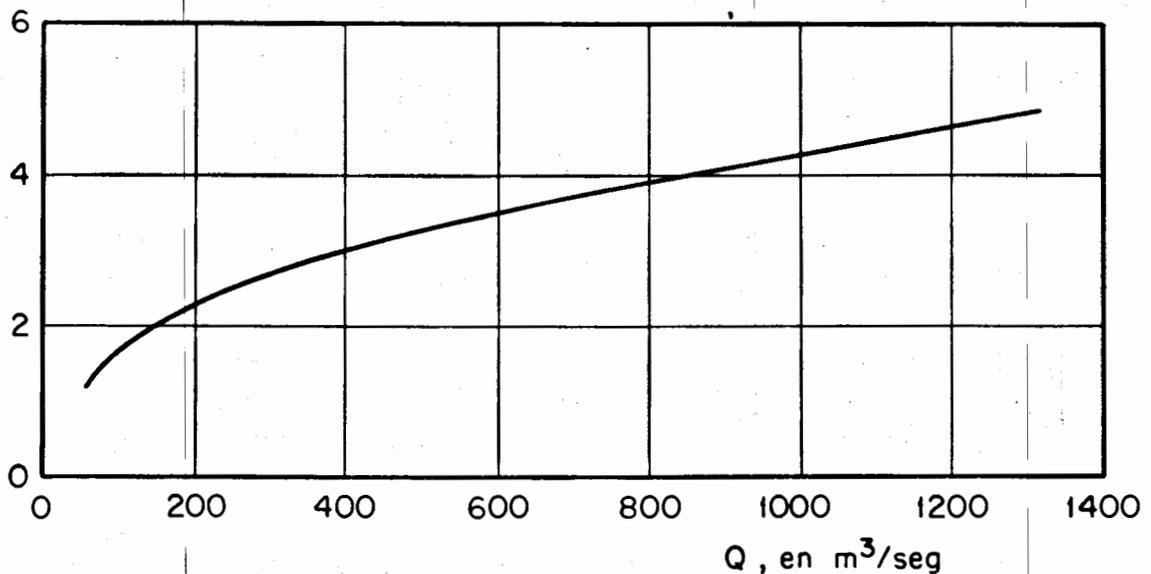


Fig 4.14 Curva de gastos. Estación La Angostura, río Grijalva

#### 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 del 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).

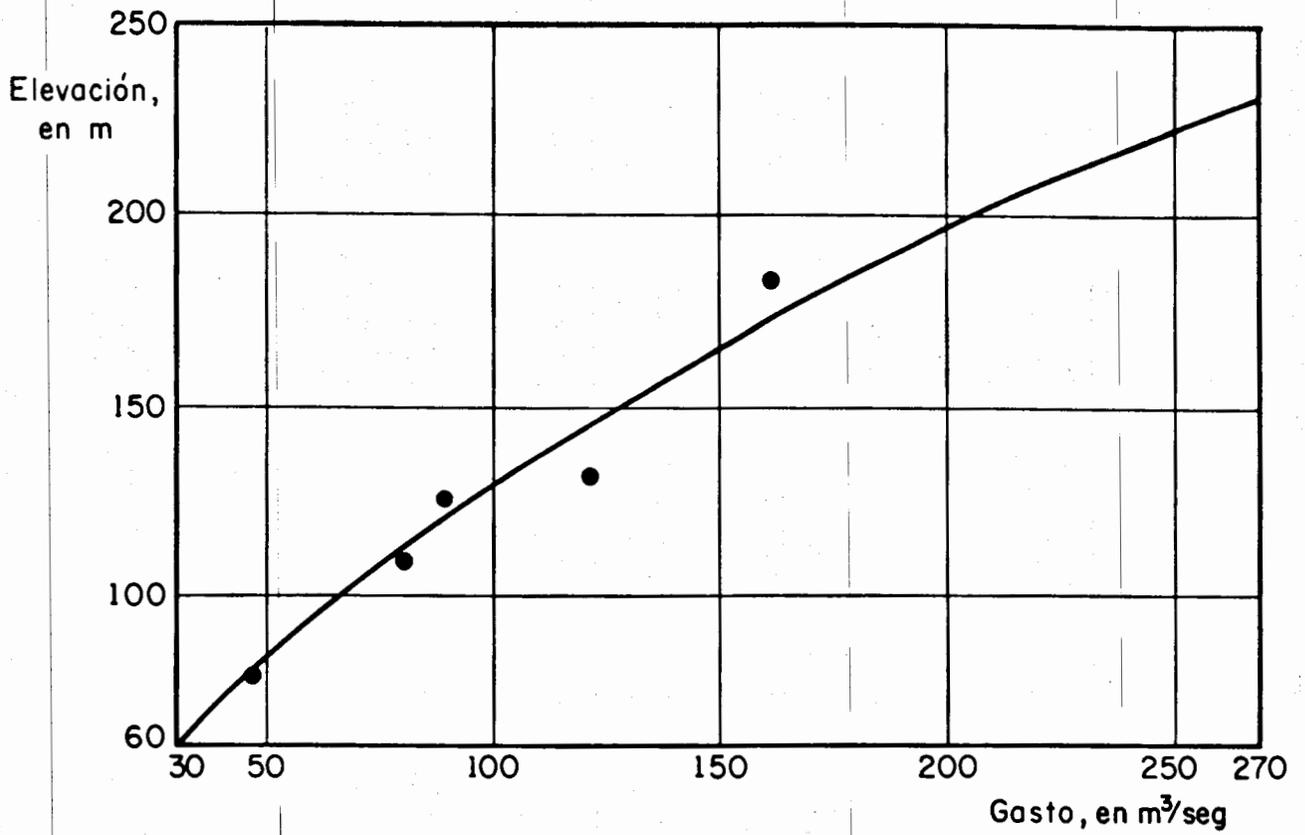
Con los gastos conocidos (tabla 4.2, col 3), se utiliza la curva elevaciones-gastos (fig 4.15a) y se obtienen las elevaciones correspondientes a esos gastos, así como el ajuste de las elevaciones aforadas para que al emplear la curva elevaciones-gastos se obtenga el gasto aforado. En la tabla 4.2 se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

Tabla 4.2 Ajuste de las elevaciones reales

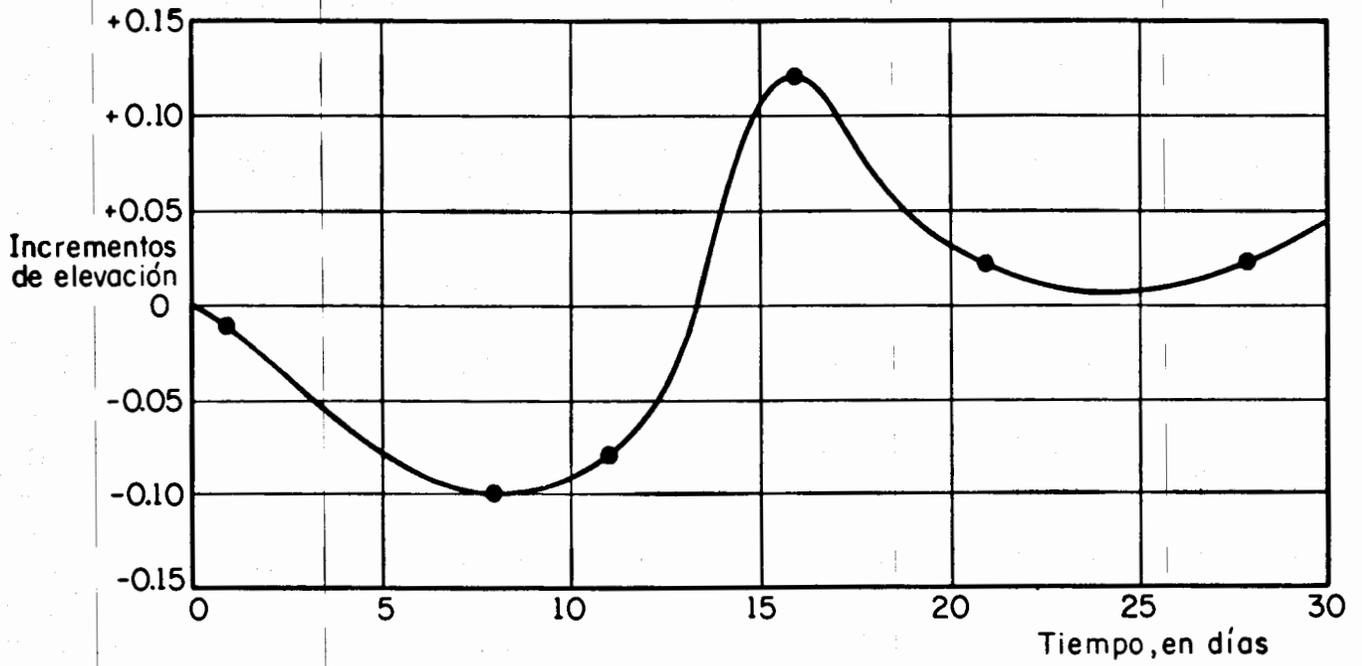
Fecha	Elev registrada, en m	Gasto aforado, en m <sup>3</sup> /seg	Elev deduc curva E-Q(m)	Corrección, en m
junio 1	2.32	268	2.31	-0.01
8	1.84	163	1.74	-0.10
11	1.28	88	1.20	-0.08
16	1.34	122	1.46	+0.12
21	1.11	80	1.13	+0.02
28	0.79	47	0.81	+0.02

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	0.79	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.  $dE/dt$  es la pendiente, con signo contrario, de la curva de elevaciones contra tiempo para ese instante; se acostumbra usar el cambio en la elevación que ocurre durante la hora que precede al instante para el cual se quiere valuar 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.

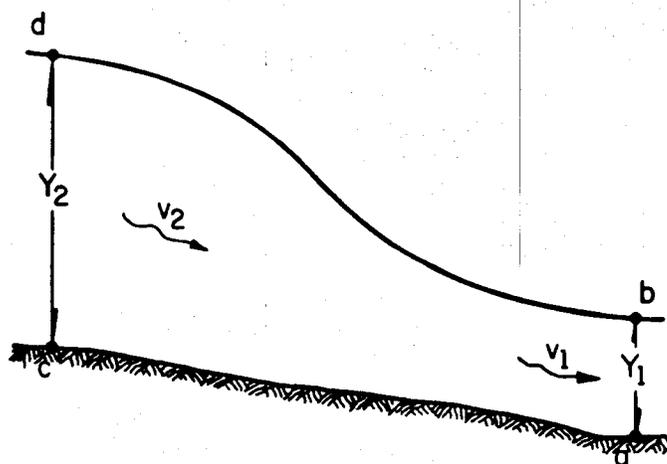


Fig 4.16 Onda de entrada

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 desplaza 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  $m/\text{seg}^2$

$\gamma$  peso específico del agua, en  $\text{ton}/m^3$

Además, la fuerza  $F$  es igual a la diferencia de presiones hidrostáticas sobre las áreas  $a_1$  y  $a_2$ , 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  $v_2$  de la ec 4.12, y sustituyéndola en la ec 4.15, se obtiene el valor de la celeridad como

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

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)	$a_1$ ( $m^2$ )	Tirante (m)	$y_1$	$a_2$ ( $m^2$ )	$y_2$	$v_1$	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)	$\frac{\Delta E}{\Delta t}$ ( $\frac{m}{seg}$ )	$\frac{1}{U} \frac{E}{m \cdot t}$	$\frac{Q_r}{Q_m}$	$Q$ ( $m^3/seg$ )	$Q_r$ ( $m^3/seg$ )
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. Este 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.

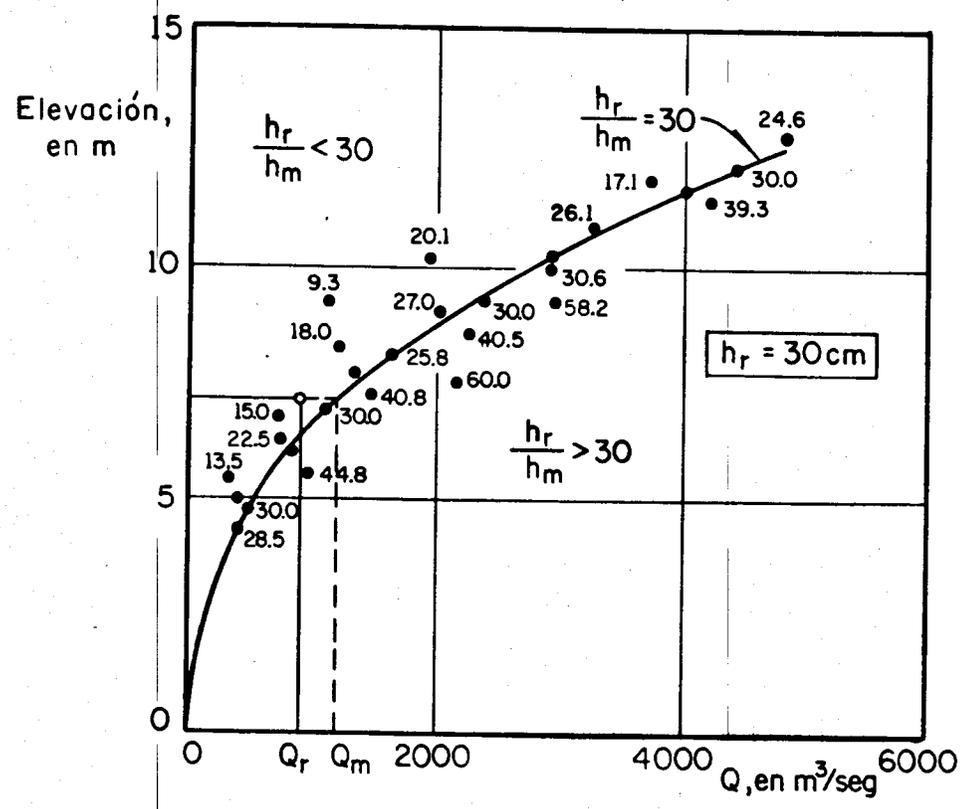


Fig 4.17 Relación entre gastos y elevaciones para diferentes desniveles

Quando se dificulta aforar el gasto debido a un remanso, resulta fácil valuarlo 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

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

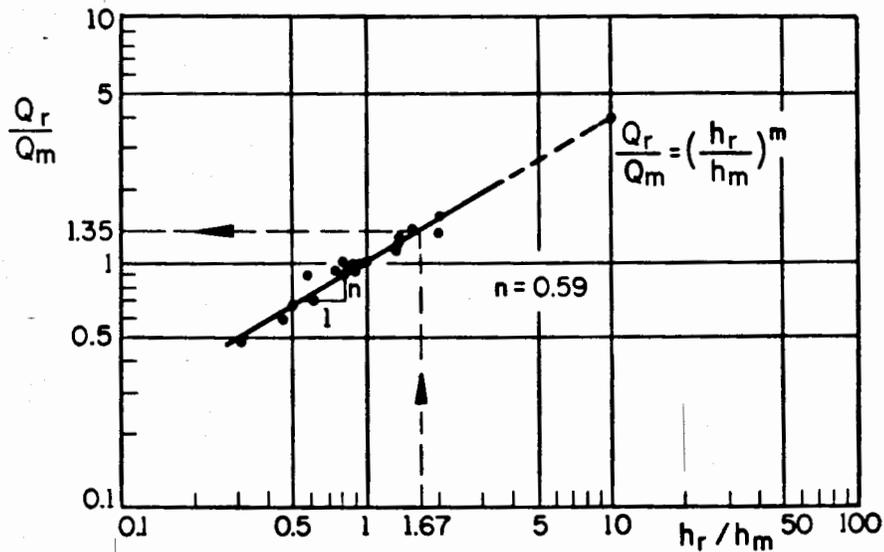


Fig 4.18 Determinación de  $n$  (ec 4.19)

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

$$Q = A C R^{\frac{1}{2}} S^{\frac{1}{2}} \quad (4.20)$$

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).

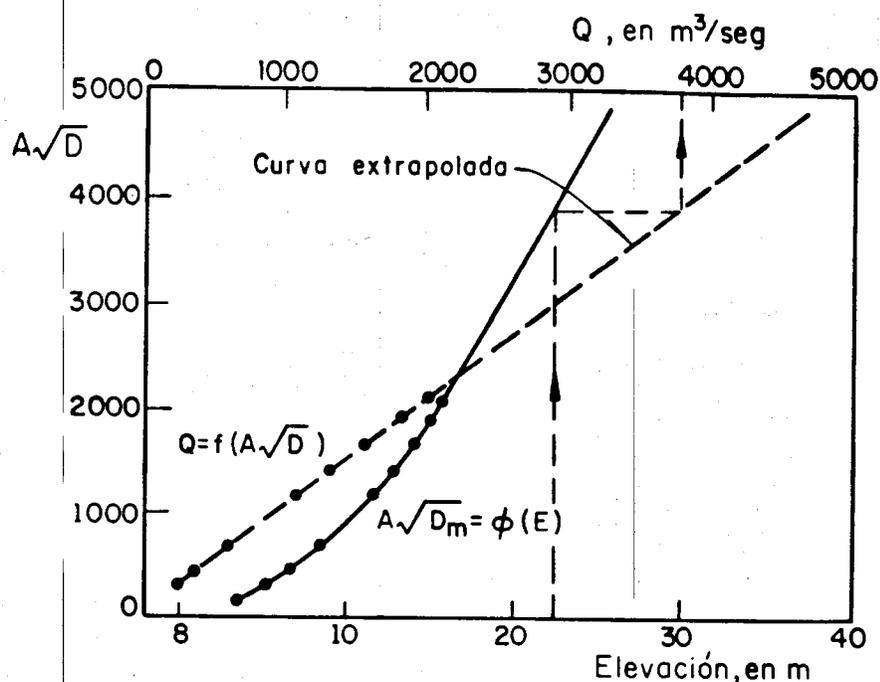


Fig 4.19 Método de Stevens para la extrapolación de las curvas E-Q

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).

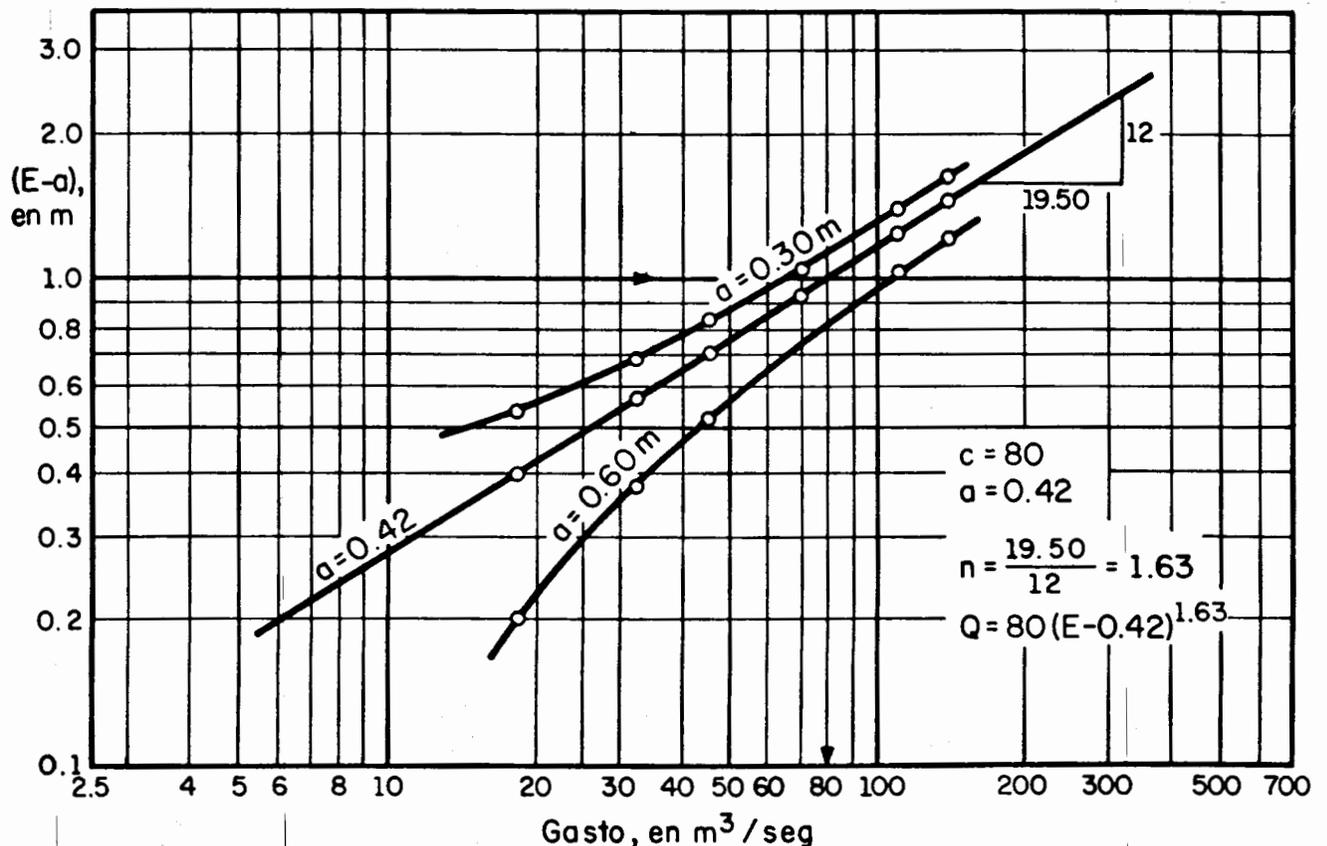


Fig 4.20 Método logarítmico para la extrapolación de curvas E-Q

#### 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)

## 5. INFILTRACION

El análisis de este componente del ciclo hidrológico es de importancia básica en la relación entre la precipitación y el escurrimiento. Esta liga se describió en el capítulo anterior cuando se analizó el ciclo del escurrimiento. Aquí se indican los factores que influyen en la infiltración, así como la forma de medirla. Además, se dan criterios para calcularla a partir de la precipitación y el escurrimiento.

### 5.1 Aspectos generales

Infiltración es el proceso por el cual el agua penetra en los estratos de la superficie del suelo y se mueve hacia el manto freático. El agua primero satisface la deficiencia de humedad del suelo y, después, cualquier exceso pasa a formar parte del agua subterránea.

La cantidad máxima de agua que puede absorber un suelo en determinadas condiciones se llama capacidad de infiltración. Durante una tormenta solo se satisface la capacidad de infiltración mientras ocurre la lluvia en exceso. Antes o después de la lluvia en exceso, la capacidad de infiltración está ligada a la intensidad de lluvia (subcapítulo 4.3).

## 5.2 Factores que afectan a la capacidad de infiltración

La infiltración puede considerarse como una secuencia de tres pasos: entrada en la superficie, transmisión a través del suelo, y agotamiento de la capacidad de almacenaje del suelo. Además de estos factores, se deben tener en cuenta el medio permeable y el flujo.

### 5.2.1 Entrada en la superficie

La superficie del suelo puede obstruirse por el lavado de finos y el impacto de gotas de agua, lo cual evita o retarda la entrada del agua dentro del suelo; por este hecho, un suelo con una buena red de drenaje puede tener baja capacidad de infiltración. La vegetación tiene una influencia importante en este aspecto.

### 5.2.2 Trasmisión a través del suelo

La rapidez con que el agua penetra en un suelo depende de su capacidad de trasmisión, la cual varía para los diferentes horizontes del perfil del suelo; una vez que este se ha saturado, la capacidad de infiltración está limitada por la menor trasmisión del agua infiltrada que tenga el suelo.

Si la entrada del agua en la superficie del suelo es menor que la trasmisión más baja de cualquier horizonte del suelo, la infiltración quedará supeditada.

### 5.2.3 Agotamiento de la capacidad de almacenaje del suelo

El almacenaje disponible en cualquier horizonte depende de su porosidad, espesor y contenido de humedad. La naturaleza y magnitud de la porosidad del horizonte del suelo depende de su textura, estructura,

contenido de materia orgánica, penetración de las raíces y muchos otros factores.

La infiltración que ocurre en el inicio de la tormenta está controlada por el volumen, tamaño y continuidad de los poros no capilares, ya que proporcionan fáciles trayectorias para el movimiento del agua. La capacidad de almacenaje afecta directamente a la cantidad de infiltración durante la tormenta. Cuando esta última cantidad está controlada por su transmisión a través de los estratos del suelo, esta irá disminuyendo conforme se agote el almacenaje de los estratos superiores al estrato que tiene la menor transmisión.

#### 5.2.4 Características del medio permeable

Para el suelo, la capacidad de infiltración está relacionada con el tamaño del poro y su distribución. En las arenas, los poros son relativamente estables, aunque durante una tormenta se puede formar una mezcla más densa; sin embargo, este cambio en las arenas es relativamente lento comparado con las arcillas y los limos.

En suelos en estado seco con cantidades apreciables de limo o arcilla, es posible tener poros relativamente largos que pueden desintegrarse durante una tormenta. Dichos suelos normalmente contienen material coloidal, el cual se hincha cuando está húmedo; así, un cambio en la permeabilidad de la masa es más frecuente que en las arenas. Por otra parte, el impacto de las gotas de agua compactan el suelo y ocasionan que partículas muy pequeñas de limo y arcilla penetren en los poros del material, sellándolos y reduciendo la infiltración.

Las modificaciones del tamaño del poro y su distribución son comunes en el campo, y dependen principalmente del contenido de materia

orgánica del suelo.

### 5.2.5 Características del flujo

Otro grupo de factores que afectan a la infiltración, aunque en grado menor, son aquellos que modifican las características físicas del agua. Uno de los cambios más importantes en el agua infiltrada es su contaminación, que, en la mayoría de los suelos, ocurre en menor o mayor escala, debido a las arcillas finas y los coloides. Esto afecta en forma directa a la infiltración, ya que el material en suspensión que lleva el agua infiltrada bloquea los poros del suelo por los cuales pasa.

La temperatura y viscosidad del fluido también afectan a la cantidad de agua que se mueve a través del suelo.

### 5.3 Medición de la infiltración

Para medir la infiltración de un suelo se usan los infiltrómetros, que sirven para determinar la capacidad de infiltración en pequeñas áreas cerradas, aplicando artificialmente agua al suelo.

Los infiltrómetros se usan con frecuencia en pequeñas cuencas o en áreas pequeñas o experimentales dentro de cuencas grandes.

Cuando en un área se presenta gran variación en el suelo y vegetación, esta se subdivide en subáreas relativamente uniformes, de las cuales, haciendo una serie de pruebas, se puede obtener información aceptable.

Siendo la infiltración un proceso complejo, a partir de los infiltrómetros es posible inferir la capacidad de infiltración de cualquier cuenca en forma cualitativa y no cuantitativa. La aplicación más favorable de este equipo se obtiene en zonas experimentales, donde se puede valuar

la infiltración para diferentes tipos de suelo y contenido de humedad.

Los infiltrómetros se pueden dividir en dos grupos, de carga constante y simuladores de lluvia.

### 5.3.1 Infiltrómetros de carga constante

Estos infiltrómetros permiten conocer la cantidad de agua que penetra en el suelo en un área cerrada, a partir del agua que debe agregarse a dicha área para mantener un tirante constante, que generalmente es de medio centímetro.

Los infiltrómetros de carga constante más comunes consisten en dos aros concéntricos, o bien en un solo tubo. En el primer tipo, se usan dos aros concéntricos de 23 y 92 cm de diámetro, respectivamente, los cuales se hincan en el suelo varios centímetros (fig 5.1).

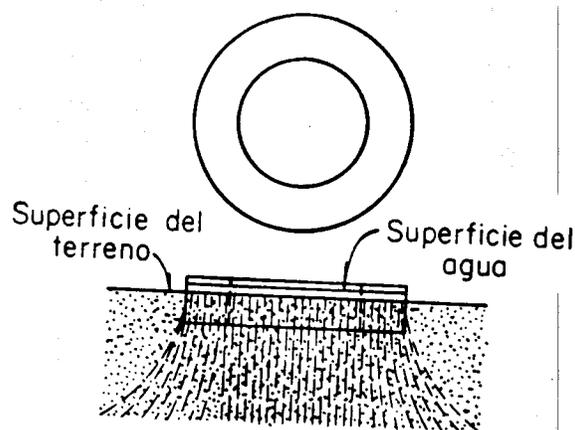


Fig 5.1 Infiltrómetro

El agua se introduce en ambos compartimientos, los cuales deben conservar el mismo tirante. El objeto del aro exterior es evitar que el agua dentro del aro interior se expanda en una zona de penetración

mayor que el área correspondiente. La capacidad de infiltración del suelo se determina a partir de la cantidad de agua que hay que agregar al aro interior para mantener su tirante constante. El segundo tipo consiste en un tubo que se hince en el suelo hasta una profundidad igual a la que penetra el agua durante la medición, lo que evita que el agua se expanda. En este caso se mide el agua que se le agrega para mantener el nivel constante.

Aunque estos aparatos proporcionan un método simple y directo para determinar la cantidad de agua que absorbe el suelo con estas condiciones, solo considera la influencia del uso del suelo, vegetación y algunas variables físicas. Esta forma de medir la infiltración puede cambiar con respecto a la real, porque no toma en cuenta el efecto que producen las gotas de lluvia sobre el suelo, como son la compactación y el lavado de finos. Por otra parte, tampoco considera el efecto del aire entrampado, el cual se escapa lateralmente. Además, es imposible hincar los aros o el tubo sin alterar las condiciones del suelo cerca de su frontera; el área afectada puede ser un porcentaje apreciable del área de prueba, ya que esta es muy pequeña.

### 5.3.2 Simuladores de lluvia

Con el objeto de evitar en lo posible las fallas de los infiltrómetros de carga constante, se usan los infiltrómetros que simulan la lluvia, aplicando el agua en forma constante al suelo mediante regaderas.

El área que estos simuladores cubren varía generalmente entre  $0.1 \text{ m}^2$  y  $40 \text{ m}^2$ . En estos aparatos la capacidad de infiltración se deduce midiendo el escurrimiento superficial resultante de una lluvia uniforme. Existen diversos tipos de infiltrómetros de esta clase, dependiendo

del sistema generador de lluvia y la forma de recoger el escurrimiento su superficial del área en estudio.

A continuación se indica el método de análisis para obtener la curva de la capacidad de infiltración de un suelo mediante un ejemplo numérico, empleando un simulador de lluvia. Esto permitirá además diferenciar numéricamente los diversos elementos que intervienen en el ciclo del escurrimiento, de acuerdo con lo visto en el subcapítulo 4.2. Conviene puntualizar que, en la actualidad, este tipo de análisis se realiza en cuencas experimentales, con objeto de conocer en forma más precisa todos los factores que intervienen en la relación lluvia-escurrimiento.

Ejemplo 5.1. Obtención de la curva de la capacidad de infiltración de un suelo, usando un simulador de lluvia tipo F.

Una vez calibrado el aparato, se inicia una corrida de prueba con una intensidad de lluvia constante, hasta obtener un escurrimiento constante (fig 5.2). Esto tiene como objeto disponer de un suelo con capacidad de infiltración constante y, además, relacionar la detención del flujo,  $D$ , con el escurrimiento,  $q$ , a partir de la curva de vaciado de este. En la tabla 5.1, col 2, aparece la variación de  $q$  (expresado en lámina de agua) durante la corrida de prueba, la cual duró 160 min. En la col 3 se indica el incremento de volumen de escurrimiento,  $\Delta Q$ , entre los intervalos de tiempo correspondientes, y en la col 4, el volumen de escurrimiento acumulado,  $Q$ , desde cero hasta 120 min y de 160 a 120 min.



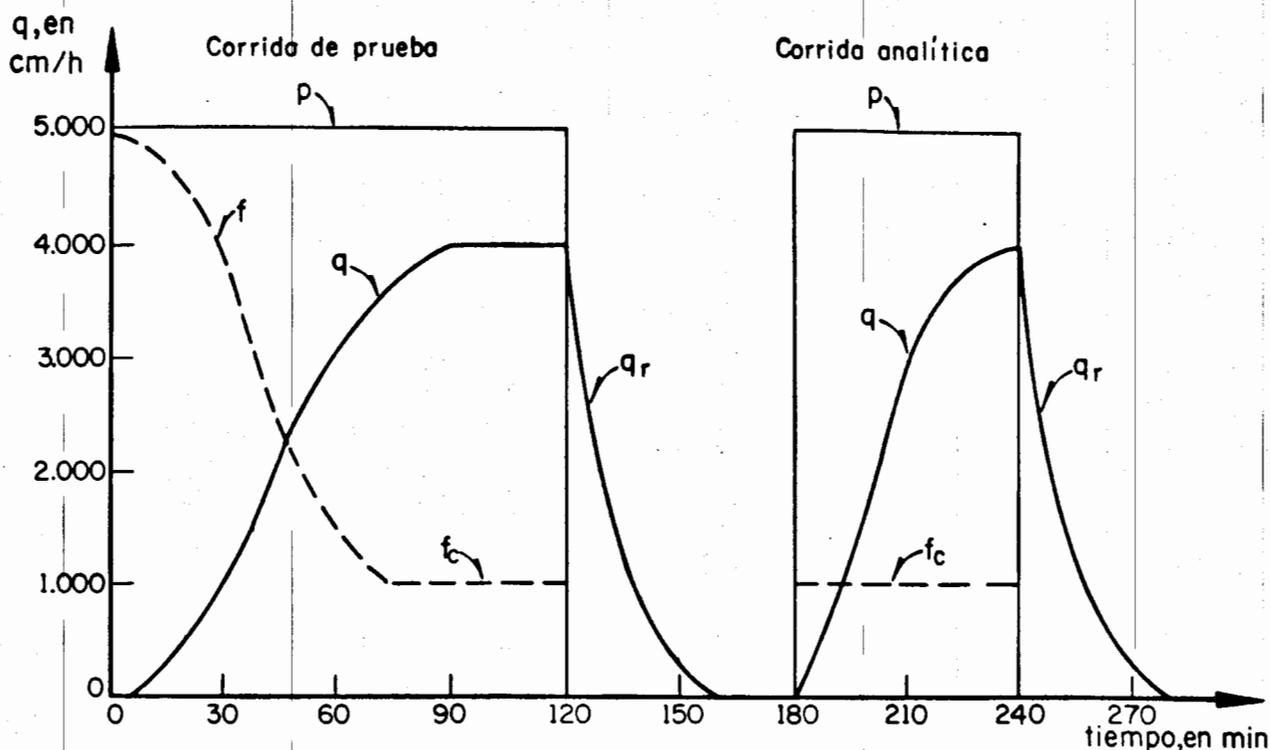


Fig 5.2 Análisis de un hidrograma tipo, producido por un infiltrómetro simulador de lluvia

Lo anterior tiene como objeto conocer el volumen de escurrimiento retenido en la parcela en estudio, a partir de la curva de vaciado del hidrograma. Así, se puede decir que a los 120 min falta por salir 0.791 cm de escurrimiento; a los 130 min, 0.311 cm, etc., lo que representa la detención superficial,  $D$ , para esos tiempos, la cual se puede relacionar con los escurrimientos correspondientes,  $q$ . Con estos puntos conocidos, se procede a encontrar una relación entre ellos, haciendo una gráfica en papel logarítmico (fig 5.3). En la tabla 5.1, col 5, se indican los valores de la detención superficial para los diferentes valores de  $q$ .

A continuación se obtiene la lluvia en exceso, acumulada,  $P_e$  (tabla 5.1, col 6), que es la suma de los valores correspondientes de  $Q + D$  para cada tiempo, mientras dura la lluvia. En las cols 7 y 8 se indican la altura de lluvia acumulada,  $P$ , y la diferencia  $P - P_e$ , respecti-

vamente.

Si se recuerdan todos los elementos que intervienen en el proceso del escurrimiento (subcapítulo 4.2) mientras dura la lluvia, estos se relacionan en un cierto instante según la ecuación

$$P = F + Q + D + V_d \quad (5.1)$$

o sea que el volumen de lluvia,  $P$ , que ha caído en la cuenca se distribuye en un volumen de infiltración,  $F$ , en uno de escurrimiento que ya salió de la cuenca, en uno de escurrimiento que se encuentra detenido (detención superficial), y en volumen retenido por almacenaje de las depresiones impermeables,  $V_d$ .

La ec 5.1 puede escribirse como

$$F + V_d = P - (Q + D) = P - P_e \quad (5.2)$$

lo que implica que mientras dura la lluvia, se conoce  $F + V_d$ . Además, es posible considerar que durante el proceso,  $V_d$  es constante, ya que el almacenaje por depresión e intercepción ocurre al inicio de la lluvia. Entonces, para cada intervalo de tiempo  $\Delta t$ , se conoce el incremento en el volumen de infiltración,  $\Delta F$  (tabla 5.1, col 9) y, por ende, la capacidad de infiltración,  $f$ , que es igual a  $\Delta F / \Delta t$  (tabla 5.1, col 10). En la fig 5.2 se encuentra la gráfica de  $f$  con respecto al tiempo.

La corrida analítica (fig 5.2) se inicia inmediatamente después de que desaparece el agua de la superficie del suelo, con objeto de que la capacidad de infiltración del suelo permanezca constante. Debido a esto, es posible cuantificar todos los elementos que intervienen en el proceso del escurrimiento (ec 5.1).

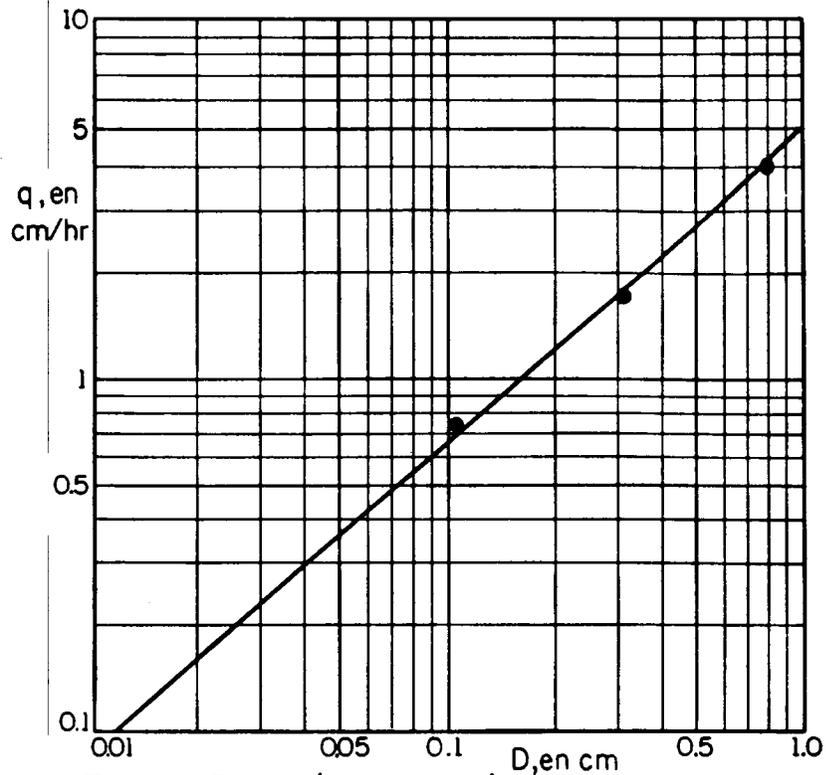


Fig 5.3 Relación detención superficial-escorrimento

Analizando la corrida analítica, la cual en este caso se inició a los 180 min y terminó a los 240 min (fig 5.2, tabla 5.1), se ve que cuando la lluvia ha finalizado ( $t = 240$  min) se tiene

$$P - F = 5 - 1 = 4 \text{ cm}$$

$$Q + D = 2.498 + 0.708 = 3.206 \text{ cm}$$

Y, de acuerdo con la ec 5.1

$$V_d = 4 - 3.206 = 0.794 \text{ cm}$$

Cuando la lluvia cesa, la capacidad de infiltración solo es función de la cantidad de agua que se encuentra retenida en la cuenca y, por ende, de la curva de recesión del escurrimiento. Esta capacidad de infiltración se va lúa de acuerdo con la ecuación

$$f_r = \frac{f_c}{q_c} q_r \quad (5.3)$$

donde el subíndice r indica los valores referentes a la curva de recesión y el subíndice c los valores constantes al terminar la lluvia. Para la corrida de prueba, se tiene que  $f_c = 1$  cm/h y  $q_c = 4$  cm/h, por lo que la ec 5.3 se transforma en  $f_r = q_r/4$ , con la cual se calculan los valores de  $f_r$  de acuerdo con los de  $q_r$  (fig 5.2).

La curva obtenida de la capacidad de infiltración durante la corrida de prueba es de tipo exhaustivo y, según Horton\*, puede representarse por la ecuación

$$f = f_c + (f_0 - f_c)e^{-kt} \quad (5.4)$$

donde

- e base de los logaritmos neperianos
- f valor de la capacidad de infiltración para el tiempo t, en cm/h
- $f_c$  capacidad de infiltración constante, en cm/h
- $f_0$  capacidad de infiltración inicial, en cm/h
- k constante que depende principalmente del suelo y la vegetación

Aplicando la ec 5.4 a la corrida de prueba, se obtiene la ecuación de la variación de la capacidad de infiltración. Transformando la ec 5.4, se obtiene

$$t = \frac{1}{k \log e} \log (f_0 - f_c) - \frac{1}{k \log e} \log (f - f_c) \quad (5.5)$$

Esta ecuación, trazada en papel logarítmico, t contra  $\log (f - f_c)$ , resulta una recta con pendiente  $- 1/k \log e$ .

\* R. E. Horton, "Analysis of Runoff Plat Experiments with Varying Infiltration Capacity", Trans. Am. Geophys. Union (1939) Parte IV

En la fig 5.4 se muestra la ec 5.5 en forma de gráfica, para los valores de la capacidad de infiltración obtenidos en la corrida de prueba, de la cual se obtiene que su variación se calcula como

$$f = 1 + 7.97 e^{-2.58t}$$

#### 5.4 Métodos para calcular la infiltración

Todos los métodos disponibles para determinar la capacidad de infiltración en una cuenca están basados en el criterio expuesto cuando se analizó el infiltrómetro simulador de lluvia, o sea, en la relación entre lo que llueve y lo que escurre. En la práctica, resulta complicado analizar detalladamente el fenómeno y sólo es posible, con ciertas limitaciones, para cuencas pequeñas donde ocurren tormentas sucesivas.

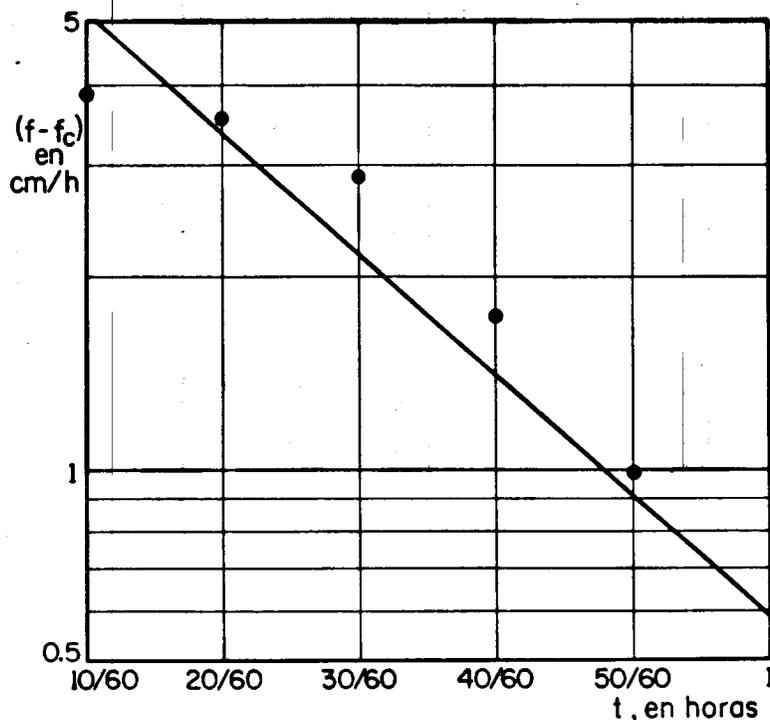


Fig 5.4 Cálculo de la ecuación de la curva de la capacidad de infiltración

Los métodos que permiten obtener la infiltración de una cuca, para una cierta tormenta, requieren del hietograma de la precipitación media y de su correspondiente hidrograma. Esto implica que, en la cuenca donde se requiere valuar la infiltración, se necesita, si se desean hacer análisis horarios, por lo menos un pluviógrafo y una estación de aforos en su salida. En caso de contar únicamente con estaciones pluviométricas, solo se podrán hacer análisis diarios.

Los criterios que se analizan en este subcapítulo permiten conocer la infiltración producida por una tormenta, una vez que ha terminado el escurrimiento directo. Debido a esto, se considera que

$$P = Q + F \quad (5.6)$$

donde

- F volumen de infiltración
- P volumen de precipitación
- Q volumen de escurrimiento directo

Esta ecuación es similar a la ec 5.1, pero aquí se considera que en F también están involucrados la intercepción y el almacenaje por depresiones  $V_d$ , ya que no es factible medirlos; además, en esta forma se valúa todo el escurrimiento directo, que es de interés fundamental, ya que permite determinar la cantidad de agua que escurre con respecto a la de lluvia.

El primer criterio que se verá está relacionado con los coeficientes de infiltración. El uso de tales índices no constituye una aplicación racional de la teoría de la infiltración, pero los resultados, que son de tipo empírico, son de gran utilidad práctica; aunque existen diver

esos índices\*, aquí solo se verá el índice  $\phi$ , el cual puede considerarse como de infiltración media.

A continuación se presenta un criterio debido a Horner y Lloyd que permite obtener la curva de la capacidad de infiltración media en cuencas pequeñas cuando se dispone de una serie de tormentas sucesivas. Finalmente, se analizará el criterio de Horton para obtener la capacidad de infiltración media en cuencas grandes.

#### 5.4.1 Índice de infiltración media

Este índice está basado en la hipótesis de que, para una tormenta con determinadas condiciones iniciales, la cantidad de recarga en la cuenca permanece constante a través de toda la duración de la tormenta. Así, si se conoce el hietograma de la tormenta, el índice de la infiltración media,  $\phi$ , es la intensidad de lluvia media sobre la cual el volumen de lluvia es igual al del escurrimiento directo observado (fig 5.5).

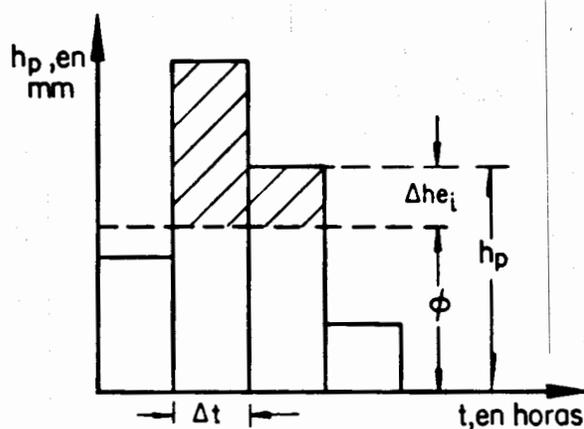


Fig 5.5 Determinación del índice  $\phi$

\* R. K. Kinsley, M. A. Kohler y J. L. H. Paulhus, "Applied Hydrology", McGraw-Hill, Nueva York (1949), pp 417-427

Para obtener el índice  $\phi$  se procede por tanteos, suponiéndose valores de  $\phi$  y deduciendo la lluvia en exceso del hietograma de la tormenta. Cuando esta lluvia en exceso sea igual que la registrada por el hidrograma, se conocerá el valor de  $\phi$ .

Según la fig 5.5, el valor correcto de  $\phi$  se tendrá cuando

$$\sum \Delta h_{ei} = h_e \quad (5.7)$$

donde

$h_{ei}$  lluvia en exceso, deducida del volumen de escurrimiento directo,  $V_e$ , dividido entre el área de la cuenca,  $A$

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

Debe señalarse que, como la lluvia varía con respecto al tiempo y el índice  $\phi$  es constante, cuando la variación de la lluvia  $\Delta h_{pi}$  en un cierto intervalo de tiempo  $\Delta t_i$  sea menor que  $\phi$ , se acepta que todo lo llovido se infiltró. El problema se presenta cuando se desea valuar el volumen de infiltración, ya que si se valúa a partir del índice  $\phi$ , se obtendrá por este hecho un volumen mayor que el real. Para calcular el volumen de infiltración real, se aplica la ec 5.6, la cual se escribe

$$F = (h_p - h_e) A \quad (5.8)$$

donde

$A$  área de la cuenca

$h_e$  altura de lluvia en exceso

$h_p$  altura de lluvia debida a la tormenta, la cual es la suma de los  $\Delta h_{pi}$  (fig 5.5)

Ejemplo 5.2. Calcular el índice de infiltración media,  $\phi$ , para una tormenta

cuyo hietograma de precipitación media se encuentra en la tabla 5.2, cols 1 a 3. Además, se sabe que el volumen de escurrimiento directo deducido del hidrograma correspondiente es de  $16 \times 10^6 \text{ m}^3$ , y el área de la cuenca drenada es de  $200 \text{ km}^2$ .

Con estos datos se procede a calcular el índice  $\phi$ . La lluvia en exceso producida por esta tormenta es

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

A continuación se procede a dar valores de  $\phi$ , hasta obtener del hietograma correspondiente una  $h_e = 80 \text{ mm}$ . En la tabla 5.2, cols 4 a 6, se tienen valores de los incrementos de la lluvia en exceso  $\Delta h_e$ , para  $\phi$  de 13, 9, y 5.3 mm cada 3 h. Así, si  $\phi = 13 \text{ mm}$  cada 3 h, se obtiene una  $h_e = 45.5 \text{ mm}$ , si  $\phi = 9 \text{ mm}$  cada 3 h,  $h_e = 61.4 \text{ mm}$  y, finalmente, si  $\phi = 5.3 \text{ mm}$  cada 3 h, se deduce una  $h_e = 80 \text{ mm}$ , que es el valor buscado. De aquí se concluye que

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

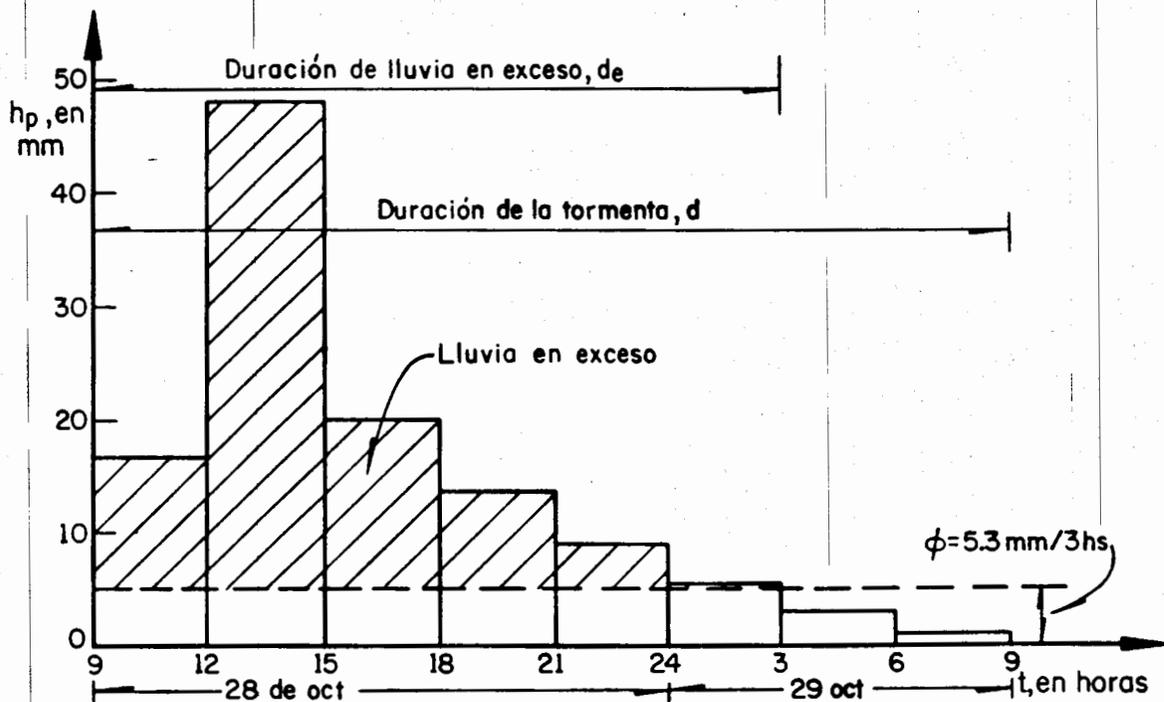
En la fig 5.6 se encuentra el hietograma de la tormenta junto con el índice de infiltración media  $\phi$ , correspondiente a una  $h_e = 80 \text{ mm}$ . Como se puede ver, la duración de la lluvia en exceso es de 18 h.

El volumen de infiltración, de acuerdo con la ec 5.8, es

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

Tabla 5.2 Cálculo del índice de infiltración media,  $\phi$ 

Fecha	Hietograma $\Delta t = 3$ h		Índice de infiltración media $\phi$ , mm/3h		
	t (horas)	$\Delta h_p$ (mm)	$\phi = 13$	$\phi = 9$	$\phi = 5.3$
28 de oct	9				
	12	16.5	3.5	7.5	11.2
	15	48.0	35.0	39.0	42.7
	18	20.0	7.0	11.0	14.7
	21	12.8		3.8	7.5
	24	9.1		0.1	3.8
29 de oct	3	5.5			0.2
	6	3.1			
	9	1.2			
Sumas		115.2	45.5	61.4	80.1

Fig 5.6 Representación del índice  $\phi$  correspondiente a una  $h_e = 80$  mm

Obsérvese que si se considera  $\phi = 1.77$  m/h, durante toda la tormenta, el volumen que se obtiene es diferente al real, ya que

$$\frac{1.77 \times 24}{10^3} \times 200 \times 10^6 = 8.5 \times 10^6 \text{ m}^3$$

Esto se debe a que aunque se obtuvo  $\phi = 5.3$  mm/3 h para las dos últimas 3 h (fig 5.6), solo llovió 3.1 y 1.2 mm; o sea que únicamente eso se infiltró.

#### 5.4.2 Obtención de la curva de capacidad de infiltración media

En una cuenca pequeña, si se tiene una serie de tormentas sucesivas y se dispone del hietograma e hidrograma correspondientes, es posible obtener la curva de la capacidad de infiltración aplicando el criterio de Horner y Lloyd\*.

Para cada tormenta se obtiene, de su hietograma, la altura de lluvia,  $h_p$ , y, según el hidrograma, la lluvia en exceso,  $h_e$ , a que dio lugar. A continuación se calcula el volumen de infiltración,  $F$ , expresado en lámina de agua, que, de acuerdo con la ec 5.8, es

$$h_f = \frac{F}{A} = h_p - h_e \quad (5.9)$$

lo mismo que en la ec 5.6, solo que todos los volúmenes están expresados en altura de lámina de agua.

En la ec 5.9,  $h_f$  es una infiltración media. Para obtener la capacidad de infiltración media para cada tormenta,  $f$ , el valor de cada  $h_f$  deberá dividirse entre el tiempo promedio en que ocurre la infiltración en toda la cuenca.

\* W. W. Horner y G. L. Lloyd, "Infiltration-Capacity Values as Determined from a Study of an Eighteen-Month Record at Edwarsille, Illinois", Trans. Am. Geophys. Union (1940), p 552

En este criterio se acepta que la infiltración media se inicia cuando empieza la lluvia en exceso y continúa durante un lapso después de que esta termina. En ese momento, si la tormenta cubre toda el área, la infiltración continúa en forma de capacidad e irá disminuyendo conforme el área de detención del escurrimiento disminuye. Horton considera que el periodo equivalente durante el cual el mismo volumen de infiltración residual ocurre sobre toda la cuenca es igual a un tercio del periodo de tiempo que sucede desde que la lluvia en exceso finaliza hasta que cesa el flujo sobre tierra, el cual se puede detectar al analizar el hidrograma correspondiente (fig 4.2, punto C).

Según lo anterior, el tiempo promedio en el cual ocurre la capacidad de infiltración se expresa como

$$t = d_e + \frac{\Delta t}{3} \quad (5.10)$$

donde

$d_e$  duración de la lluvia en exceso, en h

$t$  duración de la infiltración, en h

$\Delta t$  periodo de tiempo desde que termina la lluvia en exceso hasta que cesa el flujo sobre tierra, en h

Por lo tanto, la capacidad de infiltración media será

$$f = h_f / t \quad (5.11)$$

donde

$h_f$  altura de infiltración media (ec 5.9), en mm

$t$  duración de la infiltración (ec 5.10), en h

Una vez conocido el valor de  $f$  para cada tormenta, se lleva a una gráfica en el punto medio de cada periodo  $t$ . Al unir los puntos re-

sultantes se obtiene la curva de capacidad de infiltración media.

Ejemplo 5.3. Obtener la curva de capacidad de infiltración media para una cuenca cuya área es de  $10 \text{ km}^2$ , al ocurrir una serie de tormentas.

En la fig 5.7 se muestran los hietogramas e hidrogramas correspondientes a tres tormentas, A, B y C.

En la fig 5.7, se ve que la tormenta A se inició a las cero horas y finalizó a las 3 h. La tormenta B empezó a las 3 h y terminó a las 5 h, y la tormenta C comenzó a las 9 h 18 min y acabó a las 13 h 18 min. Como los hietogramas se construyeron con intensidades de lluvia, su área será la altura de lluvia  $h_p$  para cada tormenta. Por otra parte, el área de los hidrogramas correspondientes, divididos entre el área de la cuenca, proporciona la lluvia en exceso para cada tormenta.

En la tabla 5.3, cols 2 y 3, se indican los valores correspondientes a la altura de lluvia total y lluvia en exceso para cada tormenta. En la col 4 se muestran los valores de la altura de infiltración media,  $h_f$  (ec 5.9), para cada tormenta. Considerando esa  $h_f$  como un índice  $\phi$ , se puede obtener en una primera aproximación la duración de la lluvia en exceso (tabla 5.3, col 5). Llevando ese valor en forma de gráfica a la fig 5.7, se puede obtener el periodo de tiempo  $\Delta t$  desde que termina la lluvia en exceso hasta que cesa el flujo sobre tierra, lo cual se encuentra en la tabla 5.3, col 6.

Una vez hecho lo anterior, se procede a calcular el tiempo que duró la infiltración para cada tormenta (ec 5.10). Esto se encuentra en la tabla 5.3, col 7. Finalmente se calcula la capacidad de infiltración media para cada tormenta (ec 5.11). Así se obtiene que para la tormenta A,  $f_A = 34.4 \text{ mm/h}$ , para la tormenta B,  $f_B = 30.0 \text{ mm/h}$ , y para la tormenta C,  $f_C = 19.8 \text{ mm/h}$  (tabla 5.3, col 8).

Tabla 5.3 Cálculo de la curva de capacidad de infiltración media

1 Tormenta	2 $h_p$ (mm)	3 $h_e$ (mm)	4 $h_f$ (mm)	5 $d_e$ (horas)	6 $\Delta t$ (horas)	7 $t$ (horas)	8 $f$ (mm/h)
A	107.0	24.5	82.5	2	0.2	2.07	39.9
B	54.0	19.0	35.0	1	0.6	1.2	29.2
C	87.0	47.5	39.5	2	0	2	19.8

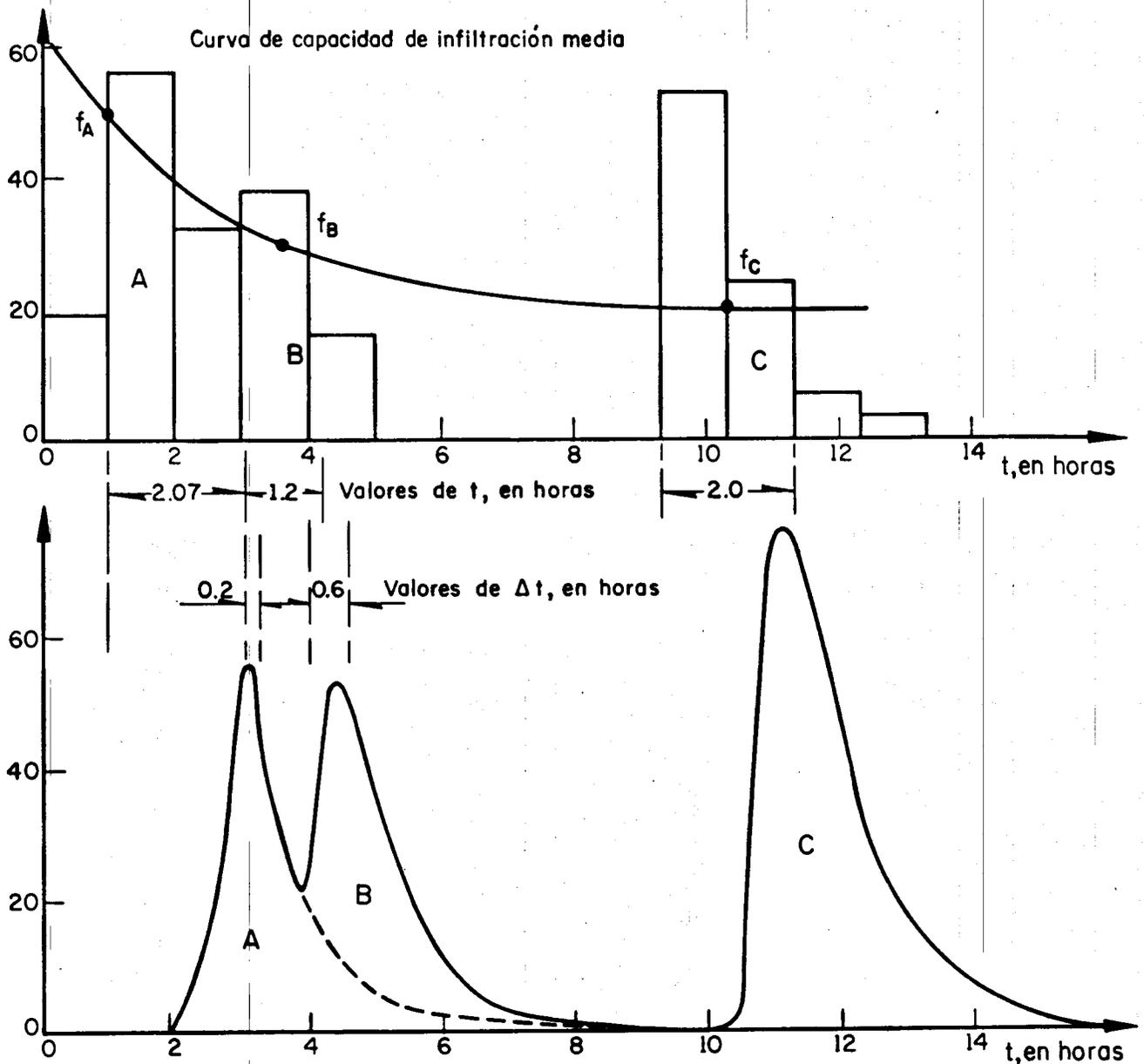


Fig 5.7 Cálculo de la curva de capacidad de infiltración media

Conocidos estos valores, se llevan a una gráfica en los puntos medios de los intervalos de duración de la infiltración (fig 5.7). La curva que los une será la curva de la capacidad de infiltración media buscada.

#### 5.4.3 Capacidad de infiltración en cuencas grandes

Para cuencas donde no se acepta que la intensidad de lluvia es uniforme en toda el área, Horton\* propone un criterio para calcular la capacidad de infiltración media,  $f_a$ , que se tiene para una tormenta cualquiera.

Este criterio supone la disponibilidad de registros de lluvia suficiente para representar su distribución satisfactoriamente, y que al menos uno de los registros se obtuvo a partir de un pluviógrafo. Esto implica estimar que la distribución de lluvia registrada en el pluviógrafo sea representativa de la distribución en toda la cuenca. Por otra parte, considera que el escurrimiento superficial es igual a la diferencia entre la precipitación y la infiltración que ocurre durante el periodo de la lluvia en exceso; o sea que se despreja la infiltración antes y después de la lluvia en exceso. Entonces, el valor de  $f_a$  que se encuentra es tal que multiplicado por la duración de la lluvia en exceso y restado de la lluvia total para el mismo periodo, proporciona el escurrimiento superficial total.

La estación pluviográfica recibe el nombre de estación base y las pluviométricas se llaman subestaciones. Con el fin de tener un criterio de cálculo general para la cuenca en estudio, conviene transformar a porcentajes la curva masa de la estación base. Una vez hecho esto, se

\* R. E. Horton, "Determination of Infiltration Capacity for Large Drainage Basins", Trans. Am. Geophys. Union (1937) Part II

suponen alturas de lluvia y, a partir de la curva masa en porcentaje, se obtiene la variación respecto al tiempo. A continuación, se inventan capacidades de infiltración media y se deduce para cada altura de lluvia su-  
puesta su correspondiente lluvia en exceso.

Lo anterior permite obtener gráficas de alturas de lluvias totales contra alturas de lluvia en exceso, para diferentes capacidades de infiltración media. Así, conocida la altura de precipitación media en la cuenca (inciso 3.4.1) para la tormenta en estudio, y su correspondiente altura de lluvia en exceso a partir del hidrograma del escurrimiento directo (subcapítulo 4.4), es posible obtener su capacidad de infiltración media.

Si se observa, este criterio es similar al del índice de infiltración media, solo que ahora los tanteos se llevan a gráficas, que en el caso de tener una tormenta con una duración grande es muy conveniente, ya que se disminuye el tiempo de cálculo. Por otra parte, permite disponer de una gráfica que relaciona para cualquier tormenta su lluvia en exceso, su lluvia total y su correspondiente capacidad de infiltración media.

Ejemplo 5.4. Calcular la capacidad de infiltración media,  $f_a$ , en la cuenca del río Omitlán y Papagayo, Gro. (fig 3.10) para la tormenta estudiada en los ejemplos 3.3 y 3.4. Los registros de las estaciones pluviográficas se muestran en la fig 3.14. El volumen de escurrimiento directo producido por esta tormenta fue de  $220 \times 10^6 \text{ m}^3$  y el área de la cuenca de  $7345 \text{ km}^2$ .

En el caso de este análisis, no se puede hablar de una estación base, ya que todas son pluviográficas. La curva masa que representa la distribución de la tormenta en la cuenca será la suma de todas las curvas masas registradas (fig 3.14), multiplicadas por el porcentaje de área tributaria de acuerdo con los polígonos de Thiessen (fig 3.11). En la ta-

bla 5.4 se muestra el cálculo de la curva masa media.

Con objeto de poder analizar varias tormentas, suponiendo una distribución de la lluvia respecto al tiempo similar a la que se está estudiando, la curva-masa se usa en porcentaje. En la tabla 5.5 se indica el cálculo de la lluvia en exceso en caso de tener 80 mm de lluvia total y capacidades de infiltración de 1, 2, 3 y 4 mm/h. En la misma forma se analizaron alturas de lluvia total de 40, 60, 100 y 120 mm. El resultado de este análisis se muestra en la fig 5.8.

Para la tormenta que se está analizando, se tiene que

$$h_e = \frac{V_e}{A} = \frac{200 \times 10^6}{7345 \times 10^6} = 30 \text{ mm}$$

De la fig 5.8, para una  $h_e = 30$  mm y una  $h_p = 74$  mm, se obtiene una  $f = 1.9$  mm/h.

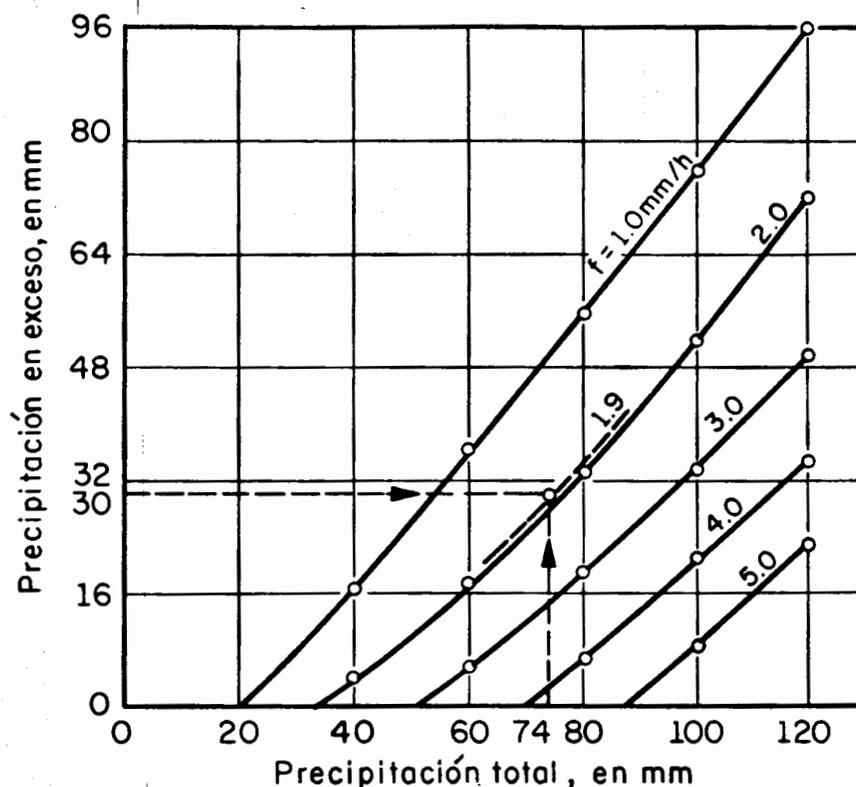


Fig 5.8 Relación  $h_p$ - $h_e$  para diferentes  $f$

Tabla 5.4 Cálculo de la curva masa media

Estación	Thiessen, en porcentaje	4 horas	8 horas	12 horas	16 horas	20 horas	24 horas
PAROTA	12						
Curva masa		4.50	36.50	50.00	87.50	107.50	144.00
Curva masa ajustada		0.54	4.38	6.00	10.50	12.90	17.28
ESTOCAMA	21						
Curva masa		13.0	29.0	40.0	47.5	63.0	102.0
Curva masa ajustada		2.73	6.09	8.40	9.98	13.23	21.42
LLANO GRANDE	17						
Curva masa		9.5	15.5	36.0	57.0	64.0	64.0
Curva masa ajustada		1.62	2.64	6.12	9.69	10.88	10.88
SANTA BARBARA	25						
Curva masa		3.5	20.5	23.0	39.0	43.5	52.0
Curva masa ajustada		0.88	5.13	5.75	9.75	10.88	13.00
SAN VICENTE	11						
Curva masa		0.0	8.0	9.5	31.0	40.0	49.0
Curva masa ajustada		0.00	0.88	1.05	3.41	4.40	5.39
CHILPANCINGO	14						
Curva masa		0.0	20.0	21.0	41.0	43.0	44.0
Curva masa ajustada		0.00	2.80	2.94	5.74	6.02	6.16
Curva masa media		5.77	21.92	30.26	49.07	58.31	74.13
Curva masa media, en porcentaje		0.08	0.30	0.41	0.66	0.79	1.00

Tabla 5.5 Cálculo de  $h_e$  para diferentes  $f$ , para una  $h_p = 80$  mm

Tiempo (horas)	Hietograma media, %	Hietograma $\Delta h_p$ , mm	$h_p = 80$ $i$ , mm/hr	Capacidad de infiltración, mm/hr			
				1	2	3	4
4	0.08	6.40	1.60	0.60			
8	0.22	17.60	4.40	3.40	2.40	1.40	0.40
12	0.11	8.80	2.20	1.20	0.12		
16	0.25	20.00	5.00	4.00	3.00	2.00	1.00
20	0.13	10.40	2.60	1.60	0.60		
24	0.21	16.80	4.20	3.20	2.20	1.20	
Lluvia en exceso $\Delta h_e$ , mm/hr				14.00	8.32	4.60	1.40
$h_e$ , mm				56.00	33.28	18.40	5.60

### 5.5 Referencias

Ven Te Chow, "Handbook of Applied Hydrology", McGraw-Hill Book Co. (1964),  
sección 12

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

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

## 6. EVAPORACION Y TRANSPIRACION

En este capítulo se estudia una componente más del ciclo hidrológico. Se analizan la evaporación, la transpiración y la evapotranspiración que es la conjunción de las dos, lo cual es de importancia fundamental en el aprovechamiento del agua. Se indican los factores que intervienen en estos procesos, así como la forma de medirlos y determinarlos.

### 6.1 Naturaleza del proceso

El agua regresa a la atmósfera a través de las acciones combinadas de evaporación, sublimación y transpiración. Estas acciones son esencialmente modificaciones de un solo proceso. La evaporación es el proceso por el cual las moléculas del agua, en la superficie de un recipiente o en la tierra húmeda, adquieren suficiente energía cinética debido a la radiación solar, y pasan del estado líquido al gaseoso.

Un aumento en la temperatura del agua origina una mayor evaporación, ya que se incrementa la velocidad de las moléculas del agua y disminuye la tensión superficial.

La sublimación difiere de la evaporación solo en que las moléculas del agua pasan directamente del estado sólido al gaseoso. La transpiración es el proceso por el cual el agua absorbida por las plantas regresa a la atmósfera en forma de vapor.

Durante la evaporación, el movimiento de las moléculas que escapan de la superficie del agua produce una presión, denominada presión de vapor. Esta es una presión parcial del vapor de agua en la atmósfera, ya que en una mezcla de gases, cada gas ejerce una presión parcial, la cual es independiente de la de otros gases.

Si en un espacio cerrado se considera a  $p$  como la presión total del aire húmedo contenido en ese espacio, y a  $p'$  como la presión debida al aire seco, la diferencia  $e = p - p'$  será la presión de vapor ejercida por el vapor de agua.

Para propósitos prácticos, la máxima cantidad de vapor de agua que puede existir en cualquier espacio dado es una función de la temperatura, y es independiente de la coexistencia de otros gases. Cuando un espacio dado contiene la máxima cantidad de vapor de agua, para una temperatura dada, se dice que el espacio está saturado, y la presión ejercida por el vapor de agua en ese medio se denomina presión de saturación. La temperatura a la cual se satura un espacio dado se conoce con el nombre de punto de rocío. Cualquier disminución de esa temperatura origina la condensación.

Tratando de ver el proceso en conjunto, puede considerarse que parte del vapor de agua liberado por evaporación de la superficie del agua, puede retornar a esta, una vez que se condensa. Cuando el número de moléculas que escapan de la superficie libre del agua es igual al número de moléculas que retorna a esta, el espacio se satura y se alcanza un equi

librio entre la presión ejercida por las moléculas que escapan y la presión atmosférica. Esto implica que la evaporación es mayor que la condensación si el aire sobre la superficie del agua no está saturado.

## 6.2 Factores que afectan a la evaporación

De acuerdo con lo anterior, se puede decir que la evaporación está relacionada con la diferencia entre la presión de vapor de la masa de agua y la existente en el aire sobre la superficie de la misma, temperaturas del aire y agua, velocidad del viento, presión atmosférica, y calidad del agua.

### 6.2.1 Diferencias en la presión de vapor

Si se considera que  $e_w$  es la presión de vapor del agua, y  $e_a$  la presión de vapor del aire sobre la superficie del agua, se puede decir que la evaporación es proporcional a  $e_w - e_a$ .

Cuando el aire es más caliente que el agua, su presión de saturación  $e_s$  es mayor que la de la superficie del agua ( $e_s > e_w$ ), y la evaporación continúa hasta que  $e_a = e_w$ , lo cual ocurrirá antes de que el aire llegue a saturarse. Sin embargo, si el aire es más frío que el agua, se tendrá que  $e_s < e_w$  y la evaporación continuará hasta que  $e_a = e_w$ , lo cual ocurrirá antes de que el aire llegue a saturarse. Además, si el aire es más frío que el agua, se tendrá que  $e_s < e_w$  y cuando se alcance el equilibrio, o sea cuando  $e_a = e_w$ , existirá un estado de sobresaturación ( $e_a > e_s$ ), o la condensación ocurrirá en el aire.

## 6.2.2 Temperatura

Este aspecto y el anterior están íntimamente relacionados ya que la presión de vapor depende de la temperatura. La cantidad de emisión de moléculas de la masa de agua está en función de su temperatura, ya que a mayor temperatura, mayor será la energía molecular liberada. La evaporación no depende de la temperatura de la superficie del agua, sino del resultado directo del incremento en la presión del vapor con la temperatura.

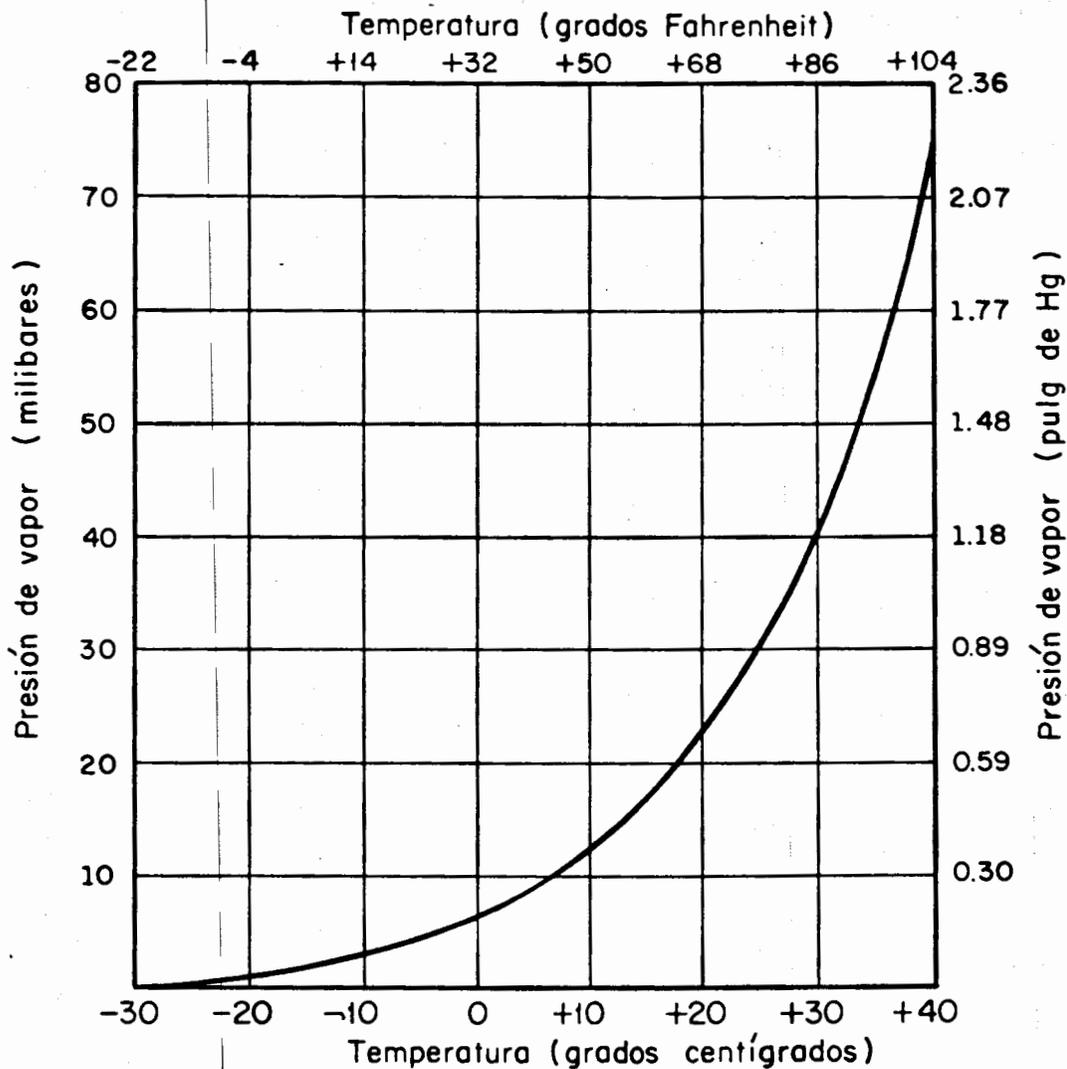


Fig 6.1 Relación entre la temperatura del aire y la presión de saturación

En la figura anterior se muestra la variación entre la temperatura del aire y la presión de saturación.

### 6.2.3 Viento

El viento es un elemento efectivo para remover las moléculas que se desprenden de la superficie del agua debido a la evaporación, lo que origina variaciones en las características de la masa de aire que se encuentra sobre esta. Puede, así, traer masas de aire caliente, lo cual origina un aumento de evaporación; si la masa de aire es frío, puede disminuir la evaporación e, inclusive, favorecer la condensación.

El efecto del viento sobre la evaporación es mayor en grandes masas de agua que en pequeñas. Esto se debe a que una vez que el viento desplaza el vapor de agua que se encuentra en el aire sobre la superficie del agua y se altera la evaporación, se requieren variaciones muy grandes de velocidad para que se altere apreciablemente la evaporación existente. En el caso de pequeños recipientes, un incremento pequeño en el viento puede ser suficiente para remover el vapor de agua que se está generando. En extensas áreas de agua, pueden requerirse velocidades grandes y movimientos turbulentos de aire para que se incremente la evaporación.

### 6.2.4 Presión atmosférica

La presión atmosférica está tan íntimamente relacionada con los otros factores que afectan la evaporación, que es prácticamente imposible estudiar los efectos de sus variaciones bajo condiciones naturales.

La evaporación puede disminuir con el incremento de altitud. El número de moléculas de aire por unidad de volumen aumenta con la presión. Consecuentemente, ante presiones altas hay más oportunidad de las moléculas

que escapan de la superficie libre del agua choquen con las del aire y re tornen al líquido.

#### 6.2.5 Calidad del agua

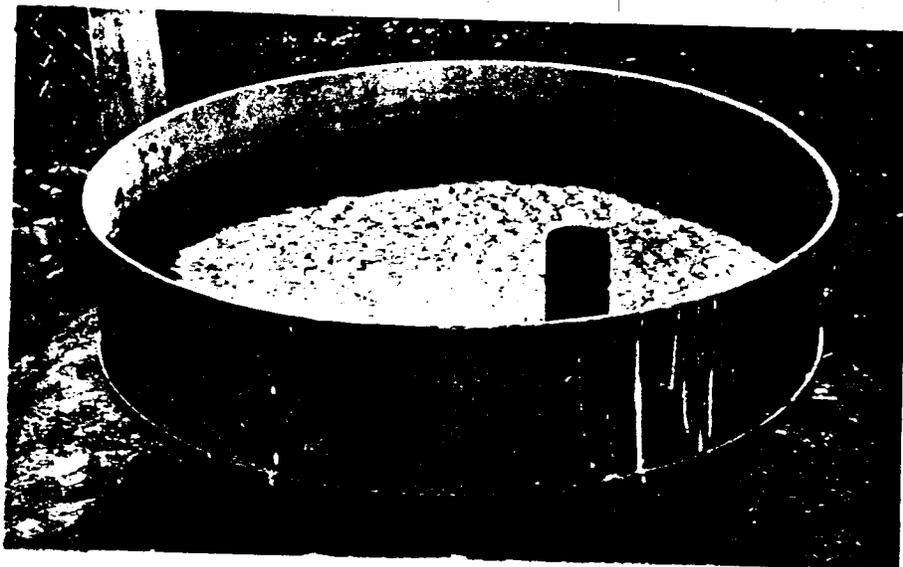
La cantidad de evaporación, menor en agua salada, disminuye conforme se incrementa el peso específico.

#### 6.3 Medición de la evaporación

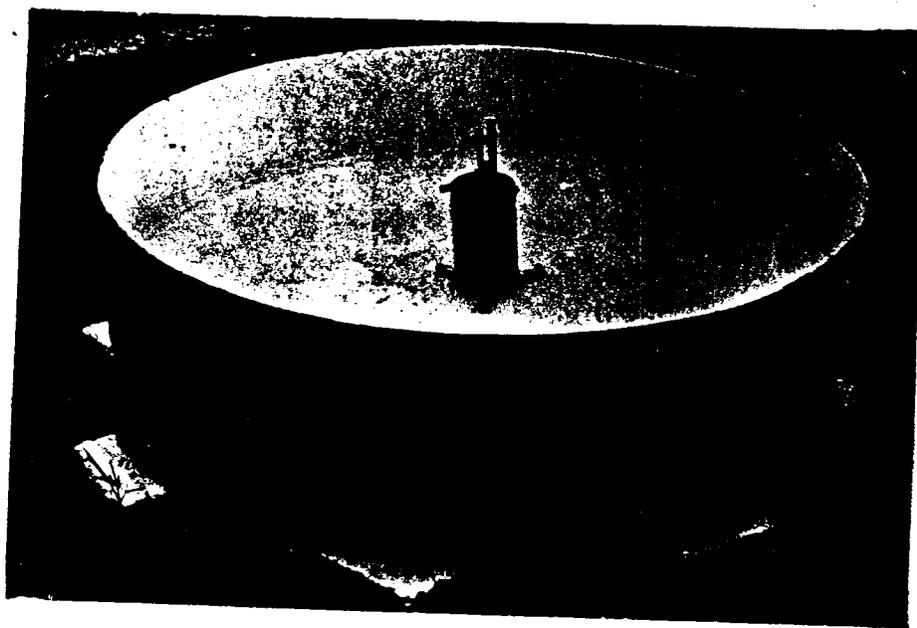
Como la evaporación es de gran importancia dentro del ciclo hidrológico, se han hecho grandes esfuerzos tendientes a establecer un mé todo que permita medirla en forma directa. Obviamente, lo primero que se ocurre para determinar la evaporación en lagos y recipientes es usar la ecuación de equilibrio, y medir el gasto que entra y sale, la lluvia y el agua que se infiltra. Sin embargo, el agua que se infiltra no se puede va luar, y los errores al medir los otros factores pueden exceder a la evapo ración. Por lo tanto, este procedimiento no se puede aplicar para valuar la evaporación.

La medición del grado de evaporación de una región se puede hacer en forma directa usando un evaporímetro. El evaporímetro más usual consiste en un recipiente circular de lámina abierto en su parte superior, de aproximadamente 1.20 m de diámetro y 0.26 m de alto (fig 6.2).

El recipiente se llena de agua hasta un nivel arbitrario y se mide la variación del nivel después de un cierto tiempo, usualmente un día. Para medir el nivel del agua se introduce dentro del recipiente un ci lindro de reposo que contiene un tornillo con vernier. La diferencia de ni veles proporciona un índice de evaporación en la región.



a) Vista general con el cilindro de reposo



b) Detalle del vernier dentro del cilindro de reposo y forma de colocarlo

Fig 6.2 Evaporímetro

Como la evaporación está relacionada con los cambios atmosféricos, además del evaporímetro se acostumbra instalar otros aparatos que permitan registrar distintos datos meteorológicos. Los elementos meteorológicos más importantes son el movimiento del aire, su temperatura y la de la superficie del agua, humedad atmosférica y precipitación (véase inciso 3.1.3).

El problema que plantean las mediciones de evaporación efectuadas con el evaporímetro es su extrapolación a la zona donde se quiere conocer esta componente. En el caso del almacenaje en una presa o un lago, el principal problema es la variación de la masa de agua almacenada con respecto a la contenida por el evaporímetro. Puede decirse que la evaporación registrada por un evaporímetro es mayor que la evaporación que puede sufrir una masa adyacente de agua. La relación de evaporaciones se conoce con el nombre de coeficiente del evaporímetro. Este coeficiente es variable y, usualmente, más alto en invierno que en verano; además, los coeficientes de evaporación mensual varían más que los de evaporación anual, pudiéndose considerar que los coeficientes medios oscilan entre 0.70 y 0.80.

#### 6.4 Fórmulas de evaporación

Existe una gran diversidad de ecuaciones para valuar la evaporación, las cuales se pueden agrupar en

- a) ecuaciones empíricas obtenidas a partir de relaciones entre datos de evaporímetros y elementos climáticos
- b) ecuaciones basadas en consideraciones teóricas de cambios de energía.

Las ecuaciones del primer grupo se basan en la ley de Dalton, modificándola de acuerdo con los factores que afectan a la evaporación.

Las del segundo involucran hipótesis basadas en evidencias experimentales o coeficientes, los cuales se deben valorar empíricamente.

#### 6.4.1 Ecuaciones empíricas

Como se vio al principio de este capítulo, la evaporación es proporcional a la diferencia entre la presión de vapor de agua,  $e_w$ , y la presión de vapor del aire,  $e_a$ , que se encuentra sobre la superficie del agua. Esto se puede expresar, según la fórmula de Dalton, como

$$E = k(e_w - e_a) \quad (6.1)$$

donde  $k$  es un coeficiente de proporcionalidad. Esta ecuación es válida cuando el agua y el aire están a la misma temperatura.

La ec 6.1 se ha usado como base de una gran variedad de expresiones. Así, para evaporaciones mensuales se puede usar la fórmula de Meyer, la cual se expresa en la forma

$$E = c(e_s - e_a) \left[ 1 + \frac{V_w}{16.09} \right] \quad (6.2)$$

donde

- $c$  constante empírica que tiene un valor aproximado de 38 para evaporímetros y pequeños depósitos, y de 28 para grandes depósitos
- $E$  evaporación mensual, en cm
- $e_a$  presión de vapor del aire basada en la temperatura media mensual del aire y en la humedad relativa en la cercanía de los depósitos pequeños. Para depósitos grandes, los datos se deben recabar a 10 m sobre la superficie libre del agua. La presión de vapor se expresa en pulgadas de Hg

$e_s$  presión de saturación del vapor correspondiente a la temperatura media mensual del aire si se trata de depósitos pequeños, y a la temperatura media mensual del agua, para depósitos grandes. Se expresa en pulgadas de Hg

$V_w$  velocidad media mensual del viento registrada a 10 m sobre la superficie, en km/h

Para evaporaciones diarias, Horton propone la ecuación

$$E = 1.016 (\psi e_s - e_a) \quad (6.3)$$

donde

$$\psi = 2 - e^{-0.0128 V_w} \quad (6.4)$$

Las variables tienen el mismo significado que en la fórmula de Meyer (ec 6.2), solo que ahora se usan valores diarios en lugar de mensuales.

La ec 6.3 solo sirve para pequeños depósitos. Para grandes depósitos, el valor encontrado de E se multiplica por

$$(1-P) + P \frac{\psi - 1}{\psi - h} \quad (6.5)$$

donde

h humedad relativa

P fracción del tiempo durante el cual el viento es turbulento

$\psi$  factor de viento, ec 6.4

Basándose en una correlación gráfica coaxial, Linsley encontró, para valuar la evaporación en función de parámetros meteorológicos, una relación general de la forma

$$E = c(e_s - e_a)(b a V_w^n)$$

donde a, b, c y n son constantes a determinar basándose en los valores conocidos de los parámetros meteorológicos, que en este caso son  $e_a$ ,  $e_s$  y  $V_w$ , y el valor de la evaporación E.

#### 6.4.2 Ecuaciones basadas en cambios de energía

Siendo el movimiento vorticoso el principal mecanismo por el cual el vapor de agua es removido de la vecindad de la superficie sujeta a evaporación, existen numerosas expresiones para determinarla basándose en consideraciones de transporte de masa por cambios turbulentos. De estas expresiones, la ecuación de Thornthwaite-Holzman ha dado resultados satisfactorios. Suponiendo una condición atmosférica adiabática y una distribución logarítmica en la vertical de la velocidad del viento y de la humedad, esta ecuación puede expresarse como

$$E = \frac{210.43 (e_1 - e_2) (V_{w2} - V_{w1})}{(T - 459.4) \ln (h_2/h_1)^2} \quad (6.6)$$

donde

E	evaporación, en cm/h
$e_1, e_2$	presión de vapor, en la altura inferior $h_1$ y en la superior $h_2$ , respectivamente, sobre la superficie del agua, en pulgadas de Hg
T	temperatura media del aire entre $h_1$ y $h_2$ , en °F
$V_{w1}, V_{w2}$	velocidad del viento para $h_1$ y $h_2$ , respectivamente, en km/h

Otro enfoque para calcular la evaporación se conoce con el nombre del método del balance del calor, y aunque existen diversas expresiones, estas son difíciles de aplicar por los problemas que se presentan al tratar de valuar algunos de los parámetros que intervienen.

## 6.5 Transpiración

La transpiración es esencialmente igual a la evaporación, solo que la superficie, de la cual las moléculas de agua escapan, no es la del agua, sino principalmente la de las hojas de las plantas.

Los factores que afectan a la transpiración pueden ser fisiológicos o ambientales. Los factores fisiológicos más importantes son la densidad y comportamiento de las hojas, extensión y características de la cubierta protectora, estructura de la hoja y enfermedades de las plantas. Los principales factores ambientales son la temperatura, radiación solar, viento y humedad del suelo.

Como la pérdida de agua de la planta es gobernada por la diferencia de presión de vapor existente, puede decirse que este es el factor más importante de la transpiración. La diferencia de presión de vapor en el espacio comprendido entre las hojas y el aire exterior es una medida de la energía requerida para que el agua de las hojas se evapore.

## 6.6 Determinación de la transpiración

Ante la imposibilidad de medir la transpiración directamente en condiciones naturales, su determinación se limita a estudios de muestras en laboratorio, cuyos métodos se pueden dividir en dos clases, a) medición del agua transpirada y b) medición del cambio de peso debido a la pérdida de agua.

### 6.6.1 Medición del agua transpirada

Este método consiste en colocar una planta en un recipiente cerrado. La transpiración se determina a partir del cambio de humedad que se experimenta en el recipiente.

Sin embargo, a causa de la gran humedad desarrollada en el recipiente, este método no es muy satisfactorio. Una alternativa del método es aspirar el aire del recipiente cerrado por medio de tubos de absorción que contengan un agente secante, y medir la transpiración basándose en el incremento del peso de los tubos corregidos por humedad atmosférica. El empleo de estos métodos está limitado a cortos períodos de prueba sobre pequeñas plantas o porciones de las mismas.

#### 6.6.2 Medición del cambio en peso debido a la pérdida de agua

Un método práctico para medir la transpiración es usando un fitómetro. Consiste en una gran vasija llena de tierra en la cual se colocan una o más plantas. La superficie del suelo se sella para evitar la evaporación, así que solo la humedad que escapa se debe a la transpiración, y se determina por la pérdida de peso de planta y vasija. Si en el fitómetro se sustituye la tierra por agua, este recibe el nombre de potómetro y se utiliza para plantas de raíces poco profundas.

Los resultados de estos métodos para valorar la transpiración son buenos si las condiciones de las pruebas son comparables a la naturaleza sujeta a investigación. Desgraciadamente, la transpiración depende de muchas variables, por lo que una determinación precisa de esta no puede obtenerse fácilmente, y en caso de asignar un cierto valor a determinado cultivo este es generalmente de tipo cualitativo y no cuantitativo.

Debido a lo anterior, se acostumbra, generalmente, considerar a la transpiración combinada con la evaporación, y valorar lo que se llama la evapotranspiración. La evapotranspiración también recibe el nombre de uso consuntivo.

## 6.7 Métodos para valuar la evapotranspiración

Aun cuando se cuenta con bastantes métodos para estimar la evapotranspiración, ninguno se considera como general. Sin embargo, estos se pueden agrupar en tres categorías: aproximaciones teóricas basadas en la física del proceso de evapotranspiración, aproximaciones analíticas basadas en el balance de energía o cantidades de agua, y aproximaciones empíricas basadas en la relación regional entre la evapotranspiración medida y las condiciones climáticas. A continuación se describen los métodos más usuales.

### 6.7.1 Muestreo de la humedad del suelo

Este método es adecuado para valuar la evapotranspiración en campos de riego donde el suelo es uniforme y el nivel freático no influye en las fluctuaciones de humedad dentro de la zona de las raíces.

Para aplicar este método es necesario tomar muestras del suelo antes y después de cada riego, y determinar su contenido de humedad mediante pruebas estándar de laboratorio.

La evapotranspiración se calcula como

$$D = \frac{PVd}{100} \quad (6.7)$$

donde

- D evapotranspiración, en cm
- d espesor del suelo, en cm
- P porcentaje de humedad del suelo, en peso
- V peso específico relativo del suelo

Esta ecuación se emplea generalmente por unidad de área, y se puede aplicar a diferentes intervalos de tiempo de acuerdo con los muestreos.

treos efectuados, siendo posible llevar en una gráfica una relación de pérdidas por evapotranspiración respecto al tiempo.

#### 6.7.2 Mediciones con lisímetros

Este método se utiliza para valuar la evapotranspiración de cosechas individuales o vegetación natural observando su desarrollo en tanques o lisímetros, y midiendo la pérdida de agua necesaria para mantener el desarrollo en forma satisfactoria. Los tanques son generalmente de 60 a 100 cm de diámetro y con altura de 200 cm. Si las condiciones en el tanque son similares a las del campo, los resultados son aceptables.

#### 6.7.3 Mediciones del agua circulante

Este método involucra la aplicación del principio del balance de agua en grandes áreas de tierra que pueden ser mayores de 1 500 km<sup>2</sup>.

Para aplicar este criterio debe medirse la cantidad de agua que se utiliza para regar un área de tierra en determinado intervalo de tiempo. La diferencia entre esas dos cantidades y la cantidad de agua sobrante del área, ajustada por el cambio sufrido por el almacenaje de agua subterránea durante el mismo periodo, será una medida de las pérdidas sufridas por evapotranspiración. En general, se supone invariante el agua subterránea durante el periodo en estudio.

La exactitud de este método depende de la precisión que se tenga para determinar la cantidad de agua que circula.

#### 6.8 Ecuaciones de evapotranspiración

La falta de datos básicos y las dificultades que se presentan al querer hacer mediciones en el campo, y al tratar de aplicar los métodos vistos en el inciso anterior han ocasionado grandes esfuerzos para

desarrollar ecuaciones de evapotranspiración. Dichas ecuaciones relacionan la evapotranspiración con algunos datos climatológicos de fácil obtención.

A continuación se mencionan las ecuaciones más importantes para valorar la evapotranspiración.

#### 6.8.1 Ecuación de Lowry-Johnson

Considera una relación lineal entre el calor efectivo y la evapotranspiración. El calor efectivo se define como los grados acumulados, de temperaturas diarias máximas sobre 32 °F durante la estación de crecimiento del cultivo.

Esta ecuación permite conocer el uso consuntivo o evapotranspiración de tierras agrícolas sobre una base anual, y se expresa como

$$U = 0.0048 H + 24 \quad (6.8)$$

donde

U evapotranspiración anual, en cm

H calor efectivo

#### 6.8.2 Ecuación de Blaney-Criddle

Esta ecuación se expresa como

$$U = 2.54 k \sum_1^n p t \quad (6.9)$$

donde

U evapotranspiración en m meses, en cm

k coeficiente de uso consuntivo, tabla 6.1

p porcentaje en función de la latitud y época del año, tabla 6.2

t temperatura media mensual, en °F

Tabla 6.1 Coeficientes de uso consuntivo

C u l t i v o	Periodo de crecimiento	K
alfalfa	entre heladas	0.80 - 0.85
algodón	7 meses	0.65 - 0.75
arroz	3 - 5 meses	1.00 - 1.20
cereales	3 meses	0.75 - 0.85
cítricos	7 meses	0.50 - 0.65
frijol	3 meses	0.60 - 0.70
lino	7 - 8 meses	0.80
maíz	4 meses	0.75 - 0.85
nuez	entre heladas	0.70
papa	3½ meses	0.65 - 0.75
pastos	entre heladas	0.75
remolacha	6 meses	0.65 - 0.75
sorgo	4 - 5 meses	0.70
tomate	4 meses	0.70
vegetales	3 meses	0.60

Tabla 6.2 Valores de 100 p en la ecuación de Blaney -Cridde (valor anual de p = 1.00)

Latitud, en grados	meses											
	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Norte												
60	4.67	5.65	8.08	9.65	11.74	12.39	12.31	10.70	8.57	6.98	5.04	4.22
50	5.98	6.30	8.24	9.24	10.68	10.91	10.99	10.00	8.46	7.45	6.10	5.65
40	6.76	6.72	8.33	8.95	10.02	10.08	10.22	9.54	8.39	7.75	6.72	6.52
35	7.05	6.88	8.35	8.83	9.76	9.77	9.39	9.37	8.36	7.87	6.97	6.86
30	7.30	7.03	8.38	8.72	9.53	9.49	9.67	9.22	8.33	7.99	7.19	7.15
25	7.53	7.14	8.39	8.61	9.33	9.23	9.45	9.09	8.32	8.09	7.40	7.42
20	7.74	7.25	8.41	8.52	9.15	9.00	9.25	8.96	8.30	8.18	7.58	7.66
15	7.94	7.36	8.43	8.44	8.98	8.80	9.05	8.83	8.28	8.26	7.75	7.88
10	8.13	7.47	8.45	8.37	8.81	8.60	8.86	8.71	8.25	8.34	7.91	8.10
0	8.50	7.66	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50
Sur												
10	8.86	7.87	8.53	8.09	8.18	7.86	8.14	8.27	8.17	8.62	8.53	8.88
20	9.24	8.09	8.57	7.94	7.85	7.43	7.76	8.03	8.13	8.76	8.87	9.33
30	9.70	8.33	8.62	7.73	7.45	6.96	7.31	7.76	8.07	8.97	9.24	9.85
40	10.27	8.63	8.67	7.49	6.97	6.37	6.76	7.41	8.02	9.21	9.71	10.49

## 7. AGUA SUBTERRANEA

Siguiendo con el análisis de los diversos componentes del ciclo hidrológico, se ha dejado para el final el estudio del agua subterránea, la cual es fundamental, pues constituye una fuente de abastecimiento muy importante. En este capítulo se estudian las fuentes de agua subterránea y su movimiento. Además, se analizan sus fluctuaciones y manejo, incluyendo el aforo de pozos.

### 7.1 Aspectos generales

Por agua subterránea se entiende el agua que ocupa todos los vacíos dentro de un estrato geológico. Como se había visto, comprende toda el agua que se encuentra por debajo del nivel freático.

La mayor cantidad de agua subterránea proviene de aquella infiltrada a través de los diferentes estratos del suelo, aunque una mínima parte de la misma puede tener otros orígenes.

El proceso por medio del cual se incrementa el volumen de agua subterránea se conoce como recarga, la cual ocurre principalmente en época de lluvias.

El agua subterránea, igual que la superficial, se mueve por efecto de la gravedad a través de las formaciones permeables y aflora en la superficie del suelo alimentando a ríos y lagos, siempre y cuando su nivel freático sea superior a su plantilla.

A las formaciones geológicas permeables que contienen agua subterránea se les conoce con el nombre de acuíferos. Estas formaciones deben estar estructuradas de tal manera que permitan un movimiento del agua apreciable a través de ellas.

La porción de una roca o suelo que no contiene materia mineral sólida puede estar ocupada por el agua subterránea. Estos espacios son conocidos como vacíos, intersticios, poros o espacio poroso. Como los intersticios pueden actuar como conductos del agua subterránea, son de fundamental importancia en el estudio de esta. Generalmente se caracterizan por su tamaño, forma, irregularidad y distribución.

La porosidad de una roca o suelo es una medida del contenido de intersticios. Se expresa como un porcentaje del espacio vacío al volumen total de la masa y se puede escribir

$$\alpha = \frac{100 W}{V} \quad (7.1)$$

donde

V volumen total de la roca o suelo

W volumen del agua requerida para llenar o saturar todos los huecos

$\alpha$  porosidad, en porcentaje

En la tabla 7.1 se muestran los intervalos de porosidad representativa para materiales sedimentarios.

Tabla 7.1 Intervalos de porosidad representativa para materiales sedimentarios

Material	Porosidad, en porcentaje
Suelos	50 - 60
Arcilla	45 - 55
Limo	40 - 50
Arena uniforme	30 - 40
Grava	30 - 40
Grava y arena	20 - 35
Arenisca	10 - 20
Pizarra	1 - 10
Caliza	1 - 10

El agua que se encuentra por debajo de la superficie del suelo puede estar alojada en dos zonas, las cuales están delimitadas por el nivel freático. La zona que se encuentra arriba del nivel freático se conoce como zona de aereación y sus intersticios están ocupados parcialmente por aire y agua. La zona inferior denominada de saturación se caracteriza por que todos los intersticios están llenos de agua sujeta a presión hidrostática (fig 7.1).

En la zona de saturación es donde se encuentra el agua subterránea, y como todos los intersticios están llenos, la porosidad es una medida directa del agua por unidad de volumen. Sin embargo, no toda el agua puede ser extraída por drenaje o por bombeo, ya que parte de ella está adherida a la superficie de los poros por fuerzas moleculares o de tensión superficial.

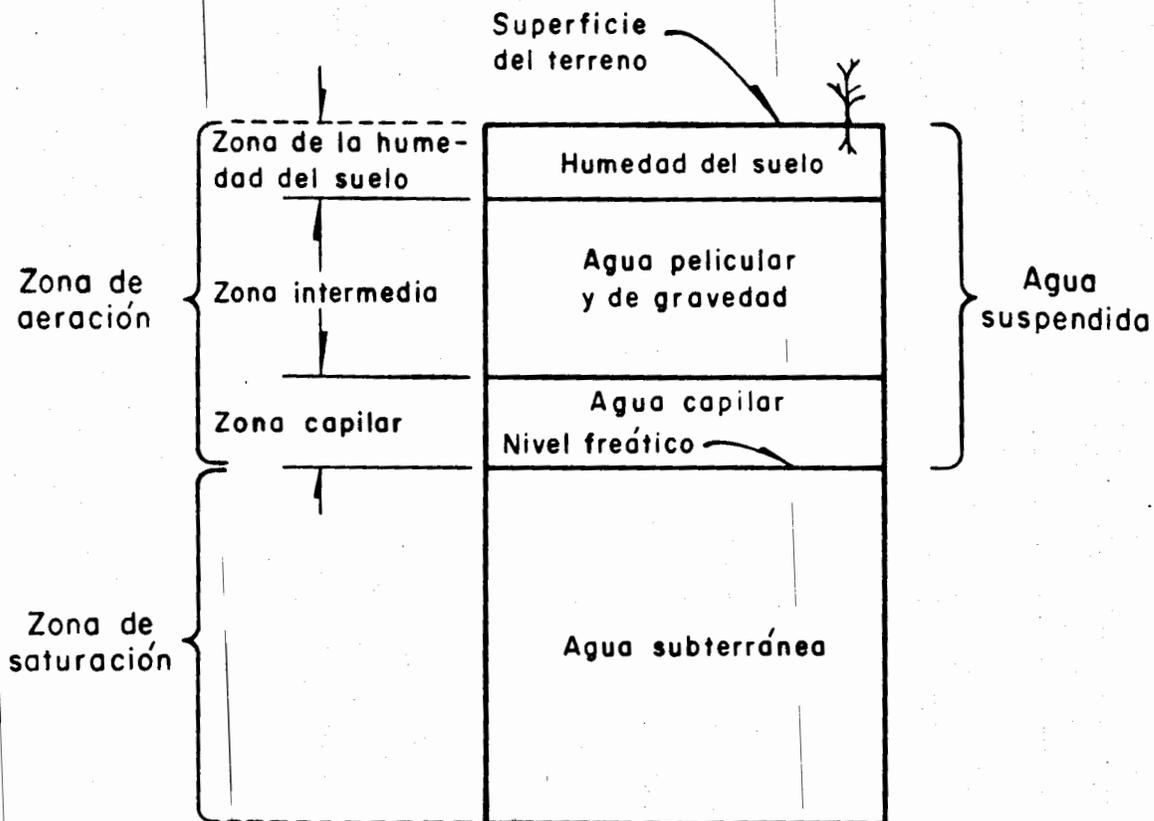


Fig 7.1 División del agua subsuperficial

Si se considera al volumen de agua que puede ser drenado por unidad de volumen total como el rendimiento específico  $S_y$  y al volumen que queda retenido en los poros después del drenado como la retención específica,  $S_r$ , se tiene que la ec 7.1 se puede escribir como

$$\alpha = S_y + S_r \quad (7.2)$$

si  $S_y$  y  $S_r$  se expresan en porcentaje. Esto implica que el rendimiento específico es una fracción de la porosidad de un acuífero, y por ende depende del tamaño de los granos, forma y distribución de los poros y de la compactación del estrato.

En general, los acuíferos pueden considerarse como recipientes de almacenaje subterráneos. La recarga de los recipientes puede ser natural o artificial, y el agua puede retornar a la superficie por la ac-

ción de la gravedad o por la extracción de un pozo. Los acuíferos pueden clasificarse en confinados o no confinados, dependiendo de la ausencia o presencia del nivel freático. En el acuífero no confinado, el nivel freático es la frontera superior de la zona de saturación. Los confinados, también conocidos como artesianos, se originan donde el agua subterránea está sujeta a una presión mayor que la atmosférica debido a un estrato relativamente impermeable (fig 7.2).

La recarga o descarga de agua de un acuífero representa un cambio en el volumen de almacenaje dentro del mismo. Para un acuífero no confinado, esto se puede expresar fácilmente por el producto del volumen del acuífero comprendido entre el nivel freático al inicio y al final de un periodo de tiempo y el rendimiento específico promedio de la formación. Sin embargo, se supone que un acuífero confinado permanece saturado y que un cambio en el volumen del almacenaje origina variaciones de presión. La capacidad del rendimiento de agua de un acuífero confinado puede expresarse en términos de su coeficiente de almacenaje.

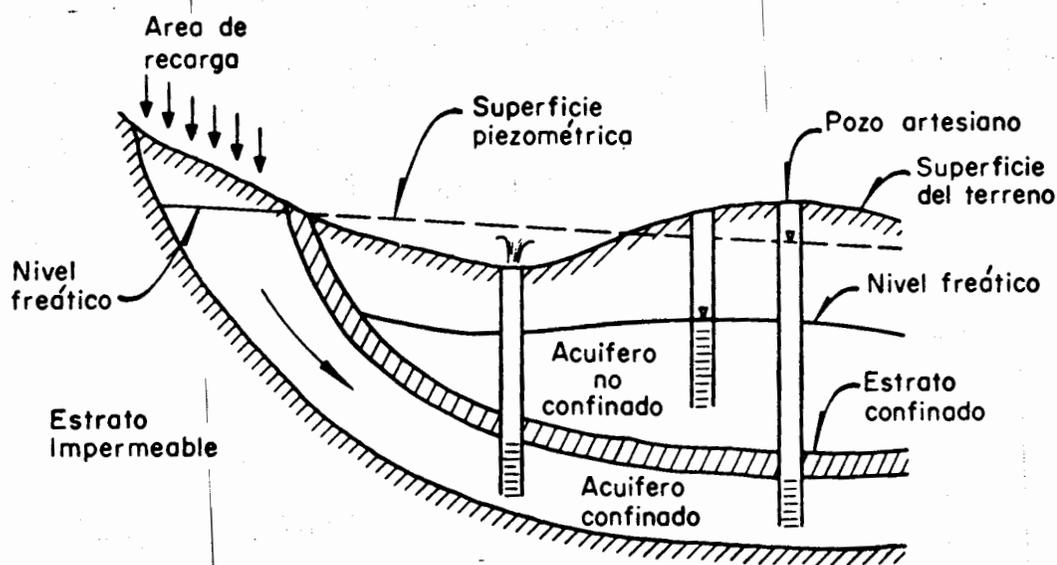


Fig 7.2 Acuíferos confinados y no confinados

El coeficiente de almacenaje  $S$  se define como el volumen de agua que un acuífero deja o toma del almacenaje por área unitaria de superficie del acuífero por unidad de carga. Si se considera una columna vertical de sección cuadrada de  $1 \text{ cm} \times 1 \text{ cm}$  a través de un acuífero, el coeficiente de almacenaje  $S$  será el volumen de agua, en  $\text{cm}^3$ , que se extrae de aquel cuando el nivel piezométrico o carga disminuye  $1 \text{ cm}$  (fig 7.3a). El coeficiente de almacenaje para un acuífero no confinado corresponde a su rendimiento específico (fig 7.3b).

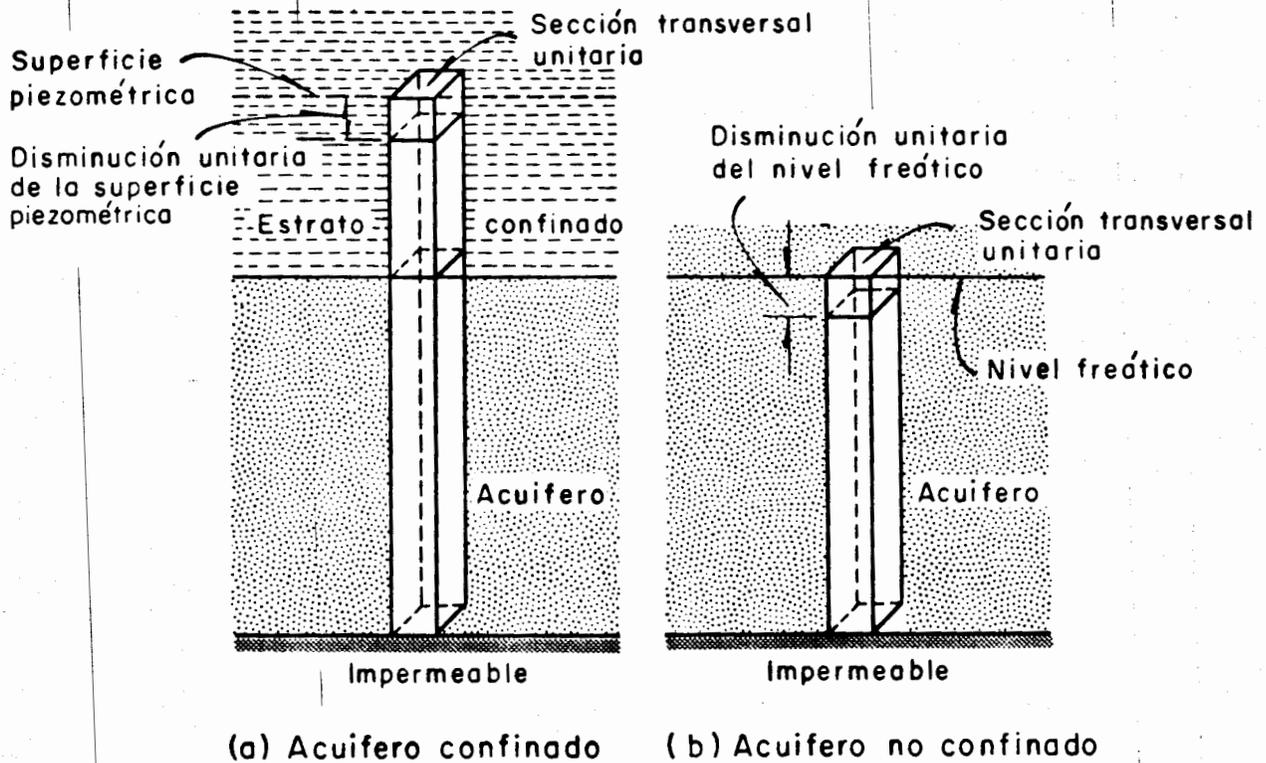


Fig 7.3 Definición del coeficiente de almacenaje

## 7.2 Movimiento del agua subterránea

### 7.2.1 Ley de Darcy

El movimiento del agua subterránea está gobernado por principios hidráulicos establecidos. El flujo a través de acuíferos, la mayoría de los cuales son medios porosos naturales, puede expresarse por la ley de Darcy.

En 1856, Henry Darcy estableció la ley que lleva su nombre, la cual dice que la velocidad de flujo a través de un medio poroso es proporcional a la pérdida de carga e inversamente proporcional a la longitud de recorrido del flujo.

La verificación de la ley de Darcy puede hacerse utilizando un cilindro lleno de arena con un área transversal,  $A$ , al cual se le colocan dos tomas piezométricas a una distancia  $L$  y se hace pasar agua, originando un gasto,  $Q$  (fig 7.4).

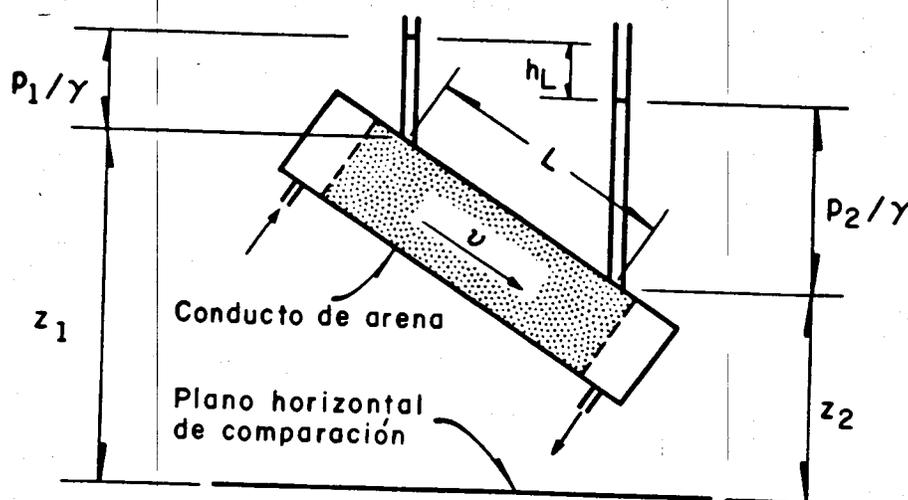


Fig 7.4 Distribución de presiones y pérdidas de carga en un flujo a través de un conducto de arena

Si se aplica la ecuación de Bernoulli entre las dos secciones limitadas por las tomas piezométricas, se tiene que

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} + z_1 = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + h_L \quad (7.3)$$

donde

- g aceleración de la gravedad, en  $\text{m/seg}^2$
- $h_L$  pérdida de carga, en m
- p presión, en  $\text{ton/m}^2$
- v velocidad del flujo, en  $\text{m/seg}$
- z elevación, en m
- $\gamma$  peso específico de agua, en  $\text{ton/m}^3$

Como la velocidad en un medio poroso es usualmente muy pequeña, las cargas de velocidad  $v^2/2g$  pueden anularse y la pérdida de carga se expresará como

$$h_L = \left( \frac{p_1}{\gamma} + z_1 \right) - \left( \frac{p_2}{\gamma} + z_2 \right) \quad (7.4)$$

Darcy encontró que la velocidad  $v$  es proporcional a  $h_L$  y a  $1/L$ . Así, la ley de Darcy se puede escribir

$$v = K \frac{h_L}{L} \quad (7.5)$$

donde  $K$  es una constante de proporcionalidad.

En forma general, la ec 7.5 se puede expresar como

$$v = K \frac{dh}{dL} \quad (7.6)$$

donde  $dh/dL$  es el gradiente hidráulico.

Como puede observarse, el coeficiente  $K$  tiene unidades de velocidad y se le conoce con el nombre de coeficiente de permeabilidad.

Según se expresa en la ec 7.6, la velocidad del líquido a través del medio, o sea la relación entre el gasto de flujo y el área de la sección transversal del conducto, es aparente. La velocidad real es mayor y variable, de acuerdo con el tamaño de los conductos de los intersticios del medio poroso.

El intervalo de validez de la ley de Darcy dentro del cual es aplicable depende de que se cumpla que la velocidad sea proporcional a la primera potencia del gradiente hidráulico. Para fijar el límite dentro del cual se cumple lo anterior, se utiliza el número de Reynolds, el cual se puede expresar como

$$R_e = \frac{v D}{\nu} \quad (7.7)$$

donde

- D diámetro representativo de la filtración en medios granulares
- $R_e$  número de Reynolds
- v velocidad aparente de filtración
- $\nu$  viscosidad cinemática del agua

Experimentalmente se obtuvo que la ley de Darcy es válida para números de Reynolds menores de 10.

### 7.2.2 Coeficiente de permeabilidad

El coeficiente de permeabilidad K depende tanto de las propiedades del medio poroso como del fluido que circula por él. Esto implica que K también se podrá expresar por un coeficiente que sea independiente de aquellas propiedades que gobiernan el flujo, es decir

$$K = f(\mu, \gamma, d) \quad (7.8)$$

donde

- K coeficiente de permeabilidad
- d diámetro de grano representativo
- $\gamma$  peso específico del agua
- $\mu$  viscosidad del agua

Por medio de un análisis dimensional de la expresión anterior se llega a

$$K = \frac{C d^2 \gamma}{\mu} \quad (7.9)$$

donde C es una constante adimensional. Como el producto  $C d^2$  es solo la propiedad del medio poroso, se puede considerar como la permeabilidad específica del medio, k, o sea que

$$k = C d^2 \quad (7.10)$$

Sustituyendo la ec 7.10 en la ec 7.9, se tiene que

$$K = \frac{k \gamma}{\mu} \quad (7.11)$$

Y la ley de Darcy se puede expresar de acuerdo con la ec 7.6 como

$$Q = A \frac{k \gamma}{\mu} \frac{dh}{dL} \quad (7.12)$$

donde

- A área de la sección transversal del conducto, en  $\text{cm}^2$
- k permeabilidad específica del medio, en  $\text{cm}^2$
- Q gasto del flujo de agua, en lt/seg
- $dh/dL$  gradiente hidráulico
- $\gamma$  peso específico del agua, en  $\text{kg}/\text{cm}^3$
- $\mu$  viscosidad del agua, en  $\text{kg}\text{-seg}/\text{cm}^2$

Como generalmente los valores de  $k$  son muy pequeños, se acostumbra usar, en lugar de  $\text{cm}^2$ , el darcy, por ser una unidad más práctica.

De 7.12 se tiene que

$$k = \frac{\mu Q/A}{\gamma dh/dL} \quad (7.13)$$

Basado en esta ecuación, el darcy se define como

$$1 \text{ darcy} = \frac{1 \text{ centipoise} \times 1 \text{ cm}^3/\text{seg}}{1 \text{ atmósfera} / 1 \text{ cm}}$$

La transformación a unidades de área se obtiene considerando que

$$1 \text{ centipoise} = 0.01 \text{ poise} = 0.01 \frac{\text{dina-seg}}{\text{cm}^2}$$

y

$$1 \text{ atmósfera} = 1.0132 \times 10^6 \frac{\text{dina}}{\text{cm}^2}$$

Entonces

$$1 \text{ darcy} = 0.987 \times 10^{-8} \text{ cm}^2$$

Además, conviene recordar que

$$1 \text{ gramo} = \frac{929.03}{453.59} \times 478.8 \text{ dinas}$$

Por otra parte, sustituyendo en la ec 7.11 los valores de  $\gamma$  y  $\mu$  para el agua a 60 °F, y si se considera que entonces  $K$  se transforma en  $K_s$ , se obtiene

$$1 \text{ darcy} = 18.2 K_s$$

Llamando a  $K_s$  coeficiente de permeabilidad de laboratorio, cuyo factor de conversión es

$$1 K_s = 4.72 \times 10^{-5} \text{ cm/seg}$$

### 7.2.3 Determinación de la permeabilidad

#### a) Fórmulas de permeabilidad

Son numerosos los intentos que se han hecho para tratar de relacionar la permeabilidad con las características del medio poroso, obteniendo diversas expresiones, de las cuales solo algunas pueden considerarse generales, por la dificultad que se tiene para incluir todas las variaciones del medio poroso.

Una fórmula típica de las contribuciones, es la obtenida por Fair y Hatch\*, a partir de consideraciones dimensionales y verificación experimental. La permeabilidad específica se expresa como

$$k = \frac{1}{m \left[ \frac{(1-\alpha)^2}{\alpha^3} \left( \frac{\theta}{100} \sum \frac{P}{d} \right)^2 \right]} \quad (7.14)$$

donde

- d media geométrica de la abertura entre dos mallas adyacentes
- k permeabilidad específica
- m factor de compacidad con valores del orden de 5
- P porcentaje de material retenido entre dos mallas adyacentes
- $\alpha$  porosidad, ec 7.1
- $\theta$  factor de forma de los granos; varía desde 6 para granos redondos hasta 7.7 para granos angulosos

\* G. M. Fair y L. P. Hatch, "Fundamental Factor Governing the Streamline Flow of Water Through Sand", Journal American Water Works Assoc., Vol 25 (1933)

La ecuación es dimensionalmente correcta para cualquier sistema de unidades consistente que se use. Este tipo de ecuaciones puede ser de utilidad para valuar la permeabilidad en una primera aproximación de un material de grano grueso, sin necesidad de recurrir a pruebas de laboratorio.

b) Mediciones en laboratorio de la permeabilidad

En las pruebas de laboratorio que se realizan normalmente para determinar la permeabilidad de un material se emplean permeámetros; pueden ser de carga constante y de carga variable (fig 7.5)

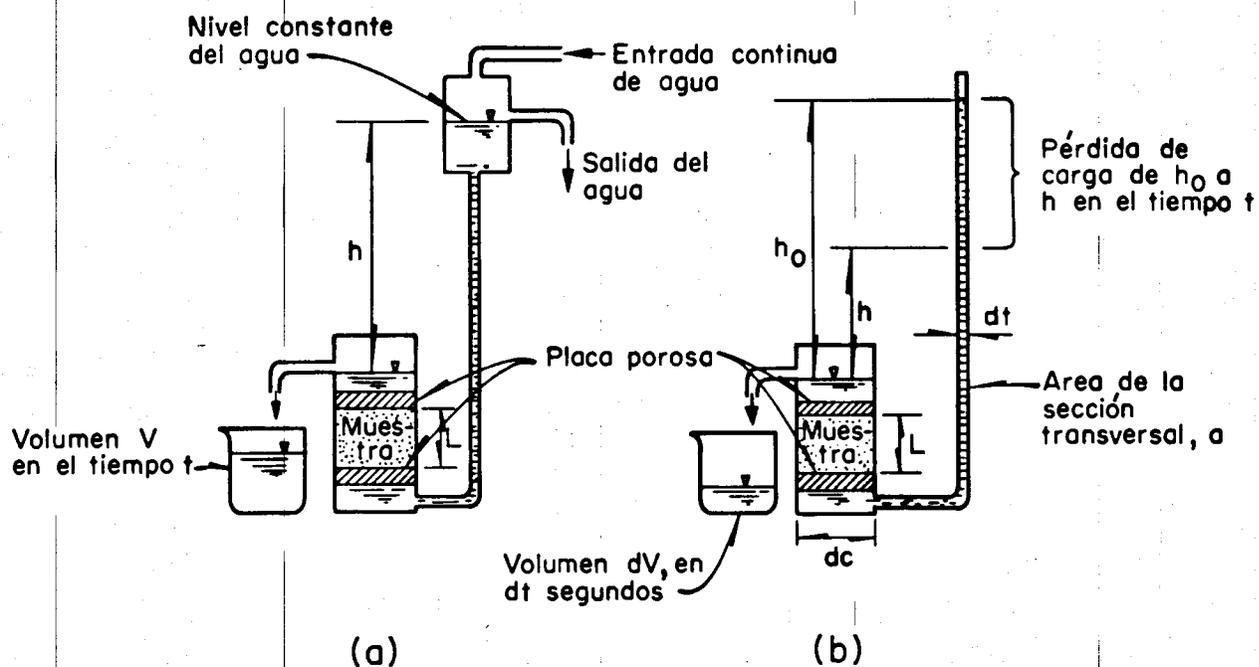


Fig 7.5 Permeámetro (a) Carga constante  
(b) Carga variable

La permeabilidad a partir de un permeámetro de carga constante (fig 7.5a) se puede calcular como

$$K = \frac{VL}{Ath} \quad (7.15)$$

donde

- A área de la sección transversal de la muestra
- h carga constante
- K permeabilidad
- L longitud de la muestra
- V volumen de agua en el tiempo t

Para un permeámetro de carga variable, la ecuación que se aplica en la valuación de la permeabilidad es

$$K = \frac{d_f^2 L}{d_c^2 t} \ln \frac{h_o}{h} \quad (7.16)$$

Todas las cantidades están definidas en la fig 7.5b

Estos permeámetros pueden emplearse ya sea con muestras inalteradas o compactadas. El estudio de muestras inalteradas se hace cuando se necesita conocer el comportamiento del material en su estado natural, por ejemplo para analizar el flujo en taludes de corte y su influencia sobre la estabilidad del talud. En estos casos puede ser también de utilidad la ejecución de pruebas in situ, como se describe más adelante.

Generalmente se estudian muestras de material compactado con objeto de decidir sobre el empleo del material para terraplenes, cortinas, filtros, etc. Además, en esas condiciones se determinan velocidades de saturación y efecto del grado de saturación sobre la permeabilidad. Este tipo de trabajos puede realizarse también con pruebas de consolidación.

c) Mediciones de campo para obtener la permeabilidad

La permeabilidad en niveles poco profundos puede obtenerse

perforando la superficie del suelo hasta el nivel freático (fig 7.6). Una vez conocida la elevación del nivel freático en el pozo, el agua se bombea hasta que alcance un nuevo nivel, y se mide la variación del nivel del agua respecto al tiempo. Para valuar la permeabilidad en un suelo homogéneo se puede usar la ecuación de Ernst:

$$K = \frac{4000}{(20 + h/d)(2 - y/h)} \frac{a}{y} \frac{\Delta y}{\Delta t} \quad (7.17)$$

cuyos valores están definidos en la fig 7.6. El coeficiente de permeabilidad se expresa en metros por día, y todas las otras cantidades en centímetros y segundos.

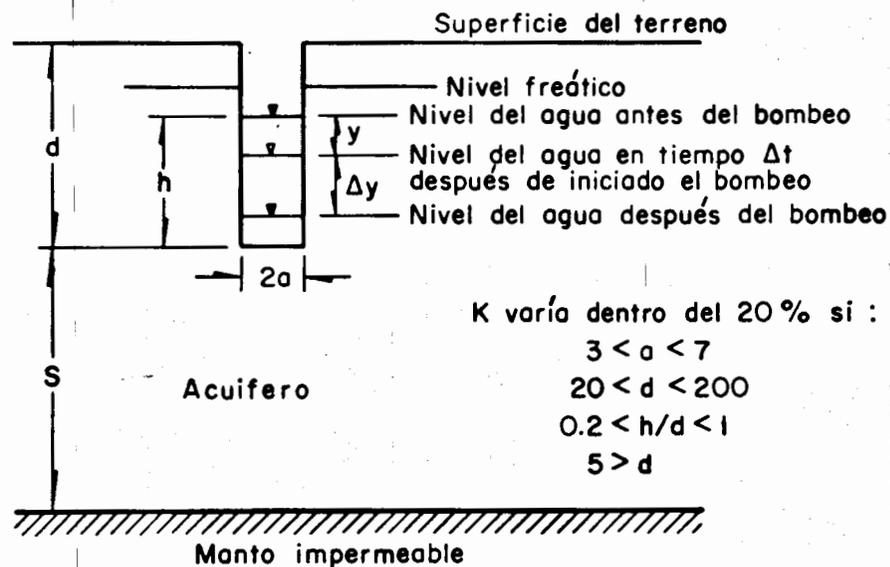


Fig 7.6 Medida de campo de la permeabilidad en una formación homogénea

Un segundo método para valuar la permeabilidad con mediciones en el campo emplea trazadores. Se puede estimar la velocidad del agua subterránea introduciendo un trazador en un punto del terreno y midiendo

el tiempo que tarda en aparecer en otro punto situado en la dirección del movimiento del agua. Como el trazador se difunde por el medio, para determinar la velocidad media del flujo es conveniente emplear técnicas estadísticas. Conocida la velocidad media, y con la diferencia de niveles piezométricos entre los dos puntos de observación, se obtiene la permeabilidad como:

$$K = \alpha V \frac{\Delta L}{\Delta h} \quad (7.18)$$

donde

- K      coeficiente de permeabilidad
- V      velocidad media
- L      longitud entre los puntos de observación
- h      diferencia de nivel piezométrico entre los puntos de observación
- $\alpha$     porosidad

Como sustancias trazadoras se usan aquellas cuya detección es posible ya sea por su coloración, por su composición química o por su radiación.

Hasta ahora, el método con trazadores se ha usado solamente cuando el recorrido del agua es de algunos metros.

Un tercer método para valuar la permeabilidad consiste en efectuar pruebas de bombeo. Este tipo de pruebas es conveniente cuando se requiere conocer las características de permeabilidad de acuíferos para su explotación. A través de una prueba de bombeo, se determina la permeabilidad promedio de una zona amplia alrededor del pozo bombeado. Se obtiene, además, información que permite prever las condiciones de explotación del pozo que se opera y de otros que se intente perforar en zonas cercanas.

La descripción de una prueba de bombeo aparece en el inciso correspondiente a hidráulica de pozos.

#### 7.2.4 Ecuaciones del movimiento

La ecuación general que gobierna el movimiento del agua subterránea puede deducirse a partir de la ley de Darcy (ec 7.6), la cual se puede escribir, en forma general:

$$v = K \frac{\partial h}{\partial S} \quad (7.19)$$

donde S es ahora la distancia a lo largo de la dirección media del flujo.

Si se considera que un acuífero es homogéneo con permeabilidad isotrópica, los componentes de velocidad en un sistema de coordenadas rectangulares están dados, de acuerdo con la ec 7.19, por

$$v_x = K \frac{\partial h}{\partial x}, \quad v_y = K \frac{\partial h}{\partial y}, \quad v_z = K \frac{\partial h}{\partial z} \quad (7.20)$$

En hidrodinámica, un potencial de velocidad  $\phi$  se define como una función de espacio y tiempo tal que su derivada negativa con respecto a cualquier dirección es la velocidad del fluido en esa dirección. Entonces, si  $\phi = -Kh$ , de la ec 7.20 se deduce que

$$v_x = -\frac{\partial \phi}{\partial x}, \quad v_y = -\frac{\partial \phi}{\partial y}, \quad v_z = -\frac{\partial \phi}{\partial z} \quad (7.21)$$

lo cual indica que existe un potencial de velocidades para el flujo de agua subterránea.

##### a) Flujo establecido

La ecuación de continuidad, en su forma general, puede expresarse como

$$-\left[ \frac{\partial(\rho v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho v_z)}{\partial z} \right] = \frac{\partial \rho}{\partial t} \quad (7.22)$$

donde  $\rho$  es la densidad del fluido y  $t$  es el tiempo.

Considerando que el agua es incompresible, su densidad será constante; entonces, la ecuación de continuidad para este caso será

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (7.23)$$

Sustituyendo la ec 7.21, y reemplazando  $\phi$  por  $-Kh$ , se llega a

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (7.24)$$

Esta es la ecuación general para un flujo establecido en un medio homogéneo e isotrópico.

b) Flujo no establecido

Para deducir la ecuación correspondiente al flujo no establecido, es necesario considerar el coeficiente de almacenaje,  $S$ , lo que para un acuífero no confinado representa su rendimiento específico, y para un acuífero confinado una medida de su compresibilidad. Esta última se define por la ecuación

$$\beta = \frac{-\partial V/V}{\partial p} \quad (7.25)$$

donde  $V$  es el volumen y  $p$  la presión, lo cual puede valuarse en términos del cambio dentro de una columna de sección transversal unitaria, extendiéndose a través del acuífero confinado (fig 7.3a). Si  $b$  es el espesor del acuífero, se tiene que  $V = 1 \cdot b = b$  y el cambio de presión es

$\partial p = -\gamma (1) = -\gamma$ . Además,  $S = \partial V$ , por lo que la ec 7.24 se transforma en

$$\beta = \frac{S}{\gamma b} \quad (7.26)$$

Para un material elástico se tiene que

$$\frac{\partial V}{V} = -\frac{\partial \rho}{\rho} \quad (7.27)$$

De las ecs 7.25 y 7.27, se deduce

$$\partial \rho = \rho \beta \partial p \quad (7.28)$$

Y sustituyendo  $\beta$  por la ec 7.26, se obtiene

$$\partial \rho = \frac{\rho S}{b\gamma} \partial p \quad (7.29)$$

Sustituyendo esta ec en la 7.22, se encuentra

$$-\left[ \frac{\partial(\rho v_x)}{\partial x} + \frac{\partial(\rho v_y)}{\partial y} + \frac{\partial(\rho v_z)}{\partial z} \right] = \frac{\rho S}{b\gamma} \frac{\partial p}{\partial t} \quad (7.30)$$

Considerando  $\rho$  constante, teniendo en cuenta la ec 7.20 y expresando a  $p = \gamma h$ , se llega a

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{S}{Kb} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (7.31)$$

que es una ecuación diferencial parcial que gobierna al flujo no establecido del agua en un acuífero confinado compresible de espesor uniforme,  $b$ . Esta ecuación puede usarse por aproximaciones sucesivas en un acuífero no confinado donde las variaciones del espesor saturado son pequeñas.

### 7.3 Hidráulica de pozos

El efecto del bombeo de un pozo en el flujo de agua subterránea y su distribución en un acuífero dependen de su construcción y operación, sus condiciones y fronteras. La hidráulica de pozos permite evaluar las propiedades del acuífero, definiendo fronteras, rendimiento específico y efectos de futuros bombeos.

### 7.3.1 Flujo radial establecido

Cuando el agua de un acuífero es removida por el bombeo de un pozo, el nivel piezométrico del agua subterránea desciende, originando una curva de abatimiento. Esta curva forma alrededor del pozo un cono de depresión, cuya frontera exterior define el área de influencia del pozo (fig 7.7).

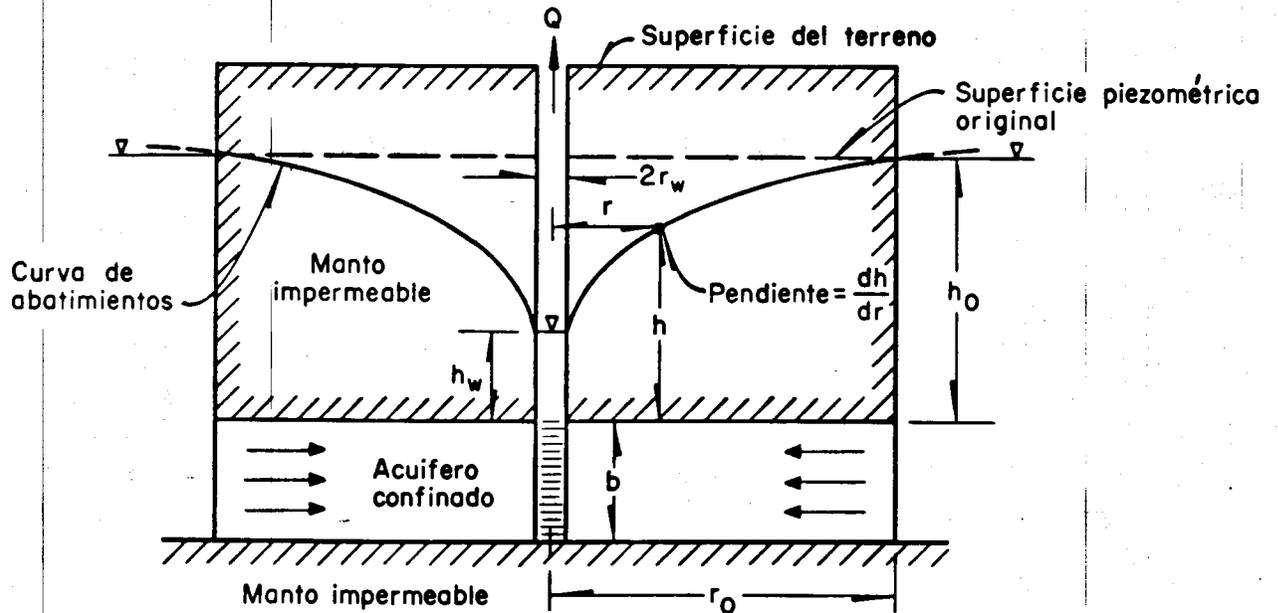


Fig 7.7 Flujo radial establecido de un acuífero confinado a un pozo

## a) Acuífero confinado

Para deducir la ecuación que gobierna la extracción de un pozo dentro de un acuífero confinado, se considera que la frontera es circular y el medio homogéneo e isotrópico. Así, usando coordenadas polares y la notación de la fig 7.7, se obtiene

$$Q = Av = 2\pi r b K \frac{dh}{dr} \quad (7.32)$$

para flujo establecido a cualquier distancia  $r$  del pozo.

Integrando para las condiciones de frontera del pozo  $h = h_w$  y  $r = r_w$ , y en el borde  $h = h_o$  y  $r = r_o$ , se tiene

$$Q = 2\pi K b \frac{h_o - h_w}{\ln(r_o/r_w)} \quad (7.33)$$

Generalizando, si un acuífero no está limitado, no habrá un límite de  $r$ ; entonces

$$Q = 2\pi K b \frac{h - h_w}{\ln(r/r_w)} \quad (7.34)$$

donde se ve que  $h$  aumenta indefinidamente con  $r$ . Esto implica teóricamente que no existe el flujo radial establecido en un acuífero no limitado. Como aproximación se acepta un valor de  $r = r_o$  cuando  $h$  se aproxima a  $h_o$ .

La ec 7.34 se conoce como ecuación de equilibrio o de Thiem, y puede usarse para valuar la permeabilidad de un acuífero efectuando mediciones alrededor de un pozo de bombeo. Para esto, utilizando dos pozos de observación a diferentes distancias del de bombeo, se puede medir el abatimiento del nivel piezométrico, y, de acuerdo con la ec 7.34 se tiene

$$K = \frac{Q}{2\pi b(h_2 - h_1)} \ln \frac{r_2}{r_1} \quad (7.35)$$

donde  $r_1$  y  $r_2$  son las distancias de los pozos de observación al de bombeo

y  $h_1$  y  $h_2$  son las cargas medidas en dichos pozos.

b) Acuífero no confinado

El gasto que descarga un pozo hecho dentro de un acuífero no confinado (fig 7.8) se puede calcular como

$$Q = 2\pi r K h \frac{dh}{dr} \quad (7.36)$$

donde, integrando entre los límites de  $h$  entre  $h_w$  y  $h_o$  y  $r$  entre  $r_w$  y  $r_o$ , se tiene

$$Q = \pi K \frac{h_o^2 - h_w^2}{\ln(r_o/r_w)} \quad (7.37)$$

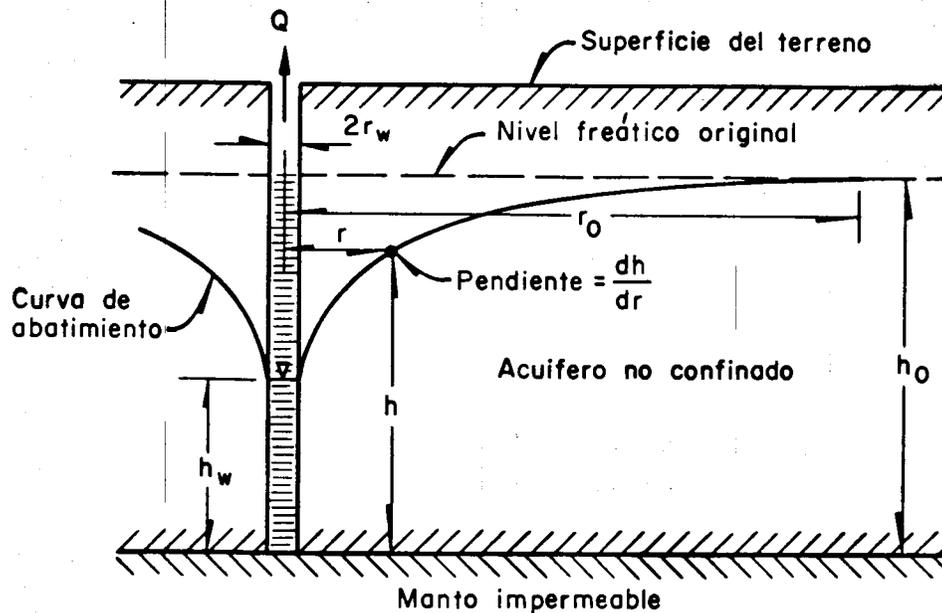


Fig 7.8 Flujo radial establecido de un acuífero no confinado a un pozo

### 7.3.2 Flujo radial no establecido

Cuando de un pozo localizado dentro de un acuífero no limitado se extrae agua en una cantidad constante, se produce un área de influencia dentro del acuífero que crece conforme pasa el tiempo. La carga piezométrica disminuye a medida que se toma el agua almacenada dentro del acuífero.

La ecuación diferencial que se usa para esto es la ec 7.31, que en un plano en coordenadas polares, se expresa como

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial h}{\partial r} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (7.38)$$

donde T es el coeficiente de transmisibilidad ( $T = Kb$ , donde b es el espesor del acuífero) y t es el tiempo desde que se inicia el bombeo.

Thies\* obtuvo la solución a la ec 7.38, basado en una analogía entre el flujo de agua subterránea y la conducción del calor. Considerando que  $h = h_0$  para  $t = 0$  y  $h \rightarrow h_0$  conforme  $r \rightarrow \infty$  para  $t \geq 0$ , se tiene

$$h_0 - h = \frac{Q}{4\pi T} \int_u^\infty \frac{e^{-u} du}{u} \quad (7.39)$$

donde

$$u = \frac{r^2 S}{4Tt} \quad (7.40)$$

La ec 7.39 se conoce como ecuación de desequilibrio o de Thies. Permite valuar S y T a partir de pruebas de bombeo. Las mediciones de campo consisten en registrar los abatimientos de nivel en un pozo de observación respecto al tiempo. A continuación se describe uno de los cri

\* C. V. Thies, "The Relation Between the Lowering of the Piezometric Surface and the Rate and Duration of Discharge of a Well Using Ground Water Storage", Trans. Am. Geophys Union. Vol. 16 (1935)

terios existentes para valuar S y T, conocido como método de Thies.

La ec 7.39 se puede escribir

$$h_0 - h = \frac{1.91 Q}{T} W(u) \quad (7.41)$$

donde

- $h_0 - h$  abatimiento, en m  
 $Q$  gasto de descarga del pozo, en  $m^3/\text{seg}$   
 $T$  coeficiente de transmisibilidad, en  $m^3/\text{día}/m$   
 $W(u)$  función de pozo (tabla 7.1)

El argumento u se define como

$$u = \frac{150.57 r^2 S}{T t} \quad (7.42)$$

donde

- $r$  distancia desde el pozo de descarga hasta el de observación, en m  
 $S$  coeficiente de almacenaje adimensional  
 $t$  tiempo desde que se inició el bombeo, en días  
 $T$  coeficiente de transmisibilidad, en  $m^3/\text{día}/m$

El método de Thies es gráfico y se basa en la superposición de curvas. En papel logarítmico se dibuja  $W(u)$  contra valores de u, de acuerdo con la tabla 7.1. En otro papel con la misma escala, se dibujan los valores de  $(h_0 - h)$  obtenidos del pozo de observación contra los valores de  $r^2/t$ . Con los ejes coordenados paralelos, se superponen las dos figuras hasta que coincidan, anotándose los valores coincidentes de  $W(u)$ , u,  $h_0 - h$  y  $r^2/t$ . Sustituyendo estos en las ecs 7.41 y 7.42, se obtienen S y T.

Tabla 7.1 Valores de  $W(u)$  para valores de  $u$ 

	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0	9.0
X 1	0.219	0.049	0.013	0.0038	0.0011	0.00036	0.00012	0.000038	0.000012
X $10^{-1}$	1.82	1.22	0.91	0.70	0.56	0.45	0.37	0.31	0.26
X $10^{-2}$	4.04	3.35	2.96	2.68	2.47	2.30	2.15	2.03	1.92
X $10^{-3}$	6.33	5.64	5.23	4.95	4.73	4.54	4.39	4.26	4.14
X $10^{-4}$	8.63	7.94	7.53	7.25	7.02	6.84	6.69	6.55	6.44
X $10^{-5}$	10.94	10.24	9.84	9.55	9.33	9.14	8.99	8.86	8.74
X $10^{-6}$	13.24	12.55	12.14	11.85	11.63	11.45	11.29	11.16	11.04
X $10^{-7}$	15.54	14.85	14.44	14.15	13.93	13.75	13.60	13.46	13.34
X $10^{-8}$	17.84	17.15	16.74	16.46	16.23	16.05	15.90	15.76	15.65
X $10^{-9}$	20.15	19.45	19.05	18.76	18.54	18.35	18.20	18.07	17.95
X $10^{-10}$	22.24	21.76	21.35	21.06	20.84	20.66	20.50	20.37	20.25
X $10^{-11}$	24.75	24.06	23.65	23.36	23.14	22.96	22.81	22.67	22.55
X $10^{-12}$	27.05	26.36	25.96	25.67	25.44	25.26	25.11	24.97	24.86
X $10^{-13}$	29.36	28.66	28.26	27.97	27.75	27.56	27.41	27.28	27.16
X $10^{-14}$	31.66	30.97	30.56	30.27	30.05	29.87	29.71	29.58	29.46
X $10^{-15}$	33.96	33.27	32.86	32.58	32.35	32.17	32.02	31.88	31.76

#### 7.4 Balance del agua subterránea

##### 7.4.1 Ecuación de balance

Para determinar la recarga de una cuenca subterránea, es común realizar balances globales incluyendo procesos superficiales como la lluvia y la evapotranspiración para determinar la infiltración. La magnitud de estos términos en la ecuación hidrológica es de un orden superior al término que se quiere calcular, por lo que la precisión obtenida en el

valor de la recarga es muy precaria, tanto que conduce a conclusiones por completo fuera de la realidad.

Cuando se requiere conocer con mayor precisión la recarga de acuíferos, es necesario establecer ecuaciones de balance local con volúmenes de agua ligados directamente al acuífero.

El balance de aguas subterráneas, para un volumen de acuífero en un tiempo dado, puede plantearse a través de la siguiente relación entre volúmenes:

$$E_s + I = S_s + D + B + \Delta A \quad (7.43)$$

donde

- $E_s$  entrada por flujo subterráneo
- $I$  infiltración y aportación de otros acuíferos sub o suprayacentes
- $S_s$  salida por flujo subterráneo
- $D$  descarga del acuífero a corrientes superficiales o hacia otros acuíferos
- $B$  extracción por bombeo
- $\Delta A$  incremento de volumen almacenado dentro de la zona considerada

Los términos de esta ecuación más difíciles de medir son  $I$  y  $D$ , por lo que su diferencia se deja como incógnita en cada periodo en el que se plantee el balance. Esta diferencia ( $I - D$ ), representa la aportación neta del exterior al acuífero. En los siguientes apartados se describe la forma en que se determinan los términos restantes de la ec 7.43. Esta determinación requiere, como trabajo previo, una serie de mediciones en el campo ya sea en pozos existentes o en pozos construidos específicamente para estudio. Las observaciones más importantes son:

a) Medición periódica de niveles piezométricos en el acuífero, que sirven para formar planos de curvas equipiezométricas y de líneas de corriente (red de flujo) y para conocer la evolución de dichos niveles

b) Realización de pruebas de bombeo, para determinar las principales características del acuífero en diferentes puntos: transmisibilidad,  $T$ ; coeficiente de almacenamiento,  $S$ , y parámetros que definen su comunicación con acuíferos sub o suprayacentes

c) Aforo de los volúmenes extraídos por bombeo en todos los pozos existentes en la zona.

#### 7.4.2 Entradas y salidas subterráneas

El flujo subterráneo que pasa entre dos líneas de corriente está dado por (fig 7.9):

$$Q = T \times B \times i \quad (7.44)$$

donde

$Q$  gasto, en  $m^3/\text{seg}$

$T$  transmisibilidad, en  $m^2/\text{seg}$

$B$  separación entre las líneas de corrientes, en  $m$

$i$  gradiente piezométrico en la sección considerada

Aplicando esta ecuación a lo largo de la frontera de la zona sobre la que se hace el balance, es posible obtener los flujos subterráneos de entrada y salida de dicha zona para el tiempo correspondiente a la configuración piezométrica empleada. Para obtener los volúmenes durante un periodo, será necesario hacer la misma determinación para la configuración al final del periodo y multiplicar el promedio de los dos flujos por el intervalo de tiempo

$$E_s = \frac{Q_{E,i} + Q_{E,i+1}}{2} \Delta t \quad S_s = \frac{Q_{S,i} + Q_{S,i+1}}{2} \Delta t \quad (7.45)$$

El periodo  $\Delta t$  necesario para no cometer errores de consideración, depende de la relación T/S y del área sobre la que se hace el balance. Es recomendable que

$$\Delta t < \frac{a^2 S}{2T}$$

donde  $a$  es el área en planta de la zona de estudio.

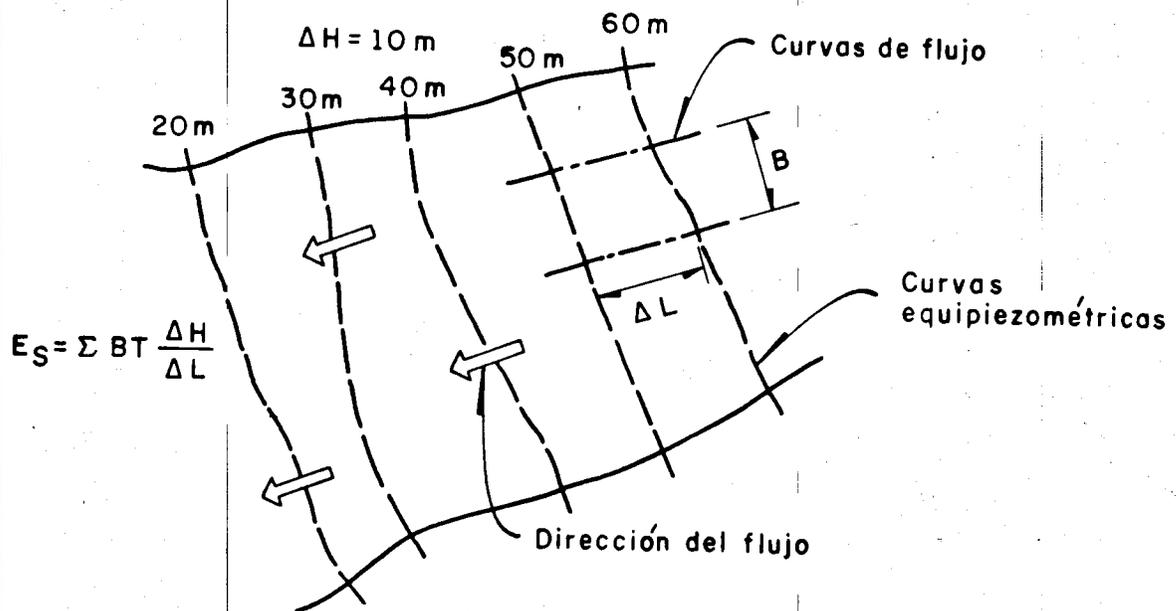


Fig 7.9 Cálculo del flujo subterráneo

#### 7.4.3 Cambio de almacenamiento

Al disponer de la evolución de niveles piezométricos, es posible dibujar curvas de igual evolución para cada intervalo de tiempo; el volumen encerrado por estas curvas multiplicado por el coeficiente de almacenamiento,  $S$ , da el cambio de almacenamiento,  $\Delta A$ , en la zona.

Normalmente, el coeficiente  $S$  obtenido de las pruebas de bombeo es algo menor que el considerado a largo plazo, debido a que durante el corto tiempo de la prueba (72 a 96 h), el material no se drena completamente. Cuando se tiene información para varios periodos de tiempo, es posible dejar dicho coeficiente como incógnita junto con la diferencia ( $I - D$ ), y despejarla de las ecuaciones del balance que resulten. Cuando se tiene mayor número de ecuaciones que de incógnitas, estas se ajustan de tal manera que sea mínimo el error.

Para acuíferos confinados, el cambio de almacenamiento es despreciable ( $S < 10^{-3}$ ).

#### 7.4.4 Extracción por bombeo

Para conocer este término del balance, es necesario tener instalados medidores en los pozos que explotan el acuífero en la zona de estudio. En caso de no disponer de esta facilidad, solo pueden hacerse estimaciones toscas, basadas en la información que proporciona el usuario, en la superficie que riega, cuando se trata de un pozo agrícola, en el consumo de energía eléctrica o de combustible para la bomba, etc.

#### 7.4.5 Recursos disponibles

Con el balance anterior planteado para diferentes periodos se puede hacer una estimación de la disponibilidad de recursos subterrá-

neos de la zona, o sea la cantidad de agua que es posible bombear sin pro  
vocar efectos adversos; dichos efectos pueden ser: excesivo abatimiento  
de los niveles de bombeo, que llegue a provocar precios incosteables de  
operación, contaminación del acuífero, disminución de los recursos de zo-  
nas adyacentes, etc.

El volumen medio máximo disponible en una zona, cuando se  
decide explotar el agua subterránea como un recurso renovable, es la me-  
dia anual de la suma  $I - D + E_g$ ; sin embargo, normalmente el recurso ren  
ovable será menor cuando la entrada subterránea provenga de otros almacena-  
mientos subterráneos, o cuando exista la necesidad de dejar circular una  
cantidad determinada,  $S'_g$ , para alimentar zonas inferiores. Por otra parte,  
el abatimiento de niveles que produce la explotación, induce en ocasiones  
algún incremento del volumen  $I - D$ , por menor rechazo de la infiltración  
en regiones de nivel freático cercano a la superficie del terreno y por  
menor descarga a corrientes superficiales.

Si se requiere explotar el agua subterránea como recurso no  
renovable, se utiliza, además de la recarga natural, el volumen almacena-  
do en el acuífero, y se acepta que después de un cierto periodo, el recu  
rso se verá notablemente disminuido o definitivamente agotado.

El balance global descrito permite tener una primera aproxi  
mación a los valores ya sea de la recarga natural o del periodo máximo de  
sobrexplotación del acuífero; sin embargo, estas características dependen  
también de la distribución espacial y temporal del bombeo. Para estudiar  
el efecto de dicha distribución en la explotación futura, se requiere de  
un método de análisis más refinado, que se consigue con la simulación del  
acuífero por medio de modelos analógicos o matemáticos.

#### 7.4.6 Modelos de acuíferos

Para establecer un modelo que simule adecuadamente un acuífero, se necesita, además de varios periodos de medición de niveles piezométricos y extracciones, el conocimiento de la geología subterránea y de la hidrología superficial de la región, ya que estas últimas características definen las condiciones de frontera del acuífero.

Gracias a la capacidad y rapidez de las actuales computadoras digitales, resulta más conveniente simular acuíferos por medio de modelos matemáticos.\* Estos se basan fundamentalmente en las dos ecuaciones planteadas antes, o sea, la de continuidad (ec 7.42) y la de movimiento o ley de Darcy (ec 7.6).

De hecho puede considerarse que un modelo matemático del acuífero se consigue dividiendo la zona por representar en una gran cantidad de subzonas sobre las que se aplica la ecuación del balance, y se ligan entre sí de manera que las condiciones de frontera de cada subzona coincidan con las correspondientes de subzonas adyacentes. Todo lo comentado acerca del balance global se aplica también a cada subzona.

Los estudios en modelo permiten analizar y prever los efectos de diferentes políticas de explotación y son, por lo tanto, elemento de diseño indispensable cuando se trata de escoger la forma óptima de utilizar los recursos de agua subterránea de una región.

---

\* La descripción de un modelo matemático y una aplicación aparecen en "Modelo matemático DAS para acuíferos", de C. Cruickshank V. y R. Chávez Guillén, Rev. Ingeniería Hidráulica en México, Vol 23, N° 1 (1969)

Referencias

Todd, "Ground Water Hydrology", John Wiley and Sons, Inc. (1959)

Chow, "Handbook of Applied Hydrology", McGraw-Hill Book Co., cap XV

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