

## 4. LA ESCORRENTIA.

### 4.1 Introducción.

La escorrentía es el agua generada por una cuenca en la forma de flujo superficial y por tanto constituye la forma más disponible del recurso. El estudio de la escorrentía reviste gran importancia en la planificación de recursos hídricos y en diseño de obras. En manejo de cuencas es muy importante puesto que ella es un reflejo del comportamiento y estado de una cuenca. En este capítulo se enfocarán los temas más relevantes de la escorrentía, para el análisis y manejo de cuencas.

### 4.1 Componentes de la escorrentía.

La escorrentía está constituida por la sumatoria de tres componentes principales: escurrimiento, flujo sub-superficial y agua subterránea.

#### 4.1.1. El escurrimiento.

El **escurrimiento** es el agua que fluye por sobre la superficie del terreno hasta el cauce más cercano y sólo se produce en los eventos de lluvia. En un evento de lluvia, cuando la intensidad de la misma es superior a la tasa de infiltración, se produce un almacenamiento superficial que primero llena las depresiones del terreno, conformando el **almacenamiento de retención**. Luego que las depresiones se han llenado se inicia el **almacenamiento detención**, el cual genera el escurrimiento. Lo anterior es importante conocerlo ya que indica que la escorrentía no sólo depende de la infiltración sino del micro relieve. La tasa de escurrimiento dependerá del volumen del almacenamiento de detención y de la pendiente y rugosidad del terreno.

En cuencas de suelos muy permeables, de cobertura densa y de poca pendiente, el escurrimiento es muy pequeño, por el contrario, en suelos arcillosos y con poca cobertura el escurrimiento es mayor; lo anterior es de suma importancia conocerlo ya que la escorrentía es el principal factor en la erosión de los suelos.

#### 4.1.2. El flujo sub-superficial.

Está constituido por el flujo lateral desde la zona de humedad del suelo. Luego de la infiltración el agua en el suelo continúa moviéndose en función de los gradientes hídricos, especialmente el gradiente vertical y si se encuentra con una capa relativamente impermeable, se produce un flujo lateral el cual culmina con su intercepción por los cauces. El flujo subsuperficial es muy importante en cuencas con suelos permeables y estratificados. Junto con el escurrimiento conforma el llamado **flujo rápido** (“quick flow” en inglés) y que generalmente se considera como **escorrentía directa**.

#### **4.1.3 Flujo subterráneo.**

El flujo subterráneo está conformado por el agua que fluye desde el almacenamiento del agua subterránea hacia los cauces. Este ocurre cuando los cauces interceptan el agua subterránea, ya sea desde el nivel freático como de acuíferos más profundos. Este flujo es llamado **flujo base** o **caudal base**. El flujo base ocurre siempre que exista un almacenamiento subterráneo. El caudal mínimo de un cauce es llamado **caudal de estiaje**.

#### **4.2 Medición de la escorrentía.**

La medición de la escorrentía requiere de tres actividades: a) aforos, b) registro de niveles y c) determinación de las relaciones nivel-gasto. Los **aforos** se refieren a la medición de la escorrentía en un momento dado y en un lugar determinado. Los **registros de niveles** consisten en la medición y tabulación continua de los niveles de los cauces. La determinación de las relaciones nivel-gasto consiste en la preparación de curvas o ecuaciones para determinar el gasto o caudal a partir de los niveles medidos. En el anexo C se describe en más detalle algunos métodos de medición.

##### **4.2.1. Los aforos.**

Un aforo es la medición del caudal instantáneo de un cauce. Existen varios métodos de medición de la escorrentía los cuales se basan en diferentes principios físicos. Los métodos existentes se pueden catalogar en cuatro categorías: a) aforadores, b) velocidad – área, c) aforos químicos y d) ultrasonido. El método más sencillo es el aforo volumétrico, el cual se puede realizar en cauces muy pequeños.

Los **aforadores** son estructuras hidráulicas que permiten determinar el flujo en cauces y canales. Estos aparatos tienen la ventaja de su fácil uso, sin embargo sólo pueden ser utilizados en cauces medianos y pequeños. Los principales aforadores son:

- Canaletas (Parshall, RBC, Balloffet, Cutthroat, etc)
- Vertederos (triangular, rectangular)
- Orificios

La figura 4.1 muestra varios tipos de aforadores.

El método de **Velocidad - Área** consiste en medir la velocidad del cauce con un **correntímetro** o con un **flotante** y luego se multiplica la velocidad por el área de la sección del cauce para obtener el caudal. Este método es el más utilizado en ríos medianos y grandes. En cauces muy pequeños es difícil obtener buenos resultados. La figura 4.2 muestra un esquema del método.

## MÉTODOS DE AFORO



VOLUMETRICO



VERTEDERO RECTANGULAR



AFORADOR PARSHALL



CANALETA RBC



VERTEDERO TRIANGULAR

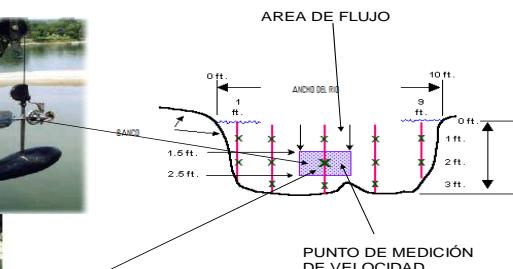
Figura 4.1 Diferentes tipos de Aforadores

## METODO AREA VELOCIDAD

### CORRENTIMETROS



### AREA DE FLUJO



$$\text{CAUDAL} = \text{VELOCIDAD} \times \text{AREA DE FLUJO}$$

Figura 4.2 Método de aforo: Velocidad - Área

Los **aforos químicos** consisten en la utilización de **trazadores** que son vertidos aguas arriba del punto de medición y luego en el sitio de medición se mide la concentración de la sustancia utilizada. El caudal será proporcional a la dilución experimentada. Este método es utilizado en cauces muy turbulentos donde otros métodos no funcionan bien.

Los **métodos de ultrasonido** son utilizados generalmente en tuberías y estiman la velocidad del flujo, la cual al multiplicarla por el área del conducto proporciona el caudal.

#### 4.2.2. El registro de niveles.

Cualquiera que sea el método de aforo, este no puede utilizarse continuamente. Para poder tener un registro continuo de la escorrentía es necesario medir el nivel del cauce mediante la colocación de **miras** o de **limnígrafos**. Los niveles son correlacionados con los gastos mediante la utilización de gráficos o ecuaciones.

Las miras son reglas graduadas que se colocan de tal manera que puedan leerse cualquier nivel del río. Por lo general se colocan de manera escalonada en los taludes del cauce. Los limnígrafos son aparatos que registran continuamente los niveles del curso de agua. Estos consisten de un sistema de tuberías que conectan el cauce con un **pozo de amortiguación** dentro del cual se coloca un **flotador** que asciende o desciende de acuerdo a las fluctuaciones de los niveles del río. Conectado al flotador se coloca un aparato registrador que dibuja un gráfico de los niveles o el **limnograma**.

Actualmente existen limnígrafos basados en diferentes principios y que registran los niveles en forma digital, teniendo la capacidad de almacenar y transmitir los datos. En el Anexo C se detalla el uso de estos aparatos. La figura 4.3 muestra un esquema de una estación limnimétrica.



#### **4.2.3. Relación Nivel - Gasto.**

Para poder transformar los niveles registrados en caudales o gastos, es necesario establecer correlaciones entre el gasto y los niveles. Esto se logra mediante la confección de gráficos de gastos versus niveles. Para obtener esos gráficos es necesario realizar aforos a diferentes niveles del río. Para automatizar los cálculos se pueden utilizar métodos de ajuste de curvas y así utilizar ecuaciones. En el caso de utilizar aforadores o vertederos, las relaciones nivel - gasto obedecen a ecuaciones exactas.

### **4.3 Análisis de la información.**

Como fue mencionado en el capítulo 3, el análisis de la información consiste en la manipulación de la información con la finalidad de adecuarla a las necesidades del usuario. De esa manera los valores de escorrentía pueden ser presentados a escala anual, mensual, diaria o de eventos. La información menos detallada consistirá en valores promedio de los **caudales medios y mínimos**, los cuales pueden regionalizarse en figuras o mapas de **rendimiento de cuencas**. Los valores máximos pueden ser presentados mediante **curvas de frecuencia de caudales** y los valores medios en la forma de **curvas de duración de caudales**.

#### **4.3.1. Caudales medios y mínimos.**

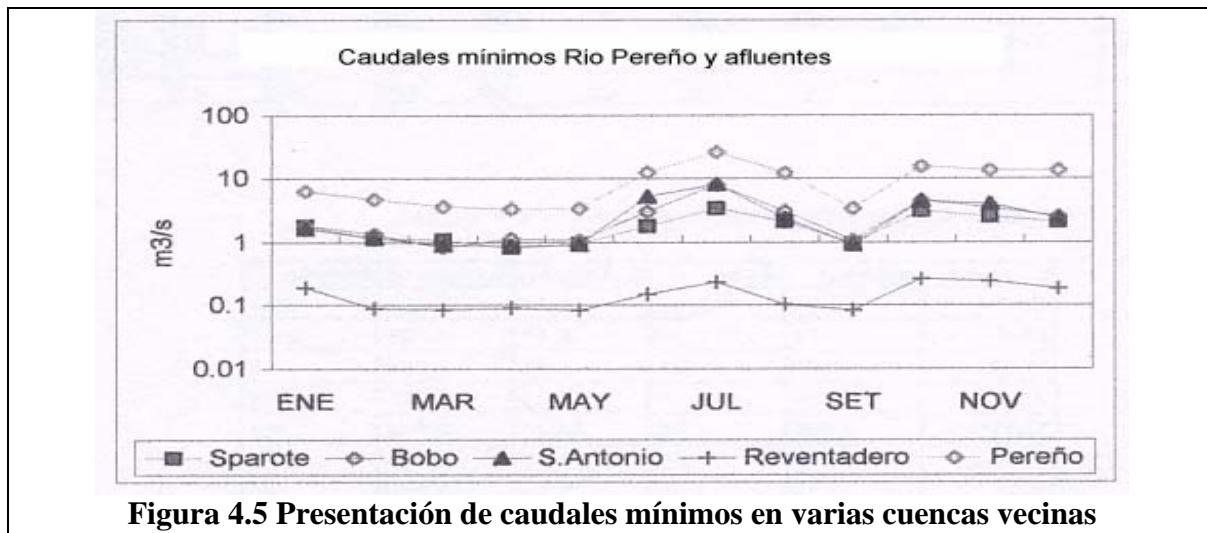
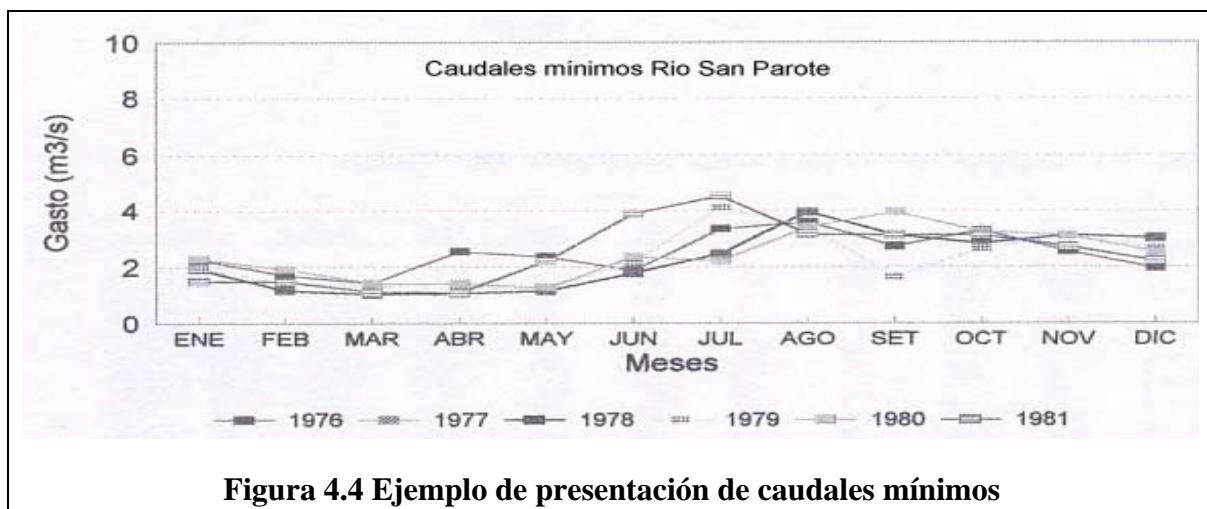
Del análisis de la información se pueden obtener valores de caudales medios y mínimos. Estos pueden presentarse como valores mensuales y anuales, para una estación en particular o para varias estaciones. El cuadro 4.1 muestra una forma de presentar los valores medios mensuales y el cuadro 4.2 muestra valores mínimos. Cuando se cuenta con información para varias cuencas de una región, la información puede presentarse de forma regional para poder hacer comparaciones entre cuencas y para la estimación de caudales. La figura 4.4 muestra los caudales mínimos para diferentes años. La figura 4.5 muestra la información de caudales mínimos para diferentes ríos dentro de la misma cuenca. La figura 4.6 muestra las relaciones entre caudales mínimos y medios y el área de la cuenca.

**Cuadro 4.1 Caudales medios para el Río San Parote, Edo. Táchira.**

MES	Años								min	med
	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983		
ENE	2.615	1.88	2.12	2.09	2.76	1.98	2.155	2.745	1.5	2.293125
FEB	1.755	1.145	1.365	1.46	2.52	1.51	1.635	1.376	1.14	1.59575
MAR	2.315	1.145	1.07	1.415	1.68	1.23	1.755	1.72	1.04	1.54125
ABR	2.55	1.032	1.43	1.445	1.53	2.215	1.9025	2.04	0.824	1.715933
MAY	2.525	1.083	1.21	1.795	2.365	2.365	4.58	3.305	0.946	2.4035
JUN	2.41	2	2.26	2.22	2.685	4.545	3.565	3.39	1.78	2.850667
JUL	3.455	3.465	2.86	4.56	2.725	4.73	2.37	2.76	2.22	3.48
AGO	3.995	2.735	5.115	3.595	3.56	3.195	5.18	3.9	2.08	3.819286
SET	3.005	3.4	4.29	2.385	4.2	3.745	3.56	6.26	1.65	3.695333
OCT	3.485	4.79	2.955	3.35	3.24	3.28	5.52	4.59	2.66	3.899286
NOV	2.725	2.78	3.53	4.475	3.23	2.89	4.72	4.37	2.52	3.453571
DIC	2.23	2.62	3.185	4.165	2.55	2.525	4.045	3.32	1.95	3.064

Cuadro 4.2 Caudales mínimos: Rio Pereño y afluentes.

Cuencas	Sparote	Bobo	S.Antonio	Reventadero	Pereño
ENE	1.82	1.83	1.65	0.186	6.3
FEB	1.14	1.32	1.18	0.088	4.67
MAR	1.09	0.841	0.91	0.084	3.61
ABR	0.824	1.15	0.87	0.089	3.34
MAY	0.946	1.06	0.925	0.082	3.4
JUN	1.78	3.02	5.22	0.146	12.4
JUL	3.37	7.91	8.14	0.229	26
AGO	2.08	3.08	2.37	0.101	12.1
SET	0.946	1.06	0.925	0.082	3.4
OCT	3.12	4.44	4.43	0.261	15.3
NOV	2.52	3.48	3.97	0.238	13.44
DIC	2.11	2.53	2.41	0.182	13.4



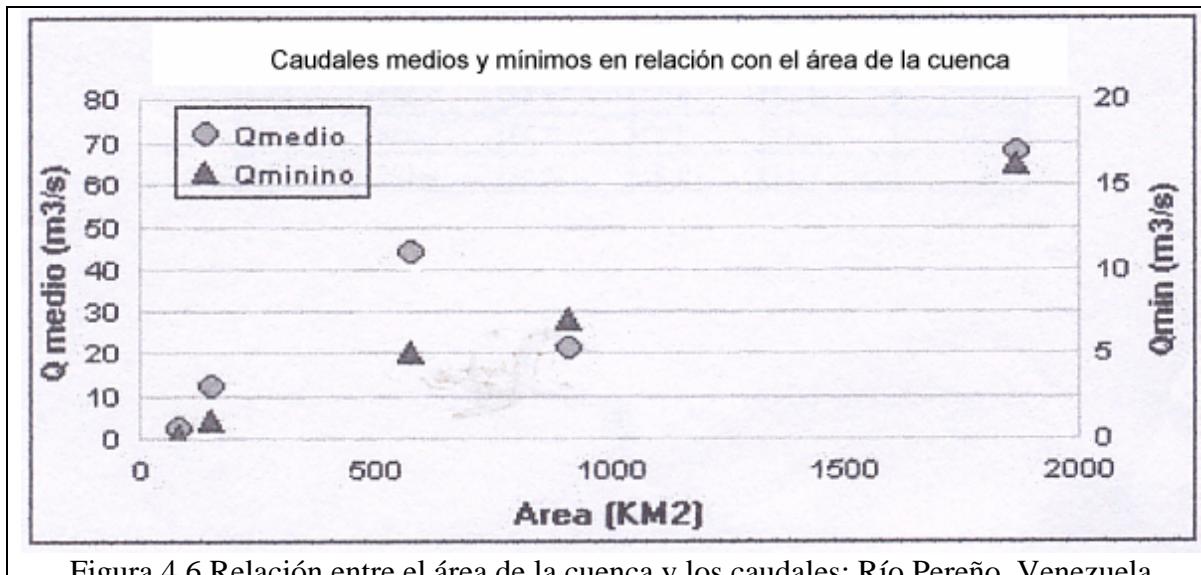


Figura 4.6 Relación entre el área de la cuenca y los caudales: Río Pereño, Venezuela

#### 4.3.2. Rendimiento de Cuencas.

Una forma de presentar la información de escorrentía es mediante cuadros, mapas y figuras representando el rendimiento de las cuencas. El rendimiento se puede expresar en términos de litros por segundo por Km<sup>2</sup> (lps/Km<sup>2</sup>). La figura 4.7 presenta este tipo de información. Esta información es útil para planificación y clasificación de cuencas.

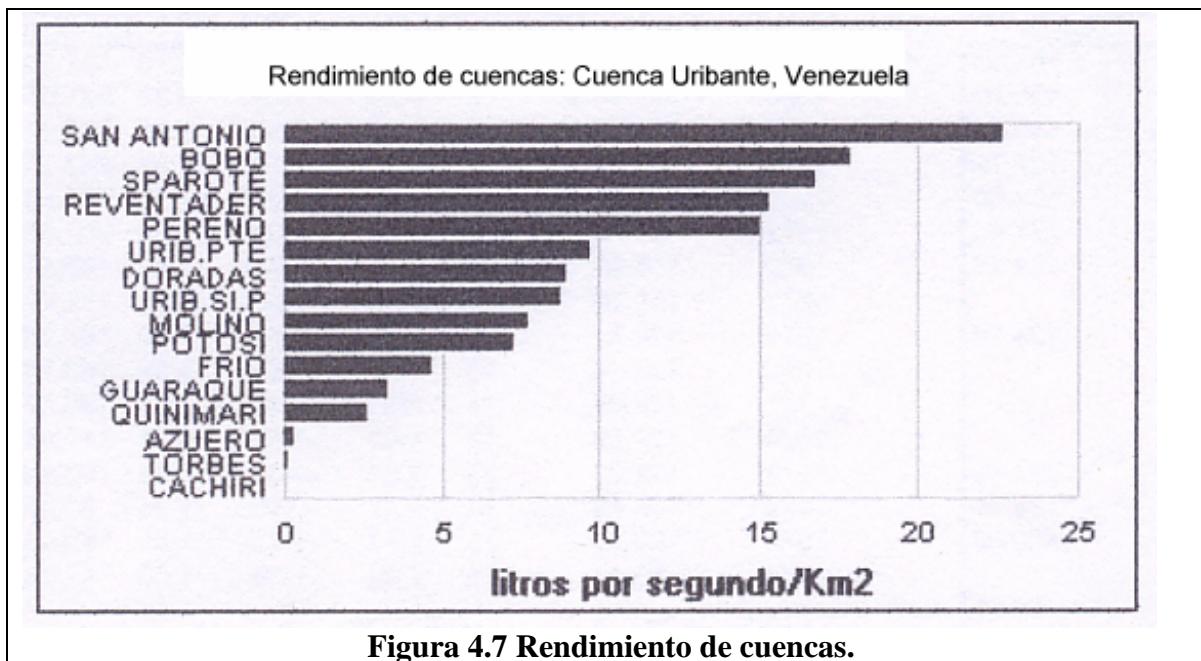


Figura 4.7 Rendimiento de cuencas.

#### 4.3.3. Curva de Frecuencia de caudales.

La curva de frecuencia de caudales se refiere, por lo general, a las crecidas máximas. Esta curva se elabora mediante la recopilación de valores máximos anuales para

el período de registro. Con esa información se realiza un estudio de probabilidad de ocurrencia o de frecuencia. Para ello se ordenan los valores en orden decreciente y se calculan sus probabilidades. El procedimiento a seguir es el siguiente:

- a) Recopilación de la información.

Se recopilan los datos de crecidas máximas anuales y se prepara un cuadro de los mismos tal como se muestra en el cuadro 4.3.

- b) Los valores se ordenan de forma decreciente y se calcula el **período de retorno** o **tiempo de recurrencia**, TR. Para cada uno de los valores. El valor de TR se calcula como:

$$TR = \frac{n+1}{m} \quad (4.1)$$

en donde:

TR = es el período de retorno en años

n = es el número de años del registro (o el número de valores)

m = el orden de magnitud del valor (m=1 para el mayor valor).

En el cuadro 4.3 se presenta un ejemplo.

- c) Se grafican los valores de TR versus qmax en papel de probabilidades de Gumbel y se traza la recta que mejor se ajuste a los valores. La figura insertada en el cuadro 4.3 muestra un ejemplo de la curva de frecuencia.

Cuando el registro es corto, pero mayor de 5 años, se pueden extender los registros utilizando correlaciones con estaciones vecinas. De esta manera se modifican los valores de TR propiciando un mejor ajuste y una mejor estimación. Al elaborar la curva de frecuencia, sólo se grafican los valores medidos. Cabe destacar que como la curva de frecuencia se elabora en base a probabilidades, no importa que los datos sean discontinuos; lo importante es la longitud del registro. El cuadro 4.4 muestra los valores de crecidas máximas para varias estaciones vecinas indicando que las grandes diferencias en períodos de registro. La figura 4.8 muestra las correlaciones entre varias de esas estaciones. Aunque los ajustes no son excelentes, por lo menos se puede estimar el orden de magnitud a fin de corregir los valores de TR.

Cuadro 4.3 .Calculo de la Curva de Frecuencia de Caudales: Río El Molino

DATOS ORIGINALES

ANO	QMAX
	M3S
1971	184.90
1972	150.50
1973	118.00
1974	107.70
1975	103.60
1976	521.04
1977	254.77
1978	
1979	134.74
1980	
1981	
1982	
1983	234.46
1984	189.56
1985	130.09
1986	
1987	55.11
1988	305.46
1989	127.92
1990	155.96
1991	
1992	134.04
max	521.04

Método Analítico (Gumbell)		
Promedio		181.741
Desviación Estándar		106.651
Alfa	A	0.01201
Beta	B	133.748
TR	2	164.262
TR	25	400.044
TR	50	458.607
TR	100	516.737
Qx2/Qx100		0.31788
Área		917
Q100/área		0.56351

qx100      1600 gráfico

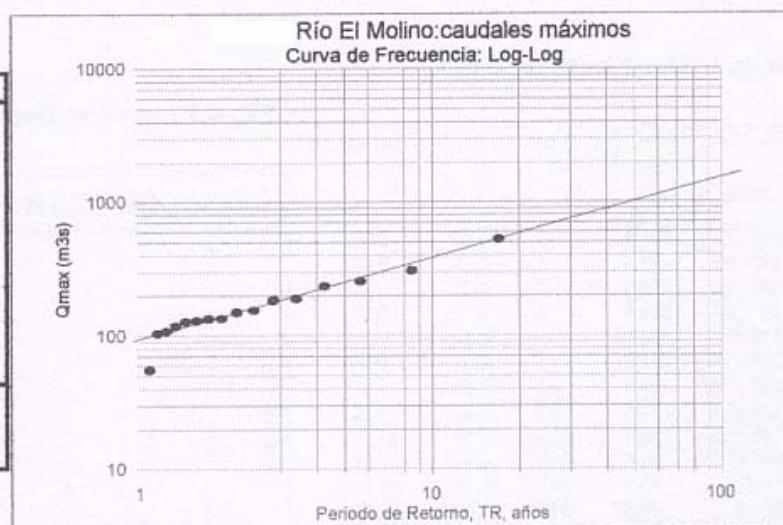
Notas:

- 1 año de ocurrencia
- 2 valor máximo
- 3 número de orden
- 4 Frecuencia teórica

DATOS ORDENADOS Y CALCULO DE FRECUENCIA

1	2	3	4	5	6	7	8
ANO	QMAX	m	TR	Factor	TR	Qx calculado	Gumbel Log-Log
	M3S		ANOS	Frec (K)	calc		
1976	521.04	1	17.00	3.18	105.79	367.12	523.57
1988	305.46	2	8.50	1.16	8.39	306.76	340.44
1977	254.77	3	5.67	0.68	4.81	270.21	264.66
1983	234.46	4	4.25	0.49	3.88	243.29	221.36
1984	189.56	5	3.40	0.07	2.50	221.56	192.72
1971	184.90	6	2.83	0.03	2.39	202.99	172.09
1990	155.96	7	2.43	-0.24	1.87	186.51	156.38
1972	150.50	8	2.13	-0.29	1.79	171.43	143.93
1979	134.74	9	1.89	-0.44	1.59	157.28	133.78
1992	134.04	10	1.70	-0.45	1.59	143.70	125.31
1985	130.09	11	1.55	-0.48	1.54	130.37	118.11
1989	127.92	12	1.42	-0.50	1.52	116.94	111.89
1973	118.00	13	1.31	-0.60	1.43	102.99	106.47
1974	107.70	14	1.21	-0.69	1.34	87.89	101.68
1975	103.60	15	1.13	-0.73	1.31	70.40	97.41
1987	55.11	16	1.06	-1.19	1.08	47.04	93.59

para TR=      100      516.74      1573.51



5 Factor de Frecuencia

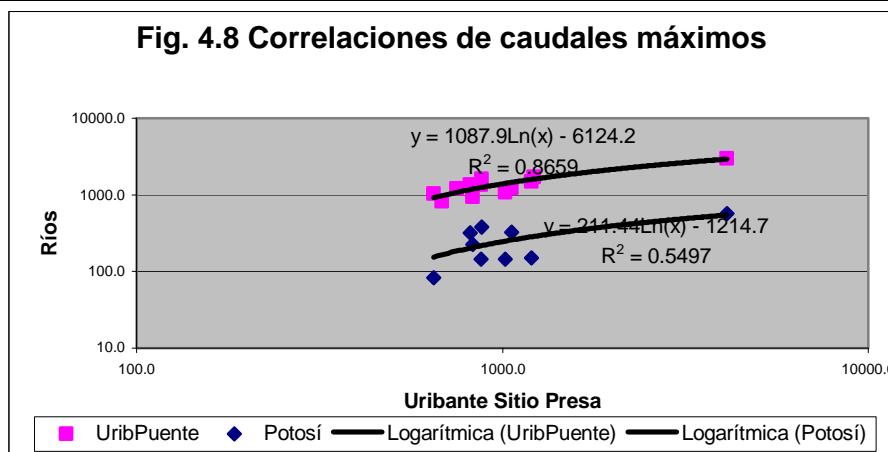
6 TR calculado

7 Qmax calculada por método analítico

8 Qmax calculado gráficamente (Fig C1)

**Cuadro 4.4 Crecidas máximas anuales para ríos de la cuenca del Uribante**

AÑO	Doradas	Navay	Potosi	Quinimari	Torbes	Urib PU	Molino	UrSP	UrLaHor	Guaraque
1962						2479.0				
1963	495.0					3459.0				
1964	505.0				193.0	3305.0				
1965	471.0				119.0	2575.0				
1966	368.0				82.8	3500.0				
1967					94.7					
1968	433.0				116.2	2212.0				
1969	346.0			791.0	126.0	2875.0				
1970	795.0			860.0	97.6	2750.0				27.90
1971	692.6		183.7	332.8	150.1	1965.6	184.90			27.90
1972	755.0		379.8	716.0	315.0	1601.1	150.50	877.80		25.45
1973	810.9		322.5	508.0	222.0	1219.7	118.00	1058.50		12.24
1974	586.7		566.3	368.5	94.0	3003.3	107.70	4108.00		10.90
1975	621.5		224.1	315.9	79.3	945.4	103.60	828.14		
1976	699.4		319.8	640.8	295.9	1360.7	521.04	816.39	935.81	
1977	1418.3		150.6	450.0	57.0	1492.1	254.77	1202.83		
1978						1687.9		1219.32		
1979	765.7		144.4	377.3		1075.5	134.74	1019.67	689.24	
1980	1327.5	88.5	146.4	600.2	60.3	1353.2		872.66	1149.03	
1981	1010.9	101.0	82.5	729.8		1035.6		649.03	755.05	
1982	1042.1	123.8		606.1		1213.9		749.79	598.56	
1983	942.5	100.5		698.1		823.8	234.46	684.92	1398.51	
1984	1493.2	111.3		265.4		721.4	189.56		689.24	
1985	980.2			483.5		678.2	130.09			
1986	1042.1			581.3		1271.6				
1987	1016.0			354.0		1293.6	55.11			
1988	1616.4			274.6		1445.1	305.46			
1989	1221.9	109.0				1468.5	127.92			
1990	849.2	152.3				994.0	155.96			



#### **4.3.4 Curva de Duración de caudales.**

La curva de duración de caudales indica los caudales para una cierta probabilidad, en términos de **porcentaje del tiempo**, en ese sentido, los caudales mayores tienen menos probabilidad de ocurrir durante un año, o sea que se presentan en un porcentaje del tiempo menor que los caudales mínimos. Su importancia consiste en que las curvas se pueden utilizar en la planificación y diseño de obras de abastecimiento de agua.

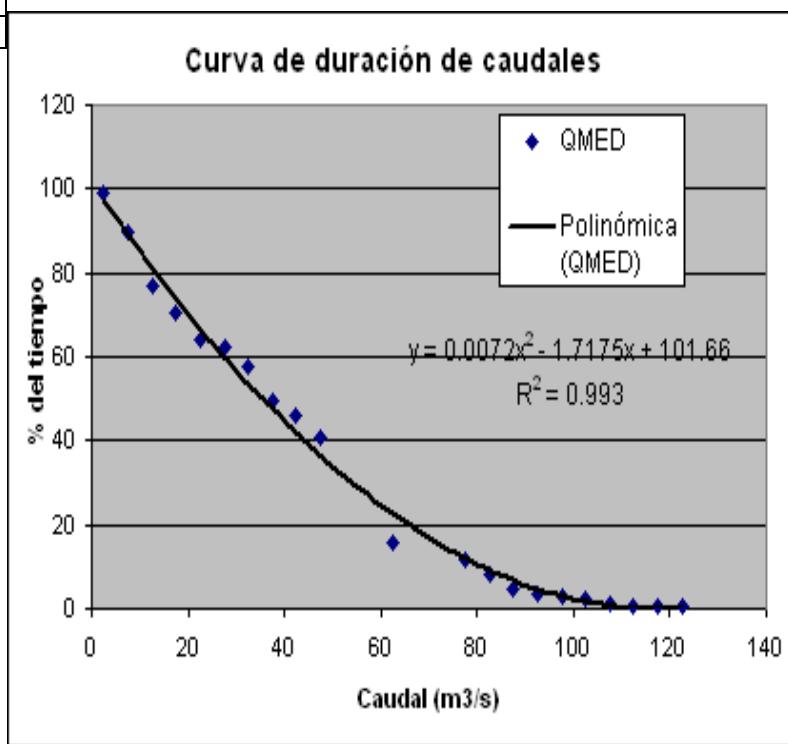
El procedimiento de obtención de la curva de duración de caudales es el siguiente:

- a) Se recopilan y tabulan los datos de la estación de medición. Estos pueden ser datos diarios o mensuales, de acuerdo a la información disponible o el grado de exactitud que se requiera.
- b) De acuerdo al rango total de valores observados, se establecen entre 10 y 20 rangos o intervalos de valores. Estos rangos serán mayores para los caudales mayores y menores para caudales menores. Por ejemplo si el caudal mayor observado es de  $1500 \text{ m}^3/\text{s}$  y el menor de  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ , los rangos mayores pueden ser de  $100 \text{ m}^3/\text{s}$  reduciéndolos en la medida en que los valores sean menores; en éstos, los rangos serán de  $20$  o  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- c) Se prepara una tabla similar a la que aparece en el cuadro 4.5. En la primera columna se entran los rangos. En la segunda columna se entra el valor medio de cada rango. Luego se cuenta el número de observaciones que ocurre dentro de cada rango y se tabula en la tercera columna.
- d) En la cuarta columna se calcula el porcentaje de ocurrencia sobre el número total de valores observados. En la quinta columna se calcula el porcentaje acumulado el cual representa el porcentaje del tiempo en el cual ocurre un caudal mayor o igual al valor medio del rango.
- e) Con los valores de la quinta columna y el valor medio del intervalo, se prepara un gráfico que representa la curva de duración, tal como lo muestra la figura incluida en el cuadro.
- f) Del cuadro 4.5 puede deducirse que los valores de los caudales para 50, 80 y 90 por ciento del tiempo son:  $34.4$ ,  $11.9$  y  $7.9 \text{ m}^3/\text{s}$ , respectivamente. Los valores del cuadro indican que el promedio es de  $43.8 \text{ m}^3/\text{s}$  y el valor mínimo es de  $3.4 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Cuadro 4.5 Obtención de la curva de duración de caudales. Caudales medios Río Acequia, Venezuela

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1970	14.5	13.7	10.5	33.5	44.4	74.7	87.9	86.1	62.6	57.1	46.8	26.3
1971	17.7	11.7	13.9	17.6	37.1	39.9	51.1	80.6	69.9	44.6	39.5	22.0
1972	45.6	24.0	34.3	79.2	92.5	67.4	70.0	79.7	65.0	49.5	37.5	16.7
1973	10.1	7.1	7.4	12.0	25.1	38.3	70.9	56.4	78.2	76.9	47.2	23.3
1974	14.2	11.4	10.6	33.1	45.7	29.6	37.1	66.4	60.8	62.6	36.6	17.4
1975	5.1	3.4	10.7	7.3	28.8	40.4	38.8	68.9	69.2	60.0	47.1	22.9
1976	10.0	7.0	19.3	30.0	45.0	81.0	86.8	79.9	49.9	39.3	36.6	20.9
1977	7.9	5.4	6.9	14.5	43.6	69.9	83.2	70.9	61.8	51.6	37.0	11.7
1978	6.7	4.9	7.2	39.9	56.6	112.6	69.6	75.4	75.4	42.0	30.6	19.2
1979	7.1	5.4	11.1	24.4	36.2	90.8	82.4	61.7	52.1	72.4	52.9	36.0
1980	16.5	9.1	6.3	18.0	66.9	105.1	82.5	85.5	88.9	69.7	51.6	23.6
1981	11.3	13.2	23.6	74.9	107.5	142.7	76.3	72.0	81.5	56.9	38.2	23.3
1982	12.9	13.6	13.6	57.5	82.9	104.9	85.2	66.8	68.2	61.2	30.9	18.6
1983	11.4	17.2	13.9	47.7	96.4	112.5	115.9	95.2	83.5	68.0	35.6	28.8
1984	15.6	14.5	10.3	14.6	21.7	42.9	64.5	93.7	85.3	54.6	35.3	20.1
1985	11.3	7.2	14.8	16.2	43.2	46.9	51.6	87.3	61.5	51.4	51.2	36.3
1986	14.9	10.4	15.6	43.1	53.1	85.2	94.2	72.7	80.2	74.9	69.0	22.8
1987	13.5	9.4	10.7	17.7	34.1	45.5	72.0	73.6	51.9	57.8	36.8	18.3
1988	9.4	7.1	4.8	10.2	30.5	44.5	68.3	64.1	106.1	57.2	64.0	23.4
1989	14.5	10.0	8.7	9.0	36.8	38.1	58.6	57.2	61.7	69.7	34.1	23.4
1990	13.4	20.9	36.5	38.4	78.8	86.1	67.8	64.8	49.5	56.9	49.1	27.8
1991	11.7	6.7	10.9	23.8	19.8	42.3	59.5	73.7	77.3	60.1	34.0	18.1
1992	10.1	7.6	9.0	17.3	40.8	70.3	69.8	76.9	66.7	46.1	33.1	22.0
1993	12.3	7.6	8.7	30.8	58.3	75.9	72.5	66.8	72.8	48.9	32.7	22.0
PROM	13.2	10.4	13.3	29.6	51.1	70.3	71.5	74.0	70.0	57.9	42.0	22.7
MAX	45.6	24.0	36.5	79.2	107.5	142.7	115.9	95.2	106.1	76.9	69.0	36.3
MIN	5.1	3.4	4.8	7.3	19.8	29.6	37.1	56.4	49.5	39.3	30.6	11.7

RANGO	QMED	CASOS	PROB	Procum
M3/s	rango		Q<que	



#### 4.3.4 Análisis de Hidrogramas.

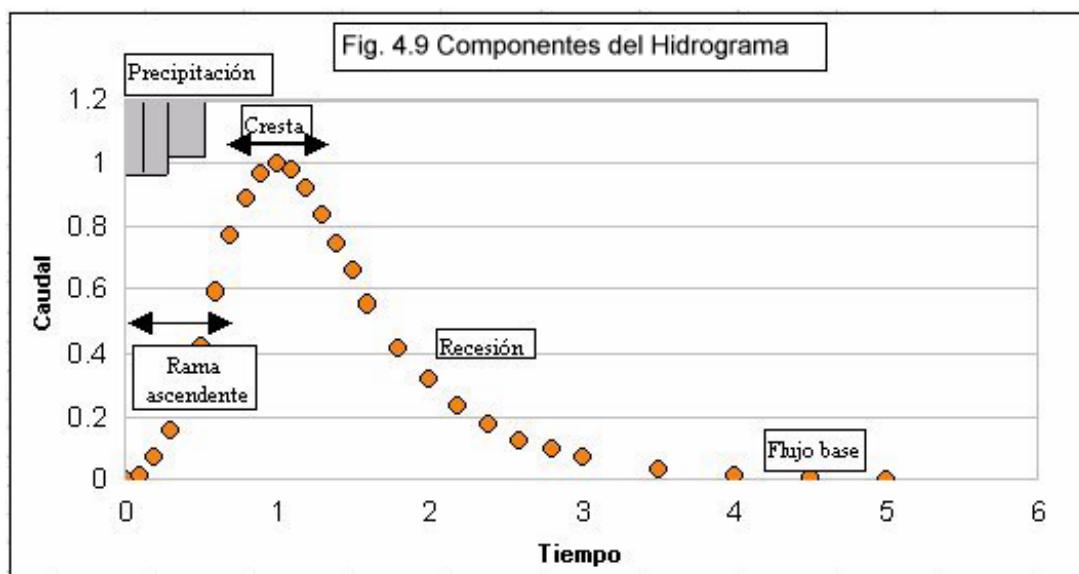
Los análisis anteriores se refieren a la información registrada a escala diaria o mayor. Para otro tipo de uso, tal como estimar crecidas máximas o desarrollar metodologías que requieran información más detallada, es necesario **realizar análisis de Hidrogramas**. Esto implica trabajar con eventos los cuales, de acuerdo al tamaño de la cuenca, pueden tener duraciones de horas o minutos.

#### 4.4 El Hidrograma.

El hidrograma es una representación gráfica de la escorrentía en función del tiempo. Este puede representar la escorrentía para un período largo, una serie de eventos o un evento en particular. Por lo general el análisis de hidrogramas se realiza para un solo evento. El hidrograma de escorrentía es importante en el análisis de la respuesta de la cuenca a un cierto evento de precipitación. La figura 4.9 representa un hidrograma con su respectivo hietograma o diagrama de precipitación. Esa forma de presentación facilita el análisis de los hidrogramas.

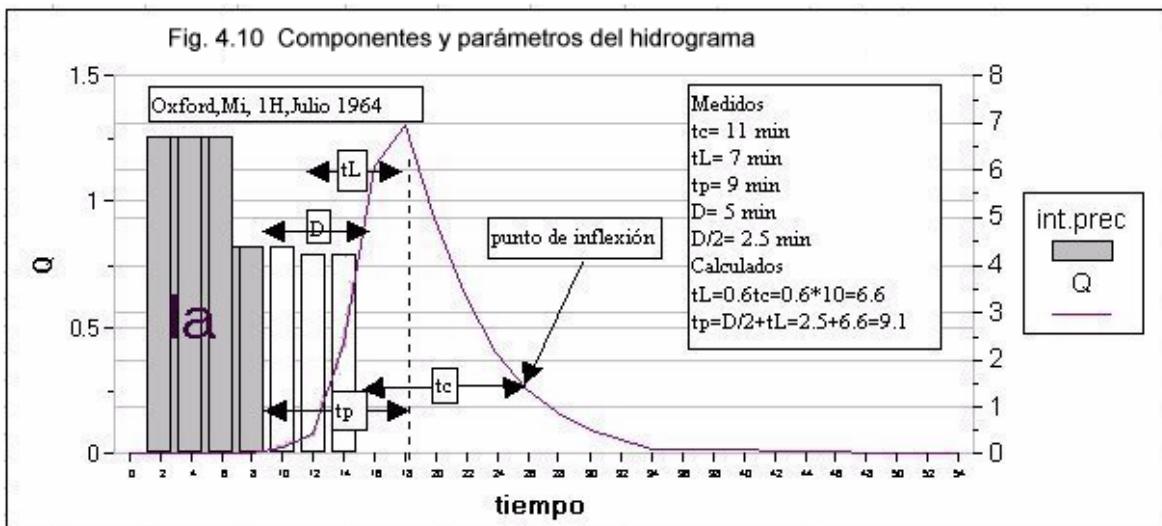
##### Componentes del hidrograma.

En la figura 4.9 se pueden apreciar los componentes del hidrograma: el limbo o rama ascendente, el pico, la recesión y el caudal base. El **limbo ascendente** representa la porción de concentración del flujo cuando sólo parte de la cuenca está contribuyendo a la escorrentía. En el tiempo de concentración toda la cuenca contribuye y se puede llegar al **pico del hidrograma**, el cual se corresponde con el valor máximo de la tasa de escorrentía. Al disminuir la lluvia, o al cesar la misma, se inicia la **recesión** la cual culmina cuando la escorrentía regresa a la tasa mínima o **flujo base**.



## Factores que afectan la forma y magnitud del hidrograma.

Los factores que afectan la forma y magnitud del hidrograma son: el área de la cuenca, la longitud del cauce, la pendiente del mismo, la cobertura y rugosidad del terreno, las características de la tormenta y la infiltración. Esos factores determinan los diferentes parámetros de forma del hidrograma. Los parámetros básicos del hidrograma son: el pico, tiempo al pico, tiempo de recesión, tiempo base y el volumen de la escorrentía. Adicionalmente se pueden calcular otros parámetros como son: la precipitación efectiva, el tiempo de retardo, los puntos de inflexión y el tiempo de concentración. La figura 4.10 muestra todos los parámetros de forma de un hidrograma.



El **pico del hidrograma**,  $q_p$ , es el valor máximo de la escorrentía. El **tiempo al pico**,  $t_p$ , es el tiempo entre el inicio de la escorrentía y la ocurrencia del pico. El **tiempo de recesión**,  $t_r$ , es el tiempo desde el inicio de la recesión hasta el final de la misma. El **tiempo base**,  $t_b$ , es el tiempo total del hidrograma. El **volumen de la escorrentía**,  $Q$ , es el área debajo del hidrograma y generalmente se expresa en milímetros.

La **precipitación efectiva**,  $Pe$ , es la porción de la precipitación que se transforma en escurrimiento. Esta comienza luego después que la tasa de infiltración sea menor que la intensidad de lluvia y termina cuando la intensidad de la lluvia se vuelva a ser menor que la tasa de infiltración. En los hidrogramas sencillos, o de un solo pico, la precipitación efectiva es continua. En hidrogramas complejos, puede no ser continua. El tiempo transcurrido entre el inicio y el final de la lluvia efectiva se denomina: **duración de la precipitación efectiva**,  $D$ . La porción de la precipitación que ocurre antes del inicio de la escorrentía se denomina como las **abstracciones iniciales**,  $I_a$ .

El **tiempo de retardo**,  $t_L$ , es el tiempo entre la mitad de la duración de la lluvia efectiva,  $D/2$ , y el tiempo al pico. Los **puntos de inflexión** ocurren en la recesión y coinciden con los cambios de dirección de la curva de recesión. El primer punto de recesión indica el fin del escurrimiento y el segundo el fin de la escorrentía directa. El **tiempo de concentración**,  $t_c$ , es el tiempo entre el final de la lluvia efectiva y el pico.

**concentración,  $t_c$** , puede considerarse como el tiempo entre el final de la lluvia efectiva y el primer punto de inflexión.

#### **4.5 El Hidrograma Unitario.**

El hidrograma de escorrentía de un evento representa la respuesta de la cuenca a la característica de la lluvia que lo produce y a las condiciones de la cuenca para el momento del mismo. Basándose en lo anterior, se puede deducir que dos eventos con las mismas características deben producir hidrogramas iguales, si las condiciones de la cuenca son las mismas. Por otro lado, el volumen de la escorrentía directa del evento es generado por la lluvia efectiva, la cual es igual a la precipitación menos la intercepción e infiltración. Basado en lo anterior, se ha desarrollado el concepto del hidrograma unitario.

El hidrograma unitario es aquel producido por una lluvia efectiva unitaria, expresada en milímetros. Explicado de otra manera, es el hidrograma producido por una lluvia efectiva de un milímetro. El hidrograma unitario conceptual implica que la lluvia se distribuye uniformemente sobre la cuenca. Las figuras presentan un hidrograma natural y su correspondiente hidrograma unitario.

#### **Utilización de los hidrogramas Unitarios.**

El hidrograma unitario es de gran utilidad ya que permite estimar la escorrentía, sobre la base de la precipitación, sin necesidad de contar con largos registros de escorrentía. Los hidrogramas unitarios pueden ser utilizados para diferentes fines tales como: a) comparación de cuencas; b) desarrollo de métodos de estimación de escorrentía; c) cálculo de crecidas máximas y d) desarrollo de modelos hidrológicos.

##### **4.5.1 Obtención del Hidrograma Unitario.**

Para la obtención de un hidrograma unitario, se deben realizar los siguientes pasos: a) escogencia del evento; b) separación de la escorrentía directa, c) obtención del volumen de la escorrentía directa, d) obtención de la precipitación efectiva, e) obtención de la duración de la lluvia efectiva y f) obtención del hidrograma unitario.

###### **a) Escogencia del evento.**

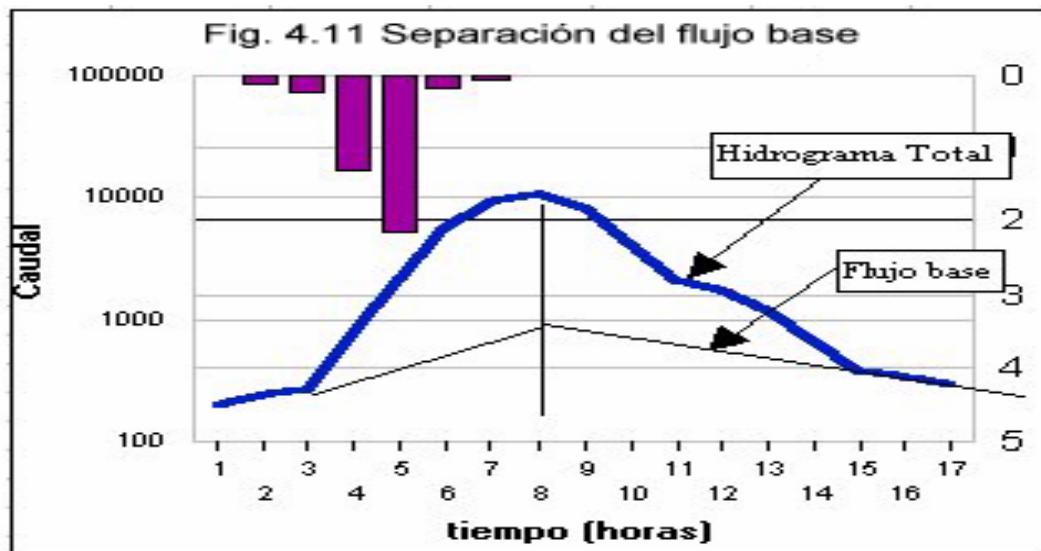
Cuando se cuenta con muchos eventos, se deben seleccionar aquellos que permitan un fácil y más preciso análisis. Se deben preferir los hidrogramas sencillos, o de un solo pico, para evitar tediosos procedimientos de separación de hidrogramas.

###### **b) Separación de la escorrentía directa.**

Como el hidrograma unitario se refiere a la escorrentía directa, se requiere separar el componente de agua subterránea, o caudal base del hidrograma de escorrentía total. Para ello es necesario utilizar métodos especializados. En la literatura aparecen muchos métodos de separación de la escorrentía directa. Se ha escogido el método de separación utilizando papel semi-logarítmico por ser uno de los más sencillos. El procedimiento es el siguiente:

- Se grafica el hidrograma total en papel semi-log con el caudal en el eje logarítmico y el tiempo en escala normal. De esta manera el hidrograma se presenta como líneas rectas.
- Se extiende la línea del flujo base de la recesión, hasta el tiempo al pico.
- Se extiende la línea del flujo base inicial hasta el punto anterior. Los líneas trazadas delimitan el flujo base

La figura 4.11 muestra la forma gráfica de realizar la separación del flujo base.



### c) Cálculo de la escorrentía directa.

Una vez lograda esa separación, se determina el valor del flujo base para cada punto del hidrograma. Luego se obtiene el valor de la escorrentía directa restando el flujo base del hidrograma total. Se determina el volumen de la escorrentía planimetrando el área del hidrograma de escorrentía directa o de forma analítica. El cuadro 4.6 muestra la forma de cálculo. En ese caso para una cuenca de  $1200 \text{ Km}^2$  la lámina obtenida fue de 3.5 mm.

### d) Obtención de la lluvia efectiva.

Para la obtención de la lluvia efectiva se utilizan diversos métodos para estimar la infiltración. El método más conocido es el índice  $\Phi$  el cual representa una tasa constante de infiltración. Otra forma es la de trazar una curva de infiltración. En cualquiera de los casos, la precipitación efectiva comienza a partir del inicio de la escorrentía. Toda la lluvia ocurrida antes del inicio de la escorrentía, se considera como infiltración. Para el trazado de la infiltración, se desplaza la curva de infiltración de tal manera que la parte del hietograma ubicada por encima de la curva de infiltración, tenga un volumen igual al volumen de la escorrentía.

#### **e) Obtención de la duración de la lluvia efectiva.**

La duración de la lluvia efectiva se toma como aquella definida por la curva de infiltración y representa el tiempo durante el cual la precipitación es superior a la infiltración. En la práctica, esto se logra por tanteo, tal como se demuestra en el cuadro 4.6.

#### **f) Obtención del hidrograma unitario.**

El hidrograma unitario se obtiene dividiendo cada ordenada del hidrograma original por el volumen de escorrentía como se demuestra en el cuadro 4.6. El hidrograma resultante tendrá una duración igual a la de la lluvia efectiva. Las figuras muestran un hidrograma unitario y su correspondiente hidrograma original.

#### **4.5.2 Obtención de un hidrograma para otras duraciones.**

Si se desplaza el hidrograma a un tiempo igual a su duración y se suman las ordenadas, obtendremos un hidrograma del doble de duración y para 2 milímetros. Al dividir las ordenadas de ese hidrograma resultante entre dos, obtendremos el hidrograma unitario para el doble de la duración. El cuadro 4.6 y la figura 4.12 muestran lo anterior. De esa manera podemos transformar un hidrograma inicial en otro correspondiente a múltiplos de su duración.

Cuando se quiere el hidrograma para una duración diferente al múltiplo del hidrograma inicial, entonces es necesario utilizar otras metodologías, entre ellas la más común es la curva S.

#### **4.5.3 La curva S.**

Como cada hidrograma unitario tiene una cierta duración, para poderlos comparar, o para su utilización en diseño, es necesario transformarlos a una duración determinada. Por ejemplo, es común la utilización de hidrogramas de una hora de duración para comparación de cuencas y para análisis regional. Para lograr lo anterior, se recurre a un artificio similar al explicado anteriormente y que consiste en desplazar el hidrograma a un tiempo igual al de su duración; si se repite lo mismo varias veces y se suman las ordenadas de los hidrogramas se obtiene un hidrograma en forma de “S”, tal como se muestra en el cuadro 4.7 y la figura 4.10, y al cual se llama Curva S. A partir de la curva S se puede obtener el hidrograma para cualquier duración desplazando la curva S en la duración deseada y restando las curvas. El hidrograma resultante tendrá un volumen igual a:

$$V = t/D \quad (4.2)$$

En donde V es el volumen del hidrograma, t es la duración del hidrograma deseado y D la duración del hidrograma de la curva S. Para obtener el hidrograma deseado, es necesario multiplicar las ordenadas por D/t. La figura 4.11 muestra el procedimiento.

De esa manera se pueden uniformizar los hidrogramas para su comparación u otros usos.

Fig. 4.6 Obtención del Hidrograma Unitario.

Area	1200 Km <sup>2</sup>	Duración	2 horas	Volumen	3.5 mm			
Datos Originales					Precipitación efectiva	HU		
Tiempo h	qt m <sup>3</sup> /s	qb m <sup>3</sup> /s	qd m <sup>3</sup> /s	Vol mm	Pac mm	dP mm	Φ	HU m <sup>3</sup> /s
0	13.00	13.00	0.00	0.00	0.00	0	0	0
1	13.00	13.00	0.00	0.00	4.50	4.5	0.00	0.00
2	13.00	13.00	0.00	0.00	13.00	8.5	2.50	2.40
3	14.00	13.00	1.00	0.00	20.20	7.2	1.20	1.10
4	18.00	13.00	5.00	0.01	25.40	5.2		1.43
5	28.00	13.00	15.00	0.04	26.80	1.4		4.29
6	60.00	13.00	47.00	0.13	26.80	0		13.43
7	260.00	13.00	247.00	0.57				70.57
8	310.00	13.00	297.00	1.39				84.86
9	228.00	13.80	214.20	2.16				61.20
10	154.00	14.00	140.00	2.69				40.00
11	94.00	15.00	79.00	3.02				22.57
12	50.00	15.80	34.20	3.19				9.77
13	37.00	16.20	20.80	3.27				5.94
14	31.00	17.00	14.00	3.32				4.00
15	28.00	17.50	10.50	3.36				3.00
16	26.00	18.00	8.00	3.39				2.29
17	24.50	18.20	6.30	3.41				1.80
18	23.50	18.50	5.00	3.42				1.43
19	23.00	19.00	4.00	3.44				1.14
20	22.50	19.20	3.30	3.45				0.94
21	22.00	19.50	2.50	3.46				0.71
22	22.00	19.80	2.20	3.46				0.63
23	21.50	20.00	1.50	3.47				0.43
24	21.50	20.20	1.30	3.47				0.37
25	21.50	20.20	1.30	3.48				0.37
26	21.50	20.20	1.30	3.48				0.37
27	21.50	20.20	1.30	3.49				0.37
28	21.00	20.20	0.80	3.49				0.23
29	21.00	20.20	0.80	3.49				0.23
30	21.00	20.20	0.80	3.49				0.23
31	21.00	20.20	0.80	3.50				0.23
32	21.00	20.20	0.80	3.50				0.23
33	21.00	21.00	0.00	3.50				0.00
34	21.00	21.00	0.00	3.50				0.00
35	21.00	21.00	0.00	3.50				0.00
36	21.00	21.00	0.00	3.50				0.00

Fig. 4.8a Obtención del Hidrograma Unitario

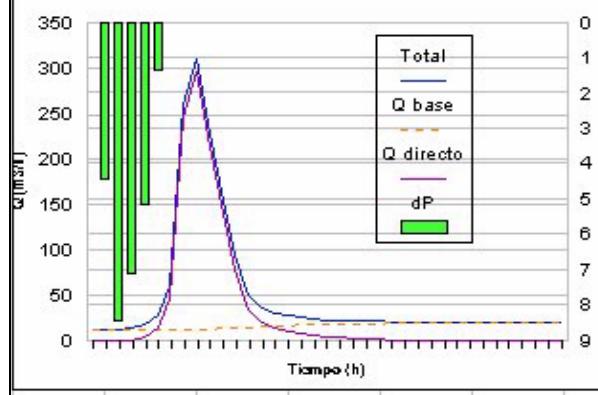
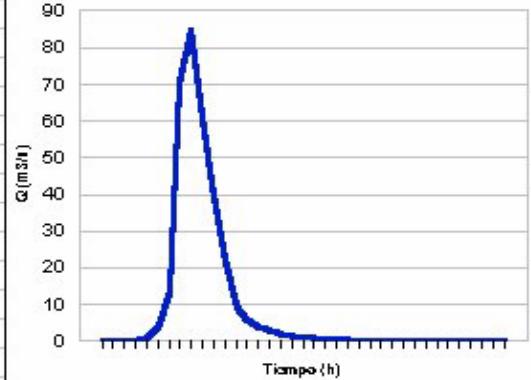


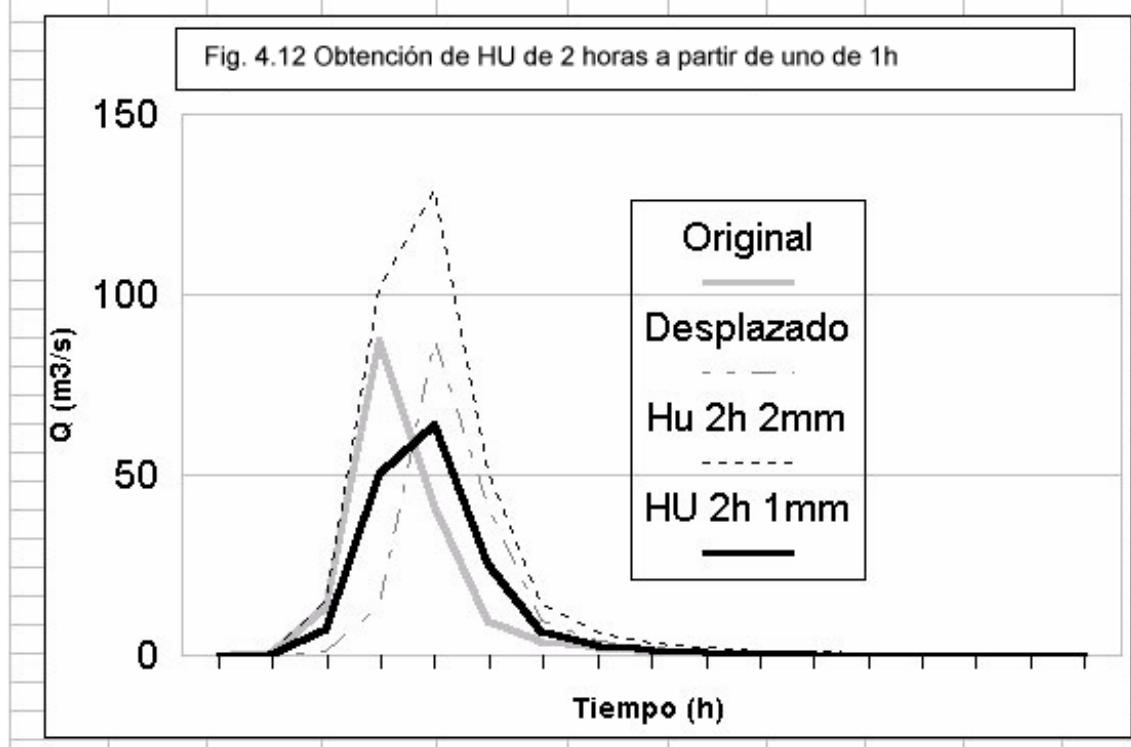
Fig. 4.8b Hidrograma Unitario de 2h y 1mm



Cuadro 4.7 Obtención de un hidrograma de 2 horas a partir de uno de 1 hora

Tiempo h	HU 1h m <sup>3</sup> /s	Desplazado (2)+(3) m <sup>3</sup> /h	HU 2h 2mn (4)/2 m <sup>3</sup> /h	HU 2h 1mm (5)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
0	0	0	0	0.00
1	1.5	0.0	1.5	0.75
2	14.1	1.5	15.6	7.80
3	87.9	14.1	102.0	51.00
4	41.5	87.9	129.4	64.70
5	10.2	41.5	51.7	25.85
6	4.2	10.2	14.4	7.20
7	2.4	4.2	6.6	3.30
8	1.5	2.4	3.9	1.95
9	1.0	1.5	2.5	1.25
10	0.7	1.0	1.7	0.85
11	0.5	0.7	1.2	0.60
12	0.5	0.5	1.0	0.50
13	0.3	0.5	0.8	0.40
14	0.3	0.3	0.6	0.30
15	0.0	0.3	0.3	0.15
16		0.0	0.0	0.00

Fig. 4.12 Obtención de HU de 2 horas a partir de uno de 1h



Cuadro 4.8

**Hidrogramas Unitarios. Obtención de la curva S a partir de un hidrograma Unitario de 3 horas.****Obtención de un hidrograma unitario de 1 hora**

tiempo	HU	Desplazamiento y Suma de hidrogramas unitarios						Curva S	Curva S	HU 1h	HU 1h	
h	3h 1mm							Suma espaciam	1/3mm	1 hora	(8)-(9)	(10)*3
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)		
0	0						0		0	0		
1	0.6						0.6	0	0.6	1.8		
2	6.24						6.24	0.6	5.64	16.92		
3	41.4	0					41.4	6.24	35.16	105.48		
4	57.36	0.6					57.96	41.4	16.56	49.68		
5	55.8	6.24					62.04	57.96	4.08	12.24		
6	22.32	41.4	0				63.72	62.04	1.68	5.04		
7	6.72	57.36	0.6				64.68	63.72	0.96	2.88		
8	3.24	55.8	6.24				65.28	64.68	0.6	1.8		
9	1.92	22.32	41.4	0			65.64	65.28	0.36	1.08		
10	1.32	6.72	57.36	0.6			66	65.64	0.36	1.08		
11	0.84	3.24	55.8	6.24			66.12	66	0.12	0.36		
12	0.72	1.92	22.32	41.4	0		66.36	66.12	0.24	0.72		
13	0.48	1.32	6.72	57.36	0.6		66.48	66.36	0.12	0.36		
14	0.48	0.84	3.24	55.8	6.24		66.6	66.48	0.12	0.36		
15	0.24	0.72	1.92	22.32	41.4	0	66.6	66.6	0.0000	0.0000		
16	0.12	0.48	1.32	6.72	57.36	0.6	66.6	66.6	0			
17	0	0.48	0.84	3.24	55.8	6.24	66.6	66.6	0			
18		0.24	0.72	1.92	22.32	41.4	66.6	66.6	0			
19		0.12	0.48	1.32	6.72	57.36	66	66.6				
20		0	0.48	0.84	3.24	55.8	60.36					
			0.24	0.72	1.92	22.32	25.2					
			0.12	0.48	1.32	6.72	8.64					
			0	0.48	0.84	3.24	4.56					
			0.24	0.72	1.92	2.88						
			0.12	0.48	1.32	1.92						
			0	0.48	0.84	1.32						
				0.24	0.72	0.96						
				0.12	0.48	0.6						
				0	0.48	0.48						
					0.24	0.24						
					0.12	0.12						
					0	0						

Figura 4.13 Obtención de la Curva S

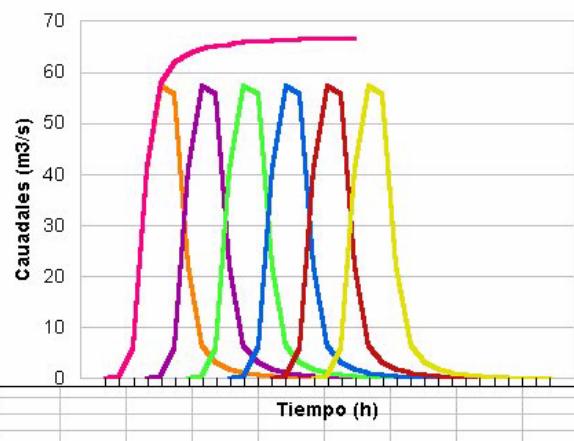
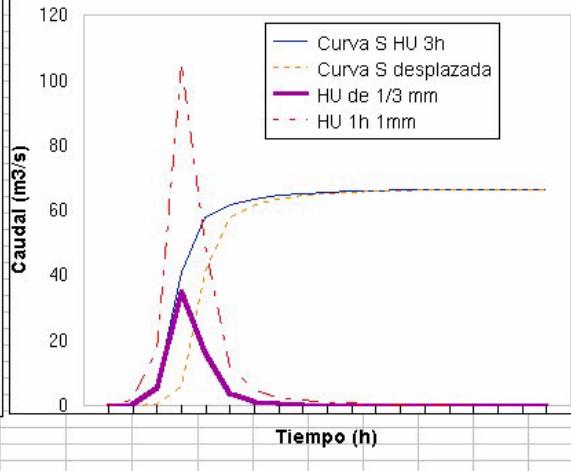


Figura 4.14 Obtención de HU de 1 h a partir de la curva S de 3h



## 4.6 ESTIMACION DE LA ESCORRENTIA.

El objetivo principal de la Hidrología es la estimación de la escorrentía. Aun cuando se cuente con información, es necesario realizar estimaciones para diferentes usos. Cuando no se cuenta con mediciones de escorrentía, ésta puede ser estimada por diferentes metodologías dependiendo del uso que se le pretenda dar a la información. Se puede estimar la escorrentía media anual, mensual, diaria y de eventos.

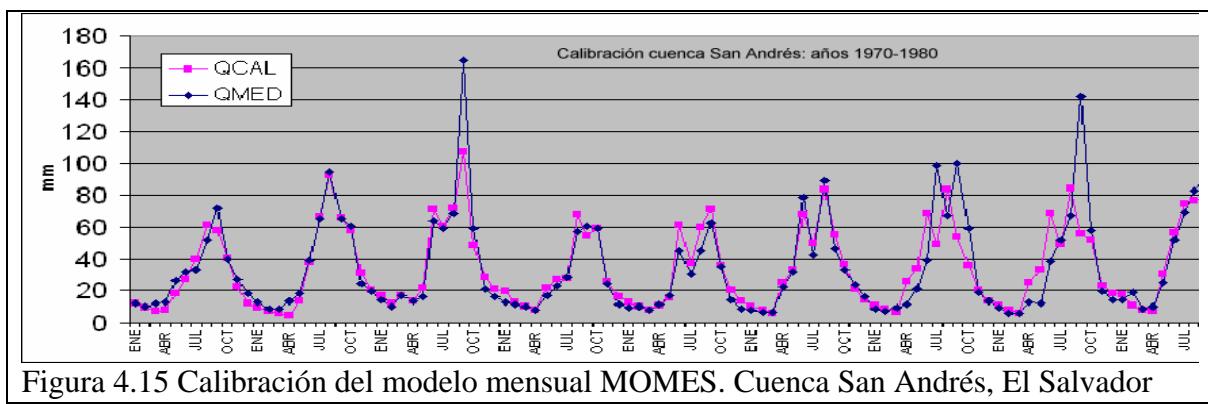
#### **4.6.1 Estimación de la escorrentía media y mínima anual.**

La escorrentía media anual se puede estimar utilizando valores regionales de rendimiento de cuencas basados en coeficientes de escorrentía o realizando balances hídricos. Los valores así obtenidos pueden ser utilizados sólo para efectos de planificación. Para el diseño de obras, es indispensable realizar mediciones por lo menos por un período corto y luego, utilizando metodologías como los modelos hidrológicos, se pueden obtener valores más confiables. La figura 4.2b presenta la correlación entre los caudales medios de las cuencas altas del río Uribante y el área de la cuenca; se observa que con sólo el área de la cuenca, puede estimarse la escorrentía media.

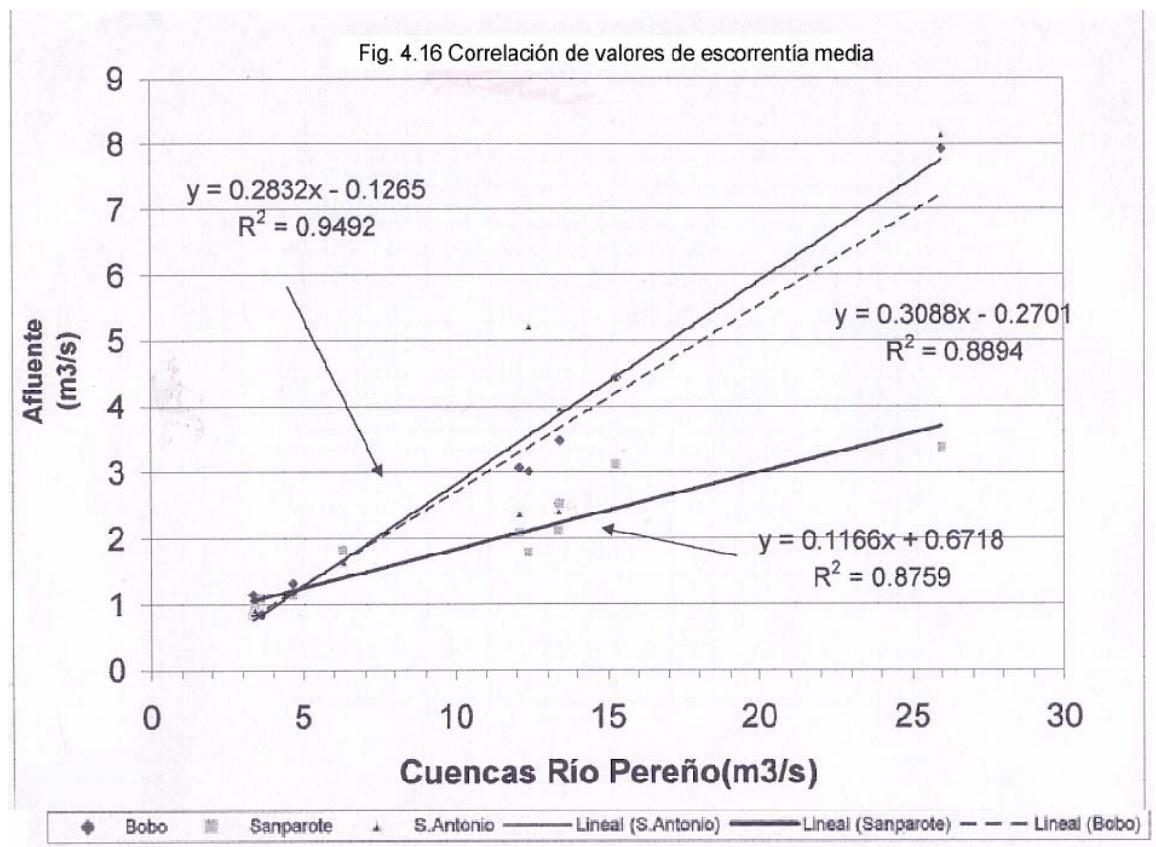
La estimación de los caudales mínimos es relativamente más fácil ya que su variabilidad es menor que la escorrentía total. La figura 4.6 muestra la relación área vs caudal mínimo para subcuenca de la cuenca del Río Uribante. De manera similar se presenta el caudal medio. Puede notarse que con sólo el área de la cuenca, se puede estimar el caudal mínimo.

#### **4.6.2 Estimación de la escorrentía mensual.**

Los métodos anteriores pueden también ser utilizados con las mismas limitaciones señaladas. Los modelos hidrológicos representan la mejor alternativa. El modelo de simulación SIMUL (Duque, 1989) ha sido utilizado en Venezuela con muy buenos resultados. Rojas (2006) utilizó un modelo mensual, MOMES, para estimar caudales mensuales en cuencas salvadoreñas, con muy buenos resultados. La figura 4.15 muestra la calibración del modelo para la cuenca del río San Andrés en El Salvador.



El método más sencillo consiste en calcular la escorrentía media anual basándose en métodos regionales y luego estos valores son prorrteados para cada mes utilizando las tendencias regionales de distribución de la escorrentía. La figura 4.16 muestra la buena correlación de las estaciones del río Pereño, indicando lo fácil que sería estimar los caudales mensuales a partir de una estación conocida.



#### 4.6.3. Estimación de la escorrentía diaria.

La escorrentía diaria para pequeñas parcelas agrícolas, se puede estimar basándose en balances hídricos diarios los cuales utilizan la información diaria de precipitación y funciones que simulan la evapotranspiración. Para cuencas mayores, es necesario el uso de modelos hidrológicos; sin embargo, hasta el presente no existen modelos hidrológicos confiables que puedan estimar la escorrentía diaria para cuencas sin ninguna información de escorrentía. La mayoría de los modelos existentes, necesitan ser calibrados con datos medidos para luego poder ser utilizados en la estimación de la escorrentía.

Algunos modelos de la nueva generación, tales como el EPIC, SWRRB, WEPP y SWATT pueden estimar la escorrentía y erosión diarias. El SWRRB ha sido utilizado en Venezuela con resultados que hasta ahora no son muy convincentes (Finol, 1997; Silva, 1997). Rojas (1999) realizó una evaluación preliminar del EPIC, a nivel de parcela, con resultados satisfactorios. Los modelos necesitan de mucha información que, en nuestras

condiciones, no es fácil conseguir, sin embargo, la tendencia actual es hacia el uso de modelos de simulación diaria.

Todos los modelos diarios existentes deben ser calibrados con la información existente y luego con los parámetros de calibración se pueden extender los registros.

#### **4.6.4. Estimación de la escorrentía de eventos.**

La escorrentía que se produce en un evento puede ser estimada en términos de su volumen, pico y distribución. El volumen, Q, es necesario estimarlo siempre. El pico de escorrentía se requiere para diseño de obras. La distribución, en la forma de hidrograma, es necesaria para el diseño de represas.

##### **Volumen de escorrentía del evento.**

La determinación de la escorrentía para un evento, se puede realizar utilizando diferentes metodologías para determinar la infiltración o “sustracciones”. La experiencia ha demostrado que el mejor método, para cuencas sin datos, es el del **Número de Curva** del Soil Conservation Service (1972), el cual se detalla en el anexo B. Para el caso de eventos, la escorrentía directa total se puede estimar por el método según el cual:

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{(P + 0.8S)} \quad (4.3)$$

en donde **Q** es la escorrentía total en milímetros, **P** es precipitación total del evento y **S** es la infiltración potencial calculada en función del CN como se explica en el anexo B (ecuación B1.2)

Se pueden utilizar otros procedimientos basándose en la infiltración, sin embargo el método del CN presenta mejores ventajas. Los modelos de eventos muchas veces utilizan ecuaciones de infiltración, sin embargo, éstas no funcionan muy bien cuando las intensidades de la lluvia son pequeñas o la lluvia no es constante durante el evento.

**Ejemplo 4.1.** Calcule la lámina de escorrentía directa que produciría una lluvia de 100 mm. sobre una cuenca con las siguientes características:

- suelo C
- 50% bosque en buenas condiciones
- 25% pasto de pastoreo en condiciones regulares
- 25% en cultivos en hileras rectas en condiciones malas
- condición de humedad III

De acuerdo al cuadro B1.2, del anexo, los valores para CN-II son los siguientes:

- bosque CN = 70
- pasto CN = 79

- cultivos CN = 88

el CN prorrteado será:

$$CN-II = 70*.5 + 79*.25 + 88*.25 = \mathbf{76.75}$$

Entrando con ese valor en el cuadro B1.3 se obtiene un **CN-III = 89**; el valor de S será:

$$S = (1000/89 - 10) * 25.4 = \mathbf{31.39 \text{ mm.}}$$

Reemplazando valores en la ecuación 4.2 se obtiene:

$$Q = (100 - 0.2*31.39)^2 / (100 + 0.8*31.39) = \mathbf{70.21 \text{ mm.}}$$

#### 4.6.5. Caudales máximos.

En manejo de cuencas y en diseño de estructuras afectadas por crecidas, es necesario el conocimiento de los caudales máximos que pudieran ocurrir con una cierta frecuencia. Este tema ha sido quizá uno de los más investigados dentro de la hidrología. En la actualidad existe una infinidad de métodos de estimación de caudales máximos. Entre los más comunes se pueden mencionar:

- a) Curvas de frecuencia.
- b) Curvas Regionales de Frecuencia.
- c) Hidrogramas Unitarios
- d) Hidrograma Unitario regionalizado
- e) Métodos empíricos
- f) Modelos de eventos.

Rojas (1981 y 1986) presenta diversas metodologías para la estimación de caudales en pequeñas cuencas sin datos de escorrentía y hace una evaluación de las mismas concluyendo que los modelos hidrológicos, aún cuando muy sencillos representan la mejor forma de estimación de caudales para esas cuencas. De los otros procedimientos, el método de Holtan y Overton y el método del hidrograma triangular resultaron los mejores por ser más consistentes.

A excepción de las curvas de frecuencia, en donde sólo se necesita escoger la frecuencia del evento, en todos los procedimientos es necesario definir la frecuencia del evento, la duración de la lluvia efectiva, el volumen de la lluvia efectiva y las condiciones de la cuenca.

A continuación se presenta un resumen de cada uno de los procedimientos mencionados. Para más detalles de los métodos se pueden consultar la literatura al respecto.

### a) Curvas de frecuencia.

Cuando se cuenta con datos de caudales máximos se puede confeccionar una curva de frecuencia de caudales. La estimación de la escorrentía para una frecuencia dada se realiza directamente utilizando la curva de frecuencia. El cuadro 4.3 muestra la información de caudales máximos y la figura anexa muestra la manera de presentar una curva de frecuencia de caudales máximos.

Para que una curva de frecuencia se pueda considerar confiable, es necesario tener registros de por lo menos unos 10 años.

#### Ejemplo 4.2

Para la curva de frecuencia del cuadro 4.3, el caudal de 100 años para el río El Molino, en Puente El Molino, es de  $1300 \text{ m}^3/\text{seg}$ . Y para 50 años es de  $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ .

### b) Curva Regional de frecuencia.

La **Curva Regional de Frecuencia** es una curva de frecuencia que se puede utilizar en una región determinada para estimar caudales máximos. Esta curva se obtiene mediante el análisis de curvas de frecuencia de varias cuencas dentro de una región con la finalidad de obtener una curva generalizada. A los valores obtenidos con esas curvas se les realiza una prueba de homogeneidad mediante la cual se seleccionan las cuencas que tienen comportamiento similar y luego a partir de las cuencas seleccionadas se confecciona una curva promedio que representa los valores de  $q/q_{2.33}$  versus la frecuencia. Adicionalmente se confecciona una curva de valores de  $q_{2.33}$  versus el área de las cuencas. El valor  $q_{2.33}$  representa el caudal medio para la distribución Gumbel, o sea para una frecuencia de 2.33 años. Las figuras 4.17 y 4.18 presentan un ejemplo del método para la Región IV Occidental de Venezuela. La figura 4.17 muestra la relación Area vs  $q_{2.33}$  y la curva 4.18 presenta la relación  $q/q_{2.33}$  versus frecuencia.

Para obtener el valor deseado,  $q_x$ , para una cuenca dentro de la región, se multiplica el valor obtenido del primer gráfico, por el valor del segundo gráfico. El procedimiento es el siguiente:

#### Ejemplo 4.3.

Calcule el caudal máximo con frecuencia de 100 años para una cuenca de  $500 \text{ Km}^2$  situada en la Región IV Occidental.

Solución:

- en la figura 4.17, entrando con el área de  $500 \text{ Km}^2$ , se obtiene un valor de  $q_{2.33} = 580 \text{ m}^3/\text{s}$

- en la figura 4.18, para TR=100, se obtiene un valor de  $q/q_{2.33} = 4.4$
- multiplicando los valores anteriores se obtiene  $qx = 580 \times 4.4 = 2552 \text{ m}^3/\text{s}$

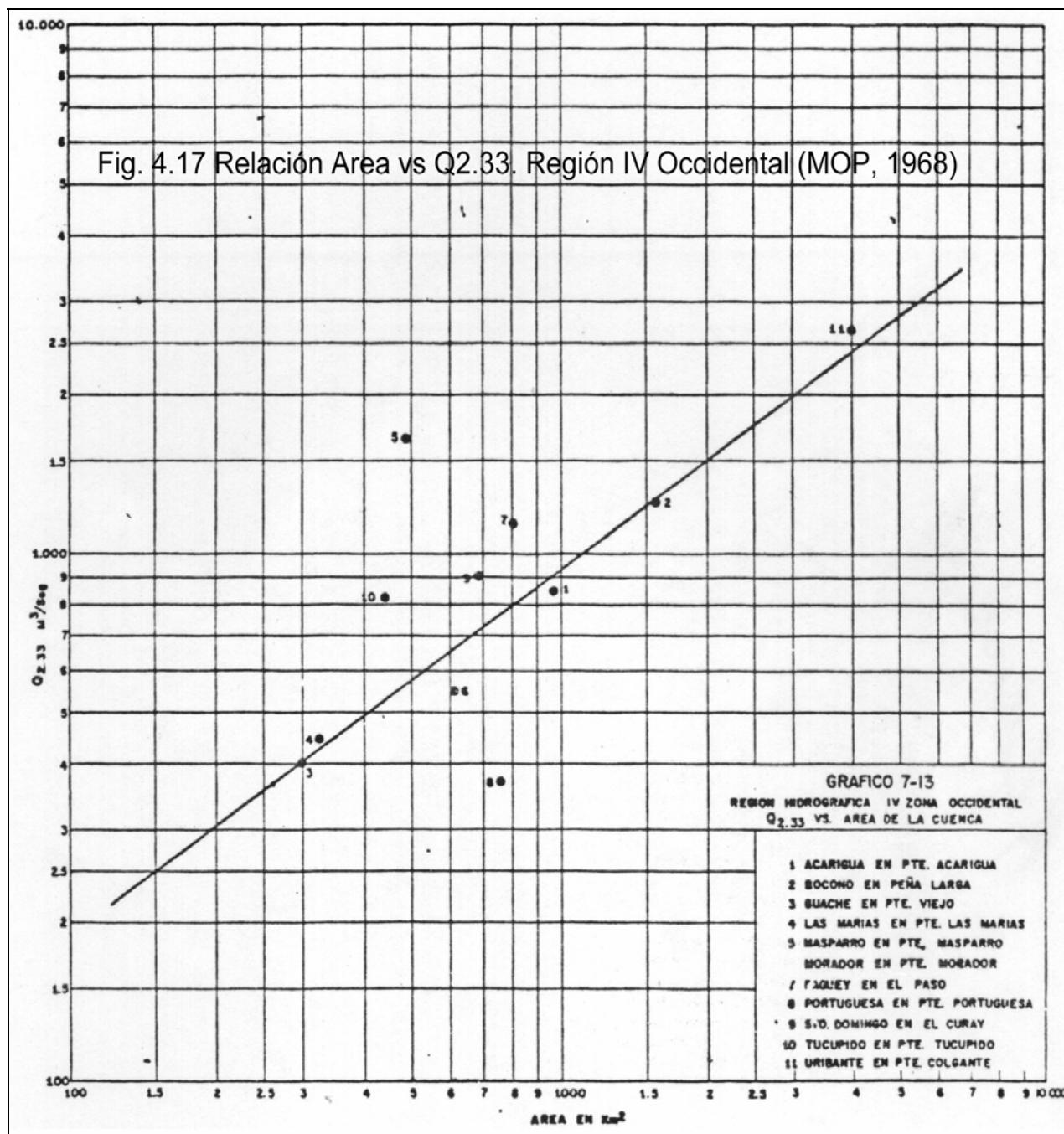
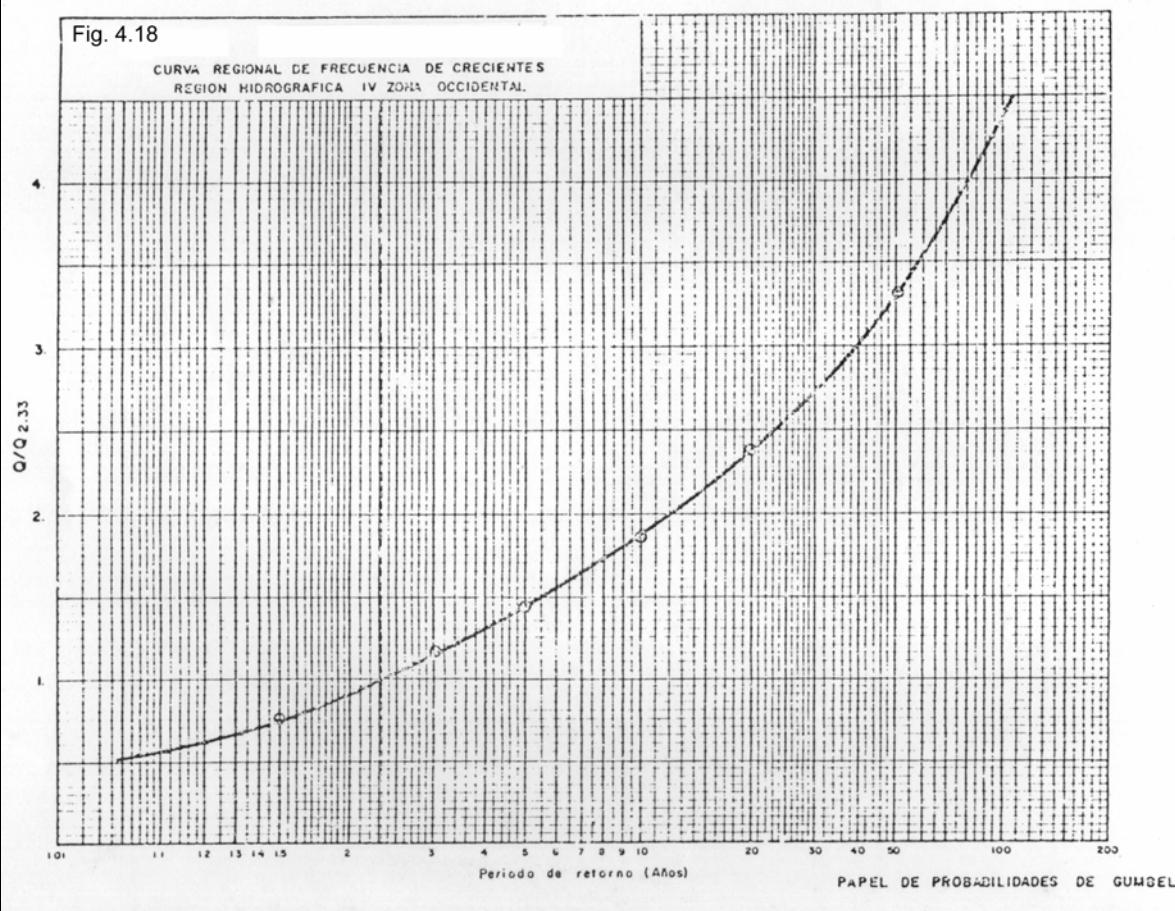


Fig. 4.18



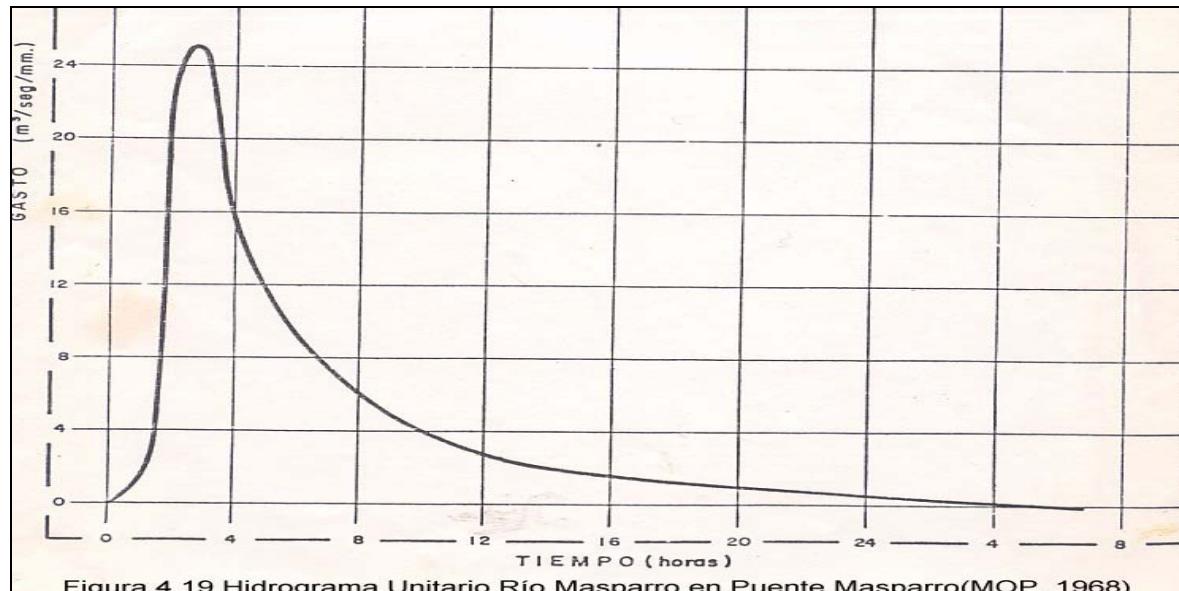
### c) Hidrogramas Unitarios.

Como se mencionó anteriormente, el hidrograma unitario representa el hidrograma producido por una lluvia efectiva de 1 mm. Cuando se cuenta con un hidrograma unitario de la cuenca, se puede utilizar éste para el cálculo de las crecidas máximas, sin embargo, es necesario que el HU sea de una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca.

Para aplicar la metodología, se determina la lluvia efectiva para una duración y frecuencia dadas y luego ese valor se multiplica por los valores de las ordenadas del hidrograma unitario de esa misma duración. El caudal máximo se corresponderá con el pico del hidrograma unitario de una duración igual al tiempo de concentración. Hay que aclarar que el pico así estimado, representa sólo la escorrentía directa, el pico real será la suma de éste, más el caudal antes del evento.

#### Ejemplo 4.4

La figura 4.19 muestra el hidrograma unitario del río Maspalero en Puente Maspalero; puede notarse que el pico del hidrograma es de  $25 \text{ m}^3/\text{seg/mm}$ . Si se determina que la lluvia efectiva es de 100 mm., el caudal máximo será  $25 \times 100 = 2500 \text{ m}^3/\text{seg}$ .



#### d) Hidrogramas Unitarios Regionalizados.

En Venezuela, se puede utilizar una metodología desarrollada por Avellan y Ayala (1970). Los autores analizaron hidrogramas unitarios de una hora para vanos ríos venezolanos. La figura 4.20 presenta la relación entre el pico unitario,  $q_{pu}$ , y el área de la cuenca. Para duraciones diferentes a una hora, los autores proponen la siguiente ecuación:

$$(q_{pu})_t = \rho(q_{pu})_1 \quad (4.4)$$

donde:

$(q_{pu})_t$  = caudal máximo unitario para una lluvia efectiva de una duración,  $t$ .

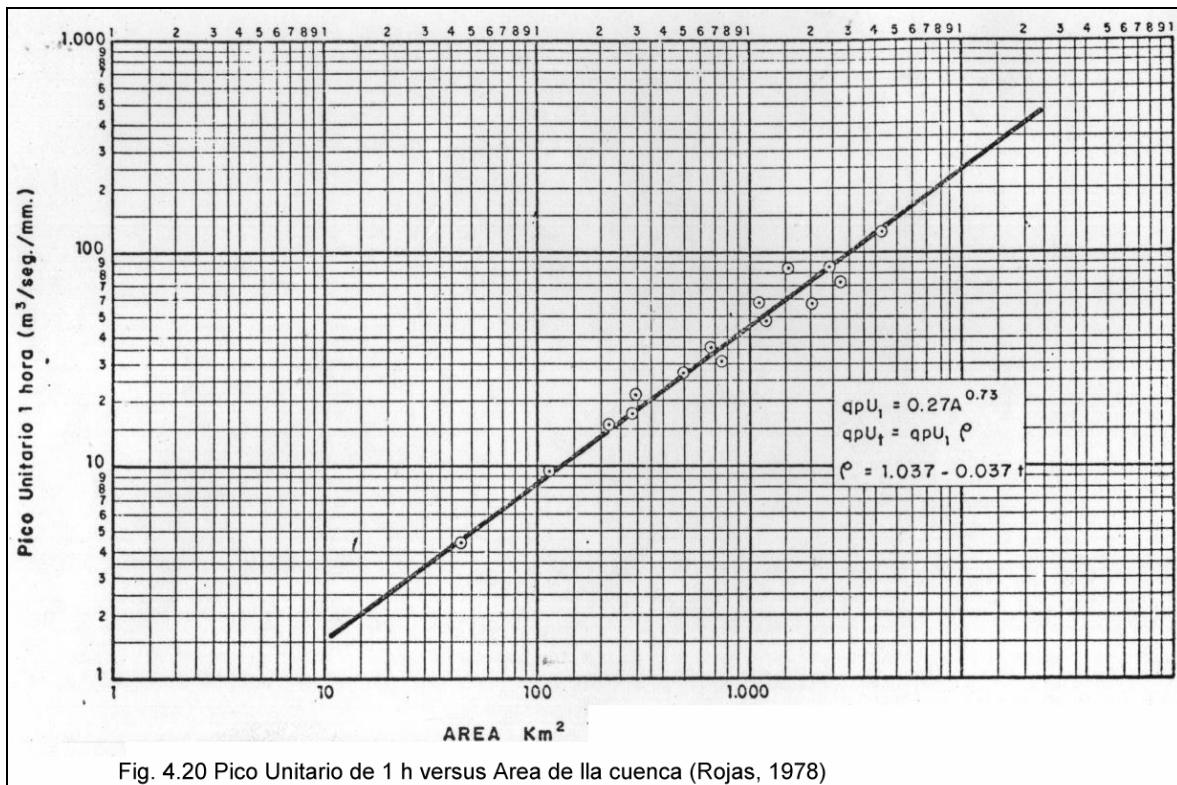
$(q_{pu})_1$  = caudal máximo unitario para una lluvia efectiva de una hora de duración (Fig. 4.16)

$\rho$  = factor de correlación igual a  $(q_{pu})_t / (q_{pu})_1$ , y que se obtiene de la ecuación:

$$\rho = 1.037 - 0.037t \quad (4.5).$$

en donde.

$t$  = duración en horas, generalmente igual al tiempo de concentración.



La figura 4.16 puede ser substituida por la relación:

$$(qpu)_1 = 0.27 A^{0.73} \quad (4.6)$$

en donde:

$(qpu)_1$  = pico unitario para una hora de duración ( $m^3/seg/mm$ )  
 $A$  = área de la cuenca ( $Km^2$ ).

La ecuación final del método será:

$$Q_x = Q (qpu)_t \quad (4.7)$$

en la cual:

$q_x$  = caudal pico en  $m^3/seg$   
 $Q$  = lárnina de escorrentía del evento ( $mm$ )  
 $(qpu)_t$  = pico unitario ( $m^3/seg/mm$ )

### Ejemplo 4.5

Calcule la crecida máxima que produce una lluvia efectiva de 20 mm. ( $Q=20 \text{ mm.}$ ) en una cuenca de  $400 \text{ Km}^2$  y con un tiempo de concentración de 2 horas.

Solución:

Con la ecuación (4.5):

$$\rho = 1.037 - 0.037 * 2 = 0.963$$

Con la ecuación (4.6) se obtiene:

$$(q_{pu})_1 = 0.27 * 400^{0.73} = 21.42 \text{ m}^3/\text{seg/mm}$$

con la ecuación (4.7) se obtiene

$$qx = 20 (0.963 * 21.42) = \mathbf{412.5 \text{ m}^3/\text{seg}}$$

#### e) Métodos empíricos.

Existen muchos métodos empíricos los cuales pueden ser utilizados, previa validación, para el área en consideración. Los métodos más populares son: el **Método Racional** y el **Hidrograma Triangular**.

#### Método del Hidrograma Triangular.

El método del Hidrograma Triangular se basa en un hidrograma unitario de duración igual al tiempo de concentración,  $t_c$ . La figura 4.21 presenta las características del mencionado hidrograma. A partir de la figura 4.21, se puede deducir una ecuación para estimar el pico del hidrograma:

$$q_p = \frac{0.75 Q}{t_p} \quad (4.8)$$

en donde  $q_p$  es el pico del hidrograma unitario triangular,  $Q$  es el volumen de escorrentía directa, calculado con la ecuación 4.1 y  $t_p$  es el tiempo al pico.

Para utilizar el método, se selecciona el CN para el evento considerando la condición de humedad III. El tiempo al pico se considera como:

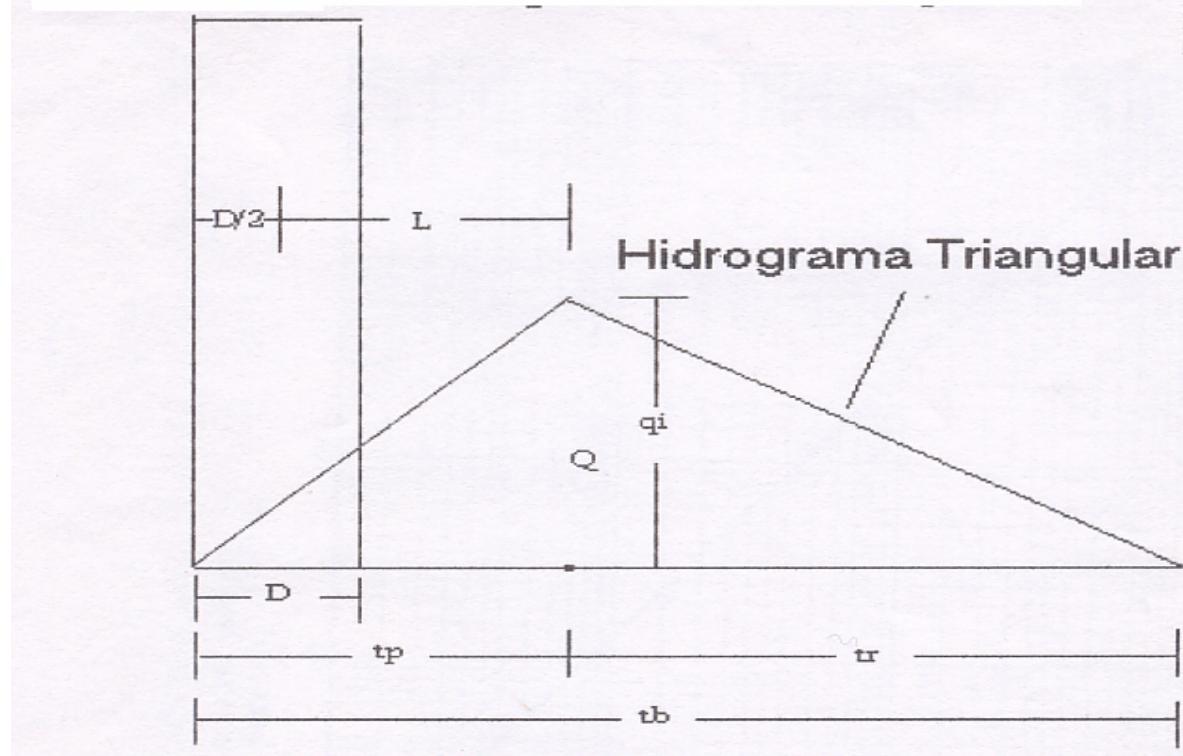
$$t_p = D/2 + t_L \quad (4.9)$$

en donde D es la duración del evento y  $t_L$  es el tiempo de retardo, de acuerdo a la figura 4.17. Para fines prácticos,  $t_L = 0.6 tc$ ; como D se toma igual a tc, entonces  $t_p = 1.1 tc$ . Considerando lo anterior e introduciendo el área de la cuenca, se puede obtener una ecuación en el sistema métrico:

$$\frac{q_p}{tc} = \frac{1.91 Q A}{tc} \quad (4.10)$$

en la cual Q es la escorrentía directa en milímetros, A es el área en hectáreas, tc, el tiempo de concentración en horas y  $q_p$  el caudal máximo en litros por segundo.

**Figura 4.21 Hidrograma Triangular**



#### Ejemplo 4.6

Calcule el caudal máximo para la cuenca mencionada en el ejemplo 4.1. y considerando que la cuenca tiene un área de 100 has y un tiempo de concentración de 15 minutos. La información entonces será:

$$Q = 70.21 \text{ mm.}$$

$$tc = 15 \text{ minutos} = 0.25 \text{ horas}$$

$$A = 100 \text{ has.}$$

entonces:

$$q_p = 1.91 * 70.21 * 100 / 0.25 = 53,640 \text{ lps} = \mathbf{53.64 \text{ m}^3/\text{seg}}$$

### **Formula Racional.**

La Fórmula Racional es una de las más antiguas y fáciles de utilizar. Se basa en que el pico de la crecida ocurre en el tiempo de concentración y se expresa como:

$$q_x = 2.78 C_i A \quad (4.11)$$

Y en la cual:

$q_x$  es el pico de la escorrentía en litros por segundo(lps),  $C$  es el coeficiente de escorrentía,  $i$  la intensidad de lluvia (mm/h) en el tiempo de concentración y  $A$  es el área de la cuenca, en hectáreas. El cuadro 4.9 presenta los coeficientes de escorrentía en función de los parámetros del método del Número de Curva.

**Cuadro 4.9 Coeficientes de escorrentía para la Formula Racional**

Uso, cultivo y manejo	Clasificación Hidrológica			
	A	B	C	D
<b>Cultivos con rotaciones</b>				
En hileras, manejo pobre	.55	.65	.70	.75
En hileras, manejo conservacionista	.50	.55	.65	.70
Hileras estrechas, manejo pobre	.35	.40	.45	.50
Hileras estrechas, manejo conservac.	.20	.22	.25	.30
Pasto de corte	.30	.35	.40	.45
<b>Pasto permanente, poco pastoreo</b>	.10	.20	.25	.30
<b>Bosque, permanente, maduro, sin past.</b>	.06	.13	.16	.20
<b>Urbano residencial</b>				
30 % de área impermeable	.30	.40	.45	.50
70 % de área impermeable	.50	.60	.70	.80

Adaptado de: Dean Larry Huggins (1999) :Purdue AGEN 526: Storm Runoff Prediction

### Ejemplo 4.7

Se desea calcular la crecida de 100 años para una cuenca de 200 has con tiempo de concentración de 30 minutos, cobertura de 60% de pasto y 40% de cultivos con manejo pobre y suelos clase C. La lluvia de 30 minutos para 100 años es de 60 mm.

Solución:

- La intensidad será:  $i = 60/0.5 = \mathbf{120 \text{ mm/h}}$
- De acuerdo al cuadro 4.8, C para pasto es 0.25 y para cultivos es 0.7. El valor ponderado será:  $C = 0.25*0.6 + 0.7*0.4 = \mathbf{0.43}$
- El valor de  $q_x$  será:

$$q_x = 2.78*0.43*120*200 = 28689.6 \text{ lps} = \mathbf{28.69 \text{ m}^3/\text{s}}$$

### f) Modelos Hidrológicos

Los modelos hidrológicos constituyen una herramienta de mucho valor para estimar los picos de crecidas en cuencas grandes y complejas. En la actualidad existen muchos modelos de eventos con diferentes grados de complejidad. Entre ellos podemos mencionar el AGNPS (Agricultural Non Point Source Pollution Model) de la EPA<sup>1</sup>; el SWMM (Storm Water Management Model) de la EPA, ANSWERS (Areal Nonpoint Source Watershed Environment Response Simulation) de la EPA y Purdue University, el HSPF de Hydrocomp y el SMADA (Stormwater Management and Design Aid). En Venezuela se ha popularizado el Modelo de Drenaje Urbano (Duque, 1980). Rojas (1984) desarrolló un modelo eventos con tránsito hidrológico el cual fue utilizado por Molas (1985) para regionalizar los parámetros. El modelo más popular en la actualidad es el Hec-hms del US Army Corp of Engineers, existiendo varias versiones del mismo.

Cualquiera que sea el modelo a utilizar, es conveniente realizar algunas evaluaciones antes utilizarlos extensivamente. En el capítulo 6, dedicado a los modelos de simulación, se presentan ejemplos de utilización de los mismos.

Las figuras 4.22 y 4.23 muestran ejemplos de calibración de eventos con los modelos Hec-hms y el modelo de eventos de Rojas (1984). Puede observarse el buen ajuste de los caudales simulados y medidos. El problema de la utilización de los modelos radica en la necesidad de estimar los parámetros mediante una regionalización de los mismos.

---

<sup>1</sup> Environmental Protection Agency

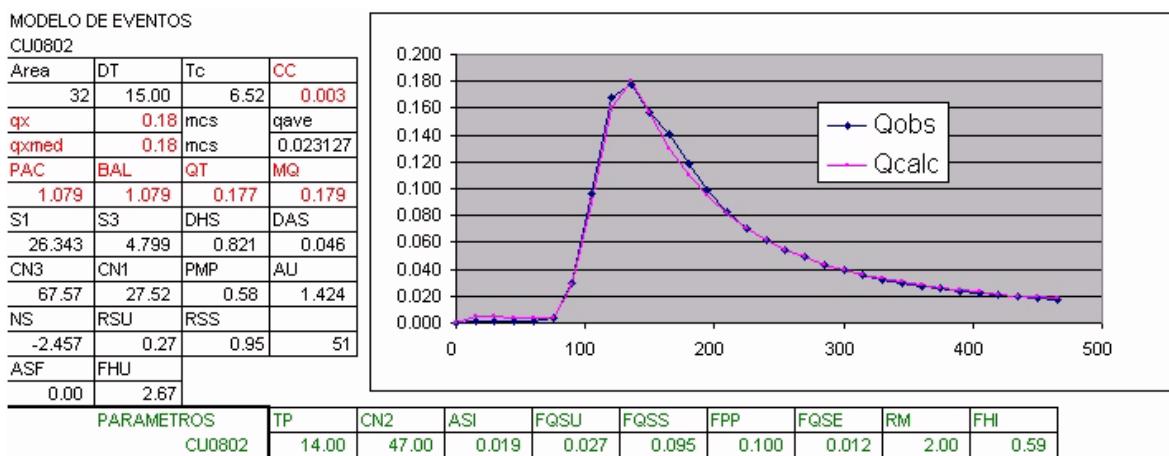
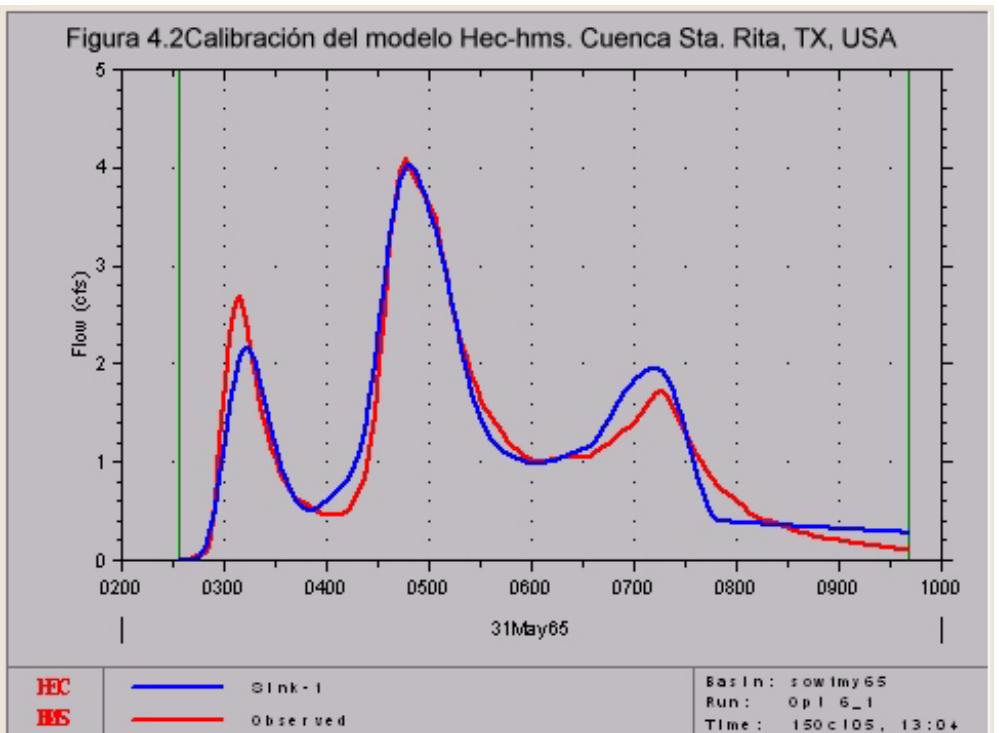


Figura 4.23 Calibración del modelo MODEVE. Quebrada La Cuenta, Venezuela

#### 4.4.2. Hidrograma de escorrentía.

Los hidrogramas de escorrentía de un evento pueden ser estimados basándose en varias metodologías entre ellas los modelos hidrológicos. Los métodos más conocidos son:

- hidrogramas unitarios
- hidrograma triangular
- hidrograma unitario adimensional
- modelos de eventos

Los hidrogramas de escorrentía tienen poca utilidad en manejo de cuencas, excepto cuando se trate de almacenamientos en los cuales sea necesario el **tránsito de crecidas**. En cualquier caso, cuando se requiera de un hidrograma de crecidas, son los modelos hidrológicos los que pueden ofrecer las mejores ventajas para su estimación.