

01172

1  
2es.

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERIA**

**CARACTERIZACION DE AVENIDAS DE DISEÑO EN  
CUENCAS NO AFORADAS**

**TESIS**

**PRESENTADA POR  
MIGUEL ANGEL CONTRERAS CASTRO**

**COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE  
MAESTRO EN INGENIERIA  
(APROVECHAMIENTOS HIDRAULICOS)**

**DIRECTOR DE TESIS  
DR. CARLOS A. ESCALANTE SANDOVAL**

**Noviembre 1998**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

267755



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

A la Universidad Nacional Autónoma  
de México.

Por su ayuda para obtener una  
adecuada preparación académica y  
profesional.

A la División de Estudios de Posgrado de la Facultad  
de Ingeniería y Maestros que me transmitieron sus  
conocimientos.

A mis compañeros y amigos, por sus consejos y constante  
apoyo moral.

A la memoria de mis Padres :

**FRANCISCO Y TERESA**

! Donde quiera que estén...Que Dios los tenga en su Gloria !.

A mis Hermanos :  
José, Isabel, Francisco, Patricia  
y Arturo, con cariño.

A mis cuatro amores:  
a mi esposa Carmen,  
y mis hijos Miguel Angel,  
Carmen Lucia y Alma Delia.

# ÍNDICE

## INTRODUCCIÓN

### 1. TÉCNICAS DE ANÁLISIS REGIONAL HIDROLÓGICO.

1.1 Delimitaciones de Regiones Homogéneas	1
1.1.1 Técnica Geográfica	1
1.1.2 Trazos Multidimensionales	1
1.1.3 Prueba Modificada de Langbein	4
1.2. Técnicas de Análisis Regional	9
1.2.1 Técnica de Estaciones-Año	9
1.2.2 Técnica de Correlación y Regresión Múltiple	10
1.2.3 Método de la Avenida Índice	11

### 2. TÉCNICAS DE LA ESTIMACIÓN DE AVENIDAS DE DISEÑO.

2.1 Técnica de Mayoración de la Avenida más adversa	13
2.2 Técnicas que utilizan Curvas de Reducción	13
2.3 Relaciones Lineales y no Lineales entre Gasto Pico y Volumen	16
2.4 Técnicas de Estimación Conjunta	18

### 3. ESTIMACIÓN REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO

3.1 Técnica Propuesta	22
3.2 Teoría Distribucional	23
3.2.1 Funciones Discretas	23
3.2.2 Funciones Continuas	25

### 4. APLICACIONES 44

### 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 101

### REFERENCIAS 102

## INTRODUCCION

Los eventos hidrológicos extremos máximos y mínimos generan efectos de diferentes magnitudes, que van desde los daños materiales hasta la pérdida de vidas humanas.

Las características de los gastos máximos anuales son generalmente utilizadas en el diseño de presas, redes de alcantarillado, carreteras, puentes, sistemas para el control de inundaciones y en el diseño de las plantas hidroeléctricas.

Por muchas décadas, la práctica hidráulica se ha basado en el ajuste de funciones univariadas de probabilidad para las series de máximos o mínimos anuales. Sin embargo, algunos problemas hidrológicos involucran la ocurrencia simultánea de eventos. Por ejemplo, en el diseño de una presa, la descarga máxima sobre el vertedor no solo depende del gasto de pico de entrada a la presa, sino también del volumen, la duración y la forma del hidrograma de entrada.

La mayoría de la literatura disponible sobre las técnicas de estimación de avenidas le da mayor importancia al análisis de la distribución marginal de los gastos de pico ( $Q_p$ ) y menos a los volúmenes totales ( $V_t$ ) de dichas avenidas, sin embargo, existen algunas publicaciones donde se analizan las relaciones lineales y no lineales entre  $Q_p$  y  $V_t$  o se emplean técnicas multivariadas para su estudio.

Una práctica común en México es la estimación, mediante el ajuste de una distribución de probabilidad, del gasto máximo para un periodo de retorno seleccionado. Posteriormente, el volumen total, la duración y forma final del hidrograma se obtienen al "mayorar" la avenida más adversa registrada. Sin embargo, este procedimiento presenta algunas debilidades puesto que el volumen total y los tiempos de pico y base generados bajo estas condiciones pudieran no ser los adecuados, ya que muchas ocasiones la avenida considerada como adversa es superada al año siguiente de haberse realizado el análisis.

Con la finalidad de reducir la incertidumbre en la predicción de la avenida de diseño, recientemente se han propuesto algunos métodos estadísticos que permiten modelar en forma conjunta algunas de las componentes de los hidrogramas registrados. Estos métodos pueden dividirse en dos grupos bien definidos, aquellos que se basan en la construcción de curvas de reducción y los que realizan un análisis multivariado de las componentes de los hidrogramas registrados a través de distribuciones de probabilidad.

El método que se propone en este trabajo se encuentra ubicado en las técnicas del segundo grupo y permite estimar el gasto de pico, el volumen total y los tiempos pico y base de una avenida para determinado periodo de retorno, mediante el empleo de las técnicas regionales estaciones-año y de correlación y regresión múltiple.

En el capítulo 1 se lleva a cabo una descripción de las técnicas más empleadas en el análisis regional hidrológico. En el capítulo 2 se presentan las técnicas de estimación de avenidas de diseño. El modelo propuesto se desarrolla en el capítulo 3.

La técnica propuesta es aplicada a los registros de 23 estaciones hidrométricas, ubicadas en la región hidrológica número 10, Sinaloa. Las avenidas estimadas bajo este procedimiento se comparan con algunas técnicas disponibles en la práctica hidrológica. El desarrollo y los resultados de la aplicación se presentan en el capítulo 4. Finalmente, las conclusiones y recomendaciones se muestran en el capítulo 5.

## 1. TECNICAS DE ANALISIS REGIONAL HIDROLOGICO

Cuando se requiere estimar los eventos de diseño en un sitio particular que cuenta con poca o nula información hidrométrica se puede hacer uso de las técnicas regionales de análisis hidrológico (Cunnane, 1988), las cuales transfieren información desde sitios vecinos hacia la zona de estudio. Generalmente, estas técnicas requieren de una cantidad importante de información, sin embargo, han demostrado ser un excelente medio para reducir la incertidumbre inherente a la estimación de eventos de diseño.

Las técnicas regionales requieren de que la información proveniente de las estaciones involucradas en el análisis tenga un comportamiento homogéneo de alguna manera cuantificable. Recientemente se han desarrollado metodologías de delimitación regional que tratan acerca de los problemas asociados con la correcta selección de las técnicas de agrupamiento, con la definición de la región homogénea y finalmente, con la predicción del grupo de membresía al cual pertenecería una nueva cuenca en el estudio.

### 1.1 Delimitación de Regiones Homogéneas

La correcta delimitación de regiones, con un mismo comportamiento meteorológicamente homogéneo, es de vital importancia en la predicción de eventos hidrológicos, sobre todo en cuencas con escasa o nula información hidrométrica, ya que al contrario de lo que se puede suponer, la adición de información no relevante en el modelo predictivo trae como consecuencia una mala estimación de la variable analizada.

A continuación se describen las técnicas más utilizadas para la delimitación de regiones homogéneas:

#### 1.1.1 Técnica Geográfica

La técnica de ubicación geográfica se emplea con mucha frecuencia en la práctica hidrológica, y consiste en trazar un círculo de 80 km de radio, tomando como referencia la estación analizada. Todas las estaciones ubicadas dentro de este círculo se consideran que tienen el mismo patrón meteorológico y cualquier ecuación predictiva de algún fenómeno hidrológico será válida en toda la región delimitada.

La debilidad de esta técnica es que no existe ninguna garantía de que todas las cuencas así agrupadas sean físicamente iguales en términos de su respuesta hidrológica.

#### 1.1.2 Trazos Multidimensionales

Nathan y Mc Mahon (1990) han desarrollado una metodología de regionalización que trata acerca de los problemas asociados con la correcta selección de las técnicas de agrupamiento, con la



definición de la región homogénea y finalmente, con la predicción del grupo de membresía al cual pertenecería una nueva cuenca en el estudio.

La técnica fue desarrollada para identificar regiones homogéneas utilizando primeramente ecuaciones de regresión múltiple, donde las variables dependientes son los gastos máximos anuales y las independientes se seleccionan de entre un grupo de características fisiográficas y/o climatológicas que mejor describan el fenómeno en estudio.

Esta técnica considera que un conjunto de variables son capaces de especificar la semejanza hidrológica entre diferentes cuencas. Las características fisiográficas de cada cuenca se dibujan en un diagrama a escala, el cual sigue la forma de una función multidimensional. Dicho diagrama mostrará las similitudes o agrupaciones entre cada una de ellas, además, el método lleva acabo una discriminación de variables que servirá para resaltar la importancia de cada una de ellas. El procedimiento y las recomendaciones para predecir el peso de cada una de las variables que se emplean es el siguiente:

**Paso 1.** Obtención de una serie de variables que se consideren significativas para la predicción de diferentes grupos. En este trabajo se utilizaron las siguientes características fisiográficas y climatológicas, que si bien no son las únicas, si se pueden considerar como representativas para el análisis de las avenidas:

<b>A</b>	Área drenada (km <sup>2</sup> )
<b>PMA</b>	Precipitación media anual (mm)
<b>PMC</b>	Pendiente media de la cuenca (km/km)
<b>EMC</b>	Elevación media de la cuenca (msnm)
<b>LCP</b>	Longitud de la corriente principal (km)
<b>PCP</b>	Pendiente de la corriente principal (km/km)
<b>PF</b>	Parámetro de forma (1/km)
<b>FC</b>	Frecuencia de corrientes (Número de corrientes/km <sup>2</sup> )
<b>DD</b>	Densidad de drenaje (km/km <sup>2</sup> )
<b>LATCC</b>	Latitud del centroide de la cuenca (coordenadas geográficas: grados)
<b>LCC</b>	Longitud del centroide de la cuenca (coordenadas geográficas: grados)
<b>CE</b>	Coefficiente de Escurrimiento (adimensional)
<b>OC</b>	Orden de la corriente principal (número)
<b>PP</b>	Perímetro del parteaguas (km)
<b>TMA</b>	Temperatura media anual (°C)

**Paso 2.** Identificación de las variables más relevantes del problema, por medio de un análisis de varianza, el cual hace uso del estadístico "r" (Hann, 1977).

**Paso 3.** Obtención para cada una de las cuencas de las curvas propuestas por Andrews (1972), considerando la función siguiente:

$$f(X) = \frac{X_1}{\sqrt{2}} + X_2 \sin(h) + X_3 \cos(h) + X_4 \sin(2h) + X_5 \sin(2h) + \dots$$

(1.1)

Donde:

$X_1, X_2, \dots$  representan a cada una de las variables fisiográficas de la cuenca.

(h) se dibuja en un rango entre  $-\pi$  a  $+\pi$ .

Entre las características del método, que no se identifica inmediatamente, consisten en que los resultados obtenidos dependen de la clase de variables seleccionadas. Las primeras variables están asociadas con los componentes cíclicos de bajas frecuencias y las últimas con componentes de frecuencias altas; esto quizás ayude a asociar a las variables con su importancia. Las frecuencias bajas son más fáciles de observar, por lo que de esta manera  $X_1$  representará la variable más importante,  $X_2$ , a la segunda, y así sucesivamente.

**Paso 4.** A partir de las curvas de Andrews se discriminan envolventes, intentando formar conjuntos de curvas similares y deducir de esto una curva media representativa de los atributos físicos de cada región. Las cuencas que presentan un comportamiento similar formarán una sola franja, mientras las cuencas que se ubiquen fuera de dicha franja, puede considerarse como pertenecientes a otro región.

**Paso 5.** La agrupación obtenida en el punto anterior, se optima por medio de una comparación de la curva de cada cuenca con los diferentes grupos de asignación. Una cuenca será subjetivamente identificada dentro de un grupo, si su curva sigue el mismo o la mayor parte del comportamiento de la envolvente que identifica al grupo.

**Paso 6.** Para finalizar se prueban los criterios SEUCLID ( $SS$ ) y COSINE ( $CS$ ), dentro de las curvas donde se tenga la incertidumbre de a qué grupo pertenece, tal como se indica a continuación:

Uno de los criterios objetivos para asignar los miembros de cada grupo se obtiene por la suma del cuadrado de las diferencias ( $SS$ ) entre los puntos ( $y$ ) que forman la curva característica del  $j$ -ésimo grupo ( $S_j$ ) y la curva de la  $k$ -ésima cuenca ( $T_k$ ) en consideración:

$$SS = \sum (S_{ij} - T_{ki})^2 \quad (1.2)$$

Dentro del grupo con el menor valor de  $SS$  es localizada la cuenca. El segundo criterio ( $CS$ ), que es la medida de la unión entre estaciones, se obtiene a partir de:

$$CS = \frac{\sum (S_{ji} * T_{ki})}{\sqrt{\sum S_{ji}^2 \cdot \sum T_{ki}^2}} \quad (1.3)$$

El criterio fluctúa entre -1 hasta +1, siendo la mejor correlación la que se aproxima al valor de  $CS \approx +1$ .

Las ventajas de este método puede resumirse en lo siguiente:

- a) Un gran número de cuencas pueden procesarse rápidamente.
- b) La técnica permite colocar en un grupo determinado alguna cuenca de la cual se tenga cierta duda sobre a que región debe pertenecer (ecs 1.2 y 1.3).
- c) No es necesario que las cuencas agrupadas en una misma región homogénea sean geográficamente vecinas, como lo considera la técnica geográfica, sino que son agrupadas de acuerdo con su respuesta hidrológica.

La aparente desventaja de este método es que el procedimiento se fundamenta en la correcta selección de las variables predictivas, por lo que sino se lleva a cabo correctamente este procedimiento, se podrá incluir información no relevante en el futuro modelo de predicción regional, con los consecuentes malos resultados.

### 1.1.3. Prueba Modificada de Langbein

Esta prueba (Lu y Stedinger, 1992) se emplea para la construcción de modelos regionales para el análisis de frecuencia de gastos máximos anuales, los cuales aprovechan la similitud del comportamiento de las frecuencias de las avenidas de diferentes cuencas en una región. sta característica de similitud de comportamiento de diferentes sitios en una región es denominada como homogeneidad regional.

La prueba utiliza la varianza muestral de la avenida normalizada de 10 años de una región homogénea, además supone que los gastos máximos anuales de las avenidas pueden ajustarse a una distribución general de valores extremos (GVE):

$$F(x) = \exp \left\{ - \left[ 1 - \left( \frac{x-u}{\alpha} \right)^\beta \right]^{1/\beta} \right\}; \quad \text{para } \beta \neq 1 \quad (1.4)$$

$$F(x) = \exp \left\{ - \exp \left[ - \left( \frac{x-u}{\alpha} \right) \right] \right\}; \quad \text{para } \beta = 0$$

Donde: (1.5)

- $\mu$       parámetro de ubicación.
- $\alpha$       parámetro de escala.
- $\beta$       parámetro de forma.

La prueba consiste de cuatro etapas:

**Etapa 1.** Obtener, mediante los momentos L insesgados y la distribución GVE, el evento de diseño para un periodo de retorno de 10 años como:

$$\hat{x}_{10} = 1 + \frac{\hat{\tau}_2}{1 - 2^{-\hat{\beta}}} \left[ 1 - \frac{0.10536 \hat{\beta}}{\Gamma(1 + \hat{\beta})} \right]; \quad \text{para } \beta \neq 0$$

$$\hat{x}_{10} = 1 + 2.4139 \hat{\tau}_2; \quad \text{para } \beta = 0$$

(1.6)

Donde: (1.7)

$\Gamma(\cdot)$  función gamma  
 $\beta$  parámetro de forma, el cual se estima como:

$$\hat{\beta} = 7.859C + 2.9554C^2$$

Donde: (1.8)

$$C = \frac{2}{\hat{\tau}_3 + 3} - 0.6309$$

(1.9)

Por otra parte, Hosking logró introducir en forma conveniente los momentos L, para la caracterización de la distribución de probabilidad, y esto puede interpretarse como una combinación lineal de los momentos de probabilidad pesada.

Siendo  $X_{i:n}$ , el i-ésimo valor más pequeño en una muestra de tamaño  $n$ , por lo que el momento L, de orden  $r$  es definido por:

$$\lambda_r = \frac{1}{r} \sum_{j=0}^{r-1} (-1)^j \binom{r-1}{j} E(X_{R-j:R})$$

Donde: (1.10)

$E(X_{r-j:r})$  Momentos de probabilidad pesada (MPP)

Greenwood definió estos momentos empleando relaciones adimensionales de los momentos L como:

Momento L-Cv (coeficiente de variación)

$$\tau_2 = \frac{\lambda_2}{\lambda_1}$$

Momento L-Cs (coeficiente de asimetría)

(1.11)

$$\tau_3 = \frac{\lambda_3}{\lambda_2}$$

Donde:

(1.12)

- $\lambda_1$  medida de ubicación
- $\lambda_2$  medida de escala
- $\lambda_3$  medida de forma

**Etapas 2.** Estimar Regionalmente la Avenida.

Este estimador es de la avenida normalizada el cual se estima utilizando el promedio pesado de los estimadores en el sitio de estudio, con respecto a su longitud de registro, es decir :

$$x_{10}^R = \frac{\sum_{i=1}^m n_i \hat{x}_{10}^i}{\sum_{i=1}^m n_i}$$

(1.13)

**Etapas 3.** Obtener el estadístico de prueba

Por la diferencia de los percentiles en el sitio de estudio, se necesita utilizar un estadístico de prueba, es decir:

$$X_{L-M}^2 = \sum_{I=1}^m \frac{\left( \hat{x}_{10}^R - \hat{x}_{10}^I \right)^2}{\text{var} \left( \hat{x}_{10}^I \right)}$$

(1.14)

En la ec 1.14 el denominador  $\text{var}\left(\hat{x}_{10}^i\right)$ , se puede estimar a través de su valor asintótico (Lu y Stedinger, 1992).

En la Tabla 1.1 se presentan los valores de la varianza asintótica y el factor de corrección, para diferentes valores de  $n$ ,  $C_v$ ,  $\beta$ . Es posible emplear los estimadores regionales de  $C_v$  y  $\beta$ , como valores de entrada a esa tabla.

**Tabla 1.1** Valores equivalentes L- $C_v$  y L- $C_s$ , para los casos de simulación de la  $\text{var}\left(\hat{x}\right)$ .

		P a r a m e t r o s d e f o r m a										$\beta$
		0.30	0.20	0.10	0.05	0.00	-0.05	-0.10	-0.15	-0.20	-0.25	-0.30
		V a l o r e q u i v a l e n t e										L- $C_v$
		0.378	0.341	0.305	0.270	0.170	0.236	0.203	0.138	0.107	0.048	-0.009
$C_v$		V a l o r e s e q u i v a l e n t e s										L- $C_s$
0.10		0.057	0.057	0.056	0.055	0.054	0.053	0.051	0.050	0.047	0.045	0.041
0.25		0.142	0.141	0.139	0.137	0.135	0.132	0.129	0.124	0.118	0.111	0.103
0.50		0.284	0.283	0.278	0.275	0.270	0.264	0.257	0.248	0.237	0.223	0.205
0.75		0.426	0.424	0.418	0.412	0.405	0.397	0.386	0.372	0.355	0.334	0.308
1.00		0.568	0.565	0.557	0.550	0.541	0.529	0.514	0.496	0.473	0.446	0.411
1.25		0.710	0.706	0.646	0.687	0.676	0.661	0.643	0.620	0.592	0.557	0.514

\* Los valores presentados equivalentes L- $C_v$  y L- $C_s$ , fueron obtenidos por medio de un proceso de simulación de Monte Carlo, realizado por Lu y Stedinger, para la distribución GVE, con una media de 1.0;  $C_v$  en el rango de 0.10 a 1.25;  $-0.3 \leq \beta \leq 0.3$  y  $10 \leq n \leq 100$ .

**Tabla 1.2** Valores asintóticos de  $\frac{n \text{var}\left(\hat{x}_{10}^i\right)}{C_v^{2(\beta+1)}}$  de los estimadores de los percentiles 90% normalizados GVE/MPP

		P a r a m e t r o s d e f o r m a										$\beta$
		0.30	0.20	0.10	0.05	0.00	-0.05	-0.10	-0.15	-0.20	-0.25	-0.30
0.10		3.353	2.288	1.643	1.406	1.200	1.018	0.850	0.694	0.548	0.415	0.295
0.25		2.210	1.632	1.262	1.128	1.015	0.913	0.817	0.720	0.619	0.512	0.401
0.50		2.021	1.530	1.150	1.000	0.874	0.768	0.679	0.602	0.530	0.459	0.384
0.75		2.280	1.800	1.344	1.135	0.950	0.778	0.635	0.517	0.422	0.349	0.291
1.00		2.717	2.272	1.759	1.493	1.230	0.981	0.754	0.558	0.401	0.286	0.215
1.25		3.263	2.892	2.365	2.056	1.728	1.395	1.072	0.777	0.525	0.334	0.214

**Tabla 1.3** Factor de corrección  $F_c$ , para  $\text{var}(\hat{x}_{10})$  en muestras pequeñas

$C_v$	$n$	P a r a m e t r o s d e f o r m a										$\beta$
		0.30	0.20	0.10	0.05	0.00	-0.05	-0.10	-0.15	-0.20	-0.25	
0.10	10	1.18	1.13	1.08	1.05	1.01	0.95	0.93	0.87	0.84	0.82	0.80
	30	1.07	1.06	1.05	1.02	1.00	0.97	0.95	0.91	0.88	0.86	0.84
	50	1.04	1.03	1.02	1.01	1.00	0.98	0.97	0.93	0.91	0.89	0.88
	100	1.03	1.02	1.01	1.01	1.00	0.99	0.99	0.95	0.93	0.91	0.90
0.25	10	1.18	1.16	1.11	1.05	1.01	0.95	0.92	0.88	0.83	0.82	0.81
	30	1.07	1.05	1.03	1.02	1.00	0.97	0.94	0.91	0.88	0.86	0.85
	50	1.04	1.03	1.02	1.01	1.00	0.98	0.95	0.93	0.91	0.89	0.88
	100	1.03	1.02	1.02	1.01	1.00	0.99	0.96	0.95	0.94	0.91	0.89
0.50	10	1.21	1.16	1.14	1.10	1.05	0.98	0.97	0.94	0.93	0.93	0.92
	30	1.08	1.06	1.04	1.03	1.02	0.99	0.98	0.94	0.93	0.92	0.91
	50	1.04	1.03	1.02	1.01	1.01	0.99	0.98	0.96	0.94	0.92	0.91
	100	1.03	1.02	1.02	1.01	1.00	1.00	0.99	0.97	0.94	0.92	0.91
0.75	10	****	1.65	1.30	1.23	1.16	1.12	1.10	1.09	1.12	1.14	1.20
	30	1.12	1.11	1.10	1.06	1.04	1.03	1.01	1.00	1.01	1.04	1.10
	50	1.08	1.04	1.03	1.03	1.03	1.02	1.01	0.98	0.98	1.03	1.08
	100	1.03	1.02	1.02	1.01	1.01	1.01	0.99	0.98	0.98	1.01	1.06
1.00	10	****	****	****	****	****	1.52a	1.47	1.38	1.41	1.50	1.66
	30	1.31a	1.23a	1.17a	1.15a	1.13a	1.11a	1.10	1.09	1.12	1.23	1.44
	50	1.16a	1.12a	1.09a	1.08a	1.07a	1.07a	1.06	1.04	1.06	1.15	1.36
	100	1.07a	1.06a	1.04a	1.04a	1.03a	1.03a	1.03	1.02	1.03	1.09	1.21
1.25	10	****	****	****	****	****	****	***	***	***	1.93	2.04
	30	1.70a	1.55a	1.39a	1.36a	1.33a	1.31a	1.26a	1.25a	1.26a	1.39	1.63
	50	1.30a	1.26a	1.19a	1.18a	1.17a	1.17a	1.13a	1.13a	1.16a	1.28	1.47
	100	1.13a	1.10a	1.08a	1.07a	1.06a	1.06a	1.03a	1.06a	1.11a	1.15	1.43

\*\*\*\* Valores mayores de 10.

a Números con  $P_r(X < 0) > 10$

**Etapa 4.** Aceptación o Rechazo de la hipótesis de homogeneidad.

El estadístico de prueba  $X_{L-M}^2$  (ec 1.14), tiene una distribución chi-cuadrada, con  $mg - 1$  grados de libertad.

Por lo que podrá rechazarse la hipótesis nula ( $H_0 =$  Región Homogénea) si se cumple que:

$$X_{L-1}^2 > X_{0.05, m-1}^2 \tag{1.15}$$

Donde:

- $mg$  Número total de estaciones del grupo analizado.
- 0.05 Nivel de significancia de la prueba.

## 1.2 Técnicas de Análisis Regional

Estas técnicas se basan principalmente en los procesos de transferencia de información y generación de estimaciones confiables básicamente en lugares de escasa información las cuales representan una inmejorable alternativa para los sitios no aforados. Los métodos explorados son: Estaciones-Año, el de Correlación y Regresión múltiple, y Avenida Índice, mismos que serán explicados a continuación:

### 1.2.1 Técnica de Estaciones-Año

Este método considera el tratamiento de una sola muestra de datos conformada por un registro modulado de eventos, el cual una vez construido es ajustado a un conjunto de distribuciones de probabilidad. La secuencia puede resumirse como sigue:

**Paso 1.** Probar la homogeneidad y consistencia de los datos registrados  $Q_i$ , en cada estación dentro de la región analizada. ( $Q_i$  = gasto máximo anual, para  $i = 1$  hasta el tamaño de muestra  $n$ ).

**Paso 2.** Obtener los estadísticos muestrales (media, varianza, etc.).

**Paso 3.** Realizar para cada serie de datos registrados la prueba de independencia de eventos, mediante la construcción del correlograma (Salas, 1980).

**Paso 4.** Obtener para cada una de las estaciones involucradas una muestra modulada de la forma  $Q_i/Q_{medj}$  para  $i = 1$  hasta  $n_j$  y  $j = 1$  hasta  $m_s$ , donde  $n$  es el tamaño de la muestra registrada y  $m_s$  es el número de estaciones en la región meteorológicamente homogénea y  $Q_{medj}$  es la media de los eventos registrados en cada estación.

Para la selección de la región meteorológicamente homogénea es recomendable seguir la técnica propuesta por Nathan y McMahon (1990). La técnica fue desarrollada para identificar regiones homogéneas utilizando primeramente ecuaciones de regresión múltiple, donde la variable dependiente son los gastos máximos anuales y las independientes son seleccionadas de un grupo de características fisiográficas y/o climatológicas que mejor describan el fenómeno en estudio.

**Paso 5.** Formar un solo registro con todos los eventos  $Q_i/Q_{medj}$ , para posteriormente ordenarlos de mayor a menor, asignarles un periodo de retorno a través de la distribución empírica de Weibull ( $Tr = (n+1)/m$ ) y una probabilidad de no excedencia ( $Pr = 1-(1/Tr)$ ), donde  $m$  = número de orden y  $n$  = tamaño de la muestra.

**Paso 6.** Al registro obtenido en el paso 5, se le aplicarán las diferentes distribuciones de probabilidad para el análisis de máximos (Normal, Lognormal, Gamma, etc.), y se seleccionará aquel que proporcione el mínimo error estándar de ajuste (Kite, 1988):

$$EE_j = \left[ \frac{\sum_{i=1}^N (g_i - h_i)^2}{N - q_j} \right]^{1/2}$$

(1.16)



donde  $g_i, i = 1, \dots, N$  son los eventos registrados,  $h_i, i = 1, \dots, N$  son los eventos calculados de la  $j$ th distribución de probabilidad ajustada y  $q_j$  es el número de parámetros estimados para la  $j$ th distribución.

**Paso 7.** Para un periodo de retorno determinado se obtiene la relación regional  $Q_i/Q_{med_j}$  donde  $j$  es cualquier sitio dentro de la región homogénea.

**Paso 8.** Si se quiere estimar en una cuenca con escasa información, basta multiplicar la relación regional obtenida en el paso anterior por el valor  $Q_{med_j}$  correspondiente a la estación  $j$  analizada. Por el contrario, si se desean realizar estimaciones en cuencas no aforadas dentro de la región, se propone la construcción de una relación  $Q_{med_j}$ -Area, para que a partir de ella se pueda inferir el valor correspondiente de  $Q_{med_s}$ , para el área de la cuenca en el sitio no aforado ( $S$ ).

### 1.2.2 Técnica de correlación y regresión múltiple

El objetivo del análisis de regresión múltiple es seleccionar una ecuación óptima combinando variables independientes para las cuales se puede estimar una respuesta. La ecuación es aquella que mejor describe la actual relación entre las variables independientes y dependiente (aproximación física) o aquella la cual estima mejor a las variable dependiente de las independientes (aproximación estadística), si la verdadera relación física no es conocida.

Las características en la frecuencia de las variables dependientes pueden expresarse en términos de índices geomorfológicos y factores de clima de la cuenca (Escalante y Raynal, 1990). La dependencia e independencia de las variables se estima para cada sitio aforado mediante un proceso de correlación y regresión discriminante, donde la aportación de cada variable independiente es probada hasta lograr un modelo de regresión en el cual todas las variables que en él intervengan sean estadísticamente significativas (prueba del estadístico  $t$ ) para la predicción de la variable dependiente analizada (Hann, 1977). En la práctica el número de variables independientes no debe exceder aproximadamente un tercio del número de observaciones. Por lo tanto se debe tener cuidado de no arriesgar la confiabilidad de la estimación de los coeficientes por incluir variables de más.

El modelo de regresión puede ser del tipo:

$$Y = a + b_1X_1 + \dots + b_nX_n \tag{1.17}$$

Donde:

- $Y$  variable dependiente
- $X$  características fisiográficas y/o climatológicas del sitio en estudio
- $a, b_i$  conjunto de parámetros a estimarse de los datos

Existen dos alternativas para realizar el procedimiento, la primera es asociar los eventos con un período de retorno asignado a las características fisiográficas y/o climatológicas; y la segunda es la asociación de las características con los parámetros de una distribución de probabilidad característica en toda la región analizada. En ambos casos la secuencia de cálculo es la siguiente:

**Paso 1.** Recabar la información sobre los eventos por ser analizados en cada una de las estaciones de la región estudiada, así como la determinación de las características fisiográficas y climatológicas.

**Paso 2.** Probar la homogeneidad, independencia y consistencia de toda la información recabada (Salas, 1988). La técnica de correlación múltiple considera que las muestras (las variables independientes y dependiente) tienen una relación multivariada normal, que debe ser respetada al aplicarse el método. Para cada serie de datos deberá chequearse si el coeficiente de asimetría muestral es igual a cero y el coeficiente de kurtosis igual a tres. En el caso de que no se cumplan estas condiciones deberá Normalizarse la muestra a través de los logaritmos naturales o cualquier otro procedimiento de transformación.

**Paso 3.** A los gastos máximos anuales registrados se le deberán ajustar las diferentes distribuciones de probabilidad para el análisis de máximos y se selecciona aquel que tenga el mínimo error estándar de ajuste. Cuando exista la posibilidad de caracterizar a toda la región con la misma distribución de probabilidad es necesario asociar los parámetros de ésta (variable dependiente), con las características físicas y/o climáticas de las cuencas en la región en estudio (variables independientes), en caso contrario, se obtendrá en cada sitio, el evento de diseño para un período de retorno determinado y se considerará como variable dependiente. A partir de este procedimiento se construye un sistema de ecuaciones normales, el cual debe resolverse para obtener las ecuaciones regionales. Se debe recordar que para determinar cuantas variables independientes deben incluirse finalmente en el modelo de regresión se realizará un análisis de varianza (Hann, 1977).

**Paso 5.** Para realizar estimaciones en cuencas con nula información será necesario determinar las características físicas y climáticas más relevantes (de acuerdo con el análisis del paso anterior) y sustituirlas en las ecuaciones regionales resultantes.

### 1.2.3 Método de la Avenida Índice

Los procedimientos regionales más simples estiman la distribución de una variante adimensional de la avenida,  $X$ , donde  $X = Q/Q_{2.33}$ , siendo  $Q_{2.33}$  la avenida índice y es valor donde se presenta la media de la distribución de Valores Extremos Tipo I (Gumbel).

El método de la avenida índice considera que las distribuciones de los gastos máximos para todos los sitios dentro de la región homogénea son idénticas, y la secuencia de los pasos se resume como sigue:

**Paso 1.** Probar la homogeneidad y consistencia de los datos registrados  $Q_i$ , en cada estación dentro de la región analizada. ( $Q_i$  = gasto máximo anual, para  $i = 1$  hasta el tamaño de muestra  $n$ ). Generalmente se excluyen aquellas estaciones que tienen menos de cinco años de registro de gastos, así como las corrientes reguladas o controladas.

**Paso 2.** Con los periodos de registro de cada estación se prepara una gráfica de barras, en ella se observa cual estación o estaciones muestran el tamaño de registro más grande, seleccionando el periodo base considerando que éste debe incluir el número máximo de estaciones-año.

- Paso 3.** En aquellas estaciones en que no se tengan todos los datos del periodo base elegido ( $n$ ), estos se pueden completar mediante técnicas de correlación y regresión simple o múltiple (Hann, 1977).
- Paso 4.** Los gastos máximos anuales de cada estación son ordenados de mayor a menor y se les asigna un periodo de retorno a través de la distribución empírica de Weibull ( $Tr = (n+1)/m$ ) y una probabilidad de no excedencia ( $Pr = 1-(1/Tr)$ ), donde  $m$  = número de orden y  $n$  = tamaño de la muestra.
- Paso 5.** Para cada una de las muestras de datos se deberán obtener sus estadísticos muestrales (media, varianza, etc.).
- Paso 6.** Realizar para cada serie de datos registrados la prueba de independencia de eventos, mediante la construcción del correlograma (Salas, 1980). Si alguna de las muestras no paso la prueba deberá retirarse del modelo regional.
- Paso 7.** A cada serie se le ajusta la distribución Gumbel y se estima el valor de la avenida índice  $Q_{2.33}$ .
- Paso 8.** Una vez obtenido el  $Q_{2.33}$ , se continúa con la prueba de homogeneidad, y así se comprueba si las estaciones en estudio tienen un comportamiento similar, con un cierto grado de incertidumbre (Kite, 1988).
- Paso 9.** Para cada sitio  $j$  se obtienen las relaciones  $Q_i^j / Q_{2.33}^j$ .
- Paso 10.** Para cada periodo de retorno  $T$  se tienen las diferentes relaciones  $Q_i^j / Q_{2.33}^j$  de los diferentes sitios  $j$ . Ahora es necesario obtener la mediana de esas relaciones, para lo cual deberán ordenarse de mayor a menor y seleccionarla dependiendo si  $j$  es impar o par.
- Paso 11.** Cada mediana se dibuja con respecto a su correspondiente periodo de retorno, obteniéndose así una curva regional de frecuencias, la cual se deberá extender manualmente sin prefijar su tendencia para emplearla en periodos de retorno más grande al tiempo base seleccionado. Para hacer uso de esta curva regional de frecuencias solo se requiere emplear la gráfica resultante, la cual proporciona un valor de la relación  $Q / Q_{2.33}$  para un periodo de retorno  $T$  seleccionado y bastará multiplicarla por el valor de  $Q_{2.33}$ . En el caso de cuencas no aforadas dicho valor puede inferirse a través de una relación entre  $Q_{2.33}^j - Area^j$ .

Las técnicas presentadas no son las únicas, sin embargo, son las más utilizadas en la práctica hidrológica. Una desventaja de estos métodos puede ser que para su aplicación se requiere de al menos tres estaciones en la región meteorológicamente homogénea analizada, lo cual muchas veces no es posible de obtener.

## 2. TECNICAS DE ESTIMACION DE AVENIDAS DE DISEÑO

La mayoría de la literatura disponible sobre las técnicas de estimación de avenidas le da mayor importancia al análisis de la distribución marginal de los gastos de pico ( $Q_p$ ) y menos a los volúmenes totales ( $V_t$ ) de dichas avenidas, sin embargo, existen algunas publicaciones donde se analizan las relaciones lineales y no lineales entre  $Q_p$  y  $V_t$  o se emplean técnicas multivariadas para su estudio.

Los métodos propuestos pueden dividirse en dos grupos bien definidos, aquellos que se basan en la construcción de curvas de reducción y los que realizan un análisis multivariado de las componentes de los hidrogramas registrados a través de distribuciones de probabilidad. Sin embargo, en nuestro país la técnica más empleada es la llamada de Mayoración.

A continuación se presenta una breve descripción de estas técnicas.

### 2.1 Técnica de Mayoración de la avenida más adversa

El método de Mayoración de avenidas es uno de los métodos más utilizados en México (Domínguez et al., 1980). El primer paso de esta técnica consiste en seleccionar la avenida máxima registrada, la cual puede considerarse bajo cierto criterio como la más adversa. Una vez seleccionada, se deberá obtener un hidrograma adimensional, donde cada ordenada será calculada como  $Q_i/Q_p$  para  $i = 1$  hasta la duración  $d$  (horas o días). Posteriormente, con el objetivo de estimar los eventos de diseño para diferentes periodos de retorno ( $Q_T$ ), se deberá realizar un análisis de frecuencias a los gastos máximos anuales y, mediante un criterio de bondad de ajuste, seleccionar aquella distribución de probabilidad que mejor describa el comportamiento de la muestra analizada. Finalmente, para obtener la avenida de diseño solo se requiere multiplicar las ordenadas  $Q_i/Q_p$  del hidrograma adimensional por el valor estimado de  $Q_T$ , obteniendo así una avenida con las mismas características de la más adversa registrada, solo que más grande.

De acuerdo con lo anterior este método es rápido y fácil de aplicar, sin embargo, presenta algunas debilidades, la más obvia, es la correcta determinación de la avenida más adversa, ya que existen tres posibilidades para seleccionarla: el valor registrado más grande de  $Q_p$ , de  $V_t$  o una combinación de ambos. Otra incertidumbre que se puede adicionar se refiere al número de avenidas disponibles para llevar a cabo el análisis, ya que muchas veces se propone cierta avenida base para el proceso de Mayoración y al año siguiente se presenta otra con condiciones más adversas.

### 2.2 Técnicas que utilizan curvas de reducción

El National Environment Research Council (NERC, 1975) propuso un método para estimar avenidas, a través de la relación entre el promedio de los gastos medios máximos anuales con diferentes duraciones  $d$ , las cuales pueden variar de 1 a 10 días, y el promedio de los gastos máximos anuales instantáneos. Estas relaciones pueden obtenerse fácilmente de la información

proporcionada en los boletines hidrométricos. Por ejemplo, para una duración de un día, el gasto medio máximo anual es igual al gasto máximo de los 365 días de cada año analizado. Para el caso de dos días de duración, el gasto medio máximo anual es el promedio máximo de dos días consecutivos de cada año analizado. Una vez obtenidos los gastos máximos anuales para diferentes duraciones se procede a calcular sus valores promedio, para lo cual se toma todo el tamaño de muestra disponible. A continuación se construye la “curva de reducción” (Figura 1) para cada sitio  $j$  analizado bajo el siguiente procedimiento:

- 1) obtener las relaciones  $Q'_{prom}(1 \text{ día})/ Q'_{prom}(\text{máx. instantáneo})$ ,  $Q'_{prom}(2 \text{ días})/ Q'_{prom}(\text{máx. instantáneo})$ , . . . ,  $Q'_{prom}(10 \text{ días})/ Q'_{prom}(\text{máx. instantáneo})$ , llamadas “radios de reducción”  $r'(d)$  para cierta duración  $d$ .
- 2) Suavizar la tendencia de la relación  $r(d)-d$  mediante el ajuste de una curva del tipo:

$$r^j(d) = \frac{1}{(1 + Bd)^N}$$

(2.1)

donde  $N$  y  $B$  son parámetros obtenidos empíricamente.

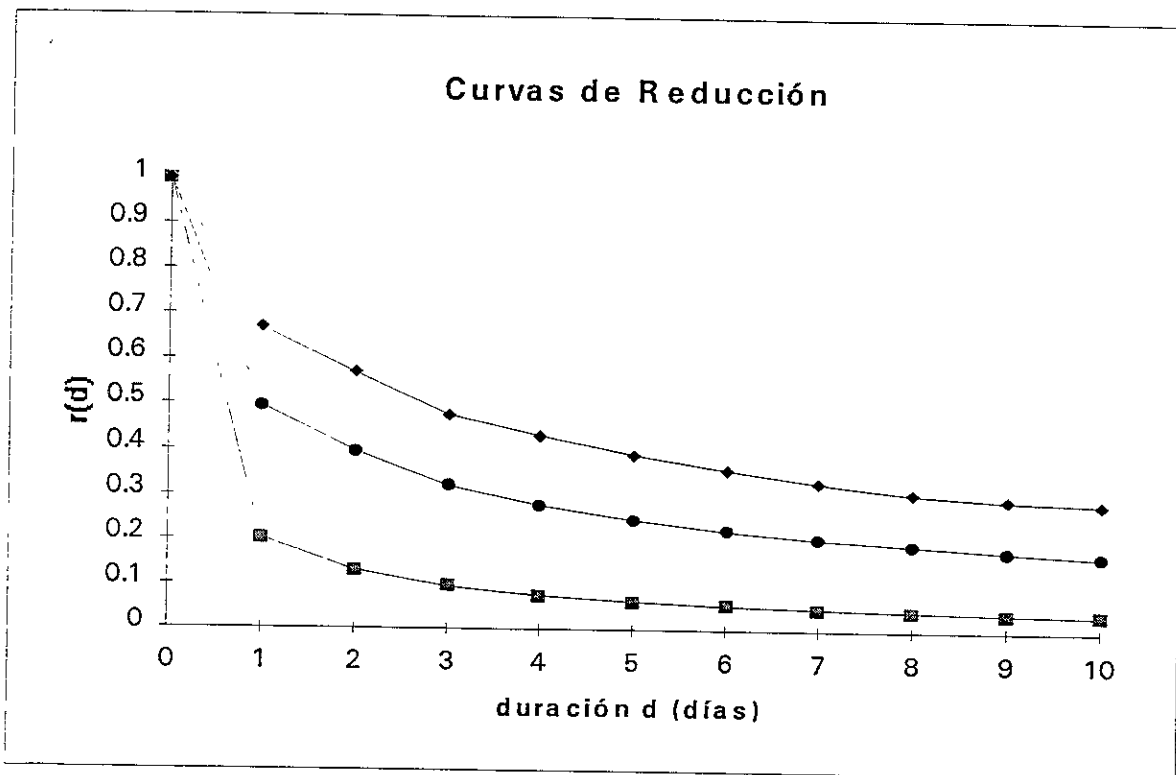


Figura 2.1 Curvas de reducción para cada sitio analizado en una región

Para estimar el gasto de diseño  $Q_T$  para cierto periodo de retorno  $T$  (años) se debe utilizar la ecuación:

$$Q_T = \left( \frac{Q_i(\text{máx. instantáneo})}{Q_{prom}^j(\text{máx. instantáneo})} \right)_T Q_{prom}^{regional} r^j(d) \quad (2.2)$$

donde  $(Q_i(\text{máx. instantáneo}) / Q_{prom}^j(\text{máx. instantáneo}))_T$  es el valor estimado mediante el ajuste de la mejor distribución de probabilidad para sitio  $j$ , que tiene una serie de gastos máximos instantáneos  $Q_i$  desde  $i = 1$  hasta  $i = n$  años de registro. El gasto  $Q_{prom}^{regional}$  debe ser estimado al ajustar los  $Q_{prom}^j(\text{máx. instantáneo})$  a las características fisiográficas y/o climatológicas de los  $j$  sitios analizados en la región, si se trata de estimar avenidas en sitios no aforados. Para el caso de estaciones aforadas se pondrá el valor real de  $Q_{prom}^j(\text{máx. instantáneo})$ . Cabe mencionar que las estaciones analizadas deben pertenecer a la misma región meteorológicamente homogénea. El valor del radio de reducción  $r^j(d)$  puede obtenerse para el correspondiente sitio  $j$  a través de la ecuación 2.1 o de la figura 2.1.

Para estimar el volumen total de la avenida de diseño  $V_i$  para cierto periodo de retorno  $T$  se deberá repetir el procedimiento anterior, solo que la variable analizada será el volumen correspondiente a cada uno de los hidrogramas de los cuales se obtuvieron los gastos máximos anuales. La ecuación a utilizar será:

$$V_{t_T} = \left( \frac{V_{t_i}(\text{máx. instantáneo})}{V_{t_{prom}}^j(\text{máx. instantáneo})} \right)_T V_{t_{prom}}^{regional} r^j(d) \quad (2.3)$$

Como se ha visto, esta técnica si toma en cuenta al volumen para la estimación de la avenida de diseño, además del proceso de transferencia de información mediante la modelación regional, sin embargo, una posible debilidad del método es que los tiempos de pico ( $t_p$ ) y base ( $t_b$ ) no pueden obtenerse y la distribución de  $V_i$  no queda bien definida.

Una posibilidad sería el considerar que la avenida de diseño tiene la forma de un hidrograma triangular y los tiempos de pico ( $t_p$ ) y base ( $t_b$ ) son función del tiempo de concentración de la cuenca, el cual puede estimarse a través de la fórmula de Kirpich:

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (2.4)$$

Donde:

- $t_c$  tiempo de concentración (h)
- $L$  longitud del cauce principal (km)
- $S$  pendiente del cauce principal (km/km)

Otra lo sería en suponer que el hidrograma de diseño mantiene la misma relación  $t_p - t_b$  de la avenida máxima registrada.

Balocki y Burges (1994) emplearon las curvas de frecuencia volumen-duración ( $V_t - d$ ) para la construcción de hidrogramas para periodos de retorno más grandes al de registro. Su método fue aplicado a siete cuencas ubicadas en la región Noroeste de los Estados Unidos. Los autores no observaron ninguna relación aparente entre las características fisiográficas y/o climatológicas de las cuencas analizadas con la relación volumen-frecuencia. Finalmente, proponen un método para construir los hidrogramas de las avenidas de diseño para altos periodos de retorno.

El Instituto de Ingeniería de la UNAM y la Comisión Federal de Electricidad proponen un método para el cálculo de avenidas de diseño (Vázquez, 1995) con un enfoque semejante al del NERC. Esta técnica consiste en calcular gastos promedio máximos con duraciones de 1 a 15 días, para todo el período de registro de la estación analizada. Posteriormente, con el objetivo de estimar gastos  $Q_T$  para determinados periodos de retorno  $T$  (años), a cada una de estas series se les ajusta una función de probabilidad.

A partir de estos valores, y para un periodo de retorno seleccionado, se calculan las ordenadas de un hidrograma, el cual deberá ordenarse de manera que tenga forma semejante a los registrados. Con este hidrograma es posible calcular el volumen asociado a esta avenida. De la misma forma que el método NERC, el ordenamiento anterior presenta el defecto de la subjetividad; además, se supone que la probabilidad de que se presenten los gastos individuales  $Q_1, Q_2$ , etc., es la misma para cada uno de ellos, lo cual puede producir en conjunto una probabilidad para la avenida de diseño totalmente diferente a la requerida. Vázquez (1995) añadió al método anterior un procedimiento que permite realizar un análisis de las posibles combinaciones de gastos medios diarios y calcular un gasto de descarga esperado. Dicho método se basa en ordenar los gastos medios diarios a partir de los que se presentaron con mayor frecuencia en las avenidas registradas máximas de cada año. Esto se hace asignando al gasto medio de cada día de la avenida analizada, un número de orden que corresponde al utilizado para seleccionar los promedios máximos para varias duraciones. Se calculan las posibles combinaciones para los días con mayor gasto en la avenida, es decir, si se seleccionan 4 días, entonces se tendrán  $2^{4-1} = 8$  combinaciones posibles. De cada una de ellas se observa su frecuencia dentro de las avenidas registradas, para que una vez transitados los hidrogramas que resulten de las combinaciones, se calcule el valor esperado del gasto máximo de descarga o la carga máxima sobre el vertedor.

### 2.3 Relaciones lineales y no lineales entre gasto pico y volumen

Rogers (1979) plantea el uso de relaciones  $Q_p - V_t$  a través de variables que él llama estandarizadas y las considera de primer orden como  $Q_p/V_t$  y de segundo como  $Q_p/V_t^2$ . El autor logra establecer que:

$$\log \frac{q_i}{V_t^2} = -\log(1.34t_p) - \log V_t$$

(2.5)

Donde:

$q_t$	gasto unitario
$V_t$	volumen total
$t_p$	tiempo pico del hidrograma

El autor analizó el coeficiente de correlación y las pendientes para los dos órdenes considerados, encontrando que el de segundo orden tiene un mejor comportamiento para la linealización de la distribución del escurrimiento. Posteriormente, llevo a cabo una comparación con la técnica del hidrograma unitario, obteniendo que el procedimiento de gastos pico estandarizados supera a la teoría del hidrograma unitario en la mayoría de las cuencas analizadas, cuyas áreas varían de 6 a 700 km<sup>2</sup>.

Singh y Aminian (1986) retomaron la relación entre volumen y gasto pico que plantea Rogers (1979) como:

$$\log Q_p = b + \alpha \log V_t \quad (2.6)$$

o bien restando  $2 \log V_t$  en ambos lados se tiene:

$$\log \left( \frac{Q_p}{V_t^2} \right) = b + m^* \log V_t \quad (2.7)$$

donde  $m^* = \alpha - 2$ .

Este estudio es muy similar al planteado por Rogers (1979) pero con la diferencia de que el volumen de escurrimiento considerado es el directo y no el total. Los autores relacionaron los parámetros  $b$  y  $m^*$  con algunas características fisiográficas de las cuencas, como el área, longitud y pendiente del cauce principal y encontraron que el área de la cuenca explicaba más del 86% de la varianza de  $b$  y se determinó que no hay correlación significativa entre  $m^*$  y los parámetros de la cuenca, por lo que uno o dos eventos son suficientes para establecer la relación  $Q_p - V_t$ .

Como aplicaciones, los autores proponen el uso de los números de escurrimiento  $N^*$  del método del Servicio de Conservación de Suelos de Estados Unidos, con lo que llegan a una relación entre  $Q_p - N^*$ , el planteamiento del hidrograma unitario para cualquier duración, la determinación de la no linealidad de la cuenca, la determinación de la carga de sedimentos y la evaluación de la similitud de la cuenca.

Hawkins y Pole (1989) analizaron las relaciones propuestas por Rogers (1979) y establecieron el caso general como:

$$\log \left( \frac{Q_p}{V_t^k} \right) = b + (m^* - k) \log V_t \quad (2.8)$$



Los autores determinaron la existencia de una correlación espuria entre las variables, ya que de hecho en el modelo de primer orden y órdenes superiores se tienen siempre coeficientes de correlación muy cercanos a 1. En efecto, entre más grande es  $k$  existe una mayor correlación entre las variables. Rogers (1979) defiende esto diciendo que la relación resultante es de interés en hidrología, aunque se trate de una autocorrelación.

Los autores concluyen que la estandarización de la relación  $Q_p - V_t$  es innecesaria desde cualquier punto de vista y que en el procedimiento se tiene además la peligrosa habilidad de hacer parecer bien a los datos malos y, aunque menos frecuente, hacer parecer mal a los datos buenos.

En la revisión del modelo  $Q_p - V_t$  se observa además que el coeficiente de correlación va aumentando conforme lo hace  $k$  en la mayoría de los casos, aunque los autores presentan un caso en que  $k = 1$ , produce un coeficiente de correlación muy cercana a cero, mientras que  $k = 0$  y  $k = 2$  y producen un coeficiente de correlación  $r^2 = 0.78$  en ambos casos.

Molfino y Cruise (1990) consideran nuevamente la propuesta de Rogers (1979), relacionado con la dependencia de  $Q_p - V_t$  y hacen referencia al trabajo de Hawkins y Pole (1989) y llevan a cabo un análisis de la estandarización para los casos de orden cero, uno y dos planteados por Rogers (1979). En el artículo se observa el comportamiento de  $r^2$  con respecto a los términos de la pendiente  $m^*$ ,  $m^* - 1$  y  $m^* - 2$  y comparan el coeficiente de correlación para los casos  $k = 1$  y  $k = 2$  con el caso  $k = 0$ , el cual se considera como el caso original.

Los autores concluyen que es posible establecer la relación  $Q_p - V_t$  no estandarizada para cualquier cuenca con unos pocos eventos observados sin importar la ubicación de la cuenca. Consideran que esa relación proporciona toda la información sobre la respuesta de la cuenca e indican que no se requiere de estandarización alguna y por lo tanto no existe posibilidad de correlación espuria. Mencionan además que el uso del modelo de 2º orden puede producir serios errores, ya que al tener  $r^2$  altos se puede hacer creer que existe una muy buena correlación entre las variables originales  $Q_p$  y  $V$  cuando no sea el caso. El coeficiente de correlación calculado con la relación sin estandarizar ( $k = 0$ ) si es una medida más real de la relación entre dichas variables.

Concluyen además que la relación original entre  $Q_p - V_t$  provee mejores relaciones para cuencas que responden en forma directamente proporcional a la entrada. Si esto no se cumple, se deberá tener cuidado en la aplicación del concepto.

## 2.4 Técnicas de estimación conjunta

Hiemstra y Francis (1979) proponen un método para obtener una familia de hidrogramas con la misma probabilidad de excedencia, caracterizadas por su gasto de pico y su volumen, las cuales son modeladas con una distribución de probabilidad bivariada Lognormal. La técnica se basa en el análisis de series de excedentes anuales y el nivel de umbral o truncamiento debe seleccionarse de tal forma que el número de avenidas corresponde con el número de años de registro.

Peagram y Deacon (1992) aplicaron la técnica de Hiemstra y Francis en el análisis de máximos anuales, con el inconveniente de que se reduce el espacio muestral de las avenidas extremas analizadas. El método fue desarrollado al tomar en cuenta que las muestras analizadas cumplieran con las siguientes condiciones: 1) registros de 10 o más años, 2) áreas drenadas mayores de 10

km<sup>2</sup>, y 3) los volúmenes de escurrimiento directo de los hidrogramas analizados se estiman al considerar un gasto base constante igual al 10% del gasto máximo. Las curvas de llenado y vaciado de cada hidrograma fueron extendidas para no incluir el efecto de los hidrogramas antecedentes o subsecuentes.

Para el desarrollo del modelo los autores emplearon la función de distribución de probabilidad normal en su forma estandarizada. Las variables analizadas  $Q_p$  y  $V_t$  fueron transformadas mediante la aplicación de logaritmos naturales (Ln) y son llamadas por los autores como estandarizadas, y emplearon un algoritmo de integración para evaluar la probabilidad conjunta de que Ln ( $Q_p$ ) y Ln ( $V_t$ ) sean excedidos y estén asociados al coeficiente de correlación de la muestra analizada  $r(Q_p, V_t)$ . Adicionalmente, fijando el valor de  $Q_p$  generaron una función de distribución condicional para  $V_t$ . El producto de este análisis es una tabla donde se representa la variación de  $V_t$  en función del valor de  $Q_p$  para tres diferentes combinaciones probabilísticas condicionales seleccionadas y diferentes valores de  $r(Q_p, V_t)$  y  $T$ . Una vez obtenidas las tres diferentes relaciones  $(Q_p, V_t)_T$  para cierto periodo de retorno  $T$ , la forma de los hidrogramas se obtienen empleando las relaciones de la distribución Gamma de tres parámetros (Hiemstra y Francis, 1979). La desventaja es que se tienen tres diferentes hidrogramas y se requiere seleccionar alguno de ellos como el de diseño. Además, la restricción impuesta de las relaciones condicionales probabilísticas entre los eventos  $Q_p$  y  $V_t$  de 25%-75%, 50%-50%, 75%-25% para estas tres avenidas generadas parecen muy restrictivas, es decir, una mejor avenida calculada pudiera tener la relación 85%-15%.

Ashkar y Russell (1982) estudiaron la aplicación de funciones de distribución de probabilidad (FDP) para el análisis trivariado de avenidas. Las variables seleccionadas fueron el gasto pico  $Q_p$ , el volumen  $V$ , y su duración  $t_b$ . Las series analizadas fueron de duración parcial y la forma considerada del hidrograma triangular. Con esta forma del hidrograma la duración total  $t_b$  puede dividirse en dos partes específicas: duración de ascenso,  $t_p$  y duración de descenso  $t_r$ . Estas variables, que se consideran como la suma de una componente determinística y otra no determinística, junto con el volumen son analizadas a través de FDPs. Las FDPs utilizadas en el ajuste son del tipo exponencial. Finalmente, se comparan las FDPs empíricas y ajustadas para diferentes duraciones y se obtuvieron resultados razonablemente buenos.

Bergmann y Sackl (1985) desarrollaron un método estadístico bidimensional para el análisis de frecuencias de avenidas, en donde se involucra el gasto pico  $Q_p$  y el volumen total  $V_t$ . Los eventos analizados se representan como puntos en el plano coordenado. Con esto para cada probabilidad definida por el periodo de retorno  $T$  seleccionado, será posible obtener  $Q_p$  y  $V_t$ . Sin embargo, dado que se trata de curvas de igual probabilidad, se tendrán un número importante de combinaciones  $Q_p - V_t$  dado  $T$ . La recomendación es seleccionar aquella que produzca los efectos más desfavorables sobre la estructura por diseñar. La forma final de la avenida se determina mediante hidrogramas normal estándar.

Gutiérrez y Aldama (1990) proponen un método que permite estimar avenidas de diseño en una forma probabilística. La técnica considera que el periodo de retorno del hidrograma de diseño es igual a la multiplicación de los periodos de retorno del gasto pico  $Q_p$ , el volumen total  $V$ , y el tiempo de pico  $t_p$  lo cual pretende reducir la incertidumbre asociada con la extrapolación de periodos de retorno mucho mayores que el de registro. Para la selección de la avenida se toma en

cuenta la combinación más desfavorable en términos de los efectos que dicha avenida provoca en la obra que se pretende revisar o diseñar.

Escalante (1998a) propuso una técnica que consiste en estimar avenidas de diseño a través de la modelación conjunta bivariada de 4 variables aleatorias: gasto de pico ( $Q_p$ ), volumen total ( $V_t$ ), volumen acumulado antes del gasto pico ( $V_a$ ) y el volumen acumulado después del gasto de pico ( $V_d$ ). Las relaciones bivariadas  $Q_p-V_t$ ,  $Q_p-V_a$ ,  $Q_p-V_d$  y  $V_a-V_d$  son modeladas por una distribución de probabilidad bivariada, conocida como el Modelo Logístico (Gumbel, 1960):

$$F(x, y, m) = \exp \left\{ - \left[ (-\ln F(x))^m + (-\ln F(y))^m \right]^{\frac{1}{m}} \right\} \quad (2.9)$$

donde:  $m$  = parámetro de asociación bivariada ( $m > 1$ ),  $F(x)$  y  $F(y)$  son las distribuciones de probabilidad marginal: Gumbel o General de Valores Extremos (Raynal, 1985) o Gumbel Mixta (Escalante, 1998b).

El método se basa en considerar que todas componentes analizadas ocurren conjuntamente con la misma probabilidad, es decir:  $F(Q_p-V_t) = F(Q_p-V_a) = F(Q_p-V_d) = F(V_a-V_d)$ . El procedimiento establece la formación de un sistema de 4 ecuaciones con 4 incógnitas a través del uso de la ecuación (9), dicho sistema no lineal puede resolverse por cualquier técnica disponible como: Newton-Raphson, modificado de Newton-Raphson o la de Broyden (Burden et al, 1981). A continuación se hace una breve descripción del procedimiento de cálculo:

**Paso 1.** Se obtienen los estimadores univariados por máxima verosimilitud de los parámetros de las distribuciones ajustadas a las variables  $Q_p$ ,  $V_t$ ,  $V_a$  y  $V_d$ , los cuales servirán como valores iniciales dentro del proceso de cálculo de los estimadores de las distribuciones bivariadas.

**Paso 2.** Se obtienen los estimadores por máxima verosimilitud de los parámetros para cada una de las relaciones bivariadas  $Q_p-V_t$ ,  $Q_p-V_a$ ,  $Q_p-V_d$  y  $V_a-V_d$ , de acuerdo con el procedimientos propuestos por Raynal (1985) o Escalante (1998b) dependiendo del tipo de distribución marginal utilizada.

**Paso 3.** Se plantea el sistema de ecuaciones no lineales. El método seleccionado de solución requiere de valores iniciales de  $Q_p$ ,  $V_t$ ,  $V_a$  y  $V_d$ , los cuales pueden obtenerse, para una probabilidad o periodo de retorno seleccionado a través de las distribuciones ajustadas en el paso número 1. Estos valores se pueden designar como  $Q_p^*$ ,  $V_t^*$ ,  $V_a^*$  y  $V_d^*$ , y se resuelve el sistema planteado. Si la diferencia entre el valor izquierdo y derecho de la ecuación 4 es menor que cierta tolerancia, por ejemplo  $1E-05$ , para las cuatro combinaciones bivariadas, entonces los valores  $Q_p^*$ ,  $V_t^*$ ,  $V_a^*$  y  $V_d^*$  de esa etapa se consideran como las componentes de la avenida de diseño, en caso contrario, se ajustarán estos valores paso a paso hasta que se logre la tolerancia seleccionada.

Para darle forma al hidrograma se propone que el valor del tiempo de pico ( $t_p$ ) y el tiempo de vaciado (tiempo base menos tiempo de pico,  $t_r$ ) sean calculados regionalmente a través de una

técnica de correlación y regresión múltiple. Las variables independientes serán las características fisiográficas y/o climatológicas de las cuencas que pertenecen a la misma región meteorológicamente homogénea.

Goel et al. (1998) desarrollaron una metodología para la modelación multivariada de escurrimientos bajo la consideración de series de duración parcial y la distribución de probabilidad Normal. La metodología realiza la modelación univariada y bivariada de las características del flujo y ofrece varias alternativas de interpretación probabilística, lo cual no es posible en el análisis de frecuencias convencional. El método hace uso de un proceso conocido como transformación de potencia de dos pasos (TSTP) para normalizar las variables analizadas y su futuro ajuste mediante la distribución Normal. La aplicación y validación de la metodología se realizó a través de datos reales y generados sintéticamente.

### 3. ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO

#### 3.1 Técnica Propuesta

Cuando se requiere estimar los eventos de diseño en un sitio particular que cuenta con poca o nula información hidrométrica se puede hacer uso de las técnicas regionales de análisis hidrológico (Capítulo 1), las cuales transfieren información desde sitios vecinos hacia la zona de estudio. Generalmente estas técnicas requieren de una cantidad importante de información, la cual en muchas ocasiones no es fácil de obtener, sin embargo han demostrado ser un excelente medio para reducir la incertidumbre inherente a la estimación de eventos de diseño. Aprovechando estas características, en este trabajo se hará uso de las técnicas de las estaciones-año y de correlación y regresión múltiple para obtener estimaciones regionales de avenidas de diseño y se propone la secuencia siguiente:

**Paso 1.** Seleccionar el número de estaciones cuyos de registros podrán ser utilizados para construir las ecuaciones regionales. El criterio propuesto se basa en seleccionar el número de estaciones que pertenecen a una misma región meteorológicamente homogénea a través del criterio de Nathan y McMahon (1990).

**Paso 2.** Para cada estación seleccionada se deberán obtener las avenidas máximas anuales a partir del registro de gastos medios diarios (Figura 3.1), de acuerdo con el siguiente procedimiento: Primero, la duración total o tiempo base ( $t_b$ ) de cada evento se define como el tiempo desde el inicio de la curva de llenado del hidrograma hasta el punto sobre la curva de vaciado donde la descarga alcanza el valor inicial. Si es necesario, la curva de vaciado se extiende para evitar el efecto de la siguiente curva de llenado.

El  $t_b$  de cada evento es dividido en dos partes  $t_p$  y  $t_r$ , que corresponden al tiempo de pico y tiempo de vaciado o recesión. Una vez definido  $t_b$ , el gasto base  $Q_b$  es obtenido al dibujar una línea horizontal a partir del punto inicial del hidrograma hasta alcanzar la curva de vaciado. Así, la avenida quedará caracterizada por el gasto de pico  $Q_p$ , el volumen total  $V_t$ , el cual es dividido en dos partes que son el volumen previo al gasto de pico  $V_a$ , y el volumen después del gasto de pico  $V_d$ , además de  $t_b$ ,  $t_p$  y  $t_r$ .

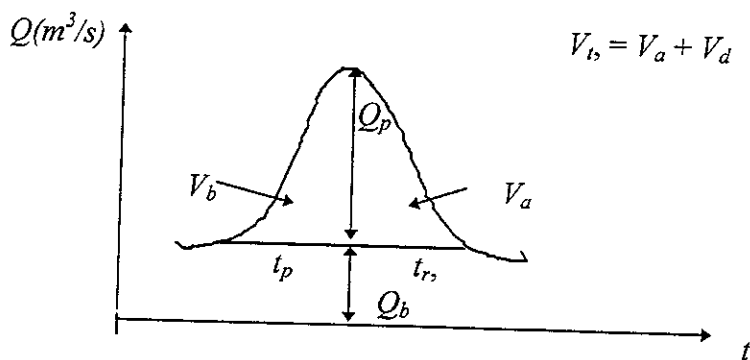


Figura 3.1. Componentes de los hidrogramas registrados.

**Paso 3.** Para cada uno de los sitios seleccionados se requiere obtener algunas características fisiográficas y climatológicas que puedan emplearse como variables independientes en los modelos de predicción regional. Los siguientes índices pueden considerarse como representativos para dicho análisis: Área drenada ( $\text{Km}^2$ ), Precipitación media anual (mm), Pendiente media de la cuenca (m/km.), Elevación media de la cuenca (msnm), Longitud de la corriente principal (km.), Pendiente de la corriente principal (m/km.), Parámetro de forma (1/km.), Densidad de corrientes ( $\text{Nc}/\text{km.}$ ), Densidad de drenaje ( $\text{km.}/\text{km}^2$ ), Latitud del centroide de la cuenca (grados), Longitud del centroide de la cuenca (grados), Coeficiente de escurrimiento (adimensional), Orden de la corriente principal (número), Perímetro del parteaguas (km.) y Temperatura media anual ( $^{\circ}\text{C.}$ )

**Paso 4.** A través de la técnica de estaciones-año se procederá a estimar una curva regional de frecuencias para los gastos máximos anuales colectados en los sitios dentro de la región homogénea, la cual permitirá obtener un evento diseño para un periodo de retorno seleccionado.

**Paso 5.** Con la técnica de correlación y regresión múltiple se procederá a obtener ecuaciones regionales para cada una de las variables dependientes  $V_a$ ,  $V_d$ ,  $t_p$  y  $t_r$  en función de  $Q_p$  y de las características fisiográficas y/o climatológicas.

Con estas técnicas es posible estimar avenidas de diseño dentro de la región meteorológicamente homogénea, específicamente en sitios con escasa o nula información hidrométrica.

Debido a que las componentes del hidrograma serán función directa del valor estimado del gasto de diseño, se deberá tener mucho cuidado con la correcta selección de la mejor distribución de ajuste a los gastos máximos anuales del sitio analizado.

A continuación se presentará parte de la teoría distribucional.

## 3.2 Teoría distribucional

### 3.2.1 Funciones discretas

El término función de masa discreta puede ser usado para una función  $f$  la cual satisface

$$\begin{aligned} f(x) &\geq 0 \text{ para toda } x \in \mathfrak{R} \\ \sum_c f(x) &= 1 \quad c = \{x_1, x_2, \dots\} \end{aligned} \tag{3.1}$$

Sea  $x$  cualquier variable aleatoria discreta entonces la función  $f$  definida por:

$$f(x) = P_r(X = x) \text{ para } x \in \mathfrak{R} \tag{3.2}$$

es una función de masa

a. Función de masa discreta con parámetro  $n$

$$f(x) = P_r(X = k) = P(A_k) = \frac{1}{n} \quad \text{para } k = 1, \dots, n$$

$$f(x) = 0 \quad \text{para otros valores de } x$$
(3.3)

b. Función de masa hipergeométrica

$$f(r) = P_r(X = r) = \frac{\binom{m}{r} \binom{n-m}{k-r}}{\binom{n}{k}} \quad \begin{array}{l} 0 \leq m \leq n \\ 1 \leq k \leq n \end{array} \quad \text{para } r = 0, \dots, k$$

$$f(r) = 0 \quad \text{para los demás valores de } r$$

$m, n, k$  parámetros

(3.4)

c. Función de masa binomial con parámetros  $n$  y  $p$

$$f(k) = P_r(X = k) = \binom{n}{k} p^k q^{n-k} \quad (n \geq 1, \quad 0 \leq p \leq 1) \quad \text{para } k = 0, \dots, n$$

$$f(x) = 0 \quad \text{para los demás valores de } x$$
(3.5)

d. Función de masa geométrica con parámetro  $p$

$$f(k) = pq^{k-1} \quad 0 < p < 1 \quad \text{para } k = 1, 2, \dots$$

$$f(x) = 0 \quad \text{si } x \text{ no es un entero positivo}$$
(3.6)

e) Función de masa binomial negativa con parámetros  $r$  y  $p$

$$f(k) = \binom{k-1}{r-1} p^r q^{n-r} \quad (r \geq 1, \quad 0 \leq p < 1) \quad \text{para } k = r, \dots, r+1$$

La geométrica es el caso especial cuando  $r = 1$

(3.7)

f) Función de masa de Poisson con parámetro  $\beta > 0$

$$f(k) = P_r(X = k) = \frac{\beta^k e^{-\beta}}{k!} \quad \text{para } k = 0, 1$$

$$f(x) = 0 \quad \text{para los demás valores de } x$$

(3.8)

### 3.2.2 Funciones continuas

Se define una densidad univariada continua para una función realmente valuada en el eje real  $\mathfrak{R}(-\infty, \infty)$  y satisface:

$$f(x) \geq 0 \quad \text{para } -\infty < x < \infty$$

$$F(x) = \int_{-\infty}^{\infty} f(x) dx = 1$$

(3.9)

Una variable aleatoria  $x$  es absolutamente continua si y solo si existe una función de densidad  $f$  para la cual

$$P_r(a < x \leq b) = \int_a^b f(x) dx \quad \text{para cualquier } a < b$$

(3.10)

Si  $x$  es una variable absolutamente continua, entonces se puede reemplazar

$$a < x \leq b \begin{cases} a \leq x \leq b \\ a \leq x < b \\ a < x < b \end{cases}$$

(3.11)

*Función de densidad Uniforme*

$$f(x) = \frac{1}{|\beta - \alpha|} \quad \alpha \leq x \leq \beta \quad \alpha, \beta \text{ parámetros}$$

$$f(x) = \frac{1}{|J|} \quad J \text{ intervalo}$$

$$f(x) = 1$$

(3.12)



media  $E(x) = \frac{\beta + \alpha}{2}$  (3.13)

varianza  $E(x - E(x))^2 = \left(\frac{\beta - \alpha}{12}\right)^2$  (3.14)

Estimadores por momentos

$$\begin{aligned}\hat{\alpha} &= \bar{x} - \sqrt{3} S \\ \hat{\beta} &= \bar{x} + \sqrt{3} S\end{aligned}$$

$\bar{x}$  media muestral  
 $S$  desviación estándar muestral (3.15)

Estimadores por máxima verosimilitud

$$\begin{aligned}\hat{\alpha} &= \min\{x\} \\ \hat{\beta} &= \max\{x\}\end{aligned}$$

(3.16)

*Función de densidad Exponencial con un parámetro*

$$f(x) = \beta e^{-\beta x} \quad x > 0 \quad \beta \text{ parámetro de escala}$$

$$f(x) = 0 \quad x < 0$$

$$F(x) = 1 - \beta e^{-\beta x} \quad (3.17)$$

media  $E(x) = \frac{1}{\beta}$  (3.18)

varianza  $(E(x) - E(x))^2 = \frac{1}{\beta^2}$  (3.19)

(3.20)

Estimadores por momentos y máxima verosimilitud

$$\hat{\beta} = \frac{1}{\bar{x}}$$

(3.21)

*Función de densidad Exponencial con dos parámetros*

$$f(x) = \frac{1}{\beta} e^{-\left(\frac{x-x_0}{\beta}\right)} \quad X_0 \text{ parámetro de ubicación; } \beta \text{ parámetro de escala}$$
$$F(x) = 1 - e^{-\left(\frac{x-x_0}{\beta}\right)} \quad (3.22)$$

$$\text{media} \quad E(x) = x_0 + \beta \quad (3.23)$$

$$\text{varianza} \quad E(x - E(x))^2 = \beta^2 \quad (3.24)$$

$$\text{sesgo} \quad g = 2 \quad (3.25)$$

$$\text{La variable estandarizada es} \quad (3.26)$$

$$y = \left(\frac{x - x_0}{\beta}\right)$$

$$\text{densidad de } y \quad (3.27)$$

$$g(y) = e^{-y}$$

$$\text{distribución} \quad (3.28)$$

$$G(y) = 1 - e^{-y}$$

$$\text{Estimadores por momentos} \quad (3.29)$$

$$\hat{\beta} = s$$

$$\hat{x}_0 = \bar{x} - s$$

$$\text{Estimadores por máxima verosimilitud} \quad (3.30)$$

$$L(x_i, x_0, \hat{\beta}) = L(x_i, \theta) = \prod_{i=1}^n f(x_i) = \prod_{i=1}^n \frac{1}{\beta} e^{-\left(\frac{x_i - x_0}{\beta}\right)} \quad (3.31)$$

$$LL = \ln L(x_i, \theta) = -n \ln \beta - \sum_{i=1}^n \frac{(x_i - x_0)}{\beta} \quad (3.32)$$

$$\therefore \hat{\beta} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - x_{(1)})}{n-1} \quad (3.33)$$

$$\hat{x}_0 = x_w - \frac{1}{N} \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - x_{(1)})}{n-1} \quad (3.34)$$

$x_{(1)}$  primer valor de la muestra ordenada de menor a mayor (valor más chico de la muestra)

### Función de densidad Normal

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-1/2\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad -\infty < x < \infty \quad \mu, \sigma \text{ parámetros de ubicación y escala} \quad (3.35)$$

$$F(x) = \int_{-\infty}^x \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{-1/2\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad (3.36)$$

media  $E(x) = \mu$  (3.36)

varianza  $E(x - E(x))^2 = \sigma^2$  (3.37)

variable normal reducida (3.38)

$$y = \left(\frac{x - \mu}{\sigma}\right) \quad (3.39)$$

densidad estándar

$$g(y) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-y^2/2} \quad (3.40)$$

distribución estándar

$$G(y) = \int_{-\infty}^y \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-y^2/2} dy \quad (3.41)$$

Estimadores por momentos

$$\hat{\mu} = \bar{x}$$
$$\hat{\sigma}^2 = \frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n-1} \quad (3.42)$$

Estimadores máxima verosimilitud

$$L(x, \mu, \sigma^2) = L(x, \theta) = \prod_{i=1}^n f(x_i) = \prod_{i=1}^n \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma}} e^{-1/2 \left[ \frac{x_i - \mu}{\sigma} \right]^2}$$
$$= \frac{1}{(\sqrt{2\pi\sigma})^n} e^{-1/2 \sum \left[ \left( \frac{x_i - \mu}{\sigma} \right) \right]^2} \quad (3.43)$$

obteniendo

$$\frac{\partial \mathcal{L}}{\partial \mu} = 0; \quad \frac{\partial \mathcal{L}}{\partial \sigma^2} = 0$$

y resolviendo conjuntamente

$$\hat{\mu} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \bar{x}_i$$
$$\hat{\sigma}^2 = \frac{1}{N} \sum (x_i - \bar{x})^2 \quad (3.44)$$

Para obtener un estimador no sesgado de  $\hat{\sigma}^2$ , el estimador anterior debe multiplicarse por  $\left( \frac{N}{N-1} \right)$  por lo que:

$$\hat{\mu} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n x_i$$

$$\hat{\sigma}^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n-1} \quad (3.45)$$

Función de densidad Gamma con dos parámetros

$$f(x) = \frac{x^{\beta-1} e^{-x/\alpha}}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)} \quad \begin{array}{l} 0 \leq x < \infty \\ \text{si } \alpha > 0 \rightarrow g > 0 \end{array} \quad \alpha, \beta \text{ parámetros de escala y forma}$$

donde  $g$  es el coeficiente de asimetría

$$F(x) = \int_0^x \frac{x^{\beta-1} e^{-x/\alpha}}{\alpha^\beta \Gamma(\beta)} \quad (3.46)$$

$$\text{media} \quad E(x) = \beta\alpha \quad (3.47)$$

$$\text{varianza} \quad E(x - E(x))^2 = \alpha^2 \beta \quad (3.48)$$

$$\text{sesgo} \quad \frac{2}{\sqrt{\beta}} \quad (3.49)$$

$$(3.50)$$

Estimadores por momentos

$$\hat{\beta} = \left(\frac{\bar{x}}{s}\right)^2, \quad \alpha = \frac{s^2}{\bar{x}} \quad (3.51)$$

Estimadores por máxima verosimilitud

$$L(x, \alpha, \beta) = L(x, \theta) = \prod_{i=1}^n f(x_i, \theta) \quad (3.52)$$

$$LL(x, \theta) = -N\beta \ln \alpha - N \ln \Gamma(\beta) - \sum_{i=1}^n \frac{x_i}{\alpha} + (\beta-1) \sum_{i=1}^n \ln x_i$$

$\beta$  se obtiene al resolver

$$(3.53)$$

$$F(\hat{\beta}) = \ln \bar{x} - \ln \hat{\beta} + \Psi(\hat{\beta}) - \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n \ln x_i = 0 \quad (3.54)$$

para  $\beta = 1$  o más grandes

$$\psi(\hat{\beta}) \approx \ln \hat{\beta} - \frac{1}{2\hat{\beta}} - \frac{1}{12\hat{\beta}^2} \quad \text{función digamma (aproximación de Thom)} \quad (3.55)$$

$$\therefore F(\hat{\beta}) = 12 \left[ \ln \bar{x} - \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n \ln x_i \right] \hat{\beta}^2 - 6\hat{\beta} - 1 = 0 \quad (3.56)$$

Si  $A = \ln \bar{x} - \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n \ln x_i$  (3.57)

$$F(\hat{\beta}) = 12A\hat{\beta}^2 - 6\hat{\beta} - 1 = 0 \quad \therefore \quad (3.58)$$

$$\hat{\beta} = \frac{1 + \sqrt{1 + 4/3A}}{4A} \quad \text{Valor aproximado de } \hat{\beta} \quad (3.59)$$

$$\hat{\alpha} = \frac{\bar{x}}{\hat{\beta}} \quad (3.60)$$

Función de densidad Gamma con tres parámetros

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left( \frac{x - x_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{x-x_0}{\alpha}\right)} \quad \begin{array}{l} x_0 \leq x \leq \infty \\ \alpha > 0 \\ g > 0 \end{array} \quad (3.61)$$

$x_0$     parámetro de ubicación

$\alpha$      parámetro de escala

$\beta$      parámetro de forma

media         $E(x) = x_0 + \alpha\beta$  (3.62)

varianza     $E(x - E(x))^2 = \alpha^2\beta$  (3.63)

sesgo         $\frac{2}{\sqrt{\beta}}$  (3.64)

Estimadores por momentos

$$\hat{\beta} = \frac{4}{g^2}$$

$g$  coeficiente de asimetría muestral

$$\hat{\alpha} = \frac{gs}{2} \tag{3.65}$$

$$x_0 = \bar{x} - \hat{\alpha}\hat{\beta} \tag{3.66}$$

$$\tag{3.67}$$

Estimadores por máxima verosimilitud

$$L(x, x_0, \alpha, \beta) = \prod_{i=1}^n f(x_i, \underline{\theta})$$

$$\tag{3.68}$$

$$LL(x_i, \underline{\theta}) = -N\beta \ln \alpha - N \ln \Gamma(\beta) - \sum_{i=1}^n \frac{(x_i - x_0)}{\alpha} + (\beta - 1) \sum_{i=1}^n \ln(x_i - x_0)$$

$$\hat{\beta} = \frac{1}{1 - \frac{n^2}{\sum_{i=1}^n (x_i - \hat{x}_0) \sum_{i=1}^n \left[ \frac{1}{x_i - \hat{x}_0} \right]}} \tag{3.69}$$

$$\hat{\alpha} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_i - \hat{x}_0) - \frac{n}{\sum_{i=1}^n \left[ \frac{1}{x_i - \hat{x}_0} \right]} \tag{3.70}$$

$$\hat{x}_0 \text{ se obtiene de} \tag{3.71}$$

$$F(\hat{x}_0) = \sum_{i=1}^n \ln(x_i - \hat{x}_0) - N \ln(\hat{\alpha}) - N\psi(\hat{\beta}) = 0$$

$$\psi(\hat{\beta}) \text{ función digamma de } \hat{\beta} \tag{3.72}$$

*Función de densidad Log Pearson tipo III*

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)x} \left( \frac{\ln x - y_0}{\alpha} \right)^{\beta-1} e^{-\left(\frac{\ln x - y_0}{\alpha}\right)} \quad 0 < x < \infty \quad (3.73)$$

$y_0$     parámetro de ubicación  
 $\alpha$      parámetro de escala  
 $\beta$      parámetro de forma

Estimadores por momentos

$$\hat{\alpha} = \frac{\sigma_y \gamma_y}{2} = \frac{s_y g_y}{2} \quad (3.74)$$

$$\hat{\beta} = \left( \frac{2}{\gamma_y} \right)^2 = \left( \frac{2}{g_y} \right)^2 \quad (3.75)$$

$$y_0 = \mu_y - \frac{2\hat{\sigma}_y}{\hat{\gamma}_y} = \bar{y} - 2 \frac{S_y}{g_y} \quad (3.76)$$

$\bar{y}$      media muestral de los logaritmos de  $x$   
 $S_y$     desviación estandar de  $\ln x_i$   
 $g_y$     coeficiente asimetría de  $\ln x_i$

Estimadores por máxima verosimilitud

$$\hat{\beta} = \frac{1}{1 - \frac{n^2}{\sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_0) \sum_{i=1}^n \left[ \frac{1}{y_i - \hat{y}_0} \right]}} \quad (3.77)$$

$$\hat{\alpha} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_0) - \frac{n}{\sum_{i=1}^n \left[ \frac{1}{y_i - \hat{y}_0} \right]} \quad (3.78)$$

$\bar{y}_0$  se obtiene



$$F(\hat{y}_0) = \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y}_0) - N \ln \hat{\alpha} - N \psi(\hat{\beta}) = 0$$

$$y_i = \ln x_i \tag{3.79}$$

$\psi(\hat{\beta})$  función digamma de  $\hat{\beta}$   
 $n$  tamaño de muestra

*Función de Densidad de Valores Extremos Tipo I (Gumbel)*

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} e^{-\left(\frac{x-\mu}{\alpha}\right)} e^{-e^{-\left(\frac{x-\mu}{\alpha}\right)}} \quad \begin{matrix} -\infty < x < \infty \\ \alpha > 0 \end{matrix} \tag{3.80}$$

$$F(x) = e^{-e^{-\left[\frac{x-u}{\alpha}\right]}} \tag{3.81}$$

$u$  parámetro de ubicación  
 $\alpha$  parámetro de escala

media  $E(x) = \mu + 0.5772\hat{\alpha}$

varianza  $E(X - E(x))^2 = \frac{\pi^2 \hat{\alpha}^2}{6}$  (3.82)

sesgo  $\gamma = 1.14$  (3.83)

variable reducida Gumbel  $y = \frac{x-u}{\alpha}$  (3.84)

Estimadores por momentos (3.85)

$$\hat{U} = \bar{x} - 0.577\hat{\alpha} = \bar{x} - 0.45s$$

$$\hat{\alpha} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} s = 0.78s \tag{3.86}$$

$$\tag{3.87}$$

Estimadores por máxima verosimilitud

$$L(x_i, U, \alpha) = L(x_i, \theta) = \prod_{i=1}^n f(x_i, \theta) = \frac{1}{\alpha^n} \exp \left[ - \sum_{i=1}^n \left( \frac{x_i - u}{\alpha} \right) - \sum_{i=1}^n e^{-\left( \frac{x_i - u}{\alpha} \right)} \right] \quad (3.88)$$

$$LL(x_i, \theta) = \ln \prod_{i=1}^n f(x_i, \theta) = -N \ln \alpha - \sum_{i=1}^n \left( \frac{x_i - u}{\alpha} \right) - \sum_{i=1}^n e^{-\left( \frac{x_i - u}{\alpha} \right)} \quad (3.89)$$

si se usa la variable reducida  $y = \frac{x - u}{\alpha}$

$$LL(x_i, \theta) = -n \ln \alpha - \sum_{i=1}^n y_i - \sum_{i=1}^n e^{-y_i} \quad (3.90)$$

$$-\frac{\partial LL}{\partial U} = \frac{-N + \sum_{i=1}^n e^{-y_i}}{\alpha} = -\frac{P}{\alpha} \quad (3.91)$$

$$-\frac{\partial LL}{\partial \alpha} = \frac{-N + \sum_{i=1}^n y_i + \sum_{i=1}^n y_i e^{-y_i}}{\alpha} = -\frac{R}{\alpha} \quad (3.92)$$

$$\frac{\partial LL}{\partial U} = 0 ; \quad \frac{\partial LL}{\partial \alpha} = 0 \quad (3.93)$$

Estas ecuaciones no tienen solución explícita por lo que requieren de ser resueltas en forma iterativa.

$$\begin{aligned} u_{j+1} &= u_j + \delta_{u_j} \\ \alpha_{j+1} &= \alpha_j + \delta_{\alpha_j} \end{aligned} \quad (3.94)$$

$$\begin{aligned} \delta_{u_j} &= (1.11P_j - 0.26R_j) \frac{\alpha_j}{N} \\ \delta_{\alpha_j} &= (0.26P_j - 0.61R_j) \frac{\alpha_j}{N} \end{aligned}$$

Incrementos para los parámetros

$$(3.95)$$

$$P = N - \sum_{i=1}^N e^{-y_i} \quad N \text{ tamaño de la muestra}$$

$$R = N - \sum_{i=1}^N y_i + \sum_{i=1}^N y_i e^{-y_i}$$
(3.96)

El criterio de convergencia es (3.97)

$$\left( \frac{\partial LL}{\partial u} \right)_j = \frac{P}{\alpha} \approx 0; \quad \left( \frac{\partial LL}{\partial \alpha} \right)_j = \frac{-R}{\alpha} \approx 0$$
(3.98)

*Función de Densidad General de Valores Extremos (GVE)*

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \left( 1 - \left( \frac{x-u}{\alpha} \right) \beta \right)^{\frac{1}{\beta} - 1} e^{-\left[ 1 - \left( \frac{x-u}{\alpha} \right) \beta \right]^{1/\beta}}$$
(3.99)

Si  $\beta > 0 \quad \infty < x \leq u + \frac{\alpha}{\beta}$

Si  $\beta < 0 \quad u + \frac{\alpha}{\beta} \leq x < \infty$

$$F(x) = \exp \left[ - \left[ 1 - \left( \frac{x-u}{\alpha} \right) \beta \right]^{1/\beta} \right]$$
(3.100)

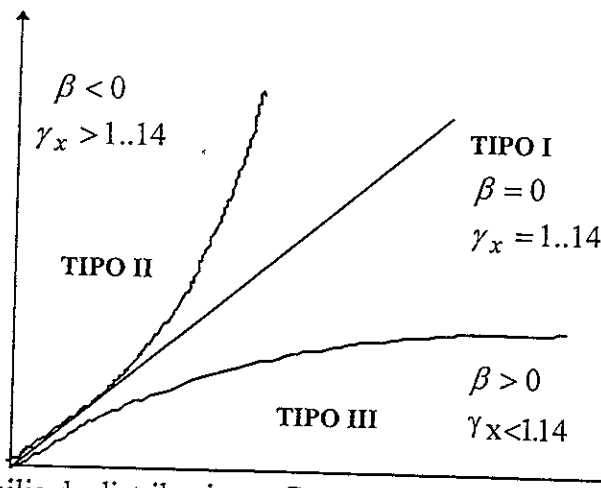


Figura 3.2 Familia de distribuciones General de Valores Extremos (GEV)

$$\gamma_x = \frac{(-1)^j \Gamma((1+3\beta) - 3\Gamma(1+2\beta) + 2\Gamma^3(1+\beta))}{[\Gamma(1+2\beta) - \Gamma^2(1+\beta)]^{3/2}}$$

$j=2$  si  $\beta < 0$   
 $j=1$  si  $\beta > 0$

$u$       parámetro de ubicación  
 $\alpha$       parámetro de escala  
 $\beta$       parámetro de forma  
 $\gamma_x$     coeficiente de asimetría

La variable reducida GVE es:

$$y = -\ln\left(1 - \left(\frac{x-u}{\alpha}\right)\beta\right)^{1/\beta}$$

Estimadores por momentos

Si  $-11.35 < g < 1.1396$        $g$  es el coeficiente de asimetría muestral

$$\hat{\beta} = 0.279434 - 0.333535g + 0.048306g^2 + 0.023314g^3 + 0.00374g^4 + 0.000263g^5$$

Si  $1.14 < g < 18.95$

$$\hat{\beta} = 0.25031 - 0.29219g + 0.075357g^2 - 0.010883g^3 + 0.000904g^4 - 0.000043g^5$$

Si  $\hat{\beta} < 0$  la variable TIPO II

$$X_2 = u + \frac{\alpha}{\beta} - \frac{\alpha}{\beta} y^2 \quad \text{relación entre } x \text{ y la variable reducida } y$$

Si  $A = u + \frac{\alpha}{\beta}$       nuevo parámetro de ubicación

$$B = -\frac{\alpha}{\beta} > 0 \quad \text{nuevo parámetro de escala}$$

(3.106)

$$X_2 = A + By^2$$

$$\therefore E(X_2) = \hat{A} + \hat{B}E(Y_2) \quad (3.107)$$

$$Var(X_2) = \hat{B}^2 Var(Y_2) \quad (3.108)$$

$$\hat{B} = \left[ \frac{Var(X_2)}{Var(Y_2)} \right]^{1/2} \quad (3.109)$$

$$A = E(X_2) - BE(Y_2) \quad A = \bar{X} - BE(Y_2) \quad (3.110)$$

$$E(Y_2) = \Gamma(1 + \hat{\beta}) \quad (3.112)$$

$$Var(Y_2) = \Gamma(1 + 2\hat{\beta}) - \Gamma^2(1 + \hat{\beta}) \quad (3.113)$$

$$\therefore \hat{\alpha} = -\hat{\beta} \hat{B} \quad u = \hat{A} - \frac{\hat{\alpha}}{\hat{\beta}} \quad (3.114)$$

$$(3.115)$$

Si  $\hat{\beta} > 0$  variable TIPO III

$$X_3 = u + \frac{\alpha}{\beta} + \frac{\alpha}{\beta} Y_3$$

$$\hat{\alpha} = \beta \hat{B} \quad (3.116)$$

$$u = \hat{A} - \hat{B} \quad (3.117)$$

$$\hat{A} = \bar{x} - \hat{B}E(Y_3) \quad (3.118)$$

$$\hat{B} = \left( \frac{Var(X_3)}{Var(Y_3)} \right)^{1/2} \quad (3.119)$$

$$E(Y_3) = \Gamma(1 + \hat{\beta}) \quad (3.120)$$

$$Var(Y_3) = \Gamma(1 + 2\hat{\beta}) - \Gamma^2(1 + \hat{\beta}) \quad (3.121)$$

$$(3.122)$$

Estimadores por máxima verosimilitud

$$L(X, u, \alpha, \beta) = L(X_i, \theta) = \prod_{i=1}^n f(X_i, \theta) = \prod_{i=1}^n \frac{1}{\alpha} \left(1 - \frac{(X_i - u)}{\alpha}\right) \beta^{\frac{1}{\beta} - 1} e^{-\left(1 - \left(\frac{x_i - u}{\alpha}\right) \beta\right)^{1/\beta}} =$$

$$\frac{1}{\alpha^n} \exp\left[-\sum_{i=1}^n y_i\right] \cdot \exp\left[-\sum_{i=1}^n y_i (1 - \beta)\right]$$

Sacando el logaritmo natural

(3.123)

$$LL(X_i, \theta) = \ln L(X_i, \theta) = -n \ln \alpha + (\beta - 1) \sum_{i=1}^n y_i - \sum_{i=1}^n e^{-y_i}$$

$$y_i = -\frac{1}{\beta} \ln \left[1 - \left(\frac{x_i - u}{\alpha}\right) \beta\right]$$

Variable reducida

(3.124)

$$y_i = -Ln \left[1 - \left(\frac{x_i - u}{\alpha}\right) \beta\right]^{1/\beta}$$

(3.125)

$$-y = Ln \left[1 - \left(\frac{x - u}{\alpha}\right) \beta\right]^{1/\beta}$$

(3.126)

$$e^{-y} = \left[1 - \left(\frac{x - u}{\alpha}\right) \beta\right]^{1/\beta}$$

(3.127)

$$-\frac{\partial LL}{\partial U} = \frac{Q}{\alpha} \approx 0$$

(3.128)

$$-\frac{\partial LL}{\partial \alpha} = \frac{1}{\alpha} \frac{P + Q}{\beta} \approx 0$$

(3.129)

$$\frac{\partial LL}{\partial \beta} = \frac{1}{\beta} \left[ R - \left(\frac{P + Q}{\alpha}\right) \right] \approx 0$$

(3.130)

(3.131)

donde

$$P = N - \sum_{i=1}^n e^{-y_i} \quad (3.132)$$

$$Q = \sum_{i=1}^n e^{-y_i + (\beta-1)y_i} - (1-\beta) \sum_{i=1}^n e^{\beta y_i} \quad (3.133)$$

$$R = N - \sum_{i=1}^n y_i + \sum_{i=1}^n y_i e^{-y_i} \quad (3.134)$$

Solución iterada

$$u_{j+1} = u_j + \delta u_j$$

$$\alpha_{j+1} = \alpha_j + \delta \alpha_j$$

$$\beta_{j+1} = \beta_j + \delta \beta_j$$

$$j = \text{etapa} \quad (3.135)$$

$$\delta u_j = -\frac{\alpha_j}{N} \left\{ b Q_j + \frac{h(P_j + Q_j)}{\hat{\beta}_j} + \frac{f}{\hat{\beta}_j} \left[ R_j - \frac{(P_j + Q_j)}{\beta_j} \right] \right\}$$

$$\delta \alpha_j = -\frac{\alpha_j}{N} \left\{ h Q_j + a \frac{(P_j + Q_j)}{\hat{\beta}_j} + \frac{g}{\hat{\beta}_j} \left[ R_j - \frac{(P_j + Q_j)}{\hat{\beta}_j} \right] \right\}$$

$$\delta \beta_j = -\frac{1}{N} \left\{ f Q_j + g \left( \frac{P_j + Q_j}{\beta_j} \right) + \frac{c}{\beta_j} \left[ R_j - \left( \frac{P_j + Q_j}{\hat{\beta}_j} \right) \right] \right\}$$

donde

(3.136)

$a, b, c, f, g, h$  son los elementos de la matriz de varianza-covarianza de los parámetros de la distribución GVE los cuales pueden estimarse en función del parámetro de forma con las siguientes aproximaciones:

$$\begin{aligned}
a &= 0.652806 - 0.5598783\hat{\beta} + 1.0876209\hat{\beta}^2 - 0.054024\hat{\beta}^3 - 0.1270214\hat{\beta}^4 \\
b &= 1.2488727 - 0.205244\hat{\beta} - 0.2225715\hat{\beta}^2 + 0.0962481\hat{\beta}^3 - 8.132141 \times 10^{-2}\hat{\beta}^4 \\
c &= 0.4725506 - 0.7603083\hat{\beta} + 0.2836171\hat{\beta}^2 - 0.1886466\hat{\beta}^3 + 0.1931182\hat{\beta}^4 \\
f &= 0.2597848 - 0.172713\hat{\beta} - 0.1370156\hat{\beta}^2 - 0.243738\hat{\beta}^3 + 0.2937678\hat{\beta}^4 \\
g &= 0.1432656 + 0.4419219\hat{\beta} - 0.461602\hat{\beta}^2 - 0.1562171\hat{\beta}^3 \\
h &= 0.3386324 - 1.2041691\hat{\beta} - 0.1333794\hat{\beta}^2
\end{aligned}
\tag{3.137}$$

*Función de densidad Lognormal con 2 parámetros*

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi x\sigma_y}} e^{-1/2 \left[ \frac{\ln(x) - \mu_y}{\sigma_y} \right]^2} \quad x > 0
\tag{3.138}$$

$\mu_y$     parámetro de ubicación

$\sigma_y$     parámetro de escala

coeficiente asimetría  $g > 0$

Estimadores por momentos y máxima verosimilitud

$$\hat{\mu}_y = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln x_i
\tag{3.139}$$

$$\hat{\sigma}_y = \left[ \frac{\sum_{i=1}^n \frac{\ln x_i - \mu_y}{n} \right]^{1/2}
\tag{3.140}$$



Estimadores por máxima verosimilitud

$$\mu_y = \sum_{i=1}^n \frac{\ln(x_i - \hat{x}_0)}{n} \quad (3.149)$$

$$\sigma_y = \left[ \sum_{i=1}^n \frac{[\ln(x_i - \hat{x}_0) - \mu_y]^2}{n} \right] \quad (3.150)$$

$\hat{x}_0$  debe encontrarse al resolver

$$F(\hat{x}_0) = \sum_{i=1}^n \frac{1}{(x_i - \hat{x}_0)} \left\{ \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n [\ln(x_i - \hat{x}_0)]^2 - \left[ \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n [\ln(x_i - \bar{x}_0)]^2 - \frac{1}{N} \sum_{i=1}^n \ln(x_i - \hat{x}_0) \right]^2 \right\} + \sum_{i=1}^n \left[ \frac{\ln(x_i - \hat{x}_0)}{(x_i - \hat{x}_0)} \right] = 0 \quad (3.151)$$

#### 4. APLICACIONES

La metodología presentada se le aplicará en la estimación de hidrogramas de diseño en la Región Hidrológica número 10, la cual engloba los estados de Sinaloa, Sonora y Chihuahua. En dicha región se cuenta con información hidrométrica, climática y fisiográfica de 42 estaciones de aforos (Escalante 1998b).

El procedimiento propuesto para realizar la estimación regional de avenidas consiste de los siguientes pasos:

**Paso 1.** Recopilar la información hidrométrica, climática y fisiográfica de las estaciones de aforos de la región en estudio. La información hidrométrica consiste en la colección de los gastos medios diarios.

Para cada muestra de datos se deberá revisar la homogeneidad y consistencia de la información, checando que no existan los llamados puntos extraños o "outliers".

**Paso 2.** Para aplicar adecuadamente las técnicas de estimación regional es importante delimitar convenientemente la cuenca en estudio para que sea hidrológicamente homogénea. De acuerdo con el trabajo realizado previamente (Escalante, 1998b), la Región Hidrológica número 10 puede dividirse en dos subregiones con 23 y 19 estaciones, respectivamente. La delimitación fue realizada mediante la técnica de los trazos multidimensionales y verificada con las técnicas geográfica y de coeficientes de variación.

A manera de ejemplificar la técnica propuesta en la tesis, solo se trabajará con la subregión que tiene 23 estaciones de aforos.

En la tabla 4.1 se describe la información disponible de las 23 estaciones hidrométricas que se localizan en la subregión en estudio.

En la tabla 4.2 se presentan las características fisiográficas y climáticas de las cuencas en el sitio de interés. Las variables en los encabezados siguen la notación propuesta en el apartado 1.1.2, paso 1.

Teniendo los registros de los gastos medios diarios, se selecciona el gasto medio diario máximo que se haya presentado en un periodo de un año y así se seleccionan los gastos máximos anuales de los registros de cada una de las estaciones de la cuenca en estudio. En la Tabla 4.3 son mostrados dichos gastos.

**Paso 3.** Debido a que se utilizará la técnica de estaciones año para la obtención de los eventos de diseño para diferentes periodos de retorno, se deberá verificar que los gastos máximos anuales son independientes (variables aleatorias). Para tal efecto se deberá aplicar la prueba de Anderson o también conocida como la del Correlograma (Salas, 1988).

Esta prueba fue aplicada a los gastos máximos anuales de las 23 estaciones analizadas, obteniéndose que todas las series son linealmente independientes por lo que es posible considerarlas como variables aleatorias y así poder ajustarles los modelos probabilísticos.

**Tabla 4.1** Gastos medios diarios disponibles en las estaciones de la subregión en estudio

NOMBRE DE LA ESTACION	PERIODO DE ESTUDIO	NUMERO DE REGISTROS
1.- ÁLAMOS	1949-1968	20
2.- BAMICORI	1951-1982	30
3.- CAÑAS LAS	1949-1985	34
4.- CAZANATE	1968-1985	18
5.- CHINIPAS	1966-1985	20
6.- CHOIX	1956-1983	24
7.- GUERACHIC	1953-1965	13
8.- HUITES	1942-1985	44
9.- JAINA	1969-1985	17
10.- MAHONE	1966-1985	13
11.- MOLINOS	1961-1970	10
12.- NARANJO	1939-1984	45
13.- PALO DULCE	1958-1976	18
14.- SAN BLAS	1942-1949	08
15.- SAN FRANCISCO	1942-1973	32
16.- SAN IGNACIO	1967-1985	16
17.- SAN MIGUEL Z.	1961-1981	17
18.- TECUSIAPA	1959-1983	17
19.- TINA LA	1960-1983	24
20.- TOAHAYANA	1958-1983	20
21.- URIQUE	1968-1985	16
22.- VERANERA LA	1953-1964	12
23.- ZOPILOTE	1939-1985	42
	<b>TOTAL</b>	<b>510</b>

**Tabla 4.2** Características fisiográficas más representativas de la subregión en estudio

Subregión	N	PMA	FVMC	EMC	IGCP	POP	PI	FC	ISD	SAFPC	FOC	GF	CC	EP	MLA
ALAMOS	2270	634.25	0.0158	505.00	124.00	0.00184	0.1093	0.0035	0.0520	26.77	108.80	0.156	3	248	23
BAMICORI	223	800.45	0.0061	415.00	20.20	0.00490	0.3363	0.0045	0.0906	26.37	108.40	0.162	1	75	23
CAÑAS LAS	29529	825.14	0.0445	1759.82	342.00	0.00538	0.0328	0.0049	0.0118	26.98	107.68	0.192	5	968	23
CAZANATE	1813	654.11	0.0156	556.36	93.00	0.00156	0.1120	0.0033	0.0458	26.85	108.82	0.161	3	203	23
CHINIPAS	5098	909.69	0.0600	1940.00	131.00	0.01449	0.0651	0.0047	0.0235	27.70	108.15	0.211	4	332	15
CHOIX	1403	972.06	0.0221	1050.00	82.00	0.00234	0.1447	0.0050	0.0513	26.57	108.07	0.172	3	203	21
GUERACHIC	6262	818.71	0.0423	2322.16	145.00	0.01249	0.0564	0.0053	0.0216	26.37	106.80	0.177	4	333	17
HUITES	26020	822.80	0.0493	1912.95	267.00	0.00685	0.0324	0.0051	0.0097	27.03	107.58	0.197	5	843	15
JAINA	8179	982.60	0.0518	1279.18	177.00	0.01014	0.0560	0.0056	0.0241	26.00	107.43	0.187	4	458	21
MAHONE	29428	826.08	0.0445	1759.82	337.00	0.00548	0.0326	0.0049	0.0117	26.98	107.68	0.192	5	959	23
MOLINOS LOS	501	919.96	0.0417	1300.00	35.00	0.02159	0.1936	0.0020	0.0639	25.73	107.27	0.182	2	97	23
NARANJO	2064	809.04	0.0209	586.36	107.00	0.00760	0.1177	0.0029	0.0484	26.20	108.30	0.158	3	243	23
PALO DULCE	6323	911.37	0.0569	1742.05	184.00	0.01028	0.0614	0.0044	0.0269	27.60	108.20	0.210	4	388	15
SAN BLAS	33590	799.52	0.0414	1682.76	402.00	0.00353	0.0324	0.0046	0.0120	26.95	107.82	0.188	5	1088	23
SAN FRANCISCO	17531	773.47	0.0504	2015.74	246.00	0.00720	0.0379	0.0058	0.0131	26.80	107.80	0.191	4	665	25
SAN IGNACIO	10920	802.23	0.0536	2002.43	209.00	0.01041	0.0497	0.0067	0.0183	26.57	107.17	0.183	4	543	21
SAN MIGUEL Z.	34450	789.42	0.0406	1650.70	440.00	0.00342	0.0336	0.0046	0.0128	26.93	107.80	0.188	5	1158	23
TECUSAIPA	3773	1040.37	0.0666	1893.68	90.00	0.01504	0.0861	0.0053	0.0220	26.00	107.12	0.197	4	325	15
TINA LA	275	654.73	0.0167	405.00	30.30	0.00413	0.2109	0.0036	0.0738	26.17	108.52	0.166	2	58	23
TOAHAYANA	5281	1003.39	0.0579	1602.67	131.00	0.01130	0.0583	0.0064	0.0235	25.97	107.27	0.193	4	308	19
URIQUE	4000	738.56	0.0358	2408.80	127.00	0.01537	0.0843	0.0050	0.0300	27.30	107.37	0.215	3	337	11
VERANERA LA	4106	739.77	0.0363	2354.62	137.00	0.01565	0.0852	0.0049	0.0312	27.30	107.40	0.215	3	350	11
ZOPILOTE	666	743.32	0.0283	437.50	68.00	0.00690	0.1922	0.0030	0.0871	26.00	108.23	0.158	2	128	25

**Tabla 4.3** Gastos máximos anuales ( $m^3/s$ ) para las estaciones en la región en estudio

Estación	año	Q <sub>máx</sub>	Estación	año	Q <sub>máx</sub>
Alamos.	1949	209.50	Bamicori.	1951	11.31
	1950	41.79		1952	17.25
	1951	33.36		1953	25.34
	1952	93.39		1954	29.32
	1953	20.03		1955	99.51
	1954	56.26		1956	58.60
	1955	277.40		1957	18.23
	1956	162.00		1958	71.44
	1957	123.70		1959	14.84
	1958	193.90		1960	12.84
	1959	261.60		1961	23.25
	1960	247.80		1962	7.75
	1961	56.49		1963	67.05
	1962	40.21		1964	11.86
	1963	275.30		1965	72.10
	1964	41.89		1966	15.89
	1965	110.30		1967	5.59
	1966	170.30		1968	56.43
	1967	1.54		1969	3.68
1968	63.80	1972	8.41		
			1973	23.21	
			1974	69.98	
			1975	13.45	
			1976	142.70	
			1977	10.98	
			1978	9.29	
			1979	7.72	
			1980	80.91	
			1981	69.39	
			1982	29.87	

Tabla 4.3 Cont<sup>2</sup>.

Estación	año	Qmáx		Estación	año	Qmáx	
Cañas Las.	1949	8334.80		Cazanate.	1968	63.33	
	1950	3029.20			1969	72.09	
	1951	672.20			1970	129.90	
	1952	1401.60			1971	1283.90	
	1953	1098.50			1972	321.70	
	1954	1429.70			1973	113.10	
	1955	6487.50			1974	232.40	
	1956	225.50			1975	64.89	
	1957	123.80			1976	111.60	
	1958	3147.20			1977	159.40	
	1959	1564.60			1978	71.98	
	1960	6304.30			1979	151.90	
	1961	680.90			1980	192.10	
	1962	322.70			1981	560.10	
	1963	819.70			1982	323.70	
	1965	144.60			1983	77.41	
	1966	1475.00			1984	138.70	
	1967	587.40			1985	124.70	
	1968	984.70			Guerachic.	1953	149.61
	1969	189.30				1954	170.00
	1970	166.20				1955	468.50
	1971	693.10				1956	324.60
	1974	167.50				1957	110.40
	1975	210.00		1958		1530.00	
	1976	219.00		1959		396.00	
	1977	193.40		1960		1750.00	
	1978	582.40		1961		253.00	
	1979	1754.50		1962		322.00	
	1980	199.70		1963		1142.00	
	1981	2248.30		1964		324.00	
1982	179.20	1965	274.00				
1983	1371.90						
1984	1069.80						
1985	2253.40						

Tabla 4.3 Cont'.

Estación	año	Q <sub>máx</sub>		Estación	año	Q <sub>máx</sub>
Chinipas.	1966	305.50		Choix.	1956	50.68
	1967	669.70			1957	49.42
	1968	261.50			1958	128.50
	1969	443.10			1959	143.50
	1970	281.80			1960	361.90
	1971	1056.30			1961	90.79
	1972	958.10			1962	121.10
	1973	1115.40			1963	202.90
	1974	1337.10			1964	101.60
	1975	263.30			1965	229.50
	1976	253.20			1966	164.80
	1977	346.60			1967	202.10
	1978	995.40			1968	221.80
	1979	1507.00			1969	86.23
	1980	512.70			1974	96.92
	1981	1035.50			1975	120.10
1982	470.00		1976	228.20		
1983	1324.50		1977	113.20		
1984	1009.90		1978	171.20		
1985	842.80		1979	256.80		
				1980	216.00	
				1981	647.50	
				1982	357.70	
				1983	423.40	

Tabla 4.3 Cont'.

Estación	año	Qmáx		Estación	año	Qmáx
Mahone.	1966	153.30		Molinos Los.	1967	20.90
	1967	208.70			1968	15.70
	1968	180.60			1969	14.70
	1969	182.10			1970	7.75
	1975	221.10		Naranjo.	1939	186.40
	1977	190.50			1940	117.30
	1978	129.60			1941	61.64
	1979	200.00			1942	740.00
	1980	140.80			1943	833.80
	1981	213.60			1944	83.90
	1982	216.80			1945	134.70
	1984	192.80			1946	112.10
	1985	222.50			1947	42.43
Molinos	1961	35.58			1948	303.40
	1962	40.80			1949	788.90
	1963	19.50		1950	70.90	
	1964	14.30		1951	17.35	
	1965	65.50		1952	65.56	
	1966	21.00		1953	44.29	



Tabla 4.3 Cont'.

Estación	año	Qmáx		Estación	año	Qmáx
Naranjo.	1954	94.80		Palo Dulce	1974	1357.70
	1955	202.50			1975	271.40
	1956	26.27			1976	400.30
	1958	841.40				
	1959	240.40			1981	
	1960	196.00			1982	
	1961	61.25			1983	
	1962	184.30			1984	
	1963	287.10			1985	
	1964	146.20				
	1965	274.20		San Blas.	1942	1462.30
	1966	186.40			1943	3840.70
	1967	341.50			1944	2979.20
	1968	696.50			1945	1227.10
	1969	95.28			1946	1028.00
	1970	208.70			1947	1063.60
	1971	417.80			1948	2167.60
	1972	247.90			1949	8387.60
	1973	493.70				
	1974	278.60		San Francisco.	1942	1145.70
	1975	187.60			1943	1815.10
	1976	730.20			1944	1081.40
	1977	34.59			1945	780.80
	1978	121.60			1946	434.30
1979	88.10		1947		956.70	
1980	424.60		1948		872.30	
1981	959.30		1949		3631.30	
1982	1088.70		1950		2126.90	
1983	592.50		1951		405.80	
1984	255.30		1952		536.30	
			1953		570.20	
Palo Dulce.	1958	273.0			1954	555.10
	1959	568.70			1955	2494.70
	1960	4645.10			1956	518.70
	1962	267.40			1957	381.70
	1963	496.20		1958	2843.50	
	1964	390.70		1959	1099.10	
	1965	799.80		1960	4241.40	
	1966	501.70		1961	788.80	
	1967	559.30		1962	814.40	
	1968	366.40		1963	1903.50	
	1969	520.40		1964	696.30	
	1970	297.00		1965	695.90	
	1971	924.50		1966	1307.40	
	1972	606.90		1967	1058.00	
	1973	949.50		1968	1000.10	

Tabla 4.3 Cont'.

Estación	año	Qmáx		Estación	año	Qmáx	
San Francisco.	1969	476.80		Tecusiapa.	1964	157.00	
	1970	684.00			1965	213.00	
	1971	833.70			1966	396.00	
	1972	1759.40			1967	692.00	
	1973	4038.70			1968	341.00	
San Ignacio.	1967	996.20			1969	66.00	
	1968	843.90			1970	105.00	
	1969	758.80			1971	653.00	
	1970	647.60			1972	613.00	
	1971	665.00			1973	1482.00	
	1972	1218.50			1982	1192.19	
	1973	2685.80			1983	882.52	
	1974	1085.80			Tina La.	1960	16.71
	1975	858.00				1961	13.36
	1978	1422.85		1962		14.51	
	1979	2116.76		1963		9.96	
	1981	1431.22		1964		3.88	
	1982	694.90		1965		2.44	
	1983	1626.17		1966		10.43	
	1984	964.17		1967		25.97	
1985	1485.41		1968	207.70			
San Miguel Z.	1961	461.10		1969		9.44	
	1962	203.80		1970		1.24	
	1963	605.60		1971		17.03	
	1964	546.10		1972		1.63	
	1965	100.00		1973		16.53	
	1966	1418.90		1974		55.35	
	1968	1121.10		1975	5.62		
	1969	38.16		1976	17.41		
	1973	680.40		1977	19.71		
	1974	118.40		1978	10.92		
	1975	41.92		1979	0.023		
	1976	56.72		1980	43.56		
	1977	40.74		1981	61.48		
	1978	608.00		1982	58.18		
	1979	1510.30		1983	23.50		
Tecusiapa.	1959	199.00					
	1960	755.40					
	1961	433.30					
	1962	72.30					
	1963	836.00					

Tabla 4.3 Cont'.

Estación	año	Qmáx	Estación	año	Qmáx
Toahayana.	1958	1271.70	Veranera La..	1961	152.00
	1959	273.90		1962	117.00
	1960	1544.30		1963	302.00
	1961	580.00		1964	265.00
	1962	527.00	Zopilote.	1939	87.22
	1963	1239.00		1940	12.08
	1964	201.00		1941	6.40
	1965	236.00		1942	204.70
	1966	711.00		1943	723.80
	1967	762.00		1944	40.02
	1973	1137.60		1945	48.76
	1974	592.80		1946	73.54
	1975	249.50		1947	11.18
	1976	516.10		1948	258.70
	1978	1133.70		1949	401.10
1979	1721.30	1950		61.65	
1980	229.80	1951		15.34	
1981	1764.70	1952		131.70	
1982	1805.30	1953		218.00	
1983	1225.60	1954	18.39		
Urique.	1968	198.60	1955	97.76	
	1969	109.10	1956	116.20	
	1970	66.15	1957	25.34	
	1971	176.40	1958	658.90	
	1972	154.20	1959	126.50	
	1973	242.80	1960	63.30	
	1974	403.60	1961	78.60	
	1975	164.30	1962	120.40	
	1977	50.67	1963	325.60	
	1978	274.90	1969	4.31	
	1979	504.60	1970	149.00	
	1980	273.40	1971	170.80	
	1981	407.90	1972	88.87	
1982	166.70	1973	198.50		
1984	498.40	1974	127.00		
1985	264.20	1975	269.00		
Veranera La.	1953	109.50	1976	160.93	
	1954	191.50	1977	182.18	
	1955	866.40	1978	71.03	
	1956	96.60	1979	25.77	
	1957	109.94	1980	172.60	
	1958	637.40	1981	276.22	
	1959	285.00	1982	361.82	
	1960	202.00	1983	105.50	
			1984	195.40	
			1985	238.23	

**Paso 4.** De acuerdo con la información proporcionada en la tabla 4.3 se procedió al ajuste de las distribuciones de probabilidad mencionadas en el apartado 3.2.2 al registro de los 510 gastos máximos anuales, que son producto de la técnica de estaciones-año. Para tal efecto se aplicó el programa FLODRO (Raynal y Escalante, 1992). De acuerdo con los resultados obtenidos, el mejor ajuste se obtuvo mediante la distribución General de Valores Extremos por la Técnica de Máxima Verosimilitud, por lo que el conjunto de parámetros resultantes para la modelación de los  $Q_{max}/Q_{med}$  fueron:

parámetro de ubicación  $u = 0.55445$

parámetro de escala  $\alpha = 0.59493$

parámetro de forma  $\beta = -0.15040$

Con este conjunto de parámetros se podrá utilizar la siguiente distribución de probabilidad para obtener un evento de diseño asociado a cualquier periodo de retorno seleccionado:

$$F(Q_{max}/Q_{med}) = \exp \left[ - \left[ 1 - \left( \frac{(Q_{max}/Q_{med}) - u}{\alpha} \right)^\beta \right]^{1/\beta} \right]$$

Los gastos medios máximos anuales de las estaciones analizadas son:

Estación	Qmed (m <sup>3</sup> /s)
1.- ALAMOS	118.2855
2.- BAMICORI	35.8530
3.- CAÑAS LAS	1301.3977
4.- CAZANATE	224.5183
5.- CHINIPAS	714.0580
6.- CHOIX	184.7850
7.- GUERACHIC	509.0015
8.- HUITES	2295.5932
9.- JAINA	592.4994
10.- MAHONE	95.2000
11.- MOLINOS LOS	24.7960
12.- NARANJO	290.8384
13.- PALO DULCE	742.9006
14.- SAN BLAS	2620.5675
15.- SAN FRANCISCO	1197.0425
16.- SAN IGNACIO	1145.9694
17.- SAN MIGUEL Z.	469.0212
18.- TECUSIAPA	506.2959
19.- TINA LA	26.7092
20.- TOAHAYANA	820.1015
21.- URIQUE	234.9312
22.- VERANERA LA	246.9875
23.- ZOPILOTE	156.1740

**Paso 5.** Se procede a obtener las características de los hidrogramas registrados siguiendo lo propuesto en el apartado 3.1, paso 2.

Las componentes principales serán:

El Volumen antes del gasto de pico	$V_p$
El Volumen después del gasto de pico	$(V_d)$
El Volumen base	$(V_b)$
El Volumen total del escurrimiento directo	$(V_t)$
El Gasto de pico directo	$(Q_p)$
El Tiempo de pico	$(t_p)$
El Tiempo base	$(t_b)$
El Tiempo de vaciado del hidrograma	$(t_r)$

Los gastos picos directos ( $Q_p$ ) se obtuvieron aplicando la siguiente ecuación:

$$Q_p = Q_{total} - Q_{base}$$

En tanto el tiempo de pico ( $t_p$ ) se obtiene por medio de la gráfica de escurrimiento, considerando la definición de que es el tiempo que transcurre entre el momento en que se inicia el escurrimiento directo y el momento en que alcanza su valor máximo.

También el tiempo base se obtuvo a través de la gráfica de escurrimiento ya que es el tiempo que dura el escurrimiento directo.

Finalmente el tiempo de vaciado ( $t_r$ ) se obtuvo de la manera siguiente:

$$t_r = t_b - t_p$$

En la Tabla 4.4 se presentan estas características para las 23 estaciones analizadas.

ESTACION ALAMOS  
 Tabla 4.4 Características de los hidrogramas registrados en las 23 estaciones analizadas

Año	Tb en días	Tp en días	Tr en días	Vp en Mm3	Vd en Mm3	Vt en Mm3	Vb en Mm3	Qb en m3/seg			Qp en m3/seg	Qp directo en m3/seg
								Qbi	Qbp	Qbf		
1949	5	2	3	8.6089	21.7037	30.3126	4.5896	10.22	10.22	18.33	209.50	199.28
1950	5	3	2	3.1208	2.1324	5.2531	0.5482	0.77	0.77	3.20	41.79	41.02
1951	4	1	3	1.3897	3.6275	5.0172	0.7050	1.19	1.19	3.65	33.36	32.17
1952	6	3	3	16.8018	9.1718	25.9736	3.5718	5.5	5.5	11.68	93.39	87.89
1953	6	3	3	1.6623	1.8516	3.5139	1.3138	1.77	1.77	3.63	20.03	18.26
1954	5	2	3	6.0260	4.0059	10.0319	0.8554	1.25	1.25	3.81	56.26	55.01
1955	8	3	5	15.6021	49.3737	64.9758	12.8555	6.39	6.39	46.07	277.40	271.01
1956	4	2	2	10.1330	11.0817	21.2147	1.8697	1.44	1.44	19.30	162.00	160.56
1958	5	3	3	5.3430	13.3497	18.6926	2.2010	0.02	0.02	16.13	123.70	123.68
1959	4	1	3	18.1699	10.6947	28.8647	3.4301	4.62	4.62	21.22	193.90	189.28
1960	4	1	3	11.2627	24.9156	36.1783	3.3748	0.89	0.89	26.15	261.60	260.71
1961	5	2	3	1.0229	14.1091	25.1320	4.5274	7.80	7.80	29.90	247.80	240.00
1962	3	1	2	3.4789	5.5231	9.0020	1.9211	2.48	2.48	9.47	56.49	54.01
1963	6	3	2	1.6083	2.0853	3.6936	0.9418	2.98	2.98	4.78	40.21	37.23
1964	7	3	3	23.1937	31.1787	54.3724	10.4436	16.55	16.55	31.08	275.30	258.75
1965	4	2	3	3.5882	3.8146	7.4028	0.6584	0.25	0.25	4.33	41.89	41.64
1966	4	2	2	9.3480	7.0446	16.3927	1.8840	3.15	3.15	12.86	110.30	107.15
1967	4	2	2	15.9086	8.5501	24.4590	7.1863	17.48	17.48	30.37	170.30	152.82
1968	8	7	1	0.1201	0.0778	0.1979	0.0372	0.10	0.10	0.14	1.54	1.44
				17.1038	1.4602	18.5639	27.9716	40.00	40.00	47.49	73.80	33.80

ESTACION BAMICORI

Año	Tb en días	Tp en días	Tr en días	Vp en Mm3	Va en Mm3	Vt en Mm3	Vb en Mm3	Qb en m3/seg			Qp en m3/seg	Qp directo en m3/seg
								Qbi	Qbp	Qbf		
1951	3	1	2	4.88E-01	7.40E-01	1.23E+00	6.05E-03	0.02	0.02	0.03	11.31	11.29
1953	3	1	2	7.43E-01	1.92E+00	2.67E+00	1.56E-02	0.04	0.04	0.10	17.25	17.21
1954	2	1	2	1.08E+00	2.43E+00	3.51E+00	7.69E-02	0.35	0.35	0.19	25.34	24.99
1955	3	2	1	1.26E+00	1.26E+00	2.53E+00	9.68E-02	0.04	0.04	0.04	2.12	29.32
1956	3	2	2	4.36E+00	4.10E+00	8.46E+00	1.15E+00	4.54	4.54	3.91	99.51	94.97
1957	2	1	1	2.53E+00	4.23E+00	6.76E+00	2.02E-01	0.02	0.02	1.53	59.60	58.58
1958	3	1	2	7.87E-01	7.87E-01	1.57E+00	5.16E-02	0.02	0.02	1.14	18.23	18.21
1959	4	2	2	3.05E+00	4.27E+00	7.32E+00	6.84E-01	0.75	0.75	6.41	71.44	70.69
1960	2	1	1	7.95E-01	8.36E-01	1.63E+00	1.19E-01	0.06	0.06	1.20	14.84	14.78
1961	3	2	1	5.53E-01	5.53E-01	1.11E+00	6.26E-02	0.04	0.04	0.04	12.84	12.80
1962	3	1	2	2.55E+00	1.00E+00	3.55E+00	1.20E-01	0.11	0.11	2.22	23.25	23.14
1963	4	2	2	3.34E-01	9.08E-01	1.24E+00	3.20E-02	0.01	0.01	0.35	7.75	7.74
1964	4	3	2	4.48E+00	4.38E+00	9.86E+00	9.50E-01	1.73	1.73	7.53	67.05	65.32
1965	4	3	2	1.15E+00	5.01E-01	1.65E+00	1.40E-01	0.26	0.26	1.43	11.86	11.80
1966	6	4	2	3.13E+00	4.49E+00	7.62E+00	3.93E-01	0.82	0.82	1.12	72.10	71.28
1967	3	1	2	3.27E+00	8.64E-01	4.14E+00	5.91E-01	1.08	1.08	1.44	15.89	14.81
1968	4	2	2	2.40E-01	4.27E-01	6.67E-01	5.01E-02	0.03	0.03	0.52	5.59	5.56
1969	5	3	2	2.55E+00	3.70E+00	6.25E+00	1.45E-01	0.04	0.04	1.56	56.43	56.39
1972	5	3	2	1.78E-01	2.82E-01	4.41E-01	5.79E-02	0.03	0.03	0.32	3.68	3.65
1973	4	1	3	6.31E-01	4.32E-01	1.06E+00	1.92E-01	0.32	0.32	0.54	8.41	8.09
1974	3	1	3	1.00E+00	4.29E+00	5.29E+00	3.30E-01	0.05	0.05	0.05	23.21	23.16
1975	4	2	2	7.23E+00	3.02E+00	1.02E+01	3.28E-01	0.06	0.06	0.06	69.98	69.92
1976	3	1	2	1.46E+00	7.18E-01	2.18E+00	7.34E-02	0.07	0.07	0.64	13.45	13.38
1977	5	3	2	6.16E+00	7.23E+00	1.34E+01	9.51E-01	0.15	0.15	10.71	142.70	142.55
1978	2	1	1	5.18E-01	1.12E+00	1.64E+00	7.60E-02	0.06	0.06	0.64	10.98	10.92
1979	2	1	1	3.98E-01	7.96E-01	4.32E-02	3.02E-02	0.08	0.08	0.76	9.29	9.21
1980	4	3	1	3.33E-01	3.33E-01	6.66E-01	3.02E-02	0.01	0.01	0.67	7.72	7.71
1981	3	1	2	3.81E+00	3.44E+00	7.25E+00	6.73E-01	1.33	1.33	1.33	6.26	6.26
1982	3	2	1	2.98E+00	4.68E+00	7.66E+00	1.08E-01	0.44	0.44	11.64	69.39	68.95
				1.44E+00	1.29E+00	2.73E+00	1.83E-01	0.04	0.04	4.04	29.87	29.83

ESTACION LAS CAÑAS

Características de los hidrogramas registrados en las 23 estaciones analizadas

Año	Tb en días	Tp en días	Tr en días	Vp en Mm3	Vd en Mm3	Vt en Mm3	Vb en Mm3	Qb en m3/seg			Qp en m3/seg	Qp directo en m3/seg
								Qbi	Qbp	Qbt		
1949	10	7	3	3.13E+03	6.95E+02	3.82E+03	1.24E+02	4.59	4.59	848.20	8330.80	8330.21
1950	7	4	3	1.98E+02	5.78E+02	5.78E+02	1.07E+02	75.26	75.26	580.50	3029.20	2853.94
1951	5	2	3	6.98E+01	5.94E+01	1.29E+02	2.35E+01	24.46	24.46	127.10	672.20	647.74
1952	7	4	3	6.82E+01	1.41E+02	2.09E+02	2.08E+02	262.10	262.10	643.60	1401.60	1139.50
1953	12	7	5	1.94E+02	1.57E+02	3.51E+02	1.81E+02	126.00	126.00	370.50	1098.50	972.50
1954	4	3	1	7.35E+01	1.08E+01	8.41E+01	2.65E+02	738.20	738.20	961.20	1429.70	691.50
1955	6	2	4	3.44E+02	7.18E+02	1.09E+03	1.28E+02	111.60	111.60	543.50	6487.50	6375.90
1956	4	3	1	9.39E+00	7.49E+00	1.69E+01	1.16E+01	52.05	52.05	59.57	225.50	173.45
1957	10	9	1	5.41E+00	9.68E-01	6.38E+00	7.04E+01	101.40	101.40	108.80	123.80	22.40
1958	10	7	3	5.70E+02	3.41E+02	9.12E+02	1.52E+02	59.02	59.02	897.90	3147.20	3088.18
1959	11	7	4	4.43E+02	2.54E+02	6.98E+02	2.89E+02	199.70	199.70	800.00	1564.60	1364.90
1960	5	1	4	2.38E+02	8.44E+02	1.08E+03	4.81E+02	787.40	787.40	1637.40	6304.30	5516.90
1961	10	4	6	8.11E+01	1.35E+02	2.16E+02	1.73E+02	152.30	152.30	311.86	680.90	528.60
1962	11	5	6	4.11E+01	6.84E+01	1.10E+02	1.02E+02	87.53	87.53	160.94	322.70	235.17
1963	13	6	7	2.34E+02	1.62E+02	3.96E+02	2.36E+02	117.60	117.60	449.00	702.10	702.10
1965	4	2	2	6.72E+02	4.34E+00	1.11E+01	3.08E+01	85.87	85.87	97.14	144.60	58.73
1966	5	3	2	2.04E+02	1.24E+02	3.28E+02	9.95E+01	148.40	148.40	683.70	1475.00	1326.60
1967	12	3	9	4.83E+01	2.27E+02	2.75E+02	1.58E+02	64.62	64.62	303.90	587.40	522.78
1968	4	2	2	3.24E+01	2.95E+01	6.19E+01	2.52E+02	723.20	723.20	750.70	984.70	261.50
1970	5	3	5	1.08E+01	2.16E+00	1.30E+01	7.23E+01	139.29	139.29	141.30	189.30	50.01
1971	5	3	2	4.84E+01	2.14E+00	7.08E+00	6.16E+01	141.30	141.30	150.00	166.20	24.90
1974	6	3	3	2.55E+02	2.94E+02	5.49E+02	1.28E+02	75.79	75.79	145.50	693.10	617.31
1975	4	1	3	3.91E+00	3.62E+00	7.55E+00	7.64E+01	146.10	146.10	150.30	167.50	21.40
1976	2	1	1	1.24E+00	3.86E+00	5.09E+00	6.28E+01	181.40	181.40	182.50	210.00	28.60
1977	3	2	1	4.57E+00	4.57E+00	9.13E+00	2.04E+01	113.90	113.90	132.00	219.00	105.70
1978	10	4	6	4.24E+00	1.65E+00	5.89E+00	4.06E+01	155.20	155.20	163.50	193.40	38.20
1979	10	5	5	9.23E+01	1.87E+02	2.79E+02	6.10E+01	47.15	47.15	123.80	582.40	535.25
1980	3	2	1	3.69E+02	3.59E+02	7.28E+02	1.57E+02	159.90	159.90	246.43	1754.50	1594.60
1981	8	4	4	8.74E+00	3.15E+00	1.19E+01	3.37E+01	126.70	126.70	147.00	199.70	73.00
1982	5	3	2	2.50E+02	4.78E+02	7.30E+02	1.78E+02	140.60	140.60	611.80	2248.30	2107.70
1983	10	4	6	9.98E+02	5.10E+00	1.51E+01	4.69E+01	105.36	105.36	121.07	179.20	73.84
1984	21	3	14	3.22E+02	3.80E+02	7.02E+02	3.78E+01	5.49	5.49	131.43	1371.90	1366.41
1985	7	3	4	2.34E+02	6.39E+02	8.73E+02	7.24E+02	350.30	350.30	505.10	1069.80	719.50
1985	7	3	4	1.20E+02	3.58E+02	4.78E+02	2.13E+02	274.90	274.90	545.60	2253.40	1978.50

ESTACION CAZANATE

Año	Tb en días	Tp en días	Tr en días	Vp en Mm3	Vd en Mm3	Vt en Mm3	Vb en Mm3	Qb en m3/seg			Qp en m3/seg	Qp directo en m3/seg
								Qbi	Qbp	Qbt		
1968	5	2	3	4.80E+00	5.08E+00	9.88E+00	2.16E+00	3.39	3.39	8.75	63.33	59.94
1969	3	1	2	3.10E+00	4.54E+00	7.64E+00	1.03E+00	0.41	0.41	11.15	72.09	71.68
1970	4	2	2	8.72E+00	7.09E+00	1.58E+01	4.36E+00	8.93	8.93	23.75	129.90	120.87
1971	3	1	2	5.44E+01	6.87E+01	1.23E+02	1.18E+01	24.70	24.70	86.45	1283.90	1259.20
1972	3	2	1	1.50E+01	1.33E+01	2.83E+01	5.48E+00	14.53	14.53	54.13	321.70	307.17
1973	6	3	3	9.27E+00	1.21E+01	2.13E+01	6.56E+00	10.90	10.90	18.70	113.10	102.20
1974	3	1	2	2.46E+00	1.43E+01	2.43E+01	3.39E+00	1.14	1.14	37.25	232.40	231.26
1975	3	1	2	1.19E+01	3.64E+00	6.10E+00	2.63E+00	8.02	8.02	14.41	64.88	56.87
1977	3	1	2	6.42E+00	1.02E+01	1.87E+01	1.54E+00	0.94	0.94	15.28	111.60	110.66
1978	4	2	2	3.22E+00	4.82E+00	7.84E+00	4.00E+00	10.68	10.68	25.43	159.40	148.72
1979	3	1	2	6.48E+00	1.01E+01	1.66E+01	2.19E+00	3.06	3.06	16.79	71.98	68.92
1980	4	2	2	1.28E+01	1.81E+01	3.09E+01	2.08E+00	1.99	1.99	22.11	151.90	148.91
1981	3	1	2	2.38E+01	3.05E+01	5.44E+01	5.42E+00	9.03	9.03	35.86	192.10	183.07
1982	3	1	2	1.39E+01	1.99E+01	3.38E+01	2.30E+00	8.74	8.74	44.80	560.10	551.36
1983	3	1	2	3.08E+01	4.56E+01	7.62E+01	3.22E+00	2.76	2.76	23.07	323.70	320.94
1984	2	1	1	4.67E+00	4.67E+00	9.33E+00	5.68E+00	6.68	6.68	26.86	77.41	70.73
1985	3	1	2	5.17E+00	6.80E+00	1.20E+01	1.97E+00	30.71	30.71	38.95	138.70	107.99
1985	3	1	2	1.20E+02	3.58E+02	4.78E+02	2.13E+02	4.96	4.96	13.25	124.70	119.74

Año	Tb en días	Tp en días	Tr en días	Vp en Mm3	Vd en Mm3	Vt en Mm3	Vb en Mm3	Qb en m3/seg			Qp en m3/seg	Qp directo en m3/seg
								Qbi	Qbp	Qbf		
1966	4	1	3	8.13E+00	1.37E+01	2.19E+01	3.15E+01	117.40	117.40	131.00	305.50	188.10
1967	6	3	3	8.72E+01	7.32E+01	1.60E+02	1.42E+01	4.24	4.24	97.08	669.70	665.46
1968	4	3	1	2.25E+01	5.55E+00	2.81E+01	4.69E+01	133.13	133.13	153.50	261.50	128.37
1969	6	3	3	3.33E+01	3.63E+01	6.96E+01	2.51E+01	40.55	40.55	72.05	443.10	402.55
1970	8	6	2	4.96E+01	1.73E+01	6.69E+01	1.30E+01	13.19	13.19	58.56	281.80	268.61
1971	4	2	2	5.90E+01	6.72E+01	1.26E+02	1.65E+01	10.68	10.68	150.67	1056.30	1045.62
1972	5	2	2	6.31E+01	1.32E+02	1.95E+02	2.26E+01	10.46	10.46	156.90	958.10	947.64
1973	4	2	2	7.28E+01	7.15E+01	1.44E+02	2.26E+01	20.12	20.12	197.40	1115.40	1095.28
1974	5	3	2	8.33E+01	8.67E+01	1.70E+02	1.92E+01	4.42	4.42	200.50	1337.10	1332.68
1975	4	2	2	1.15E+01	1.29E+01	2.43E+01	2.19E+01	55.20	55.20	89.86	263.30	208.10
1976	5	2	3	1.22E+01	2.59E+01	3.81E+01	2.71E+01	27.98	27.98	69.15	253.20	225.22
1977	4	2	2	3.08E+01	2.49E+01	5.75E+01	2.71E+01	62.63	62.63	127.70	346.60	283.97
1978	4	2	2	4.47E+01	5.78E+01	1.03E+02	1.32E+01	6.39	6.39	133.10	995.40	989.01
1979	3	1	3	6.38E+01	9.73E+01	1.61E+02	2.58E+01	30.56	30.56	242.00	1507.00	1476.44
1980	8	6	2	4.72E+01	2.81E+01	7.53E+01	4.71E+01	61.34	61.34	118.70	512.70	451.36
1981	5	3	2	5.02E+01	7.51E+01	1.25E+02	2.42E+01	31.58	31.58	152.80	1035.50	1003.92
1982	4	1	3	1.99E+01	5.01E+01	7.00E+01	9.42E+00	9.43	9.43	61.45	470.00	460.57
1983	7	2	5	5.85E+01	1.61E+02	2.19E+02	4.95E+01	7.39	7.39	221.50	1324.50	1317.11
1984	4	2	2	8.56E+01	6.13E+01	1.47E+02	2.30E+01	27.49	27.49	182.96	1009.90	982.41
1985	5	1	4	3.49E+01	1.31E+02	1.66E+02	3.74E+01	34.06	34.06	170.40	842.80	808.74

ESTACION CHOIX

Año	Tb en días	Tp en días	Tr en días	Vp en Mm3	Vd en Mm3	Vt en Mm3	Vb en Mm3	Qb en m3/seg			Qp en m3/seg	Qp directo en m3/seg
								Qbi	Qbp	Qbf		
1956	4	2	2	2.91E+00	4.41E+00	7.32E+00	2.27E+00	4.49	4.49	12.96	50.68	46.19
1957	2	2	1	3.98E+00	1.87E+00	5.85E+00	1.98E+00	6.23	6.23	14.80	49.42	43.19
1958	6	3	3	7.34E+00	1.31E+01	2.04E+01	1.38E+01	22.65	22.65	39.30	128.50	105.85
1959	10	5	5	1.56E+01	2.06E+01	3.62E+01	3.69E+01	38.62	38.62	55.62	143.50	104.88
1960	4	1	3	1.52E+01	3.49E+01	5.00E+01	1.02E+01	10.91	10.91	61.78	361.90	350.99
1961	8	6	2	2.17E+01	5.54E+00	2.73E+01	2.63E+00	2.03	2.03	16.28	90.79	88.76
1962	4	3	1	1.47E+01	5.01E+00	1.97E+01	2.87E+00	5.12	5.12	30.51	121.10	115.98
1963	4	3	1	1.78E+01	8.27E+00	2.90E+01	5.28E+00	11.56	11.56	41.37	202.90	191.34
1964	7	5	2	1.95E+01	4.80E+00	2.43E+01	1.32E+01	21.40	21.40	24.98	101.60	80.20
1965	7	5	2	1.73E+01	1.28E+01	3.01E+01	1.39E+01	19.87	19.87	41.97	229.50	209.63
1966	5	3	2	1.25E+01	1.12E+01	2.36E+01	1.62E+01	32.93	32.93	55.64	164.80	131.87
1967	5	3	2	2.40E+01	1.39E+01	3.76E+01	2.45E+00	0.77	0.77	26.73	202.10	201.33
1968	4	2	2	1.09E+01	1.51E+01	2.60E+01	1.34E+01	32.09	32.09	59.68	221.80	189.71
1969	5	4	1	8.01E+00	3.50E+00	1.15E+01	2.85E+00	5.28	5.28	18.38	86.23	80.95
1974	6	3	3	8.16E+00	8.20E+00	1.64E+01	4.47E+00	5.11	5.11	18.94	96.92	91.81
1975	4	2	2	1.21E+01	6.71E+00	1.69E+01	1.04E+01	24.14	24.14	48.99	120.10	95.96
1976	4	2	2	1.21E+01	1.29E+01	2.50E+01	4.46E+00	7.83	7.83	28.13	228.20	220.37
1977	5	2	3	5.47E+00	1.03E+01	1.58E+01	6.13E+00	11.25	11.25	21.55	113.20	101.95
1978	3	1	2	6.77E+00	9.82E+00	1.66E+01	5.72E+00	14.53	14.53	38.19	171.20	156.67
1979	3	1	2	1.09E+01	1.46E+01	2.55E+01	3.33E+00	5.07	5.07	29.70	256.80	251.73
1980	9	7	2	4.09E+01	1.37E+01	5.45E+01	1.47E+01	17.02	17.02	34.12	216.00	198.98
1981	3	1	2	2.60E+01	3.26E+01	5.86E+01	1.26E+01	45.49	45.49	54.98	647.50	602.01
1982	3	1	2	1.53E+01	2.14E+01	3.67E+01	3.45E+00	3.33	3.33	33.94	357.70	354.37
1983	4	2	2	1.90E+01	2.78E+01	4.68E+01	5.43E+00	3.28	3.28	55.39	423.40	420.12



Año	Tb en días	Tp en días	Tr en días	Vp en m3	Vd en m3	Vi en m3	Vb en m3	Cb en m3/seg			Qp en m3/seg	Qp directo en m3/seg
								Qbi	Qbp	Qbf		
1953	13	8	5	1.88E+01	2.62E+07	2.62E+07	1.65E+07	9.30	9.30	38.40	149.61	140.31
1954	3	1	2	3.82E+00	7.76E+06	7.76E+06	2.15E+07	81.50	81.50	86.00	170.00	88.50
1955	4	2	2	2.52E+07	3.37E+07	3.90E+07	1.38E+07	15.80	15.80	114.90	468.50	452.70
1956	5	3	2	2.29E+07	1.64E+07	1.93E+07	2.93E+07	63.72	63.72	84.25	324.60	260.88
1957	4	2	2	9.28E+06	7.38E+06	1.67E+07	2.59E+06	2.00	2.00	24.20	110.40	108.40
1958	5	3	2	1.66E+08	9.68E+07	2.62E+08	3.60E+07	98.90	98.90	232.00	1530.00	1431.10
1959	7	6	1	6.67E+07	1.18E+07	7.84E+07	8.04E+07	127.00	127.00	211.00	396.00	269.00
1960	6	3	1	1.03E+08	2.49E+08	3.51E+08	5.40E+07	39.00	39.00	37.30	1750.00	1711.00
1961	4	2	2	1.17E+07	1.64E+07	2.81E+07	1.35E+07	27.60	27.60	71.00	255.00	228.40
1962	4	2	2	1.44E+07	2.17E+07	3.61E+07	1.02E+07	16.60	16.60	69.50	322.00	305.40
1963	5	2	3	6.73E+07	1.47E+08	2.15E+08	2.81E+07	9.87	9.87	204.00	1142.00	1132.13
1964	8	6	2	4.32E+07	1.82E+07	6.14E+07	5.94E+07	82.40	82.40	110.00	324.00	241.60
1965	7	3	4	6.38E+07	9.73E+07	1.61E+08	2.58E+07	30.56	30.56	242.00	1507.00	1476.44

ESTACION HUITES

Año	Tb en días	Tp en días	Tr en días	Vp en m3	Vd en m3	Vi en m3	Vb en m3	Cb en m3/seg			Qp en m3/seg	Qp directo en m3/seg
								Qbi	Qbp	Qbf		
1942	11	8	3	4.46E+08	1.61E+08	6.07E+08	3.16E+08	295.50	295.50	586.55	1894.70	1599.20
1943	6	4	3	4.11E+08	1.08E+09	1.49E+09	1.61E+08	75.00	75.00	190.00	8600.00	8525.00
1944	7	4	3	4.51E+08	2.18E+08	6.69E+08	9.33E+07	57.07	57.07	551.00	2115.60	2058.43
1945	11	6	5	2.34E+08	2.50E+08	4.84E+08	1.77E+08	113.50	113.50	417.68	1363.60	1250.10
1946	9	5	4	8.99E+07	1.24E+08	2.10E+08	1.09E+08	112.00	112.00	242.15	842.50	730.50
1947	7	4	3	1.07E+08	9.98E+07	2.07E+08	1.72E+08	269.10	269.10	350.40	1001.30	732.20
1948	4	1	4	7.81E+07	1.73E+07	9.54E+07	3.86E+07	13.36	13.36	302.60	1820.20	1806.84
1949	9	6	3	1.75E+09	8.78E+08	2.62E+09	1.49E+08	29.47	29.47	1045.70	6788.40	6728.93
1950	7	4	3	1.87E+08	2.80E+08	4.66E+08	8.74E+07	74.35	74.35	397.00	2722.40	2648.05
1951	6	3	3	2.35E+07	6.93E+07	8.66E+07	8.74E+07	13.79	13.79	117.80	475.30	461.51
1952	11	4	7	5.24E+07	1.63E+08	2.17E+08	1.83E+08	166.60	166.60	246.70	915.70	749.10
1953	12	8	4	1.55E+08	1.04E+08	2.59E+08	1.19E+08	92.56	92.56	229.60	728.60	686.04
1954	6	4	2	9.53E+07	5.04E+07	1.46E+08	1.29E+08	226.09	226.09	363.40	883.60	627.51
1955	4	2	2	2.67E+08	2.75E+09	5.42E+09	7.92E+07	68.00	68.00	730.30	4007.30	3939.30
1956	9	6	3	1.45E+08	6.04E+07	2.05E+08	9.36E+07	104.40	104.40	206.55	629.70	525.30
1957	12	6	6	9.48E+07	1.02E+08	1.87E+08	1.02E+08	86.68	86.68	128.50	421.80	335.12
1958	6	3	3	1.75E+08	2.30E+08	4.05E+08	1.91E+08	285.40	285.40	630.80	2613.10	2327.70
1959	6	3	3	1.02E+08	1.55E+08	2.87E+08	4.41E+07	35.31	35.31	242.80	1627.90	1562.19
1960	4	2	2	5.42E+08	5.69E+08	1.10E+09	2.39E+08	309.80	309.80	1856.60	8991.80	8682.00
1961	10	6	4	3.40E+08	1.94E+08	5.33E+08	7.80E+07	32.61	32.61	305.70	1314.90	1282.29
1962	5	2	3	5.09E+07	1.38E+08	1.89E+08	6.14E+07	58.09	58.09	527.10	1176.10	1118.01
1963	7	3	4	2.78E+08	4.45E+08	7.23E+08	9.52E+07	21.44	21.44	503.60	2509.40	2487.96
1964	7	5	2	1.76E+08	5.98E+07	2.36E+08	1.53E+08	221.20	221.20	435.30	1133.90	912.70
1965	8	5	3	3.80E+08	1.14E+08	2.92E+08	1.39E+08	180.20	180.20	258.30	1414.70	1224.50
1966	11	8	3	1.71E+08	2.79E+08	4.90E+08	6.74E+08	676.50	676.50	914.80	2050.50	1374.00
1967	5	2	2	6.79E+07	5.66E+07	1.24E+08	6.20E+07	28.37	28.37	427.70	2193.30	2164.93
1968	5	2	3	8.21E+07	1.22E+08	2.04E+08	1.52E+08	833.70	833.70	1046.60	1411.80	578.10
1969	7	4	3	1.05E+08	2.15E+08	3.20E+08	2.4E+08	207.30	207.30	418.70	1084.40	877.10
1970	10	4	6	1.51E+08	2.40E+08	3.91E+08	2.76E+08	216.90	216.90	312.70	1095.80	995.16
1972	5	2	3	1.15E+08	1.82E+08	2.98E+08	6.88E+07	66.64	66.64	470.85	2018.80	1952.16
1973	6	3	3	2.86E+08	4.83E+08	7.69E+08	1.41E+08	46.38	46.38	417.90	1910.90	1864.52
1974	6	3	3	1.98E+08	2.95E+08	4.93E+08	8.76E+07	23.38	23.38	609.40	160.93	5730.35
1975	6	2	3	3.35E+07	6.48E+07	1.08E+08	2.07E+08	443.10	443.10	670.40	169.93	137.55
1976	5	2	2	1.94E+08	1.43E+08	3.37E+08	5.73E+07	58.88	58.88	314.40	1627.70	1568.82
1977	6	2	4	9.61E+07	1.44E+08	2.40E+08	1.11E+08	200.00	200.00	237.40	1071.30	871.30
1978	5	2	2	4.43E+08	3.50E+08	5.99E+08	2.16E+08	322.60	322.60	911.10	3977.10	3654.50
1979	4	1	3	1.82E+08	4.46E+08	6.22E+08	1.33E+08	125.20	125.20	846.00	4346.90	4194.70
1980	10	6	4	1.53E+08	1.69E+08	3.22E+08	3.48E+08	354.30	354.30	576.75	1351.90	997.40
1981	9	7	2	4.10E+08	1.98E+08	6.08E+08	1.22E+08	92.57	92.57	674.70	3110.30	3017.73
1982	4	2	2	1.59E+08	1.14E+08	2.73E+08	3.74E+07	36.54	36.54	324.70	1775.70	1738.16
1983	5	2	3	3.44E+08	6.98E+08	1.09E+09	1.71E+08	49.87	49.87	1206.20	6478.60	6428.73
1984	6	4	2	6.41E+08	2.67E+08	9.08E+08	9.05E+07	20.00	20.00	946.10	4082.70	4062.70
1985	6	2	4	2.28E+08	2.23E+08	4.51E+08	1.43E+08	240.10	240.10	618.83	2660.50	2420.40

Tabla 4.4 Características de los hidrogramas registrados en las 23 estaciones analizadas

ESTACION JAINA

Año	Tb en días	Tp en días	Tr en días	Vp en m3	Vd en m3	Vt en m3	Vb en m3	Qb en m3/seg			Qp en m3/seg	Qp directo en m3/seg
								Qbi	Qbp	Qbf		
1969	6	4	2	1.83E+07	1.32E+07	3.14E+07	2.16E+07	35.52	35.52	75.56	182.30	146.78
1970	7	4	3	1.79E+07	1.45E+07	3.23E+07	5.61E+07	89.69	89.69	105.00	209.10	119.41
1971	5	3	2	9.51E+07	5.72E+07	1.52E+08	2.60E+07	12.73	12.73	247.80	831.20	818.47
1972	5	2	3	4.25E+07	7.23E+07	1.15E+08	2.42E+07	17.50	17.50	148.20	763.50	746.00
1973	4	1	3	4.05E+07	1.01E+08	1.42E+08	2.67E+07	27.01	27.01	170.10	963.80	936.79
1974	6	3	3	5.88E+07	4.64E+07	1.05E+08	2.12E+07	16.69	16.69	116.50	537.50	520.81
1975	5	2	3	1.96E+07	3.49E+07	5.44E+07	5.38E+07	104.10	104.10	169.84	348.08	243.98
1976	5	2	3	6.46E+07	4.85E+07	1.13E+08	1.77E+07	13.00	13.00	105.18	542.63	529.63
1977	10	5	5	5.30E+07	8.38E+07	1.37E+08	7.16E+07	56.84	56.84	165.64	493.34	436.50
1978	5	2	3	3.33E+07	8.43E+07	1.18E+08	5.99E+07	94.55	94.55	245.37	737.27	642.72
1979	5	2	3	1.32E+08	1.43E+08	2.75E+08	4.64E+07	44.87	44.87	255.90	1425.20	1380.53
1980	7	4	3	3.24E+07	2.30E+07	5.54E+07	6.98E+07	106.30	106.30	149.51	319.21	212.91
1981	2	1	1	3.73E+07	3.73E+07	7.47E+07	1.00E+07	34.33	34.33	128.96	898.80	864.47
1982	2	1	1	6.09E+07	2.31E+06	6.32E+07	1.23E+07	57.82	57.82	111.27	1467.39	1409.57
1983	3	1	2	7.32E+06	2.52E+06	9.84E+06	1.59E+07	88.94	88.94	100.80	147.27	58.33
1984	9	3	6	7.74E+07	1.14E+08	1.92E+08	5.07E+07	31.51	31.51	139.91	573.84	542.33
1985	6	4	2	6.41E+07	4.21E+07	1.06E+08	6.91E+07	130.58	130.58	147.71	593.84	463.26

ESTACION MAHONE

Año	Tb en días	Tp en días	Tr en días	Vp en m3	Vd en m3	Vt en m3	Vb en m3	Qb en m3/seg			Qp en m3/seg	Qp directo en m3/seg
								Qbi	Qbp	Qbf		
1966	6	5	1	9.86E+06	1.44E+06	1.13E+07	6.23E+07	120.00	120.00	121.70	153.30	33.30
1967	6	4	2	2.03E+07	6.55E+06	2.69E+07	6.52E+07	120.30	120.30	151.80	208.70	88.40
1968	9	7	2	5.95E+07	9.65E+06	6.92E+07	2.81E+07	35.08	35.08	42.35	180.60	145.52
1969	6	3	3	2.09E+07	1.50E+07	3.59E+07	3.26E+07	50.06	50.06	100.00	182.10	132.04
1974	9	6	3	1.25E+07	8.18E+06	2.07E+07	7.34E+07	91.75	91.75	108.30	162.90	71.15
1975	7	5	2	1.42E+07	5.23E+06	1.95E+07	9.62E+07	158.40	158.40	164.70	221.10	62.70
1977	6	4	2	1.45E+07	7.58E+06	2.21E+07	6.31E+07	119.00	119.00	135.00	190.50	71.50
1978	8	5	3	1.43E+07	6.97E+06	2.13E+07	5.14E+07	71.00	71.00	88.13	129.60	58.60
1979	6	5	1	2.37E+07	3.33E+06	2.70E+07	6.41E+07	122.90	122.90	132.60	200.00	77.10
1980	6	2	4	5.65E+06	1.28E+07	1.84E+07	2.47E+07	36.78	36.78	67.19	140.80	104.02
1981	10	8	2	3.57E+07	1.40E+07	4.97E+07	7.66E+07	82.39	82.39	144.20	213.60	131.21
1982	6	4	2	3.60E+07	8.89E+06	4.48E+07	2.82E+07	50.00	50.00	75.34	216.80	166.80
1983	6	4	2	2.03E+07	9.52E+06	2.98E+07	3.93E+07	74.94	74.94	82.80	165.00	90.06
1984	4	3	1	9.22E+06	3.08E+06	1.23E+07	4.23E+07	121.40	121.40	130.10	192.80	71.40
1985	19	12	7	6.47E+07	3.89E+07	1.04E+08	2.07E+08	125.90	125.90	128.60	222.50	96.60

Tabla 4.4 Características de los hidrogramas registrados en las 23 estaciones analizadas  
ESTACION LOS MOLINOS

Año	Tb en días	Tp en días	Tr en días	Vp en m³	Vd en m³	Vi en m³	Vb en m³	Qb en m³/seg			Qp en m³/seg	Qp directo en m³/seg
								Qbr		Qbf		
								Qbp	Qbr			
1961	5	2	3	1.73E+06	2.78E+06	4.51E+06	7.18E+05	0.35	0.35	4.84	35.58	35.23
1962	3	1	3	1.73E+06	2.34E+06	4.08E+06	3.67E+05	0.64	0.64	3.18	40.80	40.16
1963	8	6	2	3.96E+06	1.97E+06	5.93E+06	4.80E+05	0.38	0.38	3.02	19.50	19.12
1964	5	3	2	8.48E+05	8.04E+05	1.65E+06	9.63E+05	2.04	2.04	3.05	14.30	12.26
1965	3	1	2	2.76E+06	3.65E+06	6.41E+06	9.29E+05	1.60	1.60	7.66	65.50	63.90
1966	7	4	3	3.14E+06	1.81E+06	4.95E+06	1.18E+06	0.94	0.94	5.83	21.00	20.06
1967	3	1	2	8.66E+05	1.51E+06	2.39E+06	1.94E+05	0.40	0.40	1.50	20.80	20.50
1968	5	2	3	6.91E+05	1.45E+06	2.14E+06	6.59E+05	0.80	0.80	3.31	15.70	14.90
1969	6	4	2	1.43E+06	8.72E+05	2.30E+06	3.03E+05	0.22	0.22	2.55	14.70	14.48
1970	3	1	2	3.18E+05	4.17E+05	7.34E+05	1.60E+05	0.40	0.40	1.10	7.75	7.35

ESTACION MARANJO

Año	Tb en días	Tp en días	Tr en días	Vp en m³	Vd en m³	Vi en m³	Vb en m³	Qb en m³/seg			Qp en m³/seg	Qp directo en m³/seg
								Qbr		Qbf		
								Qbp	Qbr			
1939	5	3	2	2.11E+07	1.24E+07	3.35E+07	6.52E+06	9.48	9.48	38.64	186.40	176.92
1940	3	2	1	1.13E+07	4.20E+06	1.55E+07	6.07E+06	20.00	20.00	40.40	117.30	97.30
1941	4	2	2	2.96E+06	4.46E+06	7.44E+06	1.01E+06	0.04	0.04	11.91	61.64	61.60
1942	4	1	3	3.18E+07	1.06E+08	1.38E+08	3.54E+06	4.63	4.63	20.83	740.00	735.37
1943	4	1	3	3.96E+07	9.59E+07	1.31E+08	1.57E+07	10.00	10.00	100.60	833.80	823.80
1944	4	1	3	3.62E+06	7.64E+06	1.13E+07	1.09E+06	0.04	0.04	8.68	83.90	83.86
1945	5	3	2	1.04E+07	8.92E+06	1.94E+07	1.80E+06	1.70	1.70	14.82	134.70	133.00
1946	5	3	2	1.62E+07	1.08E+07	2.70E+07	2.92E+06	0.28	0.28	33.02	112.10	111.82
1947	6	2	4	2.77E+06	6.38E+06	9.14E+06	1.46E+06	0.07	0.07	8.32	42.43	42.36
1948	3	1	2	1.31E+07	2.49E+07	3.80E+07	4.30E+06	0.08	0.08	49.06	303.40	303.32
1949	5	4	1	1.09E+08	3.29E+07	1.42E+08	1.52E+07	27.72	27.72	112.40	788.90	781.18
1950	4	3	1	7.40E+06	2.23E+06	9.63E+06	7.13E+06	19.23	19.23	30.46	70.80	51.67
1951	3	1	2	2.50E+05	1.05E+06	1.79E+06	2.51E+04	0.00	0.00	0.30	17.35	17.35
1952	4	2	2	2.96E+06	5.01E+06	7.96E+06	4.00E+05	0.38	0.38	3.61	65.56	65.18
1953	3	1	2	1.91E+06	3.80E+06	5.71E+06	3.63E+05	0.00	0.00	4.18	44.29	44.29
1954	3	1	2	3.91E+06	6.66E+06	1.06E+07	2.08E+06	4.36	4.36	16.17	94.80	90.44
1955	7	4	3	1.24E+07	1.96E+07	3.22E+07	1.16E+07	11.13	11.13	49.33	202.50	191.37
1956	3	1	2	1.13E+06	2.01E+06	3.15E+06	3.52E+05	0.02	0.02	4.33	26.27	26.25
1958	7	3	4	4.31E+07	1.34E+08	1.77E+08	2.41E+07	15.95	15.95	98.33	841.40	825.45
1959	4	1	3	8.07E+06	1.61E+07	4.40E+07	5.32E+06	2.81	2.81	38.34	240.40	237.59
1960	4	1	3	8.07E+06	1.61E+07	4.40E+07	5.32E+06	9.30	9.30	39.90	196.00	186.70
1961	5	4	1	8.00E+06	2.64E+06	1.14E+07	4.05E+05	0.10	0.10	8.48	61.25	61.15
1962	3	2	1	1.24E+07	7.96E+06	2.04E+07	1.83E+06	0.03	0.03	42.01	184.30	184.25
1963	7	4	3	3.06E+07	3.30E+07	6.36E+07	1.27E+07	14.86	14.86	42.57	287.10	272.24
1964	5	1	4	5.30E+06	2.10E+07	2.83E+07	1.18E+07	23.61	23.61	33.17	146.20	122.99
1965	5	3	2	2.09E+07	1.63E+07	3.72E+07	4.49E+06	5.33	5.33	32.75	274.20	268.67
1966	10	6	4	4.17E+07	2.98E+07	7.15E+07	6.98E+06	3.89	3.89	23.86	186.40	182.51
1967	4	2	2	2.16E+07	2.32E+07	4.49E+07	3.5E+06	0.00	0.00	40.15	341.50	341.50
1968	3	1	2	3.00E+07	4.68E+07	7.68E+07	7.90E+06	1.24	1.24	93.10	696.50	695.26
1969	4	2	2	5.01E+06	6.38E+06	1.14E+07	1.02E+06	0.00	0.00	12.42	95.28	95.28
1970	5	3	2	1.10E+07	1.13E+07	2.23E+07	8.29E+06	12.33	12.33	44.60	208.70	196.37
1971	9	7	1	8.16E+07	2.75E+07	1.09E+08	5.02E+06	2.52	2.52	39.89	417.80	415.28
1972	2	1	1	1.03E+07	1.03E+07	2.07E+07	3.10E+06	8.33	8.33	46.82	247.90	239.57
1973	4	2	2	2.25E+07	2.84E+07	5.09E+07	2.64E+07	60.46	60.46	126.80	493.70	493.22
1974	5	2	3	1.09E+07	2.16E+07	3.25E+07	1.93E+07	39.41	39.41	96.92	278.60	239.19
1975	4	1	3	3.02E+06	1.75E+07	2.46E+07	9.44E+06	25.00	25.00	31.13	187.60	162.60
1976	4	2	2	3.15E+07	7.65E+07	1.08E+08	7.44E+06	0.59	0.59	84.98	730.20	729.61
1977	4	2	2	1.70E+06	2.59E+06	4.29E+06	1.93E+06	5.00	5.00	7.39	34.56	29.59
1978	4	3	1	1.52E+07	4.80E+06	2.00E+07	2.85E+06	10.57	10.57	34.27	121.60	111.03
1979	7	2	5	6.94E+06	1.98E+07	2.68E+07	5.18E+06	1.24	1.24	17.91	88.10	86.86
1980	8	6	2	7.33E+07	3.05E+07	1.04E+08	3.43E+07	42.50	42.50	103.20	424.80	382.10
1981	3	1	2	3.96E+07	5.53E+07	9.49E+07	1.38E+07	41.69	41.69	78.27	959.30	917.61
1982	5	3	2	5.35E+07	7.30E+07	1.26E+08	7.08E+06	4.82	4.82	65.49	1088.70	1083.88
1983	4	2	2	2.62E+07	3.96E+07	6.58E+07	4.70E+06	2.37	2.37	46.66	592.50	590.13
1984	9	5	4	4.38E+07	2.68E+07	7.06E+07	6.72E+07	76.08	76.08	122.30	255.30	179.22

Año	Tb en días	Tp en días	Tr en días	Vp en m3	Vd en m3	Vt en m3	Vb en m3	Qb en m3/seg			Qp en m3/seg	Qp directo en m3/seg
								Qbi	Qbp	Qbf		
1958	7	2	5	1.24E+07	5.27E+07	6.50E+07	1.72E+07	10.19	10.19	63.11	273.50	263.31
1959	6	3	3	6.04E+07	6.59E+07	1.26E+08	1.45E+07	6.12	6.12	93.56	568.70	562.58
1960	4	2	2	5.40E+08	1.97E+08	7.38E+08	4.10E+07	75.45	75.45	421.80	4645.10	4569.65
1962	5	2	3	1.52E+07	2.36E+07	3.88E+07	3.39E+07	65.89	65.89	107.00	267.40	201.51
1963	5	2	3	2.60E+07	5.23E+07	7.83E+07	1.55E+07	4.11	4.11	107.63	496.20	492.09
1964	9	6	3	7.03E+07	3.35E+07	1.04E+08	3.55E+07	39.51	39.51	76.54	390.70	351.19
1965	5	2	3	3.51E+07	6.26E+07	9.77E+07	9.15E+06	10.24	10.24	53.02	799.80	769.56
1966	3	1	2	1.25E+07	2.30E+07	3.55E+07	5.64E+07	211.48	211.48	230.60	501.70	290.22
1967	6	3	3	5.80E+07	6.38E+07	1.22E+08	1.31E+07	5.01	5.01	86.52	559.30	554.29
1968	5	3	2	3.00E+07	1.63E+07	4.63E+07	6.09E+07	128.90	128.90	190.40	366.40	237.50
1969	8	4	4	3.94E+07	4.97E+07	8.91E+07	4.18E+07	51.62	51.62	67.42	520.40	468.77
1970	5	2	3	1.39E+07	2.02E+07	3.41E+07	3.68E+07	78.31	78.31	102.90	297.00	218.69
1971	5	2	3	4.74E+07	1.06E+08	1.53E+08	2.28E+07	17.87	17.87	142.50	924.50	906.63
1972	6	3	3	6.12E+07	5.91E+07	1.20E+07	1.90E+07	11.72	11.72	111.20	606.90	595.18
1973	4	2	2	4.42E+07	7.22E+07	1.16E+08	2.13E+07	17.23	17.23	193.40	949.50	932.27
1974	6	4	2	8.77E+07	1.05E+08	1.92E+08	2.36E+07	4.00	4.00	266.20	1357.70	1353.70
1975	4	1	3	8.92E+06	1.88E+07	2.77E+07	2.44E+07	64.98	64.98	80.43	271.40	206.42
1976	4	2	2	4.80E+07	2.42E+07	7.21E+07	1.06E+07	21.66	21.66	58.09	400.30	378.64

ESTACION SAN BLAS

Año	Tb en días	Tp en días	Tr en días	Vp en m3	Vd en m3	Vt en m3	Vb en m3	Qb en m3/seg			Qp en m3/seg	Qp directo en m3/seg
								Qbi	Qbp	Qbf		
1942	7	5	2	2.16E+02	1.01E+02	3.17E+02	2.25E+02	333.10	333.10	602.69	1462.30	1129.20
1943	5	3	2	3.95E+02	2.56E+02	6.50E+02	1.38E+02	100.70	100.70	1165.70	3840.70	3740.00
1944	7	3	4	3.36E+02	3.79E+02	7.15E+02	1.90E+02	167.20	167.20	695.20	2979.20	2812.00
1945	7	4	3	8.56E+01	1.27E+02	2.12E+02	6.73E+01	69.60	69.60	273.70	1227.10	1157.50
1946	9	5	4	1.13E+02	1.13E+02	2.26E+02	1.31E+02	149.30	149.30	237.85	1028.00	878.70
1947	6	4	2	1.33E+02	7.05E+01	2.04E+01	1.67E+02	298.30	298.30	442.60	1063.60	765.30
1948	3	1	2	9.20E+01	1.43E+02	2.35E+02	4.03E+01	38.64	38.64	412.80	2167.60	2128.96
1949	9	7	2	2.61E+03	6.40E+02	3.25E+03	1.53E+02	34.72	34.72	1484.70	8387.60	8352.88

Tabla 4.4 Características de los hidrogramas registrados en las 23 estaciones analizadas

ESTACION SAN FRANCISCO

Año	Tb en días	Tp en días	Tr en días	Vp en m3	Vd en m3	Vi en m3	Vb en m3	Qb en m3/seg			Qp en m3/seg	Qp directo en m3/seg
								Qbi	Qbp	Qbf		
1942	10	5	5	2.00E+08	1.99E+08	3.99E+08	1.37E+08	119.50	119.50	229.82	1145.70	1026.20
1943	5	2	3	1.48E+08	1.63E+08	3.09E+08	4.91E+07	42.78	42.78	284.70	1815.10	1772.32
1944	6	3	3	1.13E+08	1.02E+08	2.15E+08	2.87E+07	12.13	12.13	186.60	1081.40	1069.27
1945	10	6	4	1.59E+08	1.29E+08	2.86E+08	1.22E+08	80.28	80.28	390.60	780.80	700.52
1946	8	4	4	4.38E+07	6.31E+07	6.07E+07	48.00	48.00	210.76	434.30	386.30	386.30
1947	6	4	2	1.05E+08	6.33E+07	1.69E+08	1.35E+08	241.40	241.40	353.10	956.70	715.30
1948	3	1	2	3.70E+07	7.39E+07	1.11E+08	2.53E+07	14.84	14.84	263.80	872.30	857.46
1949	7	5	2	7.14E+08	2.40E+08	9.54E+08	1.38E+08	149.20	149.20	712.00	3631.30	3482.10
1950	6	4	2	1.39E+08	1.42E+08	2.82E+08	7.03E+07	68.65	68.65	454.10	2125.90	2057.25
1951	5	3	2	2.11E+07	3.56E+07	5.67E+07	1.40E+07	12.73	12.73	114.50	405.80	393.07
1952	5	3	2	4.51E+07	3.75E+07	8.26E+07	7.56E+07	156.40	156.40	255.80	536.30	378.90
1953	8	6	2	1.26E+08	3.78E+07	1.64E+08	6.32E+07	65.61	65.61	281.03	570.20	504.59
1954	4	2	2	3.98E+07	2.68E+07	6.67E+07	7.21E+07	200.00	200.00	237.70	555.10	355.10
1955	4	2	2	1.56E+08	1.71E+08	3.28E+08	5.44E+08	78.78	78.78	428.50	2494.70	2415.92
1956	9	6	3	9.98E+07	4.79E+07	1.48E+08	7.79E+07	90.77	90.77	150.00	518.70	427.93
1957	10	6	4	7.00E+07	5.87E+07	1.29E+08	6.06E+07	53.87	53.87	136.70	381.70	327.83
1958	5	3	2	2.57E+08	1.79E+08	4.36E+08	1.62E+08	286.10	286.10	747.80	2843.50	2557.40
1959	3	2	1	3.86E+07	2.22E+07	6.08E+07	1.56E+08	584.62	584.62	698.10	1099.10	514.48
1960	4	2	2	2.67E+08	2.50E+08	5.17E+08	1.62E+08	317.40	317.40	941.70	4241.40	3924.00
1961	6	3	3	6.87E+07	8.84E+07	1.57E+08	3.40E+07	9.40	9.40	250.50	788.80	779.40
1962	5	2	3	3.79E+07	8.13E+07	1.19E+08	4.60E+07	63.64	63.64	212.50	814.40	750.76
1963	6	3	3	2.20E+08	2.51E+08	4.71E+08	6.87E+07	17.27	17.27	514.30	1903.50	1888.23
1964	9	5	4	6.98E+07	9.56E+07	1.65E+08	1.05E+08	121.90	121.90	318.00	696.30	574.40
1965	7	4	3	4.48E+07	7.74E+07	1.19E+08	9.13E+07	599.80	599.80	701.30	1307.40	707.60
1966	9	7	2	1.96E+08	7.74E+07	2.73E+08	4.74E+07	11.89	11.89	182.00	1058.00	1046.11
1967	6	2	4	6.51E+07	1.90E+08	2.56E+08	3.39E+07	349.00	349.00	398.21	1000.10	651.10
1968	10	7	3	1.41E+08	7.01E+07	2.11E+08	3.07E+08	120.80	120.80	197.10	476.80	356.00
1969	8	5	3	6.50E+07	3.65E+07	1.01E+08	9.30E+07	117.90	117.90	202.70	684.00	566.10
1970	10	6	6	5.82E+07	1.30E+08	1.88E+08	1.23E+08	17.40	17.40	179.37	833.70	816.30
1971	6	3	3	1.09E+08	7.77E+07	1.87E+08	3.01E+07	45.97	45.97	365.50	1759.40	1713.43
1972	4	2	2	1.24E+08	1.30E+08	2.53E+08	4.28E+07	36.01	36.01	745.00	4036.70	4002.69
1973	4	2	2	2.27E+08	2.88E+08	5.15E+08	7.10E+07					

ESTACION SAN IGNACIO

Año	Tb en días	Tp en días	Tr en días	Vp en m3	Vd en m3	Vi en m3	Vb en m3	Qb en m3/seg			Qp en m3/seg	Qp directo en m3/seg
								Qbi	Qbp	Qbf		
1967	7	5	2	5.84E+07	9.99E+07	1.58E+08	2.02E+07	7.96	7.96	142.40	996.20	988.24
1968	8	3	4	5.69E+07	1.24E+08	1.81E+08	1.34E+08	200.00	200.00	273.19	843.90	643.90
1969	7	5	3	5.86E+07	5.77E+07	1.16E+08	9.27E+07	124.90	124.90	171.90	758.80	633.90
1970	10	4	6	5.81E+07	1.39E+08	1.97E+08	9.07E+07	74.04	74.04	184.30	647.60	573.56
1971	6	3	3	8.03E+07	6.44E+07	1.45E+08	2.38E+07	17.83	17.83	131.25	665.00	647.17
1972	6	3	3	1.39E+08	1.01E+08	2.39E+08	3.97E+07	26.75	26.75	237.80	1218.50	1191.75
1973	5	2	3	1.78E+08	2.65E+08	4.43E+08	6.22E+07	31.24	31.24	431.20	2665.80	2654.56
1974	5	3	2	4.90E+07	9.61E+07	1.45E+08	5.33E+07	83.90	83.90	304.70	1085.80	1001.90
1975	4	2	2	5.99E+07	4.78E+07	1.08E+08	9.49E+07	231.10	231.10	406.98	858.00	626.90
1976	6	3	3	1.15E+08	1.28E+08	2.43E+08	1.07E+08	163.21	163.21	342.89	1422.85	1259.64
1977	5	2	3	1.27E+08	2.32E+08	3.59E+08	5.53E+07	35.65	35.65	351.49	2116.76	2081.11
1981	5	2	3	8.03E+07	1.85E+08	2.66E+08	6.98E+07	104.48	104.48	299.43	1431.22	1326.74
1982	4	1	3	2.95E+07	9.28E+07	1.22E+08	1.68E+07	11.14	11.14	117.67	694.90	683.76
1983	5	2	3	1.28E+08	1.74E+08	3.02E+08	4.41E+07	14.98	14.98	316.42	1626.17	1611.19
1984	7	4	3	1.58E+08	9.10E+07	2.49E+08	2.16E+07	8.95	8.95	137.31	964.17	955.22
1985	5	2	3	6.50E+07	1.22E+08	1.87E+08	3.96E+07	29.44	29.44	242.86	1485.41	1455.97

Tabla 4.4 Características de los hidrogramas registrados en las 23 estaciones analizadas

ESTACION SAN MIGUEL Z.

Año	Tb en días	Tp en días	Tr en días	Vp en m3	Vd en m3	Vt en m3	Vb en m3	Qb en m3/seg			Qp en m3/seg	Qp directo en m3/seg
								Qbi	Qbp	Qbf		
1961	17	5	12	6.41E+07	3.37E+08	4.01E+08	5.96E+07	15.95	15.95	65.32	461.10	445.15
1962	13	8	5	4.23E+07	6.33E+07	1.06E+08	2.34E+07	6.95	6.95	52.05	203.80	196.85
1963	14	6	8	1.72E+08	2.08E+08	3.81E+08	1.00E+08	19.89	19.89	244.84	605.60	585.71
1964	11	8	3	1.58E+08	4.52E+07	2.03E+08	1.11E+08	108.40	108.40	177.00	546.10	437.70
1965	5	3	2	6.27E+06	6.94E+06	1.32E+07	1.81E+06	2.60	2.60	10.75	100.00	97.40
1966	8	4	4	1.18E+08	1.76E+08	2.94E+08	5.12E+08	714.29	714.29	814.10	1418.70	704.41
1968	9	4	5	1.47E+08	1.50E+08	2.97E+08	4.57E+08	549.96	549.96	680.18	1121.10	571.14
1969	9	4	5	6.93E+06	5.49E+06	1.24E+07	5.03E+06	4.16	4.16	12.44	38.16	34.00
1973	12	8	4	1.12E+08	1.27E+08	2.39E+08	7.80E+07	44.65	44.65	227.90	680.40	635.75
1974	7	2	5	1.47E+07	2.56E+07	4.03E+07	9.11E+06	2.02	2.02	31.39	118.40	116.38
1975	9	8	1	1.22E+07	1.42E+06	1.36E+07	7.18E+06	10.19	10.19	13.39	43.12	32.93
1976	7	5	2	8.45E+06	4.00E+06	1.25E+07	3.80E+06	5.25	5.25	12.44	56.72	51.47
1977	4	2	2	3.30E+06	2.67E+06	5.97E+06	2.28E+06	4.39	4.39	13.60	40.74	36.35
1978	9	4	5	1.14E+08	1.69E+08	2.84E+08	3.35E+07	9.11	9.11	138.60	608.00	598.89
1979	10	8	2	2.65E+08	6.83E+07	3.33E+08	7.25E+08	806.80	806.80	1132.30	1510.30	703.50
1980	4	2	2	9.66E+06	1.22E+07	2.19E+07	2.27E+06	1.98	1.98	21.22	173.00	171.02
1981	9	4	5	2.60E+08	6.79E+08	9.39E+08	1.14E+08	41.26	41.26	418.20	2592.20	2550.94

ESTACION TECUSIAPA

Año	Tb en días	Tp en días	Tr en días	Vp en m3	Vd en m3	Vt en m3	Vb en m3	Qb en m3/seg			Qp en m3/seg	Qp directo en m3/seg
								Qbi	Qbp	Qbf		
1959	3	2	1	5.57E+00	4.19E+00	9.76E+00	2.67E+01	102.00	102.00	108.00	199.00	97.00
1960	6	2	4	5.46E+01	1.26E+02	1.81E+02	3.62E+01	47.50	47.50	147.00	755.40	707.90
1961	6	3	3	4.34E+01	4.40E+01	8.74E+01	1.56E+01	5.00	5.00	108.89	433.30	428.30
1962	7	2	5	4.00E+00	1.22E+01	1.62E+01	6.66E+00	1.84	1.84	26.55	72.30	70.46
1963	4	2	2	1.06E+02	7.65E+01	1.82E+02	2.24E+01	3.35	3.35	260.00	836.00	832.65
1964	4	2	2	4.80E+00	6.86E+00	1.17E+01	2.00E+01	56.70	56.70	62.10	157.00	100.30
1965	5	2	3	1.03E+01	2.88E+01	3.92E+01	7.06E+00	3.05	3.05	47.30	213.00	209.95
1966	7	4	3	5.05E+01	1.94E+01	6.99E+01	8.62E+01	142.00	142.00	144.00	336.00	254.00
1967	4	2	2	3.37E+01	4.70E+01	8.07E+01	1.14E+01	5.90	5.90	122.00	692.00	686.10
1968	6	2	4	3.41E+01	3.49E+01	6.91E+01	1.32E+01	15.00	15.00	50.00	341.00	326.00
1969	5	3	2	5.77E+00	3.84E+00	9.62E+00	7.62E+00	17.00	17.00	20.50	66.00	49.00
1970	6	3	3	1.00E+01	9.27E+00	1.93E+01	1.09E+01	13.80	13.80	42.86	105.00	91.20
1971	5	2	3	2.86E+01	6.67E+01	9.54E+01	1.89E+01	7.50	7.50	126.00	653.00	645.50
1972	4	2	2	6.94E+01	3.47E+01	1.04E+02	1.05E+01	10.00	10.00	92.40	613.00	603.00
1973	4	2	2	1.26E+02	1.80E+02	3.06E+02	1.46E+01	12.70	12.70	128.00	1482.00	1469.30
1982	3	1	2	5.03E+01	7.78E+01	1.28E+02	1.52E+01	27.52	27.52	120.56	1192.19	1164.67
1983	6	2	4	4.81E+01	9.68E+01	1.45E+02	2.40E+01	10.82	10.82	117.02	882.52	871.70

Tabla 4.4 Características de los hidrogramas registrados en las 23 estaciones analizadas

ESTACION LA TINA

Año	Tb en días	Tp en días	Tr en días	Vp en m3	Vd en m3	Vl en m3	Vb en m3	Qb en m3/seg			Qp en m3/seg	Qp directo en m3/seg
								Qbi	Qbp	Qbf		
1960	5	3	2	2.30E+06	1.13E+06	3.43E+06	4.92E+05	0.70	0.70	1.70	12.97	12.27
1961	4	2	2	6.25E+05	8.43E+05	1.47E+06	2.51E+05	0.08	0.08	2.79	13.36	13.28
1962	3	2	1	8.75E+05	6.26E+05	1.50E+06	2.85E+04	0.02	0.02	0.60	14.51	14.49
1963	9	7	2	2.25E+06	9.74E+05	3.22E+06	4.60E+05	0.38	0.38	2.34	9.96	9.58
1964	4	2	2	4.35E+05	2.33E+05	6.88E+05	9.89E+04	0.17	0.17	0.64	3.88	3.71
1965	3	1	2	1.05E+05	1.56E+05	2.61E+05	3.33E+03	0.01	0.01	0.02	2.44	2.43
1966	4	2	2	6.43E+05	4.86E+05	1.13E+06	8.64E+03	0.00	0.00	0.14	10.43	10.43
1967	3	1	2	1.12E+06	1.62E+06	2.74E+06	1.84E+05	0.01	0.01	2.21	25.97	25.96
1968	4	2	2	9.88E+06	9.63E+06	1.93E+07	3.20E+05	0.03	0.03	3.40	207.70	207.67
1969	3	2	2	4.34E+05	4.08E+05	8.42E+05	0.00E+00	0.00	0.00	0.00	9.44	9.44
1970	3	1	2	4.23E+04	5.96E+04	1.02E+05	7.65E+04	0.26	0.26	0.37	1.24	0.98
1971	5	2	3	7.61E+05	1.43E+06	2.19E+06	1.32E+05	0.05	0.05	17.03	17.03	16.98
1972	5	3	2	2.03E+05	1.01E+05	3.04E+05	3.89E+04	0.07	0.07	0.19	1.63	1.56
1973	4	2	2	7.59E+05	9.39E+05	1.70E+06	8.04E+04	0.01	0.01	0.99	16.53	16.52
1974	3	1	2	2.39E+06	3.02E+06	5.40E+06	4.93E+05	0.12	0.12	5.42	55.35	55.23
1975	3	1	2	1.96E+05	2.95E+05	4.91E+05	2.95E+05	1.09	1.09	1.23	5.62	4.53
1976	4	2	2	1.95E+06	1.09E+06	3.04E+06	2.05E+05	0.04	0.04	2.31	17.41	17.38
1977	3	1	2	8.51E+05	1.08E+06	1.93E+06	8.21E+03	0.01	0.01	0.08	19.71	19.70
1978	3	1	2	4.71E+05	5.89E+05	1.06E+06	9.33E+04	0.02	0.02	1.08	10.92	10.90
1979	6	5	1	2.38E+03	5.61E+03	7.99E+03	5.31E+03	0.01	0.01	0.01	0.23	0.22
1980	3	1	2	1.84E+06	2.42E+06	4.26E+06	3.91E+05	1.06	1.06	2.30	43.56	42.50
1981	3	1	2	2.64E+06	3.94E+06	6.58E+06	6.91E+05	0.29	0.29	7.62	61.48	61.19
1982	3	1	2	2.51E+06	3.28E+06	5.79E+06	5.84E+05	0.10	0.10	6.97	58.18	58.08
1983	3	1	2	9.61E+05	1.21E+06	2.17E+06	5.17E+05	1.25	1.25	3.95	23.50	22.25

ESTACION TOHAYANA

Año	Tb en días	Tp en días	Tr en días	Vp en m3	Vd en m3	Vl en m3	Vb en m3	Qb en m3/seg			Qp en m3/seg	Qp directo en m3/seg
								Qbi	Qbp	Qbf		
1958	6	2	4	7.04E+07	1.71E+08	2.41E+08	7.03E+07	93.30	93.30	219.12	1271.70	1178.40
1959	2	1	1	3.45E+06	4.66E+06	8.11E+06	2.99E+07	166.10	166.10	194.00	273.90	107.80
1960	5	2	3	8.64E+07	2.16E+08	3.03E+08	6.83E+07	67.50	67.50	379.00	1544.30	1476.80
1961	7	3	4	4.67E+07	7.62E+07	1.23E+08	1.78E+07	6.65	6.65	88.79	580.00	573.35
1962	4	2	2	3.03E+07	3.47E+07	6.50E+07	1.32E+07	18.00	18.00	98.30	527.00	509.00
1963	5	3	3	1.08E+08	1.33E+08	2.41E+08	2.82E+07	19.80	19.80	178.00	1239.00	1219.20
1964	3	1	2	5.98E+06	1.04E+07	1.64E+07	1.82E+07	62.60	62.60	86.50	201.00	138.40
1965	4	2	2	1.56E+07	1.57E+07	3.13E+07	1.18E+07	24.70	24.70	62.80	236.00	211.30
1966	4	1	3	1.93E+07	7.47E+07	9.40E+07	1.02E+08	264.00	264.00	347.00	711.00	447.00
1967	5	2	3	3.88E+07	7.53E+07	1.14E+08	1.22E+07	5.02	5.02	90.50	762.00	756.98
1973	5	2	3	8.57E+07	9.36E+07	1.79E+08	1.92E+07	15.38	15.38	115.90	1137.80	1122.22
1974	6	3	3	4.18E+07	7.80E+07	1.20E+08	1.76E+07	11.55	11.55	105.00	592.80	581.25
1975	3	2	1	1.34E+07	4.68E+06	1.80E+07	3.70E+07	141.26	141.26	150.20	249.50	108.24
1976	3	1	2	1.90E+07	3.67E+07	5.57E+07	2.57E+07	76.46	76.46	147.90	516.10	439.64
1978	4	2	2	7.07E+07	7.10E+07	1.42E+08	4.29E+07	82.45	82.45	247.80	1133.70	1051.25
1979	4	2	2	9.22E+07	1.50E+08	2.42E+08	5.03E+07	63.88	63.88	382.50	263.30	199.42
1980	9	6	3	3.82E+07	2.90E+07	6.72E+07	4.70E+07	50.23	50.23	111.66	229.80	179.57
1981	3	1	2	7.16E+07	1.39E+08	2.11E+08	5.31E+07	107.00	107.00	404.90	1764.70	1657.70
1982	3	1	2	7.74E+07	1.37E+08	2.15E+08	2.35E+07	13.12	13.12	253.70	1805.30	1792.18
1983	4	1	3	5.16E+07	1.32E+08	1.84E+08	3.53E+07	31.27	31.27	236.60	1225.60	1194.33

Tabla 4.4 Características de los hidrogramas registrados en las 23 estaciones analizadas

ESTACION URIQUE

Año	Tb en días	Tp en días	Tr en días	Vp en m3	Vd en m3	Vt en m3	Vb en m3	Qb en m3/seg			Qp en m3/seg	Qp directo en m3/seg
								Qbi	Qbp	Qbf		
1968	5	2	3	8.82E+06	2.34E+07	3.23E+07	1.14E+07	22.86	22.86	35.94	198.60	175.74
1969	4	2	2	4.51E+06	5.95E+06	1.05E+07	7.53E+06	8.74	8.74	32.20	109.10	100.36
1970	6	3	3	4.90E+06	6.74E+06	1.16E+07	6.88E+06	10.00	10.00	25.75	129.90	119.90
1971	6	4	2	1.08E+07	1.43E+07	2.51E+07	6.65E+06	10.43	10.43	27.68	176.40	165.97
1972	4	2	2	8.36E+06	7.74E+06	1.61E+07	5.55E+06	13.24	13.24	25.06	154.20	140.96
1973	4	2	2	1.79E+07	1.72E+07	3.51E+07	8.36E+06	18.20	18.20	43.43	242.80	224.60
1974	4	2	2	1.79E+07	3.19E+07	4.98E+07	7.62E+06	6.65	6.65	71.95	403.60	396.95
1975	3	1	2	6.36E+06	1.20E+07	1.84E+07	6.30E+06	17.00	17.00	38.72	164.30	147.30
1977	5	1	4	1.63E+06	7.20E+06	8.83E+06	5.97E+06	13.04	13.04	15.13	50.67	37.63
1978	5	2	3	2.46E+07	3.04E+07	5.51E+07	5.96E+06	6.15	6.15	31.56	274.90	268.75
1979	4	2	2	2.27E+07	3.51E+07	5.78E+07	6.01E+06	7.49	7.49	47.52	504.60	497.11
1980	5	2	3	1.26E+07	2.65E+07	3.91E+07	8.34E+06	14.91	14.91	30.18	273.40	258.49
1981	3	1	2	1.71E+07	3.40E+07	5.11E+07	6.83E+06	11.62	11.62	59.22	407.90	396.28
1982	4	2	2	7.71E+06	1.14E+07	1.91E+07	4.18E+06	4.10	4.10	37.37	166.70	162.60
1984	6	3	3	6.21E+07	6.64E+07	1.29E+08	1.87E+07	9.51	9.51	121.40	498.40	488.89
1985	8	3	5	2.98E+07	5.65E+07	8.63E+07	2.02E+07	23.08	23.08	42.41	264.20	241.12

ESTACION LA VERANERA

Año	Tb en días	Tp en días	Tr en días	Vp en m3	Vd en m3	Vt en m3	Vb en m3	Qb en m3/seg			Qp en m3/seg	Qp directo en m3/seg
								Qbi	Qbp	Qbf		
1953	4	2	2	2.73E+06	5.46E+06	8.19E+06	2.18E+07	61.35	61.35	68.85	109.50	48.15
1954	3	2	1	1.31E+07	5.35E+06	1.85E+07	1.85E+07	67.75	67.75	89.75	191.50	123.75
1955	4	2	2	7.21E+07	5.28E+07	1.25E+08	1.09E+07	7.50	7.50	101.00	866.40	858.90
1956	10	5	5	9.59E+06	1.92E+07	2.88E+07	1.03E+07	7.60	7.60	25.36	96.60	89.00
1957	10	6	4	2.15E+07	1.60E+07	3.75E+07	7.99E+06	6.50	6.50	20.60	109.94	103.44
1958	6	3	3	4.64E+07	6.52E+07	1.12E+08	3.27E+07	48.10	48.10	115.70	637.40	589.30
1959	8	6	2	2.98E+07	1.63E+07	4.61E+07	4.84E+07	69.20	69.20	77.60	285.00	215.80
1960	5	2	3	8.15E+06	2.31E+07	3.12E+07	1.57E+07	30.40	30.40	51.20	202.00	171.60
1961	11	8	3	2.84E+07	1.37E+07	4.21E+07	3.88E+07	39.60	39.60	48.70	152.00	112.40
1962	5	2	3	5.65E+06	1.19E+07	1.76E+07	5.09E+06	6.74	6.74	24.90	117.00	110.26



Tabla 4.4 Características de los hidrogramas registrados en las 23 estaciones analizadas

ESTACION ZOPILOTE

Año	Tb en días	Tp en días	Tr en días	Vp en m3	Vd en m3	Vt en m3	Vb en m3	Qb en m3/seg			Qp en m3/seg	Qp directo en m3/seg
								Qbi	Qbp	Qbf		
1939	4	1	3	3.14E+00	9.04E+00	1.22E+01	5.63E+00	14.53	14.53	19.58	87.22	72.69
1940	4	2	2	1.03E+06	7.43E+05	1.77E+06	2.02E+05	0.03	0.03	2.23	12.08	12.05
1941	3	2	1	2.72E+05	2.72E+05	5.44E+05	3.28E+04	0.10	0.10	0.46	6.40	6.30
1942	4	2	2	8.94E+06	1.26E+07	2.16E+07	2.03E+06	1.76	1.76	19.52	204.70	202.94
1943	4	2	2	3.44E+07	6.39E+07	9.83E+07	9.28E+06	5.48	5.48	95.81	723.80	718.32
1944	3	1	2	1.73E+06	2.50E+06	4.22E+06	4.30E+05	0.05	0.05	4.88	40.72	39.97
1945	4	2	2	2.35E+06	2.70E+06	5.05E+06	3.18E+05	0.28	0.28	2.75	48.72	48.48
1946	4	2	2	4.16E+06	5.20E+06	9.36E+06	9.53E+05	0.44	0.44	10.00	73.54	73.10
1947	5	2	3	5.53E+05	9.47E+05	1.50E+06	3.20E+05	0.05	0.05	2.51	11.18	11.13
1948	3	1	2	1.12E+07	2.07E+07	3.18E+07	1.88E+06	0.44	0.44	21.90	258.70	258.26
1949	6	3	3	2.39E+07	5.50E+07	7.89E+07	9.49E+06	6.06	6.06	58.50	401.10	395.04
1950	6	4	2	4.13E+06	3.13E+06	7.26E+06	1.06E+06	1.25	1.25	5.69	61.65	60.40
1951	2	1	1	1.13E+06	6.19E+05	1.75E+06	4.57E+04	0.00	0.00	0.05	15.34	15.34
1952	4	3	1	8.57E+06	5.60E+06	1.42E+07	1.31E+06	2.05	2.05	15.88	131.70	129.65
1953	3	2	1	1.19E+07	9.42E+06	2.13E+07	8.20E+05	0.00	0.00	18.97	218.00	218.00
1954	6	4	2	2.32E+06	1.13E+06	3.46E+06	1.55E+05	0.00	0.00	1.87	18.39	18.39
1955	5	3	2	1.44E+07	5.10E+06	1.95E+07	5.34E+05	0.00	0.00	6.56	97.76	97.76
1956	4	2	2	5.57E+06	6.38E+06	1.19E+07	4.38E+05	0.03	0.03	5.00	116.20	116.17
1957	3	2	1	8.48E+07	1.02E+08	1.87E+08	1.02E+08	86.68	86.68	128.50	421.80	335.12
1958	4	1	3	1.75E+08	2.30E+08	4.05E+08	1.91E+08	285.40	285.40	630.80	2613.10	2327.70
1959	4	2	2	1.02E+08	1.55E+08	2.57E+08	4.41E+07	35.31	35.31	242.80	1627.50	1592.19
1960	3	1	2	5.42E+08	7.44E+08	1.29E+09	2.39E+08	309.80	309.80	1856.50	8991.80	8682.00
1961	4	2	2	3.40E+08	1.94E+08	5.33E+08	7.80E+07	32.61	32.61	305.70	1314.90	1282.29
1962	5	3	2	5.09E+07	1.38E+08	1.89E+08	6.14E+07	58.09	58.09	327.10	1176.10	1118.01
1963	7	5	2	2.78E+08	4.45E+08	7.23E+08	9.52E+07	21.44	21.44	503.60	2509.40	2487.96
1969	6	2	4	1.98E+05	7.18E+05	9.17E+05	7.91E+04	0.00	0.00	4.47	4.31	3.84
1970	4	1	3	6.43E+06	1.60E+07	2.24E+07	2.97E+05	0.21	0.21	2.53	149.00	148.79
1971	7	5	2	1.72E+07	1.00E+07	2.72E+07	1.19E+07	19.49	19.49	22.28	170.80	151.31
1972	3	1	2	3.83E+06	4.23E+06	8.06E+06	2.17E+05	0.10	0.10	2.23	88.87	88.77
1973	4	2	2	1.21E+07	1.08E+07	2.29E+07	2.14E+06	2.24	2.24	18.32	198.50	196.26
1974	3	1	2	5.34E+06	7.40E+06	1.27E+07	1.30E+06	3.30	3.30	9.02	127.00	123.70
1975	5	3	2	1.74E+07	1.47E+07	3.21E+07	7.67E+06	15.82	15.82	26.58	269.00	253.18
1976	4	1	3	6.94E+06	2.02E+07	2.71E+07	2.08E+06	0.31	0.31	16.07	160.93	160.62
1977	8	5	3	1.12E+07	1.67E+07	2.79E+07	1.39E+06	0.08	0.08	10.60	182.18	182.10
1978	8	6	2	7.76E+06	3.58E+06	1.13E+07	1.96E+06	2.11	2.11	7.93	71.03	68.92
1979	4	2	2	1.39E+06	1.40E+06	2.79E+06	8.58E+05	2.25	2.25	3.24	25.77	23.52
1980	9	7	2	3.09E+07	1.08E+07	4.17E+07	1.85E+07	22.19	22.19	35.47	172.60	150.41
1981	4	1	3	1.18E+07	2.09E+07	3.28E+07	1.55E+06	2.12	2.12	8.09	276.22	274.10
1982	5	2	3	1.69E+07	2.50E+07	4.18E+07	2.28E+06	0.00	0.00	18.36	361.82	361.82
1983	7	4	3	6.19E+06	1.20E+07	1.82E+07	3.33E+06	4.10	4.10	10.36	105.50	101.40
1984	5	3	2	2.00E+07	1.22E+07	3.22E+07	5.35E+06	6.93	6.93	34.63	195.40	188.47
1985	4	2	2	1.12E+07	1.32E+07	2.45E+07	3.17E+06	2.09	2.09	31.73	238.23	236.14

**Paso 6.** Con las características de los hidrogramas se procede a utilizar la técnica de correlación y regresión para obtener las ecuaciones regionales de las componentes de las avenidas.

Se clasifican todos los componentes de cada uno de los hidrogramas obtenidos de los registros de gastos medios máximos anuales y sus características fisiográficas, es decir, el gasto directo, los volúmenes de pico y de descenso, los tiempos de pico y de base, conjuntamente con sus características fisiográficas.

El análisis de Regresión Lineal Múltiple supone primero que la variable dependiente " $Q$ " es linealmente en relación a cada una de las variables independientes y además cada una de las variables independientes tienen un efecto adicional en " $Q$ ".

La segunda suposición es que las variables independientes no interactúan entre ellas mismas en su efecto sobre " $Q$ ".

La obtención de la mejor ecuación para pronosticar a " $Q$ " es a través de los siguientes métodos de selección de variables independientes:

*Selección de todas las posibles regresiones.*

Este método es bastante laborioso ya que requiere un ilimitado número de iteraciones en el Programa de Computo utilizado, debido a que se deben calcular todas las posibles  $2^k$  ecuaciones de regresión, es decir, incluir a  $x_1$  o no, incluir a  $x_2$  o no, y así sucesivamente.

Además si el coeficiente de correlación múltiple,  $r_{yx}$ , se calcula para cada una de las regresiones, entonces se tendrán los resultados obtenidos agrupados en orden de magnitud para obtener las variables más importantes del modelo, es decir se obtiene el mejor modelo.

*Selección hacia adelante.*

En este modelo se utilizan las ecuaciones que presentan los coeficientes de correlación múltiple grandes, desechando las ecuaciones con coeficientes de correlación pequeños.

Básicamente consiste de cuatro etapas:

En la primera etapa se realizan las  $k$  regresiones lineales simples de  $Q$  sobre  $x_1, x_2, \dots, x_k$  y se le aplica su prueba estadística.

La segunda etapa calcula los coeficientes de correlación parciales entre  $Q$  y cada una de las variables independientes ( $x_1, x_2, \dots, x_k$ ), que aún no han sido incluidas en la mejor ecuación.

Para la tercera etapa, se ajustan la mejor ecuación, probando la significancia de la unión entre todas y cada de las variables incluidas en la ecuación y la significancia individual de las variables consideradas recientemente.

Si el resultado de la primera prueba del modelo es significativo para  $Q$ , y si también la segunda prueba en la que se toma en cuenta las variables más recientes, es de valor en el modelo, entonces se avanza a la cuarta etapa.

En el caso contrario, cuando la variable obtenida no es significativa, el procedimiento termina y se tiene la mejor ecuación, omitiendo solo la última variable incluida.

Cuarta etapa, es parecida a la etapa dos, debido a que se calculan también los coeficientes de correlación parcial, pero nuevos entre  $Q$  y cada una de las variables que aún no han sido incluidas en la mejor ecuación.

La variable que se presente el valor absoluto más grande del coeficiente de correlación parcial debe ser agregada a la mejor ecuación.

Este método es cíclico entre las etapas tres y cuatro, hasta que eventualmente termine en la etapa tres, al ser obtenido el mejor grupo de variables.

### *Selección hacia atrás.*

Este método también se basa en el cálculo de los coeficientes de correlación parciales y consiste de los siguientes puntos:

Primero se ajusta la ecuación de regresión total incluyendo todas las variables independientes.

Segundo, Se realizan las pruebas de significancia iniciales para cada una de las variables, es decir se prueba para  $\beta_1 = 0, \beta_2 = 0, \beta_3 = 0$ , etc, calculadas utilizando la prueba de estadístico  $t$ .

Si se observa algún valor de " $k$ " menor que  $\tau(n-k-1, 1-\frac{\alpha}{2})$ , desde luego que se debe de omitir de la ecuación, caso contrario se obtiene ya la mejor ecuación del modelo.

Si se omite una variable en el segundo punto, el proceso retorna al primer punto y se considera nuevamente la variable omitida.

Este proceso puede ser cíclico entre los puntos primero y segundo, se finaliza hasta calcular la mejor ecuación.

Una combinación de los métodos hacia atrás y hacia adelante, permite obtener mejores resultados en el cálculo de la mejor ecuación.

Al utilizar esta combinación, funciona como un método en el cual la regresión tiene una secuencia semejante a las etapas descritas en el método de selección hacia adelante, exceptuando

a la etapa tres, en donde difiere porque se calculan cada uno de los coeficientes de regresión de las variables incluidas en la mejor ecuación y se prueban y aquellas que no sean significativamente diferentes de cero, serán desechadas de la mejor ecuación.

Con este procedimiento fue posible obtener las siguientes ecuaciones predictivas para las componentes de los hidrogramas en la región en estudio:

$$V_p = 0.12961277Q_p$$

$$V_d = 0.08925481Q_p + 0.00168175A$$

$$V_t = V_p + V_d$$

$$t_p = 0.000563 EMC + 0.008569 LCP + 18.3873 DC$$

$$t_r = 0.00426 LC + 34.9678 PCP + 12.2022 FC + 0.34489 OC$$

$$t_b = t_p + t_r$$

Con el objetivo de verificar la bondad de ajuste de estas ecuaciones se obtuvieron los hidrogramas correspondientes a los 6 periodos de retorno más grandes considerando los  $Q_p$  como la variable primaria y se compararon con las avenidas registradas (tabla 4.5 y figuras 4.1 a la 4.23).

También se realizaron las comparaciones de los resultados obtenidos por algunos de los métodos descritos en el capítulo 2, para los casos de las estaciones Alamos, Bamicori y San Ignacio. Los métodos empleados son:

<b>ACR</b>	técnica de estimación mediante curvas de reducción
<b>APS</b>	técnica de estimación de probabilidad seleccionada
<b>ECB</b>	técnica de estimación conjunta bivariada
<b>II</b>	técnica de estimación del Instituto de Ingeniería de la UNAM
<b>M</b>	técnica de estimación por Mayoración de la avenida más adversa

El proceso de análisis se llevo a cabo en dos partes, en la primera se compararon los resultados obtenidos para  $Q_p$ ,  $V_t$ ,  $V_p$  y  $V_d$  por las diferentes técnicas, considerando solo los primeros cinco periodos de retorno de las avenidas registradas en cada estación. Para definir el periodo de retorno asignado a cada hidrograma registrado se consideró como variable primaria a los gastos de pico. Para cada estación analizada se ordenaron los  $Q_p$  de mayor a menor y se les asigno el periodo de retorno como  $T = (n + 1)/mx$ , donde  $n$  es el tamaño de muestra y  $mx$  el número de orden en la

muestra. Con este criterio puede ocurrir que no necesariamente el hidrograma registrado con el periodo de retorno más grande tenga en forma conjunto los valores más grandes de  $Q_p$ ,  $V_b$ ,  $V_p$  y  $V_d$ , sino los correspondientes en función del  $Q_p$ .

En las Tablas 4.6 y 4.7 se presentan los valores obtenidos para  $Q_p$ ,  $V_b$ ,  $V_p$  y  $V_d$  por las diferentes técnicas en los sitios analizados.

De los resultados obtenidos se pueden obtener las siguientes conclusiones:

- 1) Se puede decir en general que las técnicas ECB, M, II y ACR pueden predecir, con aceptable confiabilidad, el valor de  $Q_p$  para los periodos de retorno analizados. La única excepción se tuvo en la estimación de  $Q_p$  por la técnica ACR en la estación Bamicori. La razón es que los valores de  $(Q/\bar{Q}_{inst})_T$  de la ecuación 1, son estimados al considerar las 23 estaciones de la región meteorológicamente homogénea. En dicha región los valores puntuales de  $(Q/\bar{Q}_{inst})$  y las áreas drenadas de la mayoría de las cuencas analizadas son grandes en comparación de los valores obtenidos para la estación Bamicori, por lo que se tiene una sobre estimación de eventos.
- 2) Con referencia al  $V_b$ , la estimación mediante las técnicas ECB y M se puede considerar aceptable, sin embargo, la selección de la avenida más adversa para la técnica M, puede afectar el valor estimado, tal es el caso de la estación Alamos, donde se presenta cierta sobre estimación. Las técnicas II y ACR producen sobreestimaciones o subestimaciones de más del 50%.
- 3) Los volúmenes acumulados antes y después del gasto de pico  $V_p$  y  $V_d$  son bien estimados a través de las técnicas ECB y M, aunque nuevamente la selección de la avenida más adversa pueden producir sobreestimaciones. Nuevamente las técnicas II y ACR producen los peores resultados.

Debido a que el método APS solo proporciona valores para periodos de retorno mayores o iguales a 50 años, no fue posible aplicar dicha técnica a los casos analizados.

La segunda parte del análisis consiste en que una vez seleccionado el mejor método de estimación, es posible obtener avenidas de diseño para algún periodo de retorno seleccionado. Con fines comparativos en la Tabla 4.8 son presentados las componentes de los hidrogramas de diseño para 50, 100 y 500 años de periodo de retorno en la estación San Ignacio por los diferentes métodos del capítulo 2 y en la Tabla 4.9 los estimados por la técnica propuesta en este trabajo. Para la técnica APS se presentan los hidrogramas resultantes para las tres diferentes combinaciones condicionales de las variables  $Q_p$  y  $V_i$  que propone el método.

Tabla 4.5 Comparación entre las componentes de los hidrogramas registrados y calculados para las 6 avenidas más grandes de acuerdo con los Qmáx.

ESTACION	AÑO EN ESTUDIO	GASTO PICO DIRECTO EN m <sup>3</sup> /seg (Q <sub>pd</sub> r.)		VOLUMEN PICO EN Mm <sup>3</sup> (V <sub>p</sub> )		VOLUMEN DESC. EN Mm <sup>3</sup> (V <sub>d</sub> )		TIEMPO PICO EN DIAS (T <sub>p</sub> )		TIEMPO BASE EN DIAS (T <sub>b</sub> )		
		REAL	CALCULADO	REAL	CALCULADO	REAL	CALCULADO	REAL	CALCULADO	REAL	CALCULADO	
ALAMOS	1955	271.01	334.61	15.6021	43.3700	49.3737	33.6800	3	2	3	8	
	1959	260.71	259.13	11.2627	33.5900	24.9156	26.9500	1	2	1	4	
	1963	258.75	217.53	23.1937	28.1900	31.1787	23.2300	3	2	3	4	
	1960	240.00	188.82	11.0230	24.4700	14.1091	20.6700	2	2	2	4	
	1949	199.28	166.81	8.6089	21.6200	21.7037	18.7100	1	2	1	4	
	1958	189.28	148.87	18.1699	19.3000	10.6946	17.1100	3	2	3	4	
	1976	142.55	115.18	6.1582	14.9300	7.2347	10.6600	1	2	1	4	
	1955	94.97	91.17	4.3576	11.8200	4.1027	8.5100	2	2	2	3	
	1980	79.58	78.04	3.8128	10.1100	3.4379	7.3400	3	2	3	4	
	1965	71.28	69.06	3.1320	8.9500	4.4876	6.5400	2	2	2	4	
BAMICORI	1958	70.69	62.24	3.0535	8.0700	4.2660	5.9300	1	2	1	4	
	1974	69.92	56.75	7.2282	7.3600	3.0205	5.4400	2	2	2	3	
	1949	8330.21	4341.91	3127.3920	562.7700	695.0643	437.2000	7	4	7	10	
	1955	6375.90	3456.27	343.7726	447.9800	718.4720	358.1500	2	4	2	6	
LAS CAÑAS	1960	5516.90	2973.01	238.3301	385.3400	844.1496	315.0200	1	2	1	5	
	1958	3088.18	2643.09	570.2893	342.5800	341.3587	285.5700	7	4	7	8	
	1950	2953.94	2393.32	198.0625	310.2000	379.6995	263.2800	4	4	4	10	
	1981	2107.70	2192.44	250.2792	284.1700	479.3231	245.3500	4	4	4	7	
	1971	1259.20	613.69	54.3974	79.5400	68.7355	57.8200	1	2	1	8	
	1981	551.36	472.09	23.8188	61.1900	3.5476	45.1900	1	2	1	3	
	1982	320.94	393.82	13.8646	51.0400	19.9489	38.2000	1	2	1	3	
	1972	307.17	339.62	15.0358	44.0200	13.2697	33.3600	2	2	2	2	
	1974	231.26	297.94	9.9904	38.6200	14.2906	29.6400	1	2	1	3	
	1980	183.07	263.81	12.7825	34.1900	18.1367	26.6000	2	2	2	3	
CHINIPAS	1979	1476.44	2019.98	63.7822	261.8100	97.2778	188.8700	1	3	1	4	
	1974	1332.68	1564.32	83.3484	202.7600	86.7292	148.2000	3	3	3	6	
	1983	1317.11	1313.18	58.5002	170.2000	160.9662	125.7800	2	3	2	5	
	1973	1095.28	1139.83	72.7505	147.7400	71.4563	110.3100	2	3	2	7	
	1971	1045.62	1006.99	58.9878	130.5200	67.2123	98.4500	2	3	2	6	
	1981	1003.92	898.69	50.2286	116.4800	75.0928	88.7900	3	3	3	6	
	1981	602.01	554.02	26.0068	71.8100	32.5646	51.8100	1	2	1	5	
	1983	420.12	433.59	18.9994	56.2000	27.8079	41.0600	2	2	2	3	
	1982	354.37	367.48	15.3088	47.6300	21.4026	35.1600	1	2	1	4	
	1960	350.99	322.06	15.1628	41.7400	34.8697	31.1000	1	2	1	4	
CHOIX	1979	251.73	287.43	10.8747	37.2500	14.6046	28.0100	1	2	1	4	
	1976	220.37	259.37	12.0714	33.6200	12.9328	25.5100	2	2	2	3	
	1960	1711.00	1246.68	102.9975	161.5900	248.2842	121.8000	3	3	3	4	
	1958	1431.10	936.07	152.6472	121.3300	94.2218	94.0800	3	3	3	6	
	1963	1132.13	762.45	67.3225	98.8200	147.4818	78.5800	2	3	2	5	
	1955	452.70	640.62	25.2331	83.0300	33.7280	67.7100	2	3	2	6	
	1962	305.40	545.40	14.4202	70.6900	21.6821	59.2100	2	3	2	4	
	1959	269.00	465.91	66.7440	60.3900	11.6208	52.1200	6	3	6	4	
	GUERACHIC	1960	1711.00	1246.68	102.9975	161.5900	248.2842	121.8000	3	3	3	4
		1958	1431.10	936.07	152.6472	121.3300	94.2218	94.0800	3	3	3	6
1963		1132.13	762.45	67.3225	98.8200	147.4818	78.5800	2	3	2	5	
1955		452.70	640.62	25.2331	83.0300	33.7280	67.7100	2	3	2	6	
1962		305.40	545.40	14.4202	70.6900	21.6821	59.2100	2	3	2	4	
1959		269.00	465.91	66.7440	60.3900	11.6208	52.1200	6	3	6	4	

Tabla 4.5 Comparación entre las componentes de los hidrogramas registrados y calculados para las 6 avenidas más grandes de acuerdo con los Qmáx.

ESTACION	AÑO EN ESTUDIO	GASTO PICO DIRECTO EN m <sup>3</sup> /seg (Qpdir.)		VOLUMEN PICO EN Mm <sup>3</sup> (Vp)		VOLUMEN DESC. EN Mm <sup>3</sup> (Vd)		TIEMPO PICO EN DIAS (Tp)		TIEMPO BASE EN DIAS (Tb)	
		REAL	CALCULADO	REAL	CALCULADO	REAL	CALCULADO	REAL	CALCULADO	REAL	CALCULADO
HUITES	1960	8682.00	8262.51	541.7712	1070.9300	558.6451	781.2300	2	4	2	4
	1943	8525.00	6646.69	410.8752	861.5000	1081.6850	637.0100	2	4	2	4
	1949	6728.93	5767.75	1746.1800	747.5700	877.9178	558.5600	6	4	6	4
	1983	6428.73	5169.68	334.4973	670.0600	698.3943	505.1800	2	4	2	4
	1973	5730.35	4718.50	286.2803	611.5800	482.6169	464.9100	2	4	2	4
	1979	4194.70	4357.01	182.3776	564.7200	439.8212	432.6400	1	4	1	4
	1982	1409.57	1589.26	60.8934	205.9900	2.3090	155.6000	1	3	1	3
	1979	1380.53	1217.86	132.3730	157.8500	142.5803	122.4500	2	3	2	3
	1973	936.79	1012.23	40.4693	131.2000	101.3951	104.1000	1	3	1	3
	1981	864.47	869.57	37.3451	112.7100	37.3451	91.3700	1	3	1	3
	1971	818.47	759.60	95.1311	98.4500	57.1618	81.5500	3	3	3	3
	1972	746.00	669.33	42.5002	86.7500	72.2667	73.5000	2	3	2	3
	1982	166.80	233.17	35.9528	30.2200	8.8914	70.3000	4	4	4	4
	1968	145.52	175.08	59.5167	87.8100	9.6517	22.6900	7	4	7	4
	1969	132.04	142.60	20.8915	80.7000	14.9731	18.4800	3	4	3	4
	1981	131.21	119.82	35.6802	75.7100	14.0119	15.5300	8	4	8	4
	1980	104.02	102.01	5.6549	13.2200	12.7535	58.6000	2	4	2	4
1988	96.60	87.14	64.7050	11.2900	38.9379	57.2700	12	4	12	4	
LOS MOLINOS	1965	63.90	55.34	2.7605	7.1700	3.6487	5.7800	1	2	1	2
	1962	40.16	40.55	1.7349	5.2600	2.3414	4.4600	1	2	1	2
	1981	35.23	32.17	1.7319	4.1700	2.7825	3.7100	2	2	2	2
	1967	20.50	26.19	0.8856	3.3900	1.5077	3.1800	1	2	1	2
	1966	20.06	21.42	3.1389	2.7800	1.8092	2.7500	4	2	4	2
	1963	19.12	17.32	3.9588	2.2400	1.9691	2.3900	6	2	6	2
	1982	1083.88	1053.63	53.5291	136.5600	72.9518	97.5100	3	2	3	2
	1981	917.61	848.30	39.6408	109.9500	55.2619	79.1900	1	2	1	2
	1958	825.45	736.64	43.0536	95.4800	134.0630	69.2200	3	2	3	2
	1943	823.80	660.67	35.5882	85.6300	95.5074	62.4400	1	2	1	2
PALO DULCE	1949	762.18	603.38	109.3850	78.2100	32.9262	57.3300	4	2	4	2
	1942	735.37	557.49	31.7680	72.2600	106.2647	53.2300	1	2	1	2
	1960	4569.65	2030.63	540.4514	263.2000	197.4089	191.8800	3	2	3	2
	1974	1363.70	1562.08	87.6917	202.4700	104.6166	150.0600	4	3	4	3
	1973	932.27	1303.10	44.2113	168.9000	72.2127	126.9400	2	3	2	3
	1971	906.63	1123.77	47.4194	145.6500	105.7506	110.9400	2	3	2	3
	1965	789.56	985.84	35.1121	127.7800	62.6288	98.6200	2	3	2	3
	1972	595.18	872.92	61.2360	113.1400	59.0656	88.5500	3	3	3	3
	1949	8352.88	5386.48	2612.85	698.1600	640.4755	537.2600	7	5	7	5
	1943	3740.00	3846.04	395.0380	498.5000	254.9411	399.7700	3	5	3	5
SAN BLAS	1944	2812.00	2960.38	335.5087	383.7000	379.1310	320.7200	3	5	3	5
	1948	2128.96	2315.45	91.9711	300.1100	143.3108	263.1500	1	5	1	5
	1945	1157.50	1784.91	85.6094	231.3500	126.6089	215.8000	4	5	4	5
	1942	1129.20	1307.38	216.4150	169.4500	100.9031	173.1800	5	5	5	5
								5	5	5	5

Tabla 4.5 Comparación entre las componentes de los hidrogramas registrados y calculados para las 6 avenidas más grandes de acuerdo con los Qmáx.

ESTACION	AÑO EN ESTUDIO	GASTO PICO DIRECTO EN m <sup>3</sup> /seg (Qpdir.)		VOLUMEN PICO EN Mm <sup>3</sup> (Vp)		VOLUMEN DESC. EN Mm <sup>3</sup> (Vd)		TIEMPO PICO EN DIAS (Tp)		TIEMPO BASE EN DIAS (Tb)	
		REAL	CALCULADO	REAL	CALCULADO	REAL	CALCULADO	REAL	CALCULADO	REAL	CALCULADO
SAN FRANCISCO	1973	4002.69	3921.62	226.9586	508.2900	288.4468	379.5100	2	3	2	4
	1960	3924.00	3113.27	266.9328	403.5200	250.0113	307.3600	2	3	2	4
	1949	3482.10	2671.80	714.1090	346.2500	240.1859	267.9500	5	3	5	6
	1958	2557.40	2370.13	257.4460	307.2000	178.6061	241.0300	3	3	3	6
	1955	2415.92	2141.52	156.3563	277.5700	171.3839	220.6200	2	3	2	6
	1950	2058.25	1957.46	139.4302	253.7100	142.2701	204.2000	4	3	4	6
	1973	2654.56	3012.37	177.6937	390.4400	265.1262	287.2300	2	3	4	6
	1979	2081.11	2298.60	127.4922	297.9300	231.7089	223.5300	2	3	2	6
	1983	1611.19	1902.66	128.4816	246.6100	173.7966	188.1900	2	3	2	6
	1985	1455.97	1627.36	64.9923	210.9300	122.1510	163.6100	2	3	2	6
1981	1326.74	1414.59	80.3062	183.3500	185.3176	144.6200	2	3	2	6	
1978	1259.64	1239.39	114.5898	160.6400	127.9679	128.9900	3	3	3	6	
1981	2550.94	1258.05	260.1496	163.0600	679.1661	170.2200	4	5	4	9	
1966	704.61	964.06	117.9589	124.9500	176.3506	143.9800	4	5	4	9	
1979	703.50	801.28	265.0018	103.8600	68.2854	129.4500	8	5	8	9	
1973	635.75	688.35	112.3507	89.2200	126.9385	119.3800	8	5	10	9	
1978	598.89	601.30	114.2135	77.9400	169.3410	111.6100	8	5	12	9	
1963	585.71	529.84	172.3477	68.6700	208.2089	105.2300	6	5	9	9	
1973	1469.30	1358.03	125.8805	176.0200	180.4594	127.5600	2	2	14	9	
1982	1164.67	1040.67	50.3137	134.8800	77.8131	99.2300	2	2	4	5	
1983	871.70	864.96	48.1352	112.1100	96.7879	83.5500	2	2	3	5	
1960	832.65	743.06	105.6780	96.3100	76.4852	72.6700	2	2	6	5	
1963	707.90	649.09	54.5832	84.1300	126.1993	64.2800	2	2	4	5	
1967	686.10	571.95	33.7089	74.1300	46.9714	57.3900	2	2	6	5	
1968	207.67	80.08	9.6790	10.3800	9.6309	7.6100	2	2	4	5	
1981	61.19	62.67	2.6434	8.1200	3.9403	6.0600	1	2	4	4	
1982	58.08	53.12	2.5091	6.8800	3.2772	5.2000	1	2	3	4	
1974	55.23	46.55	2.3859	6.0300	3.0184	4.6200	1	2	3	4	
1980	42.50	41.55	1.8360	5.3800	2.4218	4.1700	1	2	3	4	
1967	25.96	37.49	1.1215	4.8600	1.6226	3.8100	1	2	3	4	
1982	1792.18	2319.96	77.4222	300.7000	137.4736	215.9500	1	2	3	4	
1981	1657.70	1796.64	71.6127	232.8700	139.0980	169.2400	1	2	3	5	
1979	1657.42	1508.20	92.1655	195.4800	150.3118	143.5000	2	2	3	5	
1960	1476.80	1309.10	86.3827	169.6800	216.1961	125.7300	2	2	4	5	
1963	1219.20	1156.54	108.4147	149.9000	132.5601	112.1100	2	2	5	5	
1963	1194.33	1032.16	51.5951	133.7800	132.2425	101.0100	2	2	5	5	
1979	497.11	617.56	22.6839	80.0400	35.0892	61.8500	1	2	4	5	
1984	488.89	471.23	62.0978	61.0800	66.4075	48.7900	2	3	4	5	
1974	396.95	390.06	17.8870	50.5600	31.9434	41.9400	3	3	6	5	
1981	396.28	333.63	17.1193	43.2400	33.9673	36.5000	2	3	4	5	
1978	268.75	290.00	24.6434	37.5900	30.4245	32.6100	1	3	3	5	
1980	258.49	254.08	12.5630	32.9300	26.5045	29.4100	2	3	5	5	



Tabla 4.5 Comparación entre las componentes de los hidrogramas registrados y calculados para las 6 avenidas más grandes de acuerdo con los Qmáx.

ESTACION	AÑO EN ESTUDIO	GASTO PICO DIRECTO EN m <sup>3</sup> /seg (Qpdir.)		VOLUMEN PICO EN Mm <sup>3</sup> (Vp)		VOLUMEN DESC. EN Mm <sup>3</sup> (Vd)		TIEMPO PICO EN DIAS (Tp)		TIEMPO BASE EN DIAS (Tb)	
		REAL	CALCULADO	REAL	CALCULADO	REAL	CALCULADO	REAL	CALCULADO	REAL	CALCULADO
LA VERANERA	1955	858.90	588.29	72.0965	76.2500	52.8448	59.4100	2	3	4	6
	1958	589.30	438.67	46.4271	56.8600	65.2234	46.0600	3	3	6	6
	1963	298.35	354.73	66.1500	45.9800	30.4582	38.5700	4	3	7	6
	1964	242.90	295.58	81.8942	38.3100	22.0104	33.2900	10	3	13	6
	1969	215.80	249.10	29.7821	32.2900	16.2700	29.1400	6	3	8	6
	1960	171.60	210.02	8.1475	27.2200	23.0688	25.6600	2	3	5	6
ZOPILOTE	1943	718.32	554.58	34.3777	71.8800	63.9447	50.6200	2	2	4	4
	1958	621.65	445.33	26.8553	57.7200	60.2912	40.8700	1	2	4	4
	1949	395.04	385.87	23.9052	50.0100	55.0109	35.5600	3	2	6	4
	1982	361.82	345.39	16.8731	44.7700	24.9592	31.9500	2	2	5	4
	1963	323.64	314.84	43.8247	40.8100	17.0364	29.2200	5	2	7	4
	1981	274.10	290.34	11.8411	37.6300	20.9460	27.0300	1	2	4	4

**Tabla 4.6.** Valores reales y estimados de  $Q_p$  ( $m^3/s$ ) y  $V_t$  ( $Mm^3$ ).

<b>Estación</b>	<b>T años</b>	<b><math>Q_p</math> real</b>	<b><math>Q_p</math> ECB</b>	<b><math>Q_p</math> M</b>	<b><math>Q_p</math> II</b>	<b><math>Q_p</math> ACR</b>	<b><math>V_t</math> real</b>	<b><math>V_t</math> ECB</b>	<b><math>V_t</math> M</b>	<b><math>V_t</math> II</b>	<b><math>V_t</math> ACR</b>
Bamicori	31	142	104	149	149	291	13	10	15	17	7
	15.5	95	89	109	109	223	8	8	11	15	5
	10.3	79	80	88	88	180	7	7	9	14	5
	7.7	71	74	75	75	163	7	7	7	12	4
	6.2	70	69	66	66	145	7	6	6	11	3
Alamos	21	271	279	276	276	258	64	60	88	100	29
	10.5	261	233	266	266	196	36	50	85	79	22
	7	259	205	259	259	160	54	44	83	67	18
	5.25	240	185	252	252	134	25	40	80	58	15
	4.2	199	169	209	209	116	30	37	67	51	14
San Ignacio	17	2654	2010	2238	2238	2453	442	413	488	695	224
	8.5	2081	1729	1802	1802	1817	359	361	393	594	165
	5.6	1611	1559	1547	1547	1454	302	329	337	536	135
	4.2	1456	1433	1366	1366	1181	187	306	297	495	115
	3.4	1326	1332	1225	1225	999	256	287	267	462	101

**Tabla 4.7.** Valores reales y estimados de  $V_p$  ( $Mm^3$ ) y  $V_d$  ( $Mm^3$ ).

<b>Estación</b>	<b>T años</b>	<b><math>V_p</math> real</b>	<b><math>V_p</math> ECB</b>	<b><math>V_p</math> M</b>	<b><math>V_p</math> II</b>	<b><math>V_p</math> ACR</b>	<b><math>V_d</math> real</b>	<b><math>V_d</math> ECB</b>	<b><math>V_d</math> M</b>	<b><math>V_d</math> II</b>	<b><math>V_d</math> ACR</b>
Bamicori	31	6	6	6	9	3	7	4	9	8	4
	15.5	4	5	4	7	2	4	4	7	8	3
	10.3	3	4	4	6	2	3	3	5	8	3
	7.7	3	3	3	5	1	5	3	5	7	3
	6.2	3	3	2	4	1	4	3	4	7	2
Alamos	21	15	30	14	47	11	49	31	75	54	18
	10.5	11	25	14	34	8	25	25	72	45	14
	7	23	22	13	27	7	31	23	70	40	11
	5.25	11	20	13	22	6	14	20	68	32	9
	4.2	9	18	11	19	5	22	19	57	32	9
San Ignacio	17	178	157	156	288	84	265	257	332	409	140
	8.5	127	135	125	249	62	232	227	268	346	103
	5.6	128	121	107	228	50	174	208	230	309	85
	4.2	65	111	95	212	40	122	196	203	283	72
	3.4	80	102	85	200	38	185	185	182	262	63

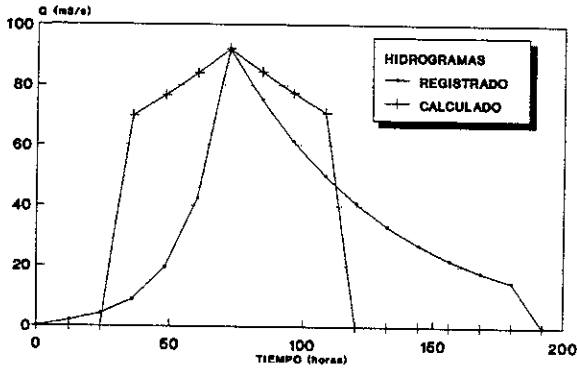
**Tabla 4.8.** Componentes de los hidrogramas de diseño en la estación San Ignacio.

Componente	T(años)	Método						
		ECB	M	II	ACR	APS(1)	APS(2)	APS(3)
$Q_p(m^3/s)$	50	2510	2918	2918	3560	2538	2332	1984
	100	2963	3354	3354	8259	2898	2678	2332
	500	3581	4368	4368	22786	3778	3553	3172
$V_r(Mm^3)$	50	464	637	860	325	375	421	460
	100	506	732	971	422	411	462	509
	500	627	953	1247	753	497	560	621
$V_p(Mm^3)$	50	191	203	321	122	150	157	185
	100	215	233	350	158	152	167	190
	500	270	304	422	282	183	215	237
$V_d(Mm^3)$	50	273	434	539	203	225	264	275
	100	291	499	621	264	259	295	319
	500	357	649	825	471	314	345	384

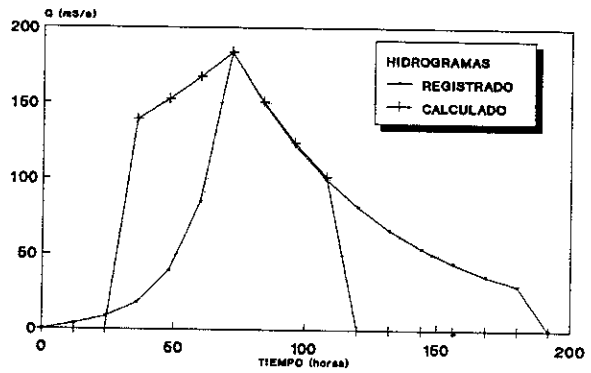
**Tabla 4.9.** Componentes de los hidrogramas de diseño en la estación San Ignacio.

T(años)	METODO PROPUESTO			
	$Q_p(m^3/s)$	$V_r(Mm^3)$	$V_p(Mm^3)$	$V_d(Mm^3)$
50	4254	949	551	398
100	5157	1147	668	478
500	7643	1691	991	700

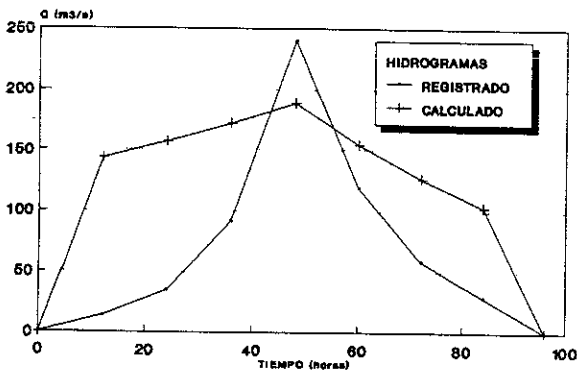
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO TR= 2 AÑOS



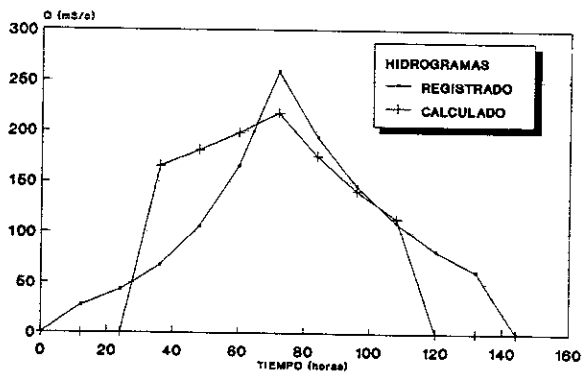
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO TR= 5 AÑOS



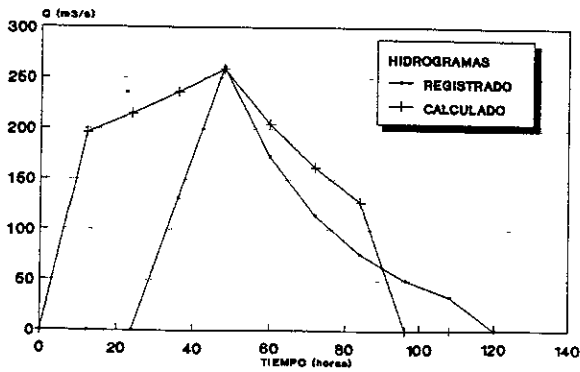
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO TR = 5.25 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO TR= 7 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO TR= 10.5 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO TR= 21 AÑOS

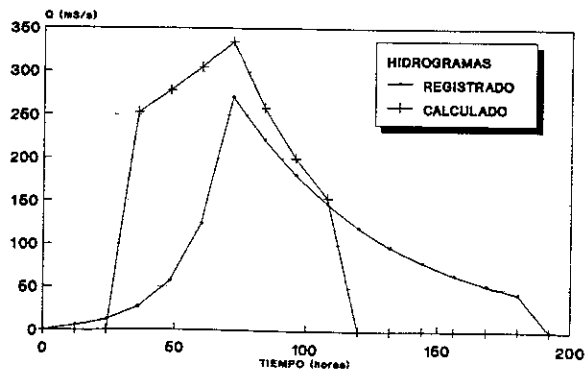
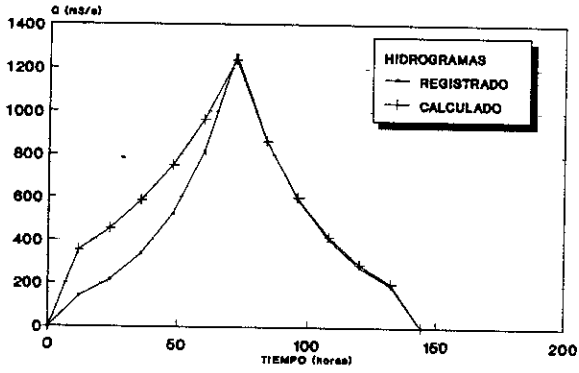
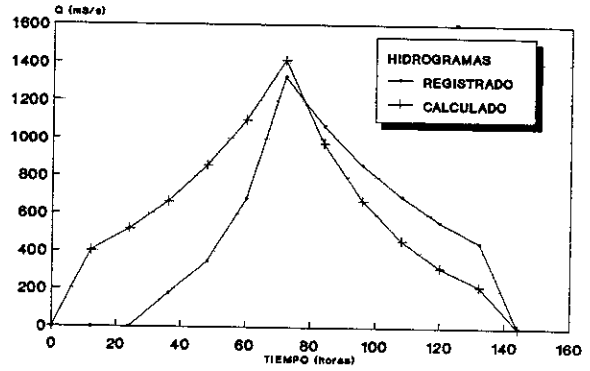


Fig. 4.1. Hidrogramas registrados y calculados para las avenidas más grandes en la estación Alamos.

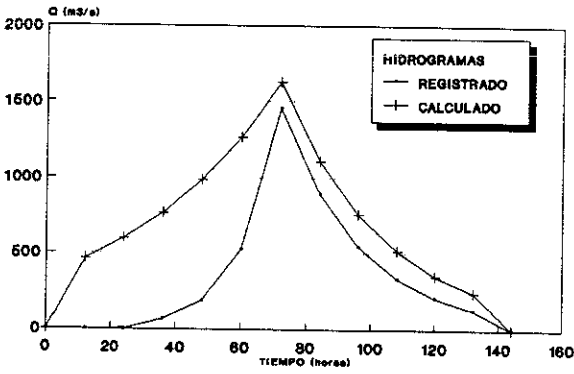
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 2.83 AÑOS



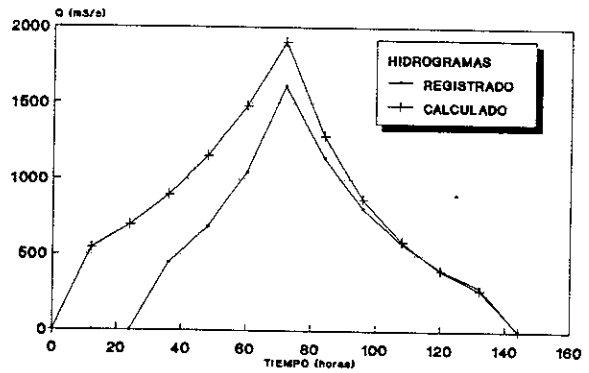
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 3.4 AÑOS



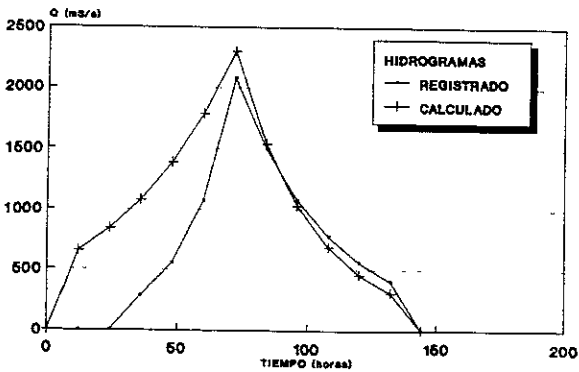
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 4.25 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 5.67 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 8.5 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 17 AÑOS

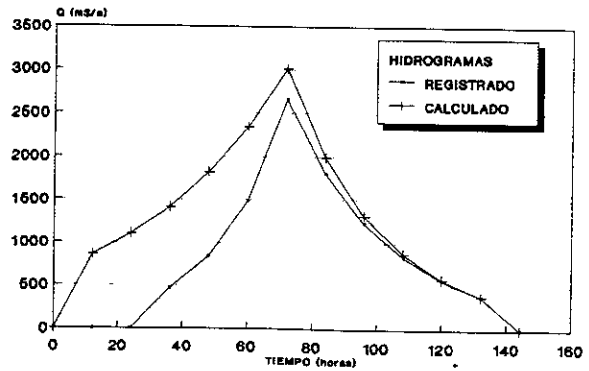
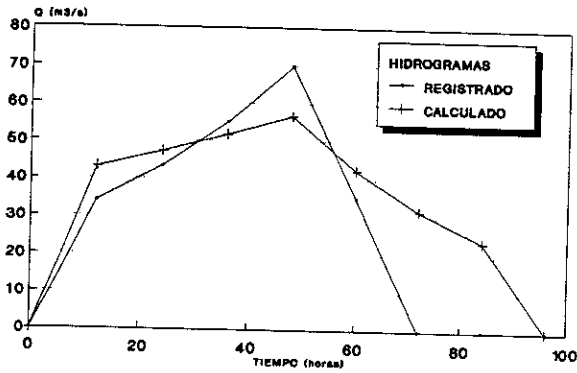
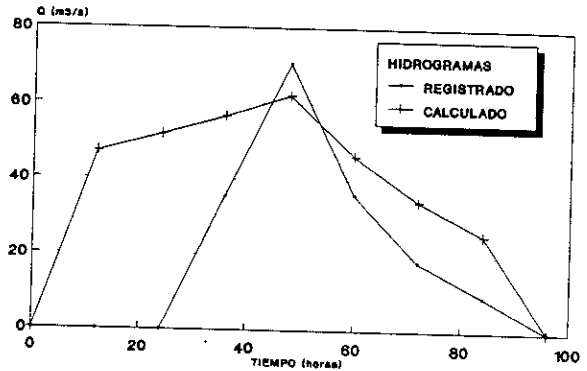


Fig. 4.2 Hidrogramas registrados y calculados para las avenidas más grandes en la estación Ignacio.

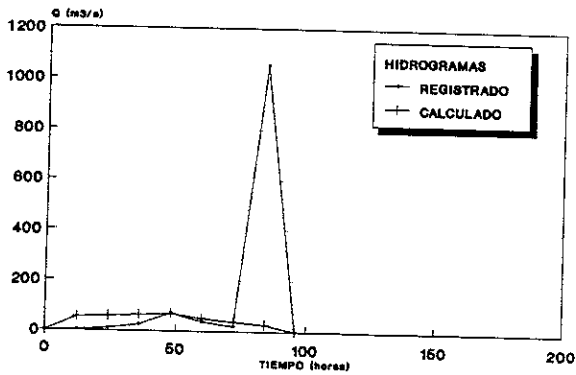
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 5.167 AÑOS



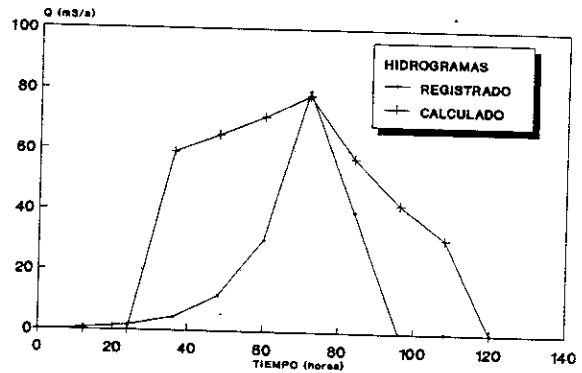
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 6.2 AÑOS



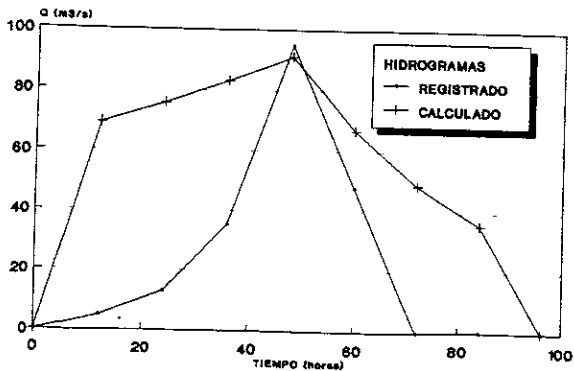
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 7.75 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 10.33 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 15.5 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 31 AÑOS

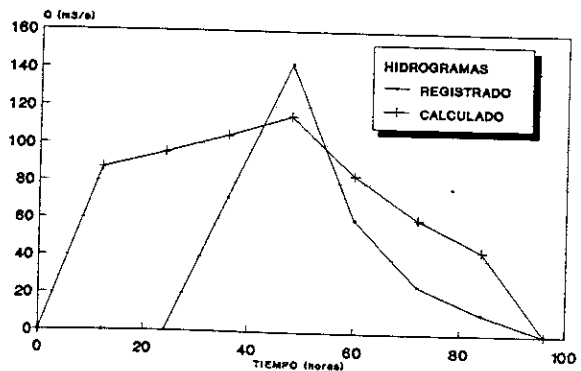
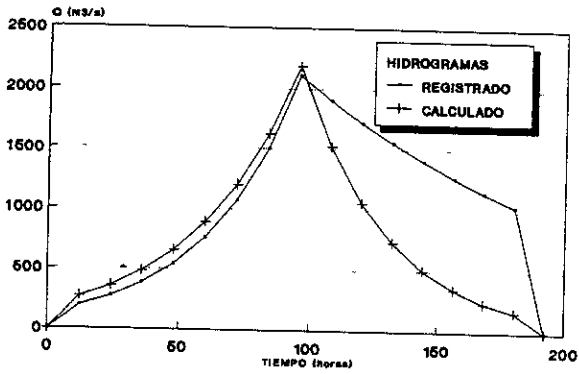
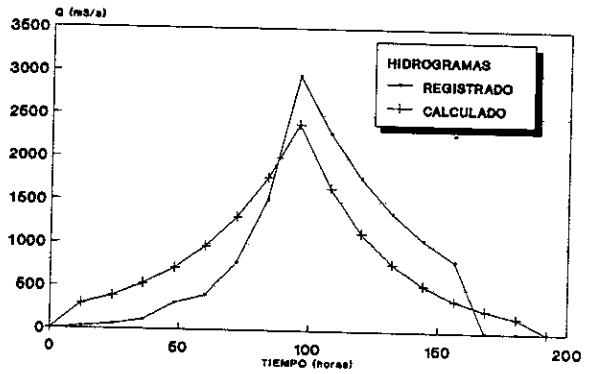


Fig. 4.3. Hidrogramas registrados y calculados para las avenidas más grandes en la estación Bamicori.

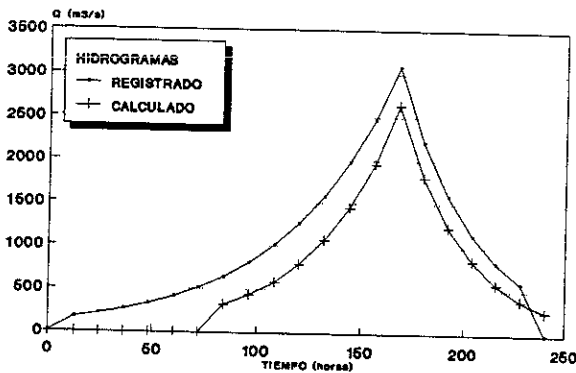
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 5.83 AÑOS



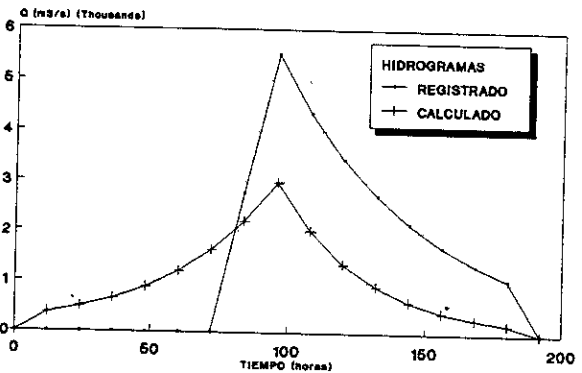
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 7 AÑOS



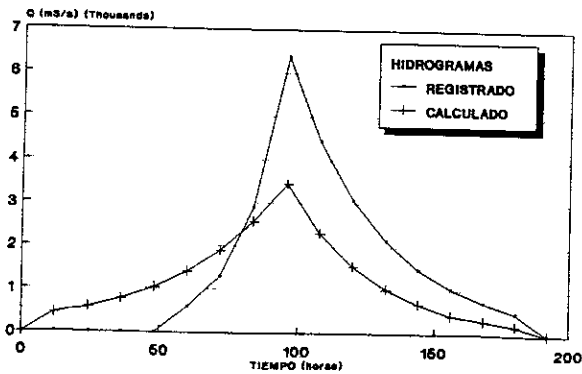
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 8.75 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 11.67 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 17.5 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 35 AÑOS

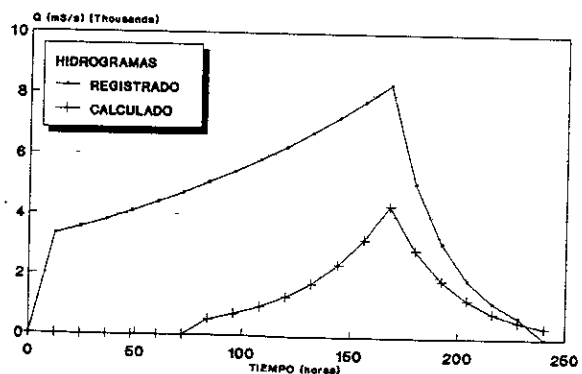
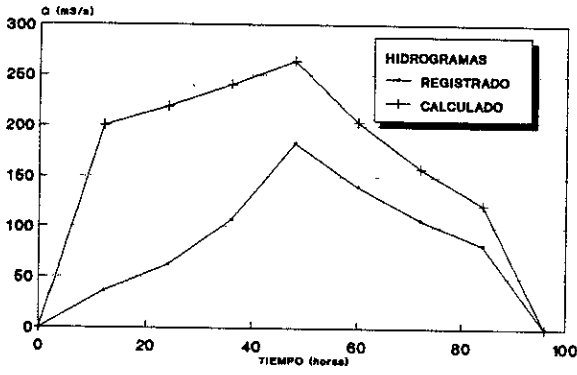
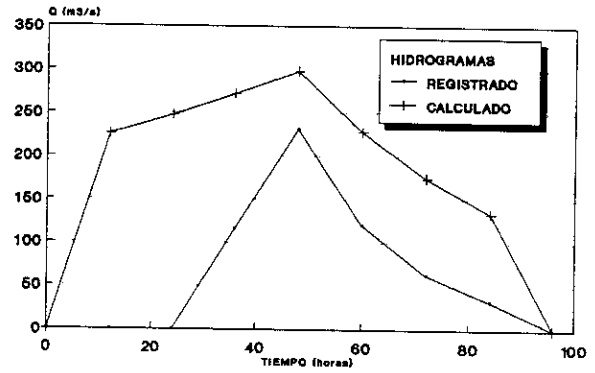


Fig. 4.4. Hidrogramas registrados y calculados para las avenidas más grandes en la estación Las Cañas.

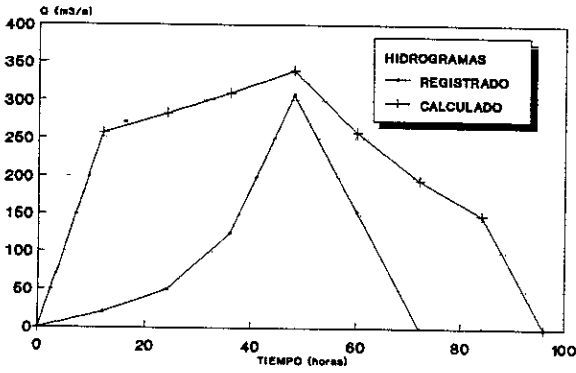
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 3.167 AÑOS



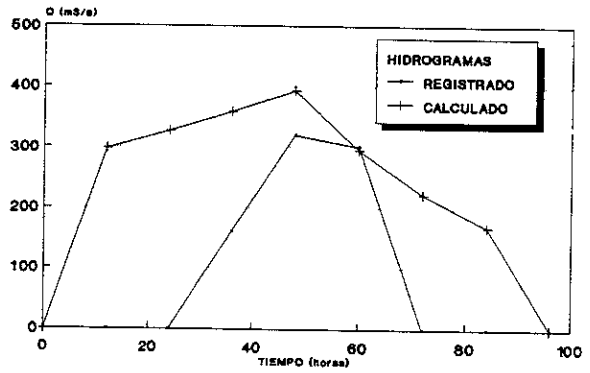
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 3.8 AÑOS



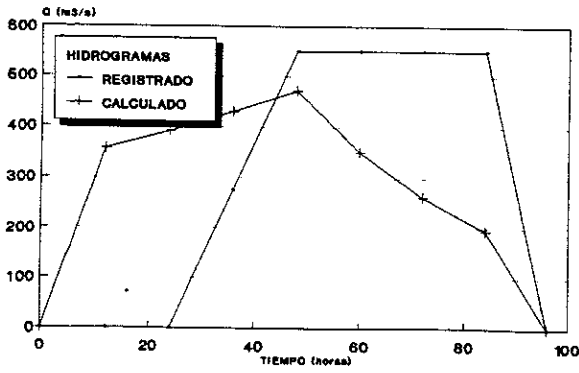
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 4.75 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 6.33 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 9.5 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 19 AÑOS

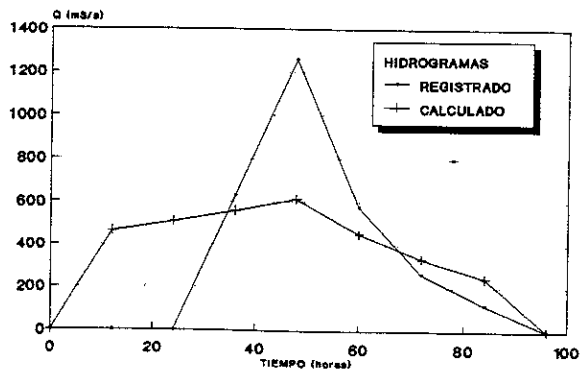
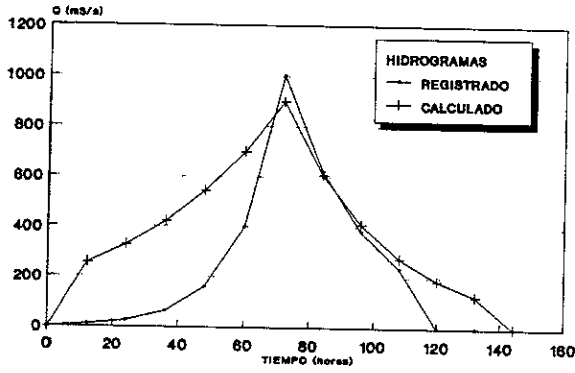


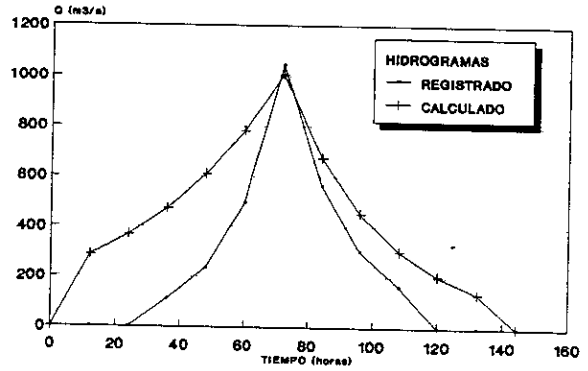
Fig. 4.5. Hidrogramas registrados y calculados para las avenidas más grandes en la estación Cazanate.



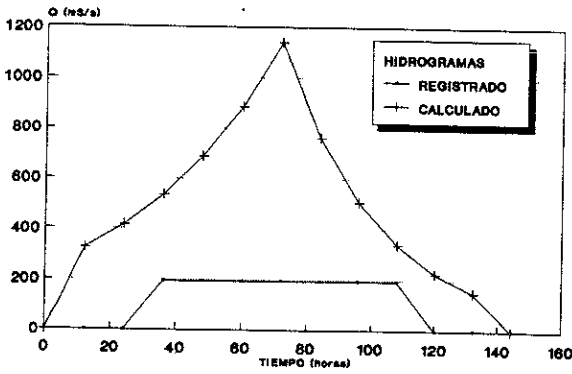
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 3.5 AÑOS



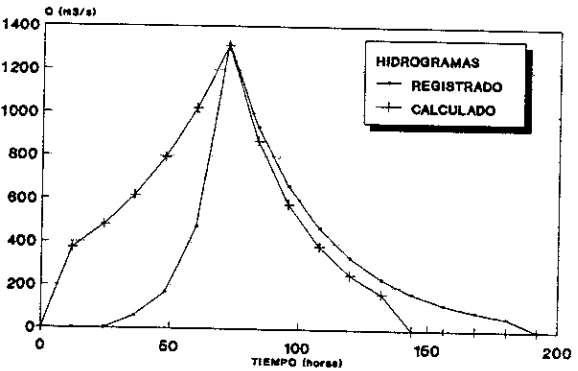
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 4.2 AÑOS



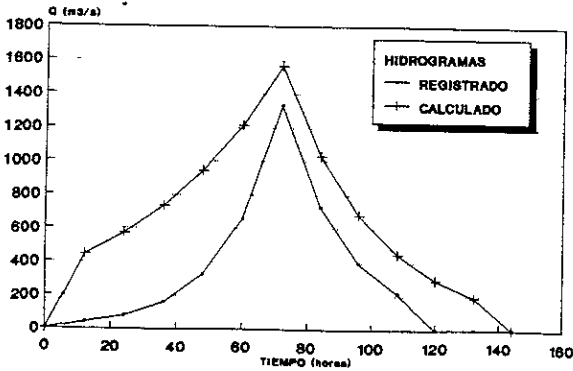
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 5.25 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 7 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 10.5 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 21 AÑOS

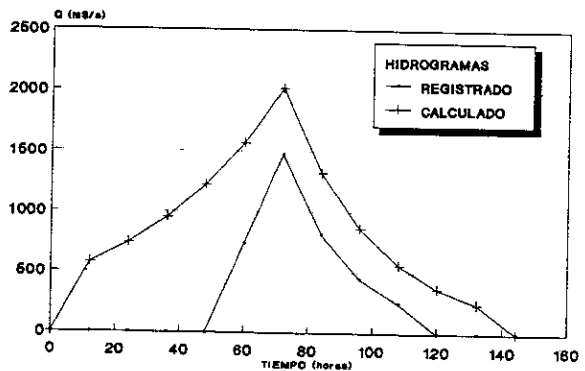
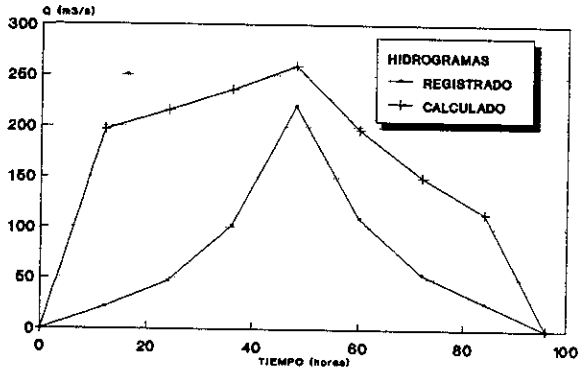
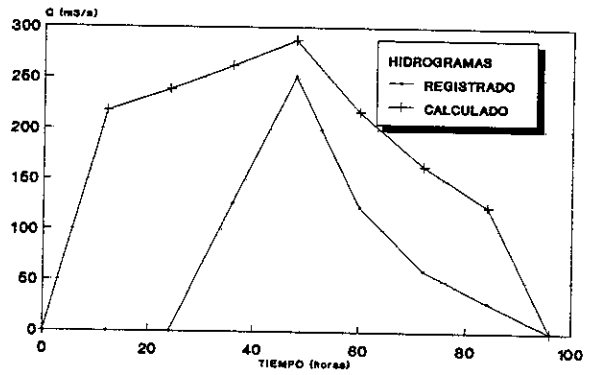


Fig. 4.6. Hidrogramas registrados y calculados para las avenidas más grandes en la estación Chinipas.

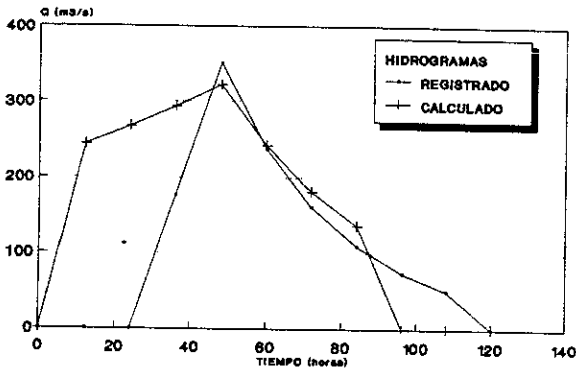
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 4.1667 AÑOS



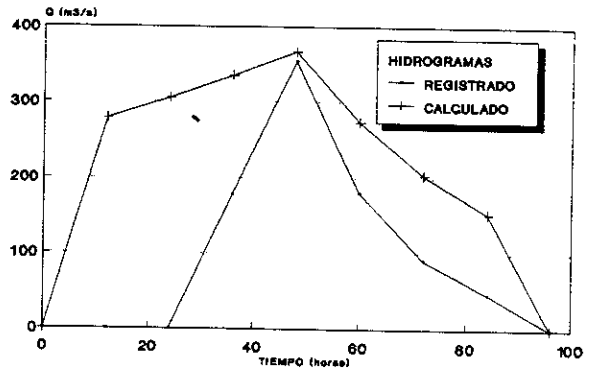
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 5 AÑOS



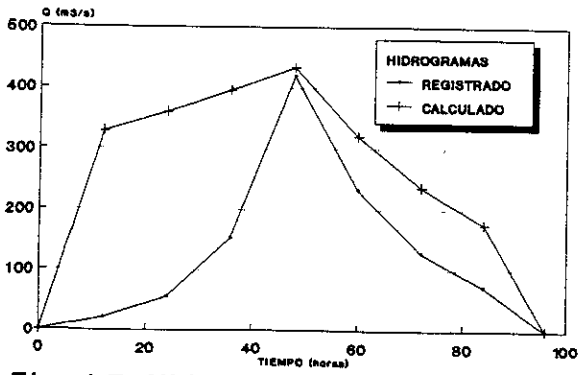
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 6.25 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 8.33 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 12.5 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 25 AÑOS

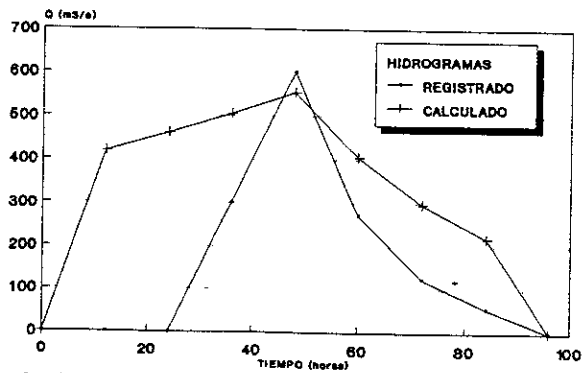
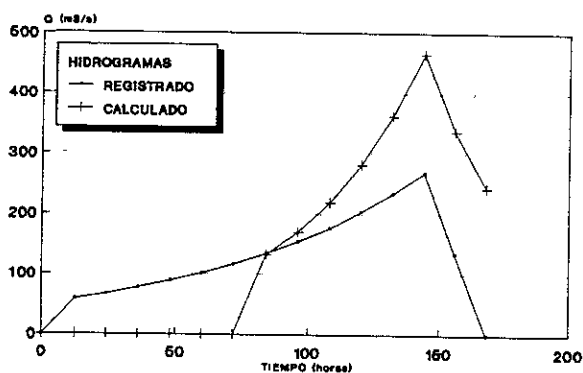
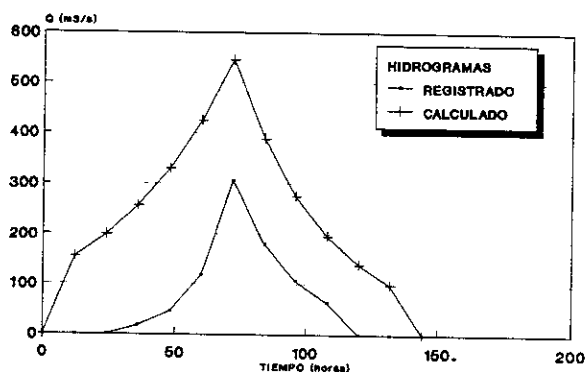


Fig. 4.7. Hidrogramas registrados y calculados para las avenidas más grandes en la estación Choix.

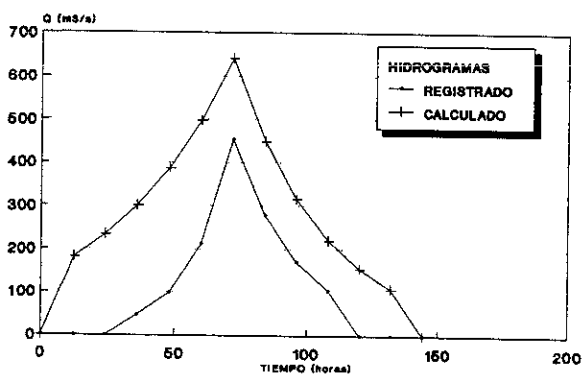
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 2.33 AÑOS



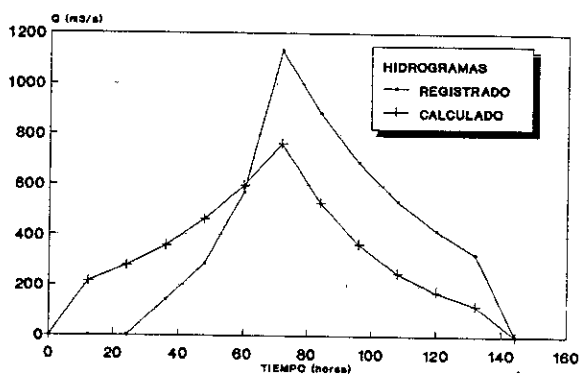
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 2.8 AÑOS



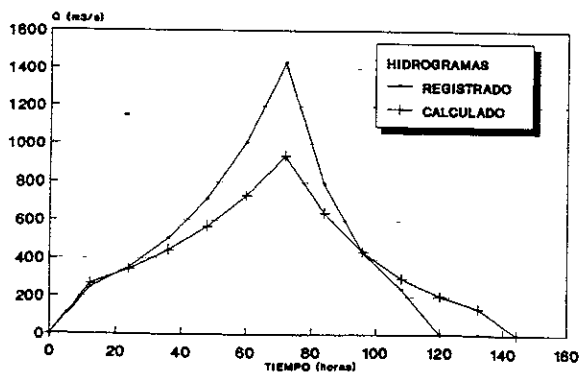
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 3.5 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 4.667 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 7 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 14 AÑOS

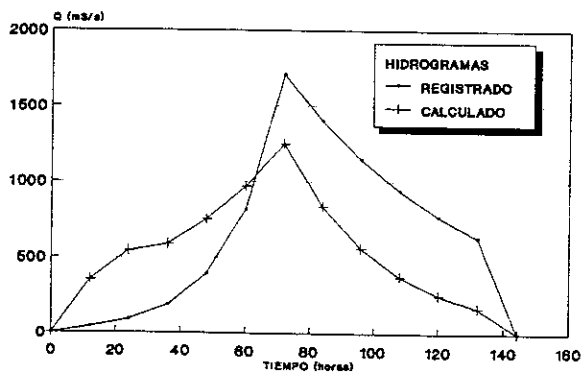
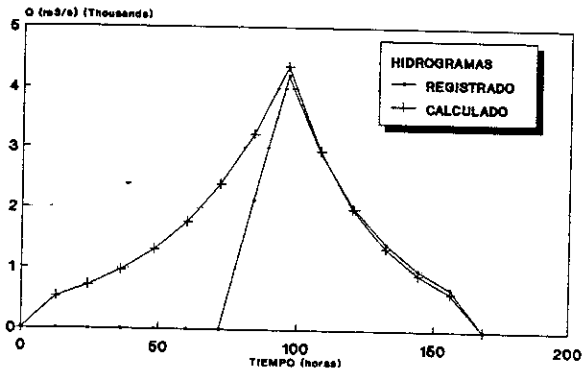
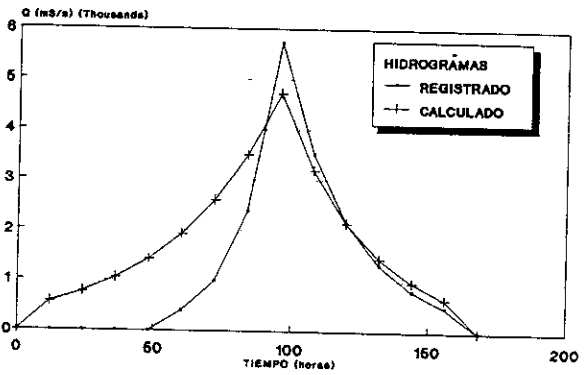


Fig. 4.8. Hidrogramas registrados y calculados para las avenidas más grandes en la estación Guerachic.

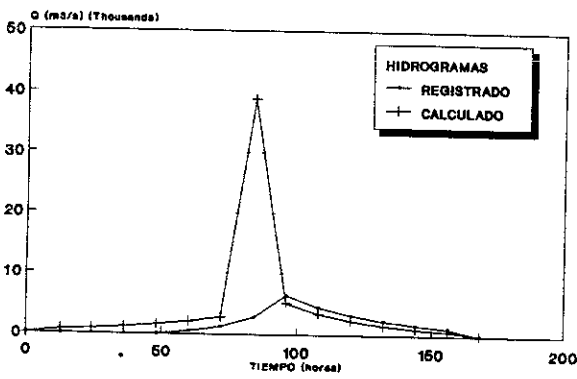
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 7.5 AÑOS



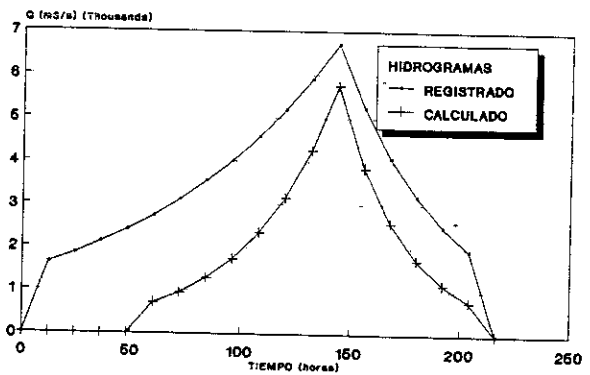
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 9 AÑOS



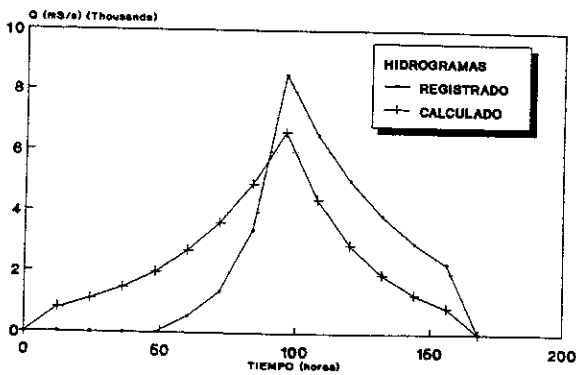
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 11.25 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 15 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 22.5 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 45 AÑOS

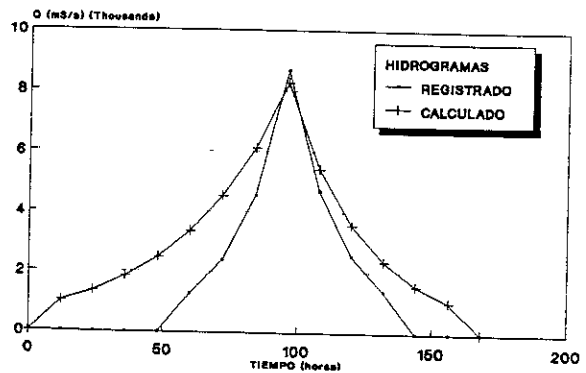
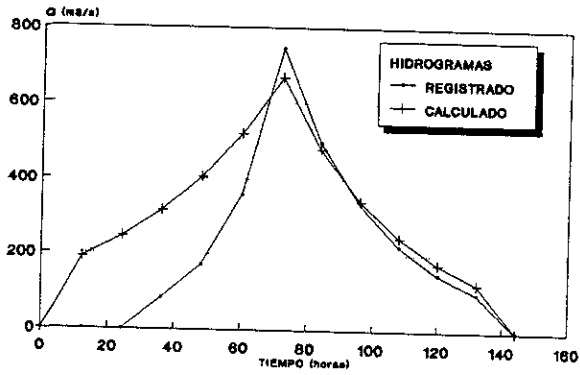
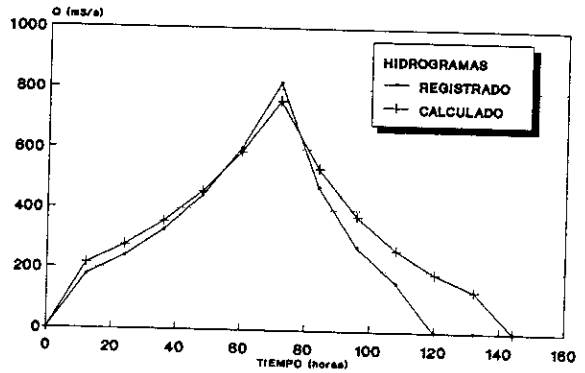


Fig. 4.9. Hidrogramas registrados y calculados para las avenidas más grandes en la estación Huites.

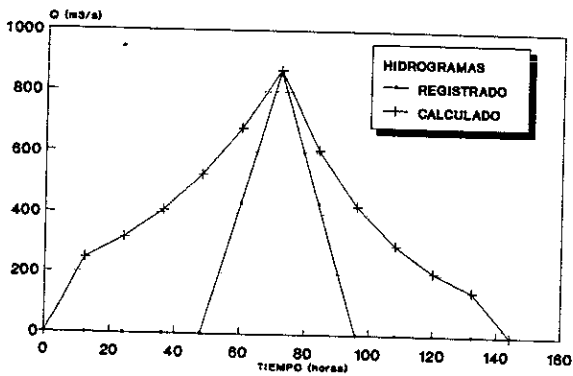
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 3 AÑOS



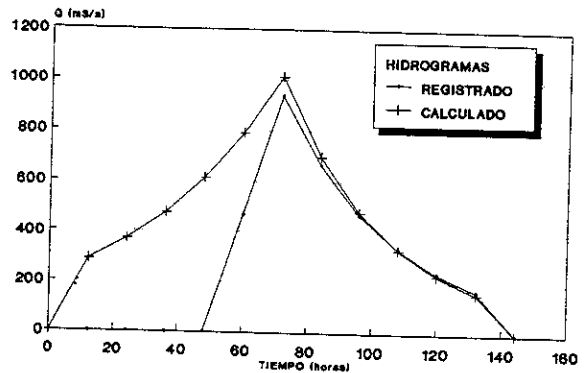
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 3.6 AÑOS



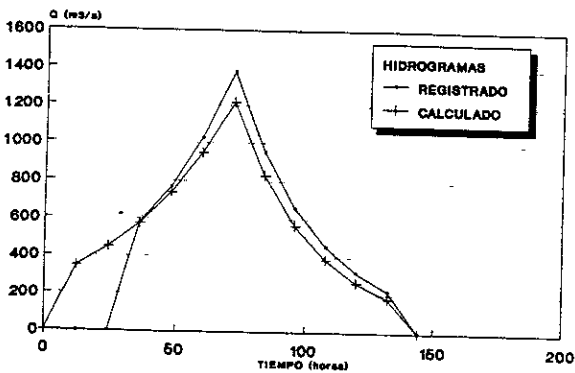
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 4.5 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 6 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 9 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 18 AÑOS

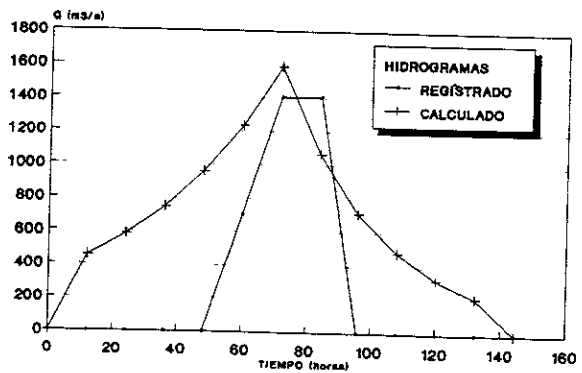
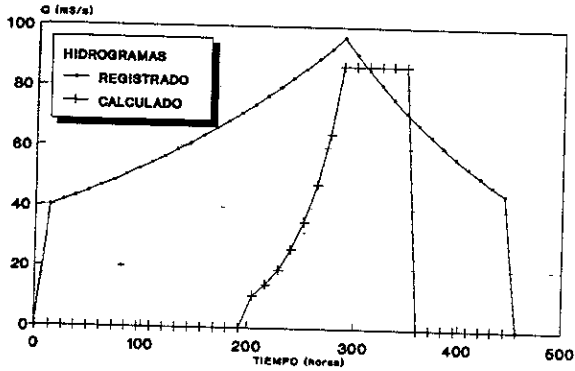
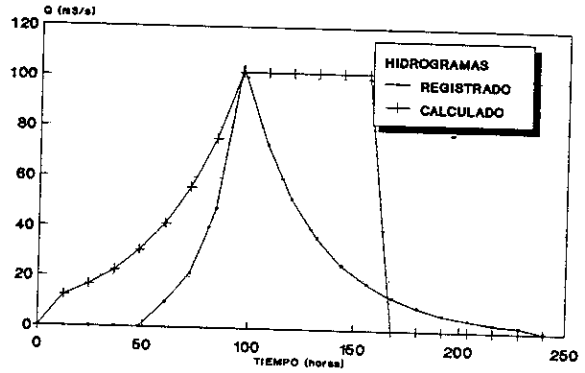


Fig. 4.10 Hidrogramas registrados y calculados para las avenidas más grandes en la estación Jaina.

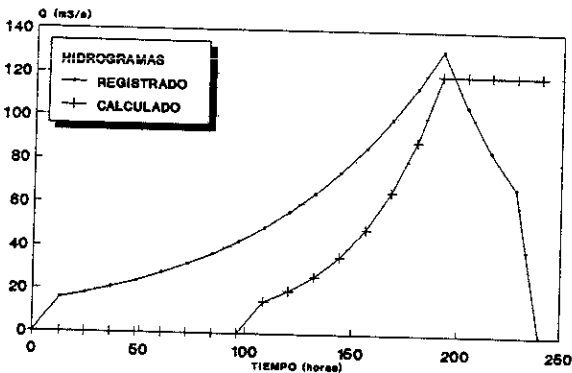
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 2.33 AÑOS



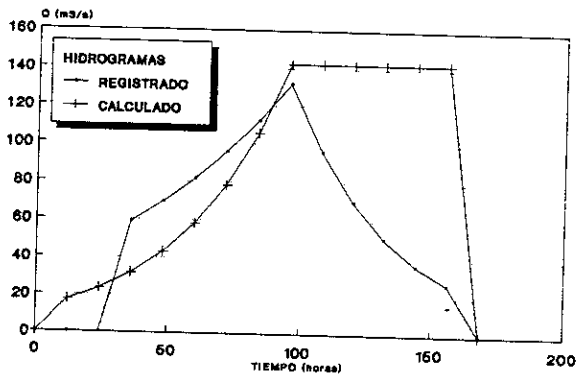
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 2.8 AÑOS



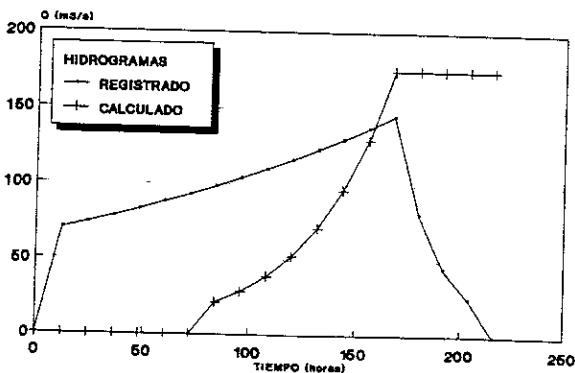
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 3.5 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 4.67 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 7 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 14 AÑOS

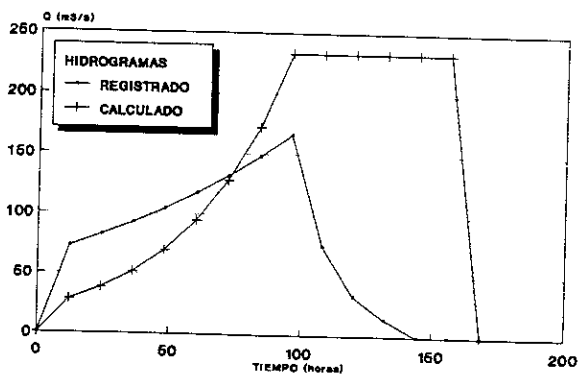
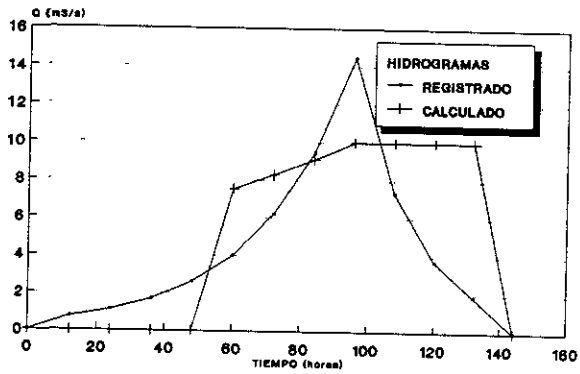
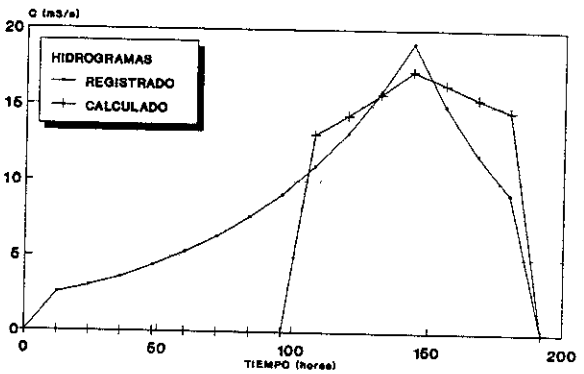


Fig. 4.11 Hidrogramas registrados y calculados para las avenidas más grandes en la estación El Mahone.

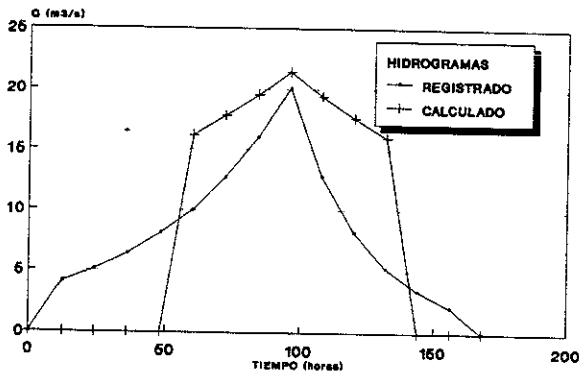
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 1.375 AÑOS



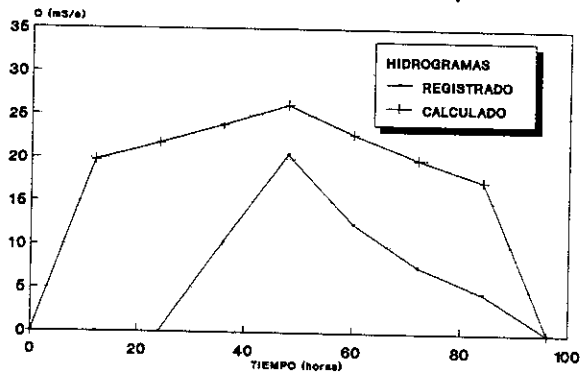
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 1.83 AÑOS



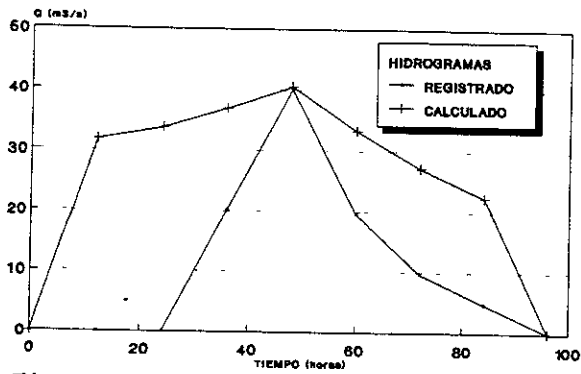
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 2.2 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 2.75 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 5.5 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 11 AÑOS

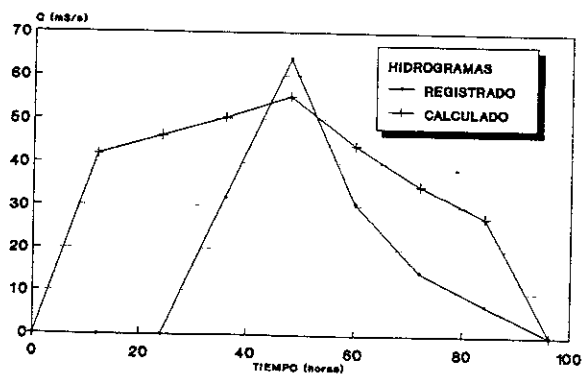
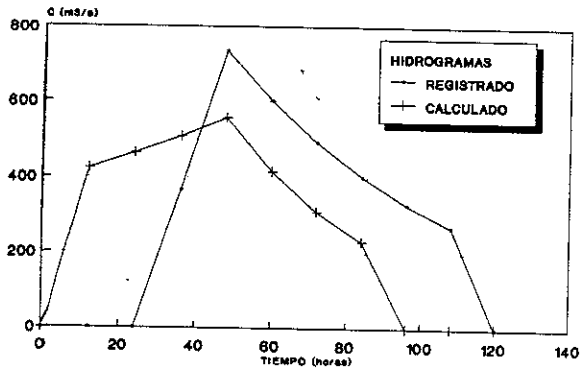
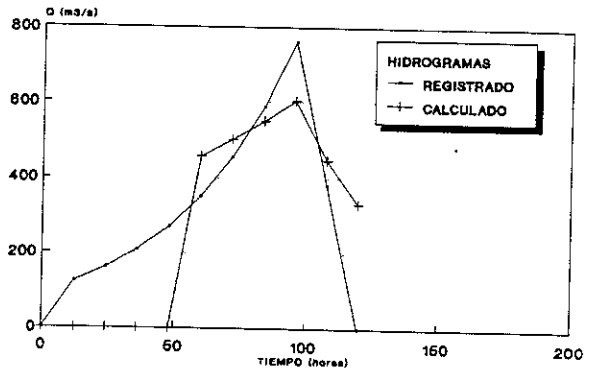


Fig. 4.12. Hidrogramas registrados y calculados para las avenidas más grandes en la estación Molinos.

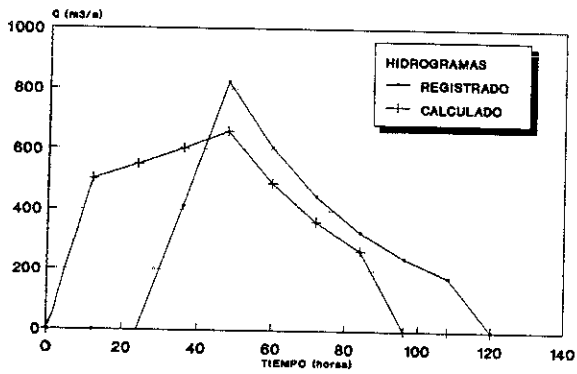
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 7.67 AÑOS



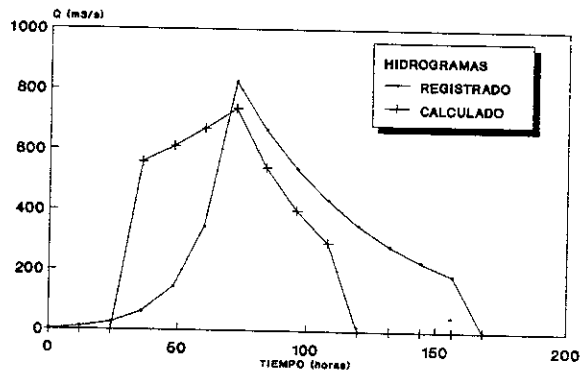
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 9.2 AÑOS



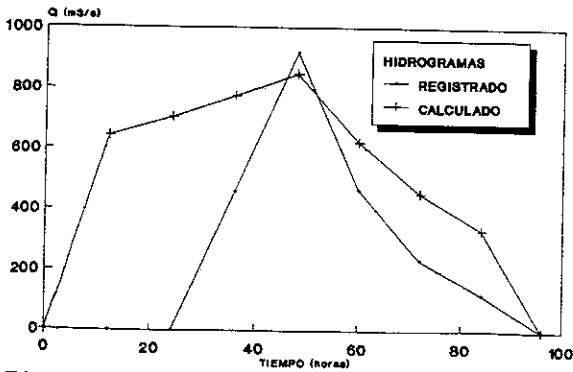
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 11.5 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 15.33 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 23 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 46 AÑOS

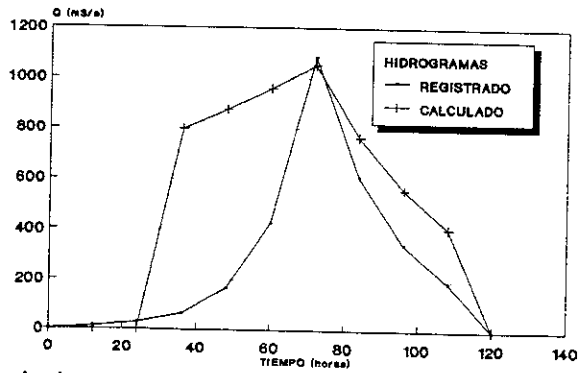
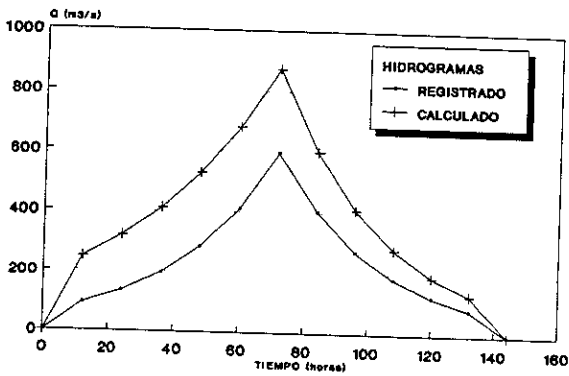


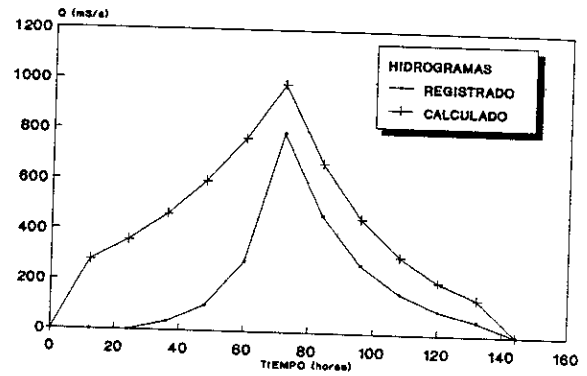
Fig. 4.13 Hidrogramas registrados y calculados para las avenidas más grandes en la estación El Naranjo.



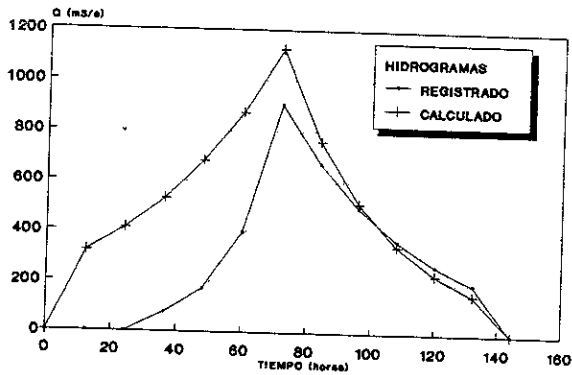
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 3.17 AÑOS



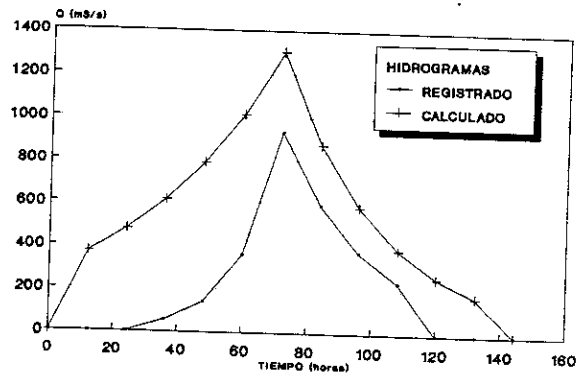
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 3.8 AÑOS



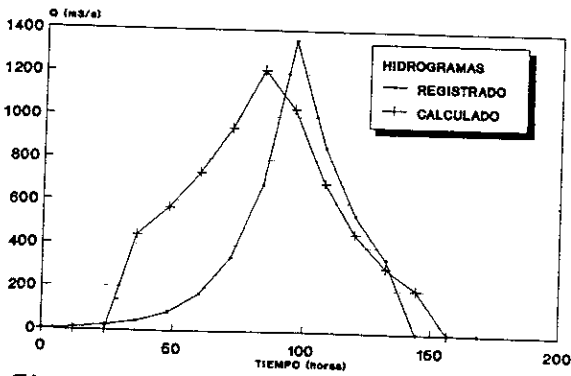
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 4.75 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 6.33 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 9.5 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 19 AÑOS

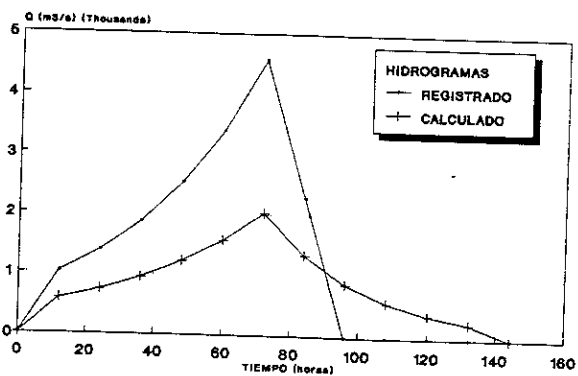
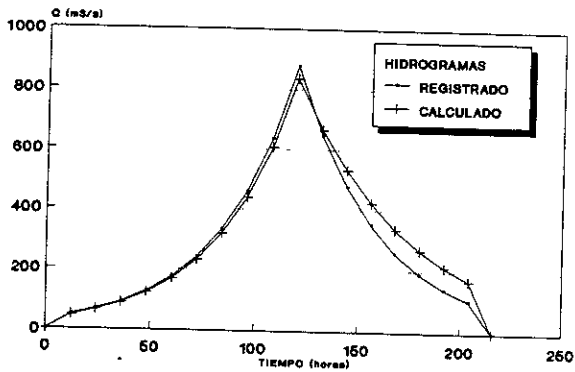
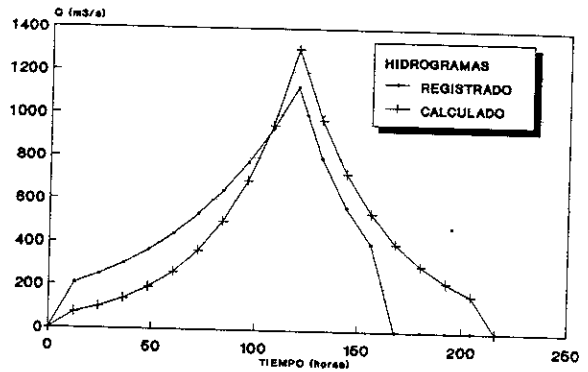


Fig. 4.14. Hidrogramas registrados y calculados para las avenidas más grandes en la estación Palo Dulce.

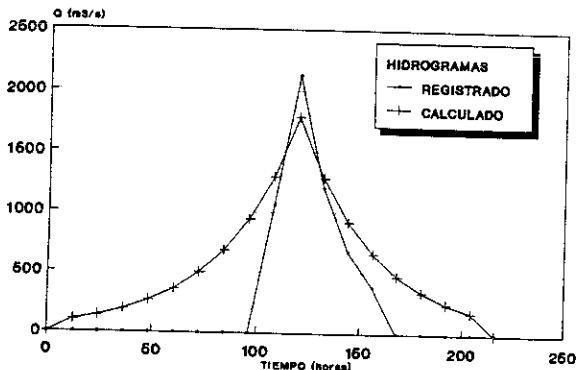
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS  
DE DISEÑO  
TR= 1.28 AÑOS



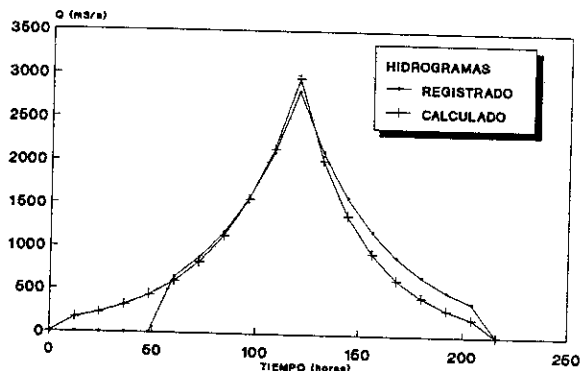
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS  
DE DISEÑO  
TR= 1.5 AÑOS



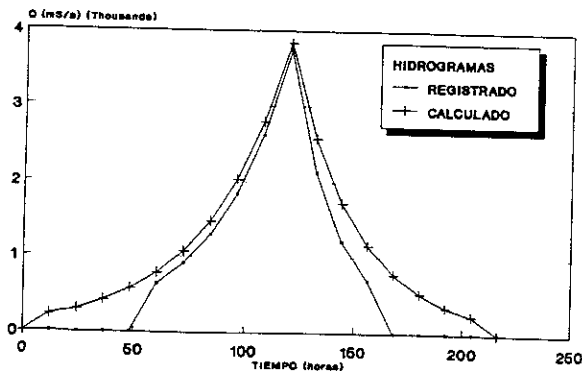
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS  
DE DISEÑO  
TR= 1.8 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS  
DE DISEÑO  
TR= 3 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS  
DE DISEÑO  
TR= 4.5 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS  
DE DISEÑO  
TR= 9 AÑOS

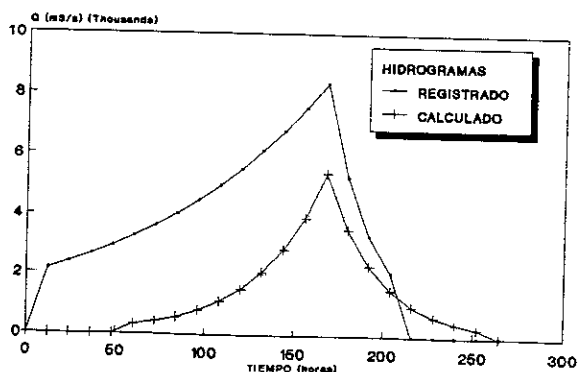
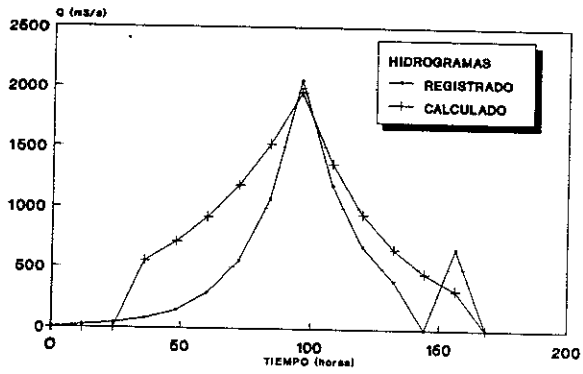
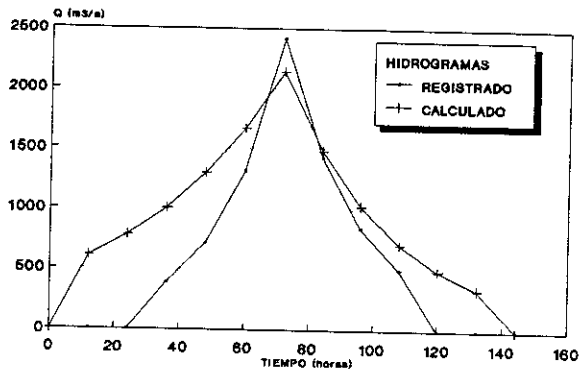


Fig. 4.15. Hidrogramas registrados y calculados para las avenidas más grandes en la estación San Blas.

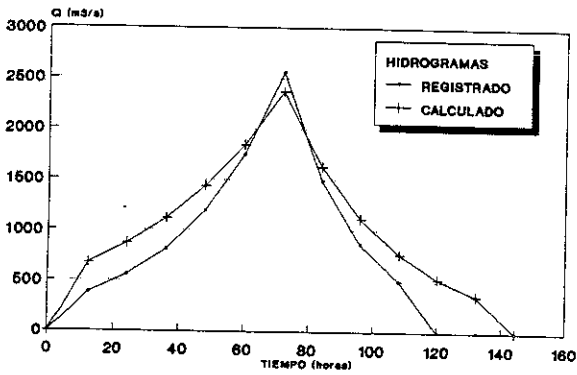
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO TR= 5.5 AÑOS



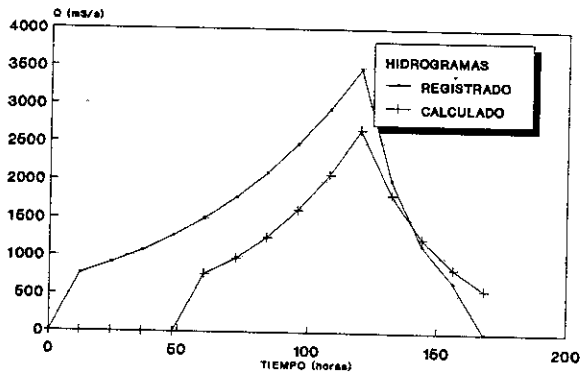
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO TR= 6.6 AÑOS



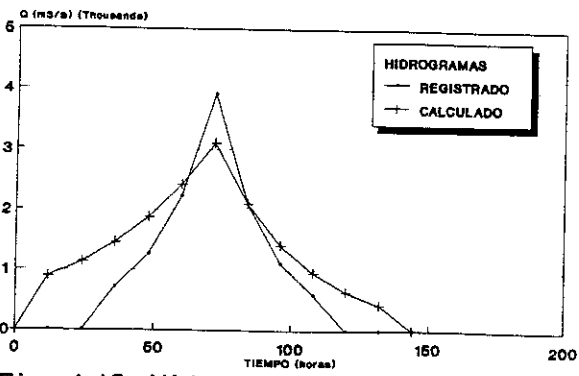
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO TR= 8.25 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO TR= 11 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO TR= 16.5 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO TR= 33 AÑOS

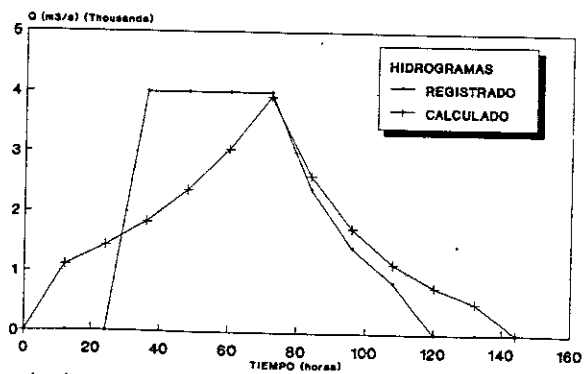
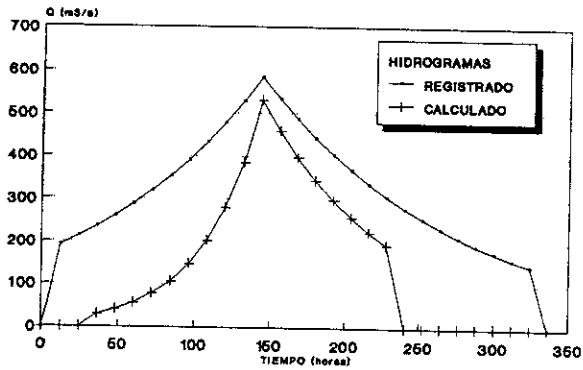
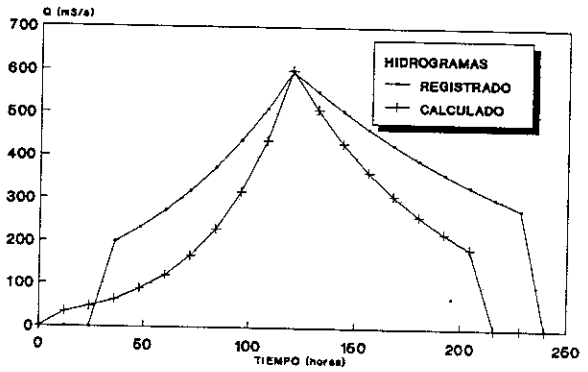


Fig. 4.16. Hidrogramas registrados y calculados para las avenidas más grandes en la estación San Francisco.

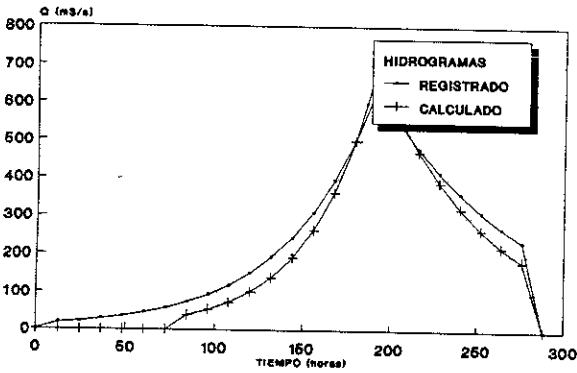
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 3 AÑOS



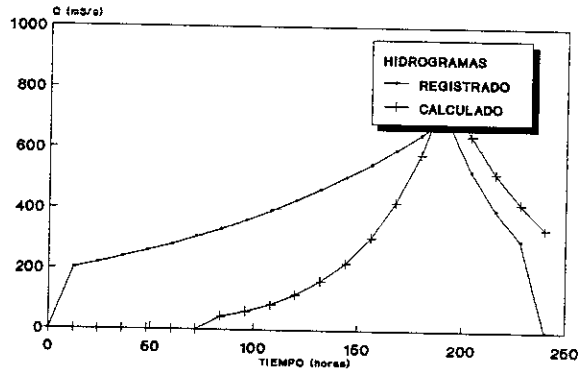
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 3.6 AÑOS



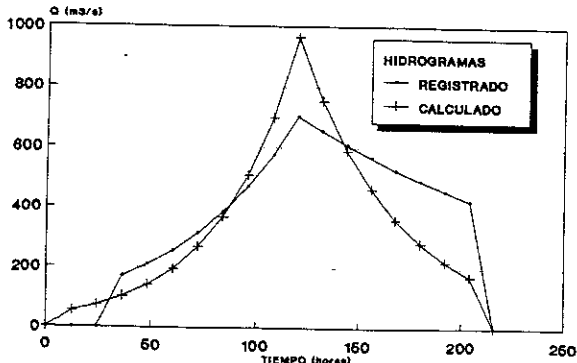
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 4.5 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 6 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 9 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 18 AÑOS

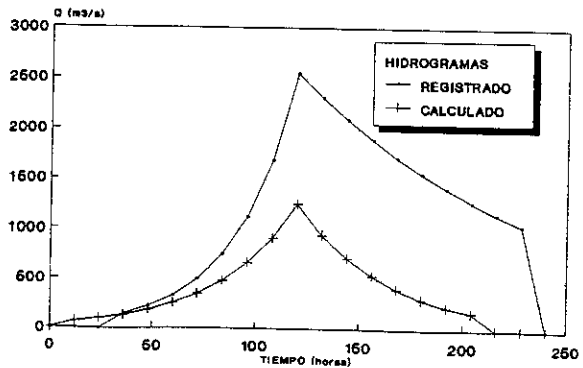
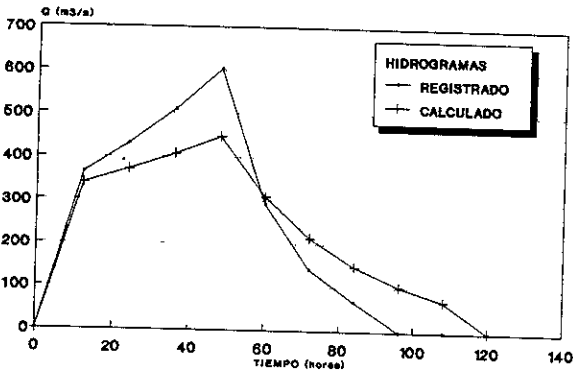
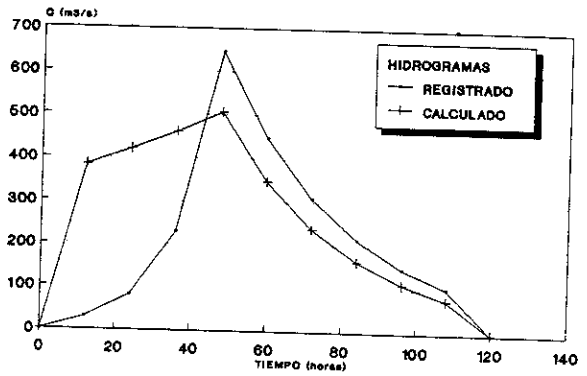


Fig. 4.17. Hidrogramas registrados y calculados para las avenidas más grandes en la estación San Miguel Zapotitlan.

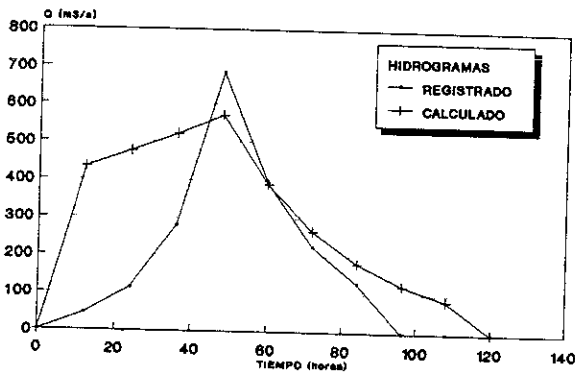
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 2.25 AÑOS



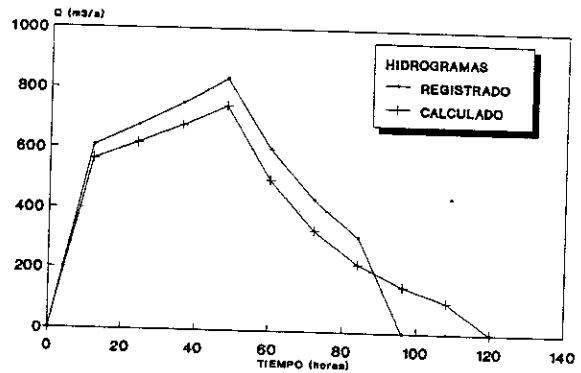
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 2.57 AÑOS



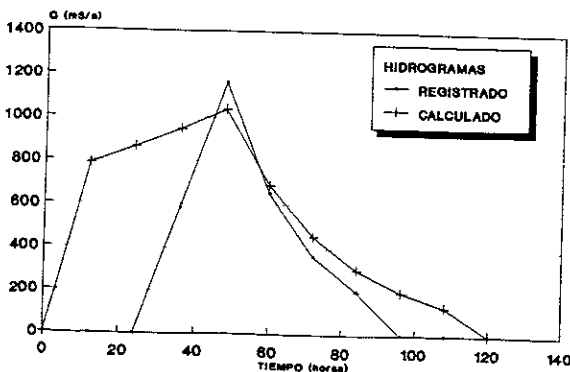
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 3 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 4.5 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 9 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 18 AÑOS

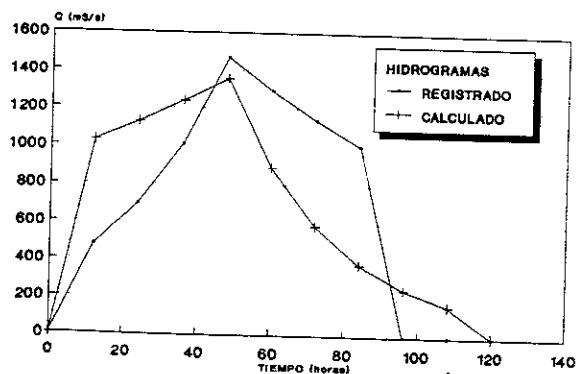
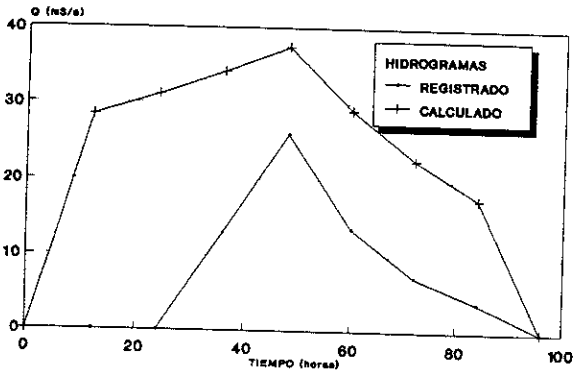
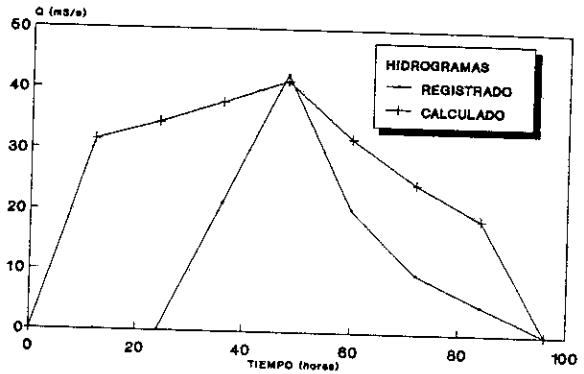


Fig. 4.18. Hidrogramas registrados y calculados para las avenidas más grandes en la estación Tecusiapa.

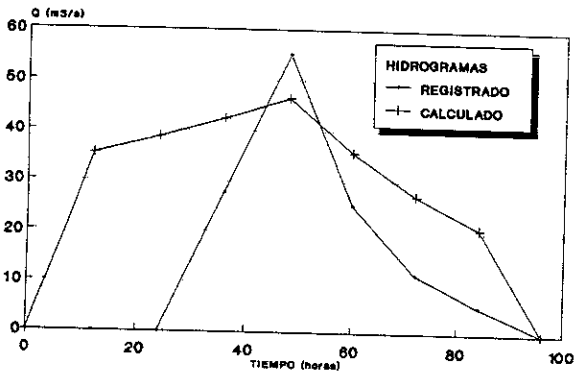
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 4.17 AÑOS



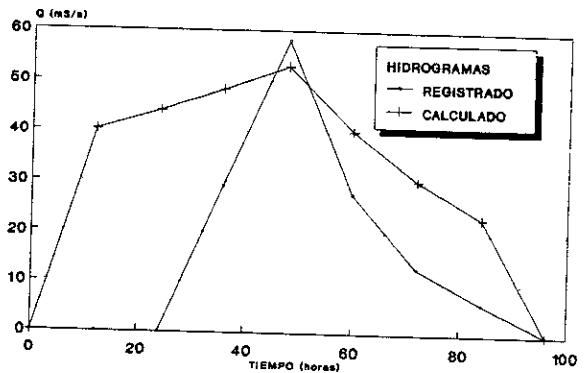
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 5 AÑOS



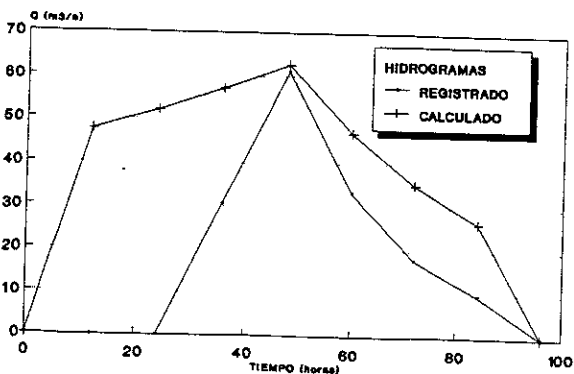
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 6.25 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 8.33 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 12.5 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 25 AÑOS

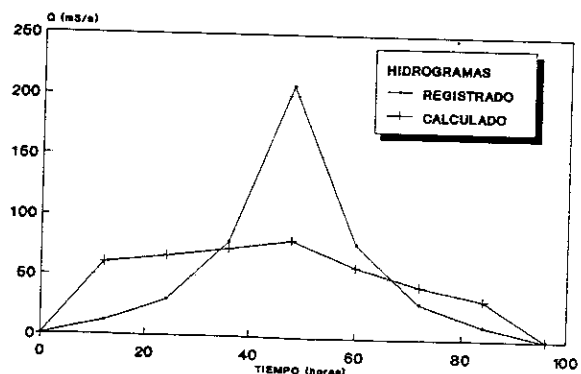
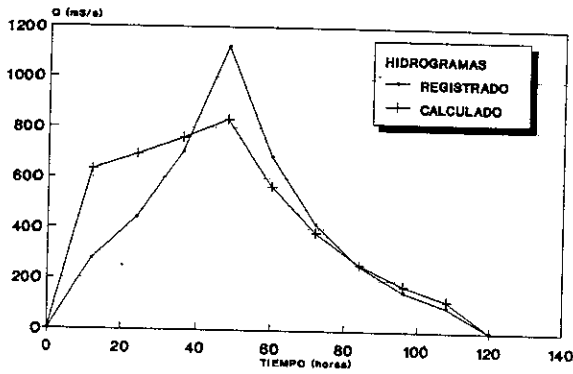
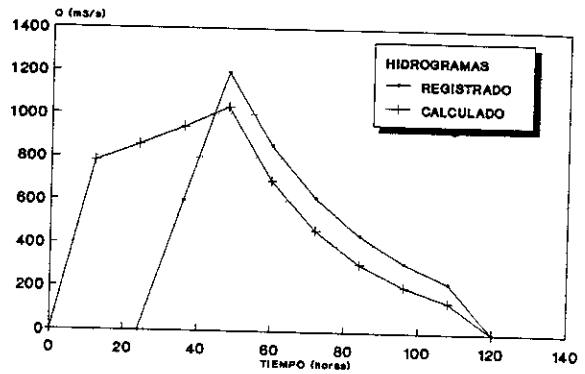


Fig. 4.19. Hidrogramas registrados y calculados para las avenidas más grandes en la estación La Tina.

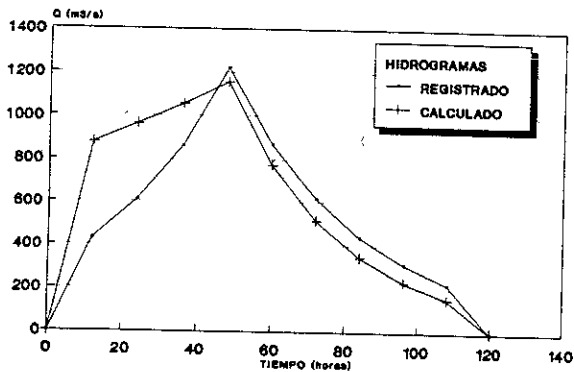
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 2.62 AÑOS



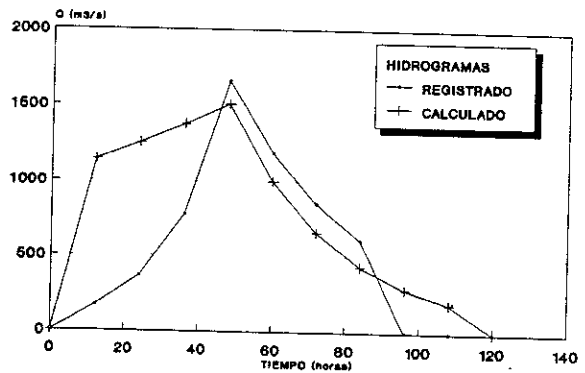
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 3.5 AÑOS



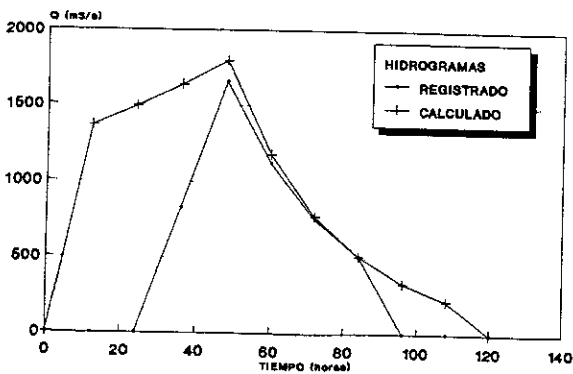
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 4.2 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 7 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 10.5 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 21 AÑOS

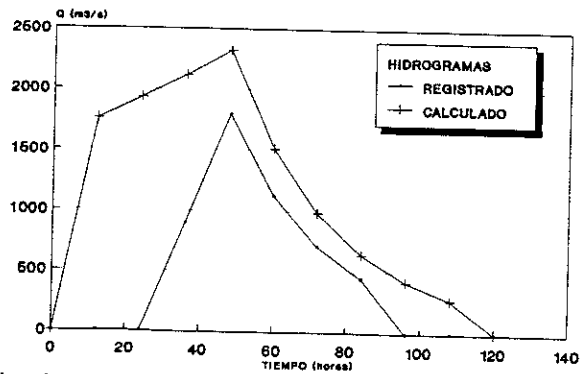
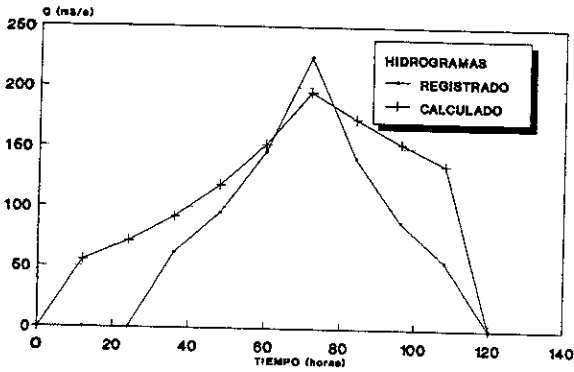
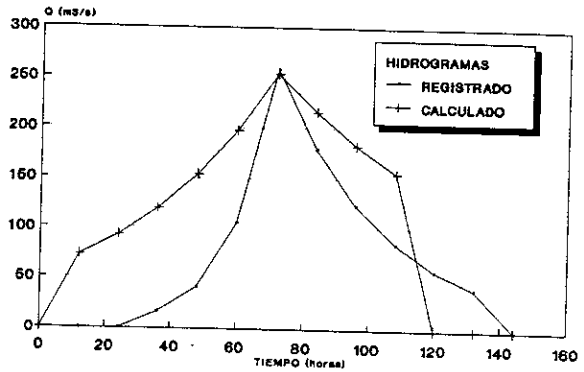


Fig. 4.20. Hidrogramas registrados y calculados para las avenidas más grandes en la estación Toahayana.

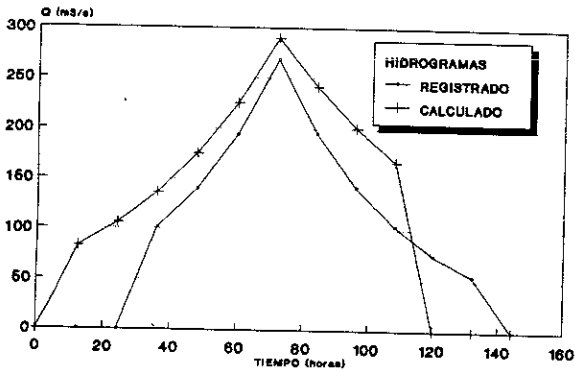
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 2.12 AÑOS



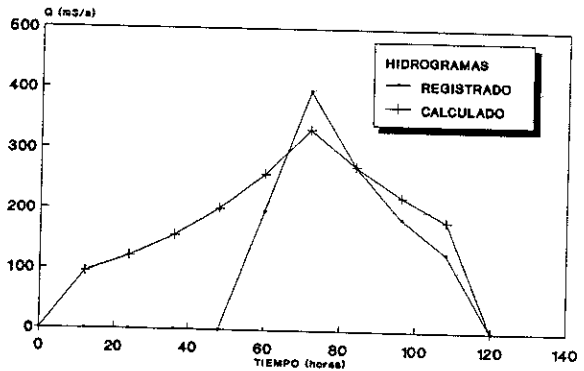
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 2.83 AÑOS



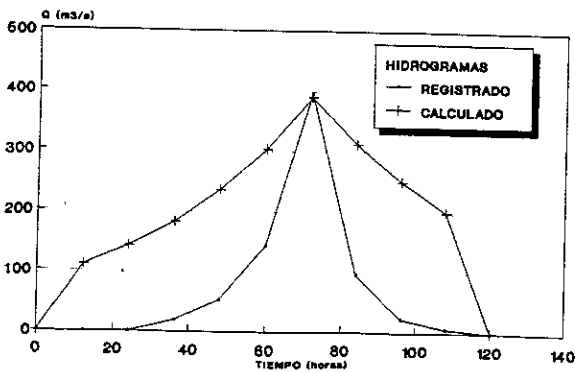
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 3.4 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 4.25 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 5.7 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 17 AÑOS

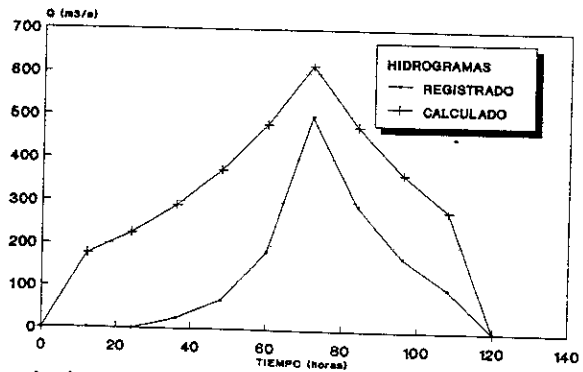
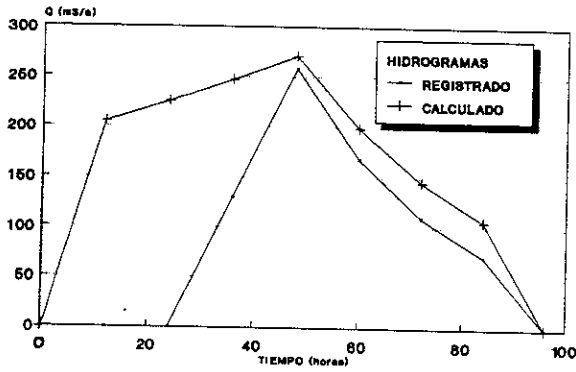


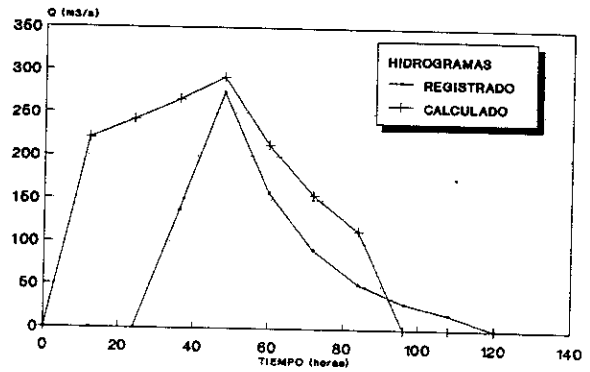
Fig. 4.21. Hidrogramas registrados y calculados para las avenidas más grandes en la estación Urique.



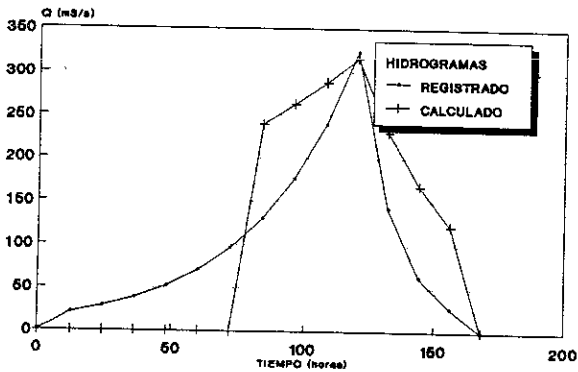
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 6.14 AÑOS



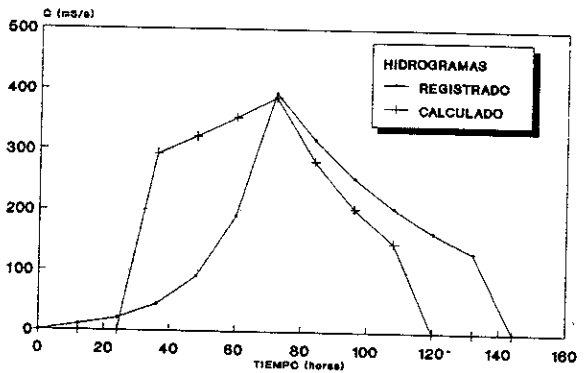
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 7.2 AÑOS



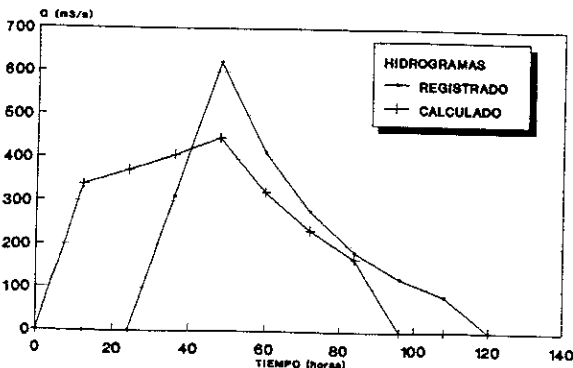
ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 8.6 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 14.33 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 21.5 AÑOS



ESTIMACION REGIONAL DE AVENIDAS DE DISEÑO  
TR= 43 AÑOS

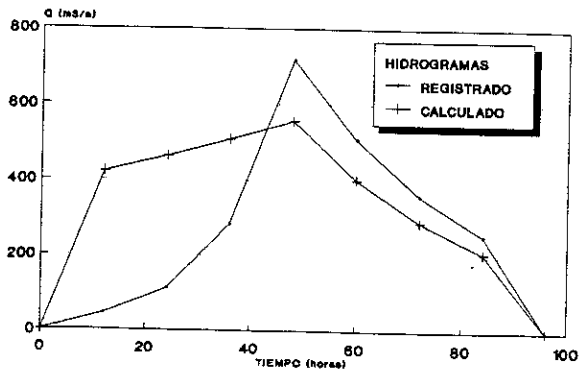


Fig. 4.22. Hidrogramas registrados y calculados para las avenidas más grandes en la estación Zopilote.

## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Del análisis realizado se puede concluir que la técnica ECB es una buena alternativa para la estimación de avenidas de diseño, ya que pudo estimar razonablemente bien las cuatro componentes de los hidrogramas registrados. Dicho análisis solo consideró que las marginales del modelo bivariado son del tipo Gumbel, por lo que al tomar en cuenta otro tipo de distribución marginal, es posible mejorar los resultados.

La técnica M produce buenos resultados, sin embargo, todo dependerá de la avenida seleccionada como la más adversa, ya que se puede hacer una sobreestimación de alguna de las componentes de los hidrogramas de diseño. La técnica II funciona bien en cuanto a la estimación del gasto máximo, sin embargo, las otras componentes son sobreestimadas en más del 50%, por lo que se deberán hacer realizar algunas adecuaciones para evitar este inconveniente. La técnica ACR subestimo los valores de los volúmenes.

De acuerdo con los resultados de las tablas 4.8 y 4.9 se concluye que es necesario seleccionar adecuadamente la técnica de análisis ya que las diferencias se incrementan significativamente conforme lo hace el periodo de retorno. Al comparar los valores reales con los estimados por el método propuesto en esta tesis (tabla 4.5), en específico para el caso de San Ignacio, se observa que el modelo si puede reproducir el fenómeno de manera confiable, sin embargo, se tienen diferencias significativas en cuanto a los valores estimados para los periodos 50, 100 y 500 años.

En general, los resultados obtenidos por el método propuesto de estaciones-año-correlación y regresión múltiple son adecuados, sin embargo, se podrían mejorar sustancialmente ya que en el análisis realizado en el trabajo se supuso que las series tenían una distribución normal, por lo que si se hubiese realizado los procesos de transformación normalizante, los valores estimados se mejorarían.

Esta técnica también puede modificarse al emplear la técnica de la avenida índice para predecir los gastos de diseño para diferentes periodos de retorno.

Finalmente, se recomienda la aplicación de esta técnica para inferir en cuencas no aforadas no solo el gasto de pico, sino también, las características de los hidrogramas de diseño.

Una futura investigación pudiese ser la de comparar los resultados obtenidos por los modelos lluvia-escorrentamiento en los sitios no aforados con aquellos producto de la técnica propuesta en este trabajo.

## REFERENCIAS

- Andrews, D.F., 1972. Plots of High Dimensional Data. *Biometrics*. 28:125-136.
- Ashkar, F. y J. Roussell. 1982. *Statistical Analysis of Rainfall and Runoff*. A multivariate statistical analysis of flood magnitude, duration and volume V.P. Singh editor. USA.
- Balocki, J. y S. Burges. 1994. Relationships between n-day flood volumes for infrequent large floods. *Journal of Water Resources Planning and Management*. 120(6):794-818.
- Bergmann, H. y B. Sackl. 1985. Two dimensional frequency analysis of flood water flow and its application in water management. *Proceedings of International Association for Hydraulic Research, 21<sup>st</sup> IAHR Congress*. Melbourne, Australia.
- Burden, R., Douglas, J., Reynolds, A., 1981. *Numerical analysis*. USA: PWS Publishers. pp. 439-461.
- Cunnane, C., 1988. Methods and merits of regional flood frequency analysis. *Journal of Hydrology* 100:269-290.
- Domínguez M. R., O. Fuentes y V. Franco. 1980. *Manual de diseño de obras civiles. Hidrotecnia*. Capitulo A.1.10. Avenida de Diseño. Comisión Federal de Electricidad. México.
- Escalante, C. 1998a. Multivariate estimation of extreme flood hydrographs. *Hydrological Science and Technology Journal* 14(1-4):1-10.
- Escalante, C. 1998b. Multivariate extreme value distribution with mixed gumbel marginals. *Journal of the American Water Resources Association* 34(2):321-333.
- Escalante, C. y J. A. Raynal. 1990. Un modelo de análisis regional hidrológico. *Memorias del XIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. Montevideo, Uruguay. 1:949-958.
- Goel N. K., S. Seth y S. Chandra. 1998. Multivariate modeling of flood flows. *Journal of Hydraulic Engineering* 24(2):146-155.
- Gumbel, E. J. 1960. Distributions des valeurs extremes en plusieurs dimensions. *Publications de L'Institute de Statistique* 9:171-173.
- Gutiérrez C. y A. Aldama. 1990. Una nueva metodología para estimar las avenidas de diseño. *Memorias del XIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. Montevideo, Uruguay. 1:875-885.
- Hann, C. T. 1977. *Statistical methods in hydrology*. USA: The Iowa State University Press 378p.
- Hawkins R.H. y R. A. Pole. 1989. Standardization of peak-volume transformations. *Water Resources Bulletin* 25(2):377-380.

## REFERENCIAS

- Andrews, D.F., 1972. Plots of High Dimensional Data. *Biometrics*. 28: 125-136
- Ashkar, F. y J. Roussell. 1982. *Statistical Analysis of Rainfall and Runoff*. A Multivariate statistical analysis of flood magnitude, duration and volume V.P. Singh editor. USA.
- Balocki, J. y S. Burges. 1994. Relationships between n-day flood volumes for infrequent large floods. *Journal of Water Resources Planning and Management*. 120 (6): 794-818.
- Bergmann, H. y B. Sackl. 1985. Two dimensional frequency analysis of flood water flow and its application in water management. *Proceedings of International Association for Hydraulic Research, 21st. IAHR Congress*. Melbourne, Australia.
- Borden, R. Douglas, J., Reynolds, A., 1981. *Numerical analysis*. USA: PWS Publishers. pp. 439-461.
- Cunnane, C., 1988. Methods and merits of regional flood frequency analysis. *Journal of Hydrology* 100: 269-290.
- Domínguez M.R., O. Fuentes y V. Franco. 1980. *Manual de diseño de obras civiles. Hidrotecnia*. Capítulo A.1.10. Avenida de Diseño. Comisión Federal de Electricidad. México.
- Escalante, C. 1998a. Multivariate estimation of extreme flood hydrographs. *Hydrological Science and Technology Journal* 14 (1-4): 1-10.
- Escalante, C. 1998b. Multivariate extreme value distribution with mixed gumbel marginals. *Journal of the American Water Resources Association* 34 (2): 321-333.
- Escalante, C. y J.A. Raynal. 1990. Un modelo de análisis regional hidrológico. *Memorias del XIV Congreso Latinoamericano de hidráulica*. Montevideo, Uruguay. 1: 949-958.
- Goel N.K., S. Seth y S. Chandra. 1998. Multivariate modeling of flood flows. *Journal of Hydraulic Engineering* 24 (2) : 146-155.
- Gumbel, E.J. 1960. Distributions des valeurs extremes en plusieurs dimensions. *Publications de L'Institute de Statistique* 9: 171-173.
- Gutiérrez C. y A. Aldama. 1990. Una nueva metodología para estimar las avenidas de diseño. *Memorias del XIV Congreso Latinoamericano de Hidráulica*. Montevideo, Uruguay. 1: 875-885.
- Hann, C.T. 1977. *Statistical methods in hydrology*. USA: The Iowa State University Press 378p.
- Hawkins, R.H. y R.A. Pole. 1989. Standardization of peak-volume transformations. *Water Resources Bulletin* 25 (2) : 377-380.

- Hiemstra, L.A. y D.M. Francis. 1979. *The runhydrograph theory and application for flood predictions*. Water Resources Commission. Pretoria. Sudáfrica.
- Kite, G.W. 1988. *Frequency and risk analyses in hydrology*. USA: Water Resources Publications 257 p.
- Molfino, M.E. y J.F. Cruise. 1990. And additional analysis of peak-volume relations and standarization procedures, *Water Resources Bulletin* 26 (4): 687-692.
- Nathan, R.J. y J. Mc Mahon. 1990. Identification of homogeneous regions for the purposes of regionalisation, *Journal of Hydrology* 121: 217-238.
- NERC. (1975). Estimation of flood volumes over different durations, Flood Studies Report, Hydrological Studies, Natural Environment Research Council, Vol. 1. United Kingdom.
- Peagram S. y P. Deacon. 1992. Extreme flood hydrographs of chosen probability. *Proceedings of the International Symposium on dams and Extreme Floods. International Comission of Large Dams*. Granada, Spain. 1: 69-80.
- Raynal, J.A., 1985. *Bivariate extreme value distributions applied to flood frequency analysis*. Ph. D. Dissertation, Civil Engineering Department, Colorado State University 237 p.
- Raynal, J.A. y C. Escalante, 1992. *Hydrology and Water Resources Education, Training and Managment.. Part A. FLODRO: A user-friendly personal computer package for flood and drought frequency analyses for education and training*. USA: Water Resources Publications. 478 p.
- Rivera F. (1997) *Estimación conjunta de gasto pico y volumen total de avenidas*, Tesis de Maestria DEPFI-UNAM. México. 198 p.
- Rogers, W.F. 1979. A practical model for linear and nonlinear runoff. *Journal of Hydrology*. 46: 51-78.
- Salas, J.D., J.W. Delleur, V. Yevjevich y W.L. Lane. 1988. *Applied modeling of hydrological time series*. USA: Water Resources Publications. 484 p.
- Singh, V.P. y H. Aminian, 1986. An empirical relation between volume and peak of direct runoff. *Water Resources Bulletin* 22 (5) : 725-730.
- Vázquez C. M. 1995. *Procedimiento sistemático para el cálculo de la avenida de diseño en presas con gran capacidad de regulación. Desarrollo y validación*. Tesis de Maestría. DEPFI-UNAM. México. 119 p.