

66  
24

# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA  
Y GEODESICA



## DISEÑO HIDROLOGICO DE UNA PRESA

TESIS PROFESIONAL  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A N :  
JESUS GRANADOS ORDONEZ  
GUILLERMO RAUL VARELA RAMIREZ

MEXICO, D. F.

...S CON  
FALLA DE ORIGEN

1991



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 está 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.

I N D I C E  
=====

	PAGINA
I.- INTRODUCCION.	1
II.- OBTENCION DE LA AVENIDA DE DISEÑO Y VOLU MENES DE ESCURRIMIENTO MENSUAL.	3
2.1. Ubicación del problema.	3
2.2. Acopio de la información.	3
2.3. Cálculo de características fisiográ ficas.	4
2.4. Aplicación de diferentes métodos hi drológicos para determinar los valo res de diseño.	5
III.- DIMENSIONAMIENTO DE LA CAPACIDAD PARA APRO VECHAMIENTO.	43
3.1. Cálculo de la capacidad de azolves.	43
3.2. Modelo de funcionamiento de vaso.	45
IV.- DIMENSIONAMIENTO DE LA CAPACIDAD PARA CON TROL DE AVENIDAS.	53
4.1. Tránsito de avenidas en vaso	53
V.- CONCLUSIONES.	59
A N E X O (Tablas y Figuras)	
B I B L I O G R A F I A	

## I. INTRODUCCION

El agua, elemento primordial en la vida del hombre, es un recurso que día a día tiene más demanda. Desafortunadamente, el volumen disponible en determinada región es, en términos generales, constante, y por otro lado, su distribución espacial y temporal es muy irregular. Por ello, se requiere aplicar metodologías que permitan hacer un óptimo aprovechamiento del recurso y además, disminuir al máximo de lo posible, los efectos dañinos en situaciones de exceso.

Abordar en un sólo trabajo de los alcances de éste, todo lo relacionado con las distintas fases que implica el ciclo hidrológico, para aprovechar y controlar el agua, resulta difícil de lograr. Por lo tanto, el objetivo de esta tesis, es presentar un ejemplo de aplicación, a fin de ilustrar como se diseña hidrológicamente una presa, que permita transformar el régimen del escurrimiento, para que se capte en época de abundancia, o temporada de lluvias y se aproveche cuando se necesite; es decir en época de secas; así mismo, garantizar la seguridad de la estructura manejando las crecientes, de acuerdo a los intereses de aguas abajo del sitio de la presa.

Para llevar a cabo dicho ejemplo de aplicación, se escogió el río Guanajuato, en el sitio en donde, se ubica la estación hidrométrica " Las Américas ". El origen de este río está en el cerro de San Miguel, a diez kilómetros al norte de la

ciudad de Guanajuato; es una corriente que con dirección general sur, baja hacia Irapuato, toma el nombre de arroyo de Copalillo en un tramo, el cual recibe como afluente derecho al río Silao, a un kilómetro aguas abajo de la ciudad de las fresas. La estación las Américas está situada a 17 Kms., aguas abajo de Guanajuato y a 20 kms., aguas arriba de Irapuato.

Además del presente capítulo introductorio, otros cuatro más forman parte del trabajo, a saber: en el segundo, se presenta la metodología para obtener la avenida de diseño, que permita dimensionar la capacidad de control de avenidas, con su obra de excedencias; ahí mismo se incluyen los volúmenes de escorrentimiento mensual, que sirven de base para dimensionar la capacidad para aprovechamiento.

En el Capítulo III, se describe la metodología y aplicación de la misma, para obtener la capacidad útil (aprovechamiento); En el Capítulo IV, se estudia el dimensionamiento, de la capacidad de control y por último; el Capítulo V, contiene las principales conclusiones extraídas de los resultados obtenidos en los anteriores.

## II. OBTENCIÓN DE LA AVENIDA DE DISEÑO Y VOLUMENES DE ESCURRIMIENTO MENSUAL.

A continuación se describen en forma detallada, los pasos que se siguieron para obtener la avenida de diseño.

### 2.1. Ubicación del problema.

Se ubicó el sitio en las cartas topográficas de DETENAL, a escala 1:50,000, delimitándose la cuenca de aportación, como se puede observar en la Fig. 1

Se ubicó también el sitio y la cuenca en estudio sobre los planos del Boletín Hidrológico No. 51, que corresponde a la región hidrológica 12, según la subdivisión de la República Mexicana, hecha por la Subdirección de Hidrología, de la SARH. De aquí se observó el tipo de información hidrometeorológica con que se cuenta, siendo la siguiente:

- i) Climatológica.- Consiste en lluvias máximas anuales en 24 horas de las estaciones: Santa Rosa, Guanajuato, Calderones, Silao, Aldama, San Antón de las Minas y Cañada González, todas ellas con influencia sobre la cuenca en estudio. La estación Santa Rosa cuenta con pluviógrafo. La ubicación se puede ver en la Fig.1
- ii) Hidrométrica: Se dispone de registros de escurrimiento la estación Las Américas, en el sitio de estudio (Fig. 1).

### 2.2. Acopio de la información.

Una vez detectada la información disponible, se

acopi6 la misma y consiste en lo siguiente:

2.2.1. Lluvias.

2.2.1.1. Pluviogr6fica.

Pluviograma registrado en la estaci6n Santa Rosa, Gto., en junio de 1971, Fig. 2.

2.2.1.2. Pluviom6trica.

- Consiste en precipitaci6n anual m6xima en 24 horas de las estaciones pluviom6tricas antes mencionadas. Los valores se presentan en las Tablas 1 y 2.
- Lluvias en 24 horas de estas mismas estaciones, en el d1a que ocurri6 la tormenta del inciso anterior, Tabla 3.

2.2.2. Hidrom6trica.

- Gastos m6ximos anuales registrados en la estaci6n hidrom6trica Las Am6ricas, per1odo 1958-1978, Tabla 4.
- Vol6menes mensuales para el lapso del registro 1958-1988, Tabla 5.
- Hidrograma horario registrado en junio de 1971 (Fig. 3).

2.3. C6lculo de caracter1sticas fisiogr6ficas.

De la Fig. 1 se calcularon las siguientes caracter1sticas fisiogr6ficas:

Area de cuenca	=	519.6 Km <sup>2</sup>
Longitud del cauce principal	=	41 Km
Desnivel máximo	=	1020 m
Tiempo de concentración	=	4.80 horas

2.4. Aplicación de diferentes métodos hidrológicos para determinar los valores de diseño.

2.4.1. Modelos precipitación-escorrimento.

Dentro de estos modelos se aplicarán los siguientes:

- Hidrograma unitario.
- Hidrograma unitario sintético triangular.
- Hidrograma unitario sintético de Snyder.

2.4.1.1. Método del hidrograma unitario.

Determinación del hidrograma unitario.

- Separación de escurrimientos.- De la Fig. 3 se separan los escurrimientos base y directo. Como se puede apreciar en la Fig. 4. Graficando el hidrograma del escurrimiento directo en la Fig. 5.
- Se calcularon los volúmenes de escurrimiento directo. De la Fig. 5, el área bajo la curva es 62.75 cm<sup>2</sup>. Según la escala del dibujo 1 cm. representa 144,000 m<sup>3</sup>. De donde resulta que volumen de escurrimiento directo es de 9'036,000 m<sup>3</sup>.



- Cálculo de la precipitación en exceso.- Esta se obtuvo dividiendo el volumen de escurrimiento directo entre el área de captación. Considerando el área de cuenca de  $519.6 \text{ Km}^2$ , resulta para la tormenta de junio de 1971 una lluvia en exceso de  $h_{pe} = 17.4 \text{ mm}$ .
- Obtención del hietograma medio.- Debido a que se dispone de un solo pluviógrafo en la estación Santa Rosa; se consideró la tormenta registrada aquí, como la representativa de toda la cuenca, ajustándose su altura a un valor medio de toda la cuenca, en función de las lluvias máximas en 24 horas, registradas en las demás estaciones pluviométricas, como a continuación se explica.
- Con los valores de la Tabla 3, se calculó la precipitación media en 24 horas en toda la cuenca, del día que ocurrió la tormenta de la Fig. 2, la cual generó el hidrograma de la Fig. 5. El valor que resultó fue de  $62.57 \text{ mm}$ , calculado por medio de polígonos de Thiessen, como se detalla en la Fig. 6.

La lluvia en 24 horas en la estación Santa Rosa fue de  $33 \text{ mm}$ . Se dividió el valor de la lluvia media en toda la cuenca entre el valor de la estación Santa Rosa, o sea,  $62.57/33 = 1.90$ .

Se mayoró el pluviograma de la Fig. 2, multiplicando los valores registrados por  $1.90$ . Obteniendo el

pluviograma medio de la Fig. 7.

De la Fig. 7, y considerando intervalos de 4 horas, se llegó al hietograma de la Fig. 8.

- Cálculo de la duración en exceso y del índice de infiltración medio  $\phi$ . Dado que la precipitación en exceso es de 17.4 mm, del hietograma de la Fig. 8, se obtiene un índice de infiltración  $\phi = 3.06$  mm/hora, y una duración en exceso de 12 horas. En la misma Fig. 8, se detalla la obtención de estos valores.
- Hidrograma unitario.- Se dividieron las ordenadas del hidrograma directo (Fig. 5) entre la precipitación en exceso, dando como resultado el hidrograma unitario de la Fig. 9.

#### Determinación de la tormenta de diseño.

Debido a que se dispone de pocos años de registro en la estación pluviográfica Santa Rosa, la determinación de la tormenta de diseño se hizo en función de los registros en 24 horas, ajustándola a la duración de la tormenta que produjo el hidrograma que sirvió de base para obtener el hidrograma unitario. Para lo cual se realizó la siguiente secuela de cálculos.

- Para el diseño de una presa, cuya falla ocasionaría pérdidas de vidas humanas, la tormenta de diseño debe corresponder a un período de retorno de 10,000 años. Para otro tipo de obras

menores, dicha tormenta de diseño está en función de la importancia de las mismas y del riesgo que se quiera aceptar. Las tormentas se determinaron para períodos de retorno desde 10 a 10,000 años.

- Con los registros de precipitaciones máximas anuales en 24 horas de las estaciones dentro del área de la cuenca y de aquellas que tienen influencia en la misma, se aplicó en cada una de ellas el método probabilístico de Gumbel Simple. Dando como resultado, las alturas de precipitación relacionadas a los diferentes períodos de retorno, en cada estación, los cuales se presentan en la Tabla 6.
- Por medio del uso de polígonos de Thiessen, se calculó la altura de lluvia media en 24 horas, de toda la cuenca, para períodos de retorno de 10 a 10,000 años, como se ilustra en las Tablas 7 y 8. En la columna 1 aparece el nombre de la estación; en la 2, la altura de lluvia en mm; en la 3, el porcentaje de influencia, determinado como el coeficiente del área encerrada por el polígono de la estación entre el área total de la cuenca; en la 4, aparece el producto de la columna 2 por la columna 3. Estas tres columnas corresponden al período de retorno de 10 años. La altura de lluvia media en toda la cuenca asociada con este período de retorno es la suma de los valores de la columna 4. Las siguientes tres columnas corresponden a los cálculos efectuados para un período de retorno de 20 años, y así sucesivamente. Es así como se logró calcular la altura de lluvia media para todos los períodos de retorno Tabla 9.

No olvidar que este análisis es para duraciones de tormenta de 24 horas, pero la duración de la tormenta que produjo el hidrograma, del cual a su vez, se obtuvo el hidrograma unitario, es de 16 horas. Para ajustar las alturas de lluvia en 24 horas, a alturas de lluvia en 16 horas, se utilizaron los dos siguientes criterios: El primero consiste en obtener un coeficiente de reducción que resultó de dividir la altura de lluvia en 16 horas entre la altura de lluvia en 24 horas de la estación Santa Rosa, para el mismo día en que ocurrió la tormenta. Dicho coeficiente resultó de 0.94. Se calculó el coeficiente para otras tormentas y los valores resultaron semejantes. Los valores ajustados de esta manera se presentan en la Tabla 10. El segundo criterio consistió en ajustar los valores con base en la curva tipificada en la Fig. 10. El porcentaje de la duración de la tormenta con respecto a la duración en 24 horas es el 67% (16/24). Entrando con este porcentaje en la Fig. 10, se obtiene un coeficiente de reducción de 0.79. Los valores ajustados con este coeficiente aparecen en la Tabla 11. De esta manera se lograron determinar las tormentas de diseño para cualquier tipo de obra hidráulica que se desee.

Aplicación del hidrograma unitario para determinar avenidas de diseño.

Una vez determinados el hidrograma unitario y las tormentas de diseño, se calcularon las avenidas, para diferentes períodos de retorno, de la siguiente manera:

- Se consideró que la distribución de las tormentas sobre toda la cuenca en estudio, en el tiempo y en el espacio, se dan de una manera similar al pluviograma ajustado para toda la cuenca, Fig. 8, el cual se dedujo de la tormenta que generó al hidrograma y que sirvió de base para deducir el hidrograma unitario de la Fig. 9.
- Se ilustrará el procedimiento de cálculo para la determinación de las avenidas con períodos de retorno de 10 y de 10,000 años, pero también se proporcionarán los valores para los demás períodos de retorno intermedios.
- Al mayorar el pluviograma representativo de toda la cuenca, de tal manera que la altura total de lluvia corresponde a las alturas de lluvia relacionadas con períodos de retorno de 10 a 10,000 años, y tomando intervalos de tiempo de 4 horas, se obtuvieron los hietogramas de las Figs. 11 y 12, para las tormentas definidas con el primer criterio aplicado; así como los de las Figs. 13 y 14, conforme al segundo criterio.
- Se adoptó el coeficiente de infiltración medio calculado para la tormenta que sirvió de base al análisis, el cual es de  $\phi = 3.06$  mm/hora, ya que resultó ser el más bajo de otros valores calculados.
- Al aplicar este coeficiente medio de infiltración a los hietogramas de las Figs. 11 y 12, se calculó la precipitación en exceso correspondiente, cuyos valores resultaron ser los siguientes: para el primer criterio, se obtienen 3.54 y 13.40

cm, para períodos de retorno de 10 y 10,000 años, respectivamente; para el segundo criterio, resultaron valores de 2.39 y 10.48 cm. En las mismas figuras mencionadas se ilustra el procedimiento de cálculo. De idéntica manera se determinaron las precipitaciones en exceso para los demás períodos de retorno, dichos valores se presentan en la Tabla 12.

- Avenida con período de retorno de 10 años.- Según el primer criterio, la precipitación en exceso para este período de retorno es de  $h_{pe} = 3.54$  cm, como el hidrograma unitario es el producido por una precipitación en exceso de 1 cm, bastará con multiplicar las ordenadas de dicho hidrograma unitario por 3.54 y el hidrograma resultante es el que corresponde al período mencionado. Este hidrograma se presenta en la Fig. 15. De la misma manera se obtuvo el correspondiente al segundo criterio. Fig. 16.
- Avenida de diseño para 10,000 años.- Es exactamente el mismo procedimiento descrito anteriormente y se llegó a los hidrogramas presentados en las Figs. 17 y 18, según los dos criterios.

#### 2.4.1.2. Aplicación del hidrograma unitario sintético triangular.

Las ecuaciones características son:

$$t_p = 0.6 t_c + \frac{D}{2}$$

$$q_p = \frac{A}{5.512 t_p} ; Q_p = q_p \times h_e$$

$$t_b = 5 t_p$$

$t_c$  = Tiempo de concentración en horas.

$D$  = Duración de la lluvia en horas.

$A$  = Área de la cuenca en  $\text{Km}^2$ .

$h_e$  = Lluvia en exceso en mm.

$q_p$  = Gasto de pico del hidrograma unitario en  $\text{m}^3/\text{seg}/\text{mm}$ .

$Q_p$  = Gasto de pico en  $\text{m}^3/\text{seg}$ .

$t_p$  = Tiempo de pico en horas.

$t_b$  = Tiempo base en horas.

El tiempo de concentración se calculó con la fórmula de ROWE.

$$t_c = (0.87 \frac{L^3}{H})^{0.385}$$

$H$  = Desnivel máximo entre el punto más alto y alejado de la cuenca y el sitio de estudio, en m.

$L$  = Longitud del cauce principal en Km.

Para la cuenca en estudio los valores son:

$$A = 519.6 \text{ Km}^2.$$

$$L = 41 \text{ Km.}$$

$$H = 1020 \text{ m.}$$

$$t_c = (0.87 \frac{41^3}{1020})^{0.385} = 4.8 \text{ horas.}$$

$$\underline{t_c = 4.8 \text{ horas}}$$

$$t_p = 0.6 \times 4.8 + \frac{4.8}{2} = 5.28 \text{ horas}$$

$$\underline{t_p = 5.28 \text{ horas}}$$

$$t_b = 5 \times 5.28 = 26.40 \text{ horas}$$

$$q_p = \frac{519.6}{5.512 \times 5.28} = 17.85 \text{ m}^3/\text{seg/mm.}$$

$$q_p = 17.85 \text{ m}^3/\text{seg/mm}$$

Se consideraron las mismas tormentas de diseño que en el hidrograma unitario (Tabla 9).

La determinación del gasto de pico para estas tormentas de diseño, se hizo de las dos maneras siguientes:

a) Para  $D = 4.8$  horas

Se va a ilustrar con el  $Tr = 10,000$  años.

La altura total en 16 horas es de 183 mm (1er. criterio).

Se toman intervalos a cada 4.8 horas, resultando los



siguientes valores:

$$\Delta t_1 = 55 \text{ mm}/4.8 \text{ horas}$$

$$\Delta t_2 = 77 \text{ mm}/4.8 \text{ horas}$$

$$\Delta t_3 = 43 \text{ mm}/4.8 \text{ horas}$$

$$\Delta t_4 = \frac{8 \text{ mm}}{183 \text{ mm}} / 4.8 \text{ horas}$$

Se calculará la lluvia en exceso a través del criterio del SCS.

$$h_{pe} = \frac{(h_p - \frac{508}{N} + 5.08)^2}{h_p + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

El número de escurrimiento N de la zona es de 75.

$$h_{pe} = \frac{(18.3 - \frac{508}{75} + 5.08)^2}{(18.3 + \frac{2032}{75} - 20.32)} = 11.00 \text{ cm.}$$

Con un  $\phi = 21.7 \text{ mm}/4.8 \text{ horas}$ , resulta una precipitación en exceso de 110.0 mm.

Esto quiere decir que cada 4.8 horas se tiene la siguiente precipitación en exceso:

$$\Delta t_1 = 33.3 \text{ mm}/4.8 \text{ horas}$$

$$\Delta t_2 = 55.3 \text{ mm}/4.8 \text{ horas}$$

$$\Delta t_3 = 21.3 \text{ mm}/4.8 \text{ horas}$$

Multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario triangular por la precipitación en exceso cada 4.8 horas,

se obtienen los hidrogramas defasados como se indica en la Fig. 19, la suma de las cuales proporciona el hidrograma total.

El gasto de pico del hidrograma total es  $Q = 1487 \text{ m}^3/\text{seg}$ ; y el tiempo de pico es  $t_p = 10.1$  horas.

b) Tomando como duración de tormenta  $D = 16$  horas.

Para  $T_r = 10,000$  años:  $h_p = 183$  mm.

La lluvia en exceso es  $110$  m.

Ahora el gasto de pico, tiempo de pico y tiempo base del hidrograma unitario son:

$$t_p = 0.6 \times 4.8 + \frac{16}{2} = 10.88 \text{ horas}$$

$$t_b = 5 \times t_p = 5 \times 10.88 = 54.4 \text{ horas}$$

$$q_p = \frac{519.6}{5.512 \times t_p} = \frac{519.6}{5.512 \times 10.88} = 8.66$$

$$q_p = 8.66 \text{ m}^3/\text{seg/mm}$$

Multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario por la precipitación en exceso  $116\text{mm}$ , resulta que el gasto máximo del hidrograma total es:

$$Q_p = q_p \times H_e = 8.66 \times 110 = 953$$

$$Q_p = 953 \text{ m}^3/\text{seg}$$

El hidrograma completo aparece en la Fig. 20.

### 2.4.1.3. Aplicación del hidrograma unitario sintético de Snyder.

Las ecuaciones para determinar los valores característicos principales son:

$$t_p = C_t (L + L_c)^{0.3}$$

$t_p$  = Tiempo de retardo en horas.

$L$  = Longitud del cauce principal en Km.

$L_c$  = Longitud desde el sitio de estudio, hasta el punto de la corriente que sea más próximo al centroide de la cuenca.

$C_t$  = Varía entre 1.35 y 1.65. Los valores bajos son para cuencas de pendientes altas, y viceversa.

Duración estandar de la tormenta adoptada por Snyder ( $T_r$ ).

$$T_r = t_p / 5.5$$

El gasto unitario, para esta duración, es:

$$q_p = \frac{7.0 C_p A}{t_p}$$

$A$  = Area de la cuenca en  $\text{Km}^2$ .

$C_p$  = Un coeficiente que varía entre 0.56 y 0.69.

7.0 = Factor de conversión para obtener  $\text{m}^3/\text{seg}$

El tiempo base, es:

$$T = 3 + 3 \frac{t_p}{24}$$

T = tiempo base en días.

Para cualquier otra duración  $T_r$ , el tiempo de retardo está dado por:

$$t_{PR} = t_p + \frac{t_R - t_r}{4}$$

y este debe utilizarse en las fórmulas anteriores.

Los valores de las variables de la cuenca en estudio, son:

$$A = 519.6 \text{ Km}^2$$

$$L = 41 \text{ Km}$$

$$L_c = 15 \text{ Km}$$

Cálculo de los valores característicos.

$$t_p = C_t (L L_c)^{0.3}$$

$$q_p = \frac{7.0 \times 0.63 \times 519.6}{13.83}$$

$$q_p = 165 \text{ m}^3/\text{seg/cm}$$

Para  $N = 75$ , periodo de retorno de 10,000 años y utilizando el criterio del SCS, resulta una precipitación en exceso de 11.00 cm.

Multiplicando este valor por el gasto unitario calculado anteriormente, resulta un gasto máximo de:

$$Q_p = q_p \times h_e = 165 \times 11.00 = 1815$$

$$Q_p = 1815 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Respecto a la forma del hidrograma se hizo lo siguiente:

Se trazó primeramente el hidrograma unitario, siguiendo el criterio que se propone en la Fig. 21, resultando ser el de la Fig. 22.

Se multiplicaron las ordenadas del hidrograma unitario y se obtuvo finalmente el hidrograma de la avenida, con período de retorno de 10,000 años, el cual se presenta en la Fig. 23.

## 2.4.2. Modelos probabilísticos.

De estos modelos, los que se aplican con mayor frecuencia son los siguientes:

- Gumbel Simple.
- Gumbel Doble.
- Log Pearson III.

### 2.4.2.1. Gumbel Simple.

Este modelo propone un ajuste de la muestra por medio de mínimos cuadrados, de acuerdo a la ecuación:

$$Y = B + A \text{Log}_e \text{Log}_e \frac{Tr}{Tr - 1}$$

donde:

Y = Gasto máximo relacionado con el periodo de retorno, en m<sup>3</sup>/seg.

Tr = Periodo de retorno, en años.

A, B = Parámetros de la distribución de probabilidades, a determinar por medio de regresión lineal.

$$A = \frac{\frac{n}{n} \frac{\sum xy}{\sum x^2} - \frac{\sum x}{\sum x^2} \frac{\sum y}{\sum x^2}}{\frac{n}{n} \frac{\sum xy}{\sum x^2} - \frac{\sum x}{\sum x^2} \frac{\sum y}{\sum x^2}}$$

$$B = \frac{\frac{\sum y}{n} \frac{\sum x^2}{\sum x^2} - \frac{\sum x}{\sum x^2} \frac{\sum xy}{\sum x^2}}{\frac{n}{n} \frac{\sum xy}{\sum x^2} - \frac{\sum x}{\sum x^2} \frac{\sum y}{\sum x^2}}$$

$y$  = Gasto máximo anual observado en  $m^3/\text{seg.}$

$$x = \text{Log}_e \text{Log}_e \frac{Tr}{Tr - 1}$$

$$Tr = \frac{n + 1}{m}$$

$n$  = Número de años de registro.

$m$  = Número de orden del gasto máximo anual en el análisis (del mayor al menor).

Si se toma en consideración que para cada valor inferido en la variable dependiente  $Y$ , se tendrá un cierto error en función del grado de correlación de las variables, se tiene que la dispersión de los puntos con respecto a la recta de regresión se puede deducir del error estandar de la estimación, de acuerdo a la ecuación:

$$e = \left[ \frac{1}{n} + \frac{x(k) - \frac{\sum x^2}{n} - \frac{\sum (y - Y)^2}{n - 2}}{n \frac{\sum xx}{n} - (\sum x)^2} \right]^{1/2} \quad \frac{\alpha}{2}$$

donde:  $x(k) = \text{Log}_e \text{Log}_e \frac{Tr}{Tr - 1}$  (para cada período de retorno que se desee calcular).

$\alpha/2$  = Valor tomado de las tablas de la distribución "t de student" (si no se cuenta con tablas, tó-mese el valor de 2).

De esta manera la ecuación general resulta:

$$Y = B + A \left( \text{Log}_e \text{Log}_e \frac{Tr}{Tr - 1} \right)^{\frac{+}{-}} \epsilon$$

La cual permite calcular el valor de la variable dependiente "Y" con un cierto intervalo de confianza, para cualquier valor de la variable independiente.

En la Tabla 13 se presentan los resultados alcanzados.

#### 2.4.2.2. Gumbel Doble.

En la Fig. 24 se graficaron los gastos máximos registrados contra sus respectivos periodos de retorno. De aquí se concluyó que no existe doble población hidrológica. Por lo tanto, no se aplicó el método de Gumbel Doble.

#### 2.4.2.3. Aplicación de la distribución Log Pearson III.

Las expresiones que nos permiten determinar el gasto para el periodo de retorno que se desee, son:

$$Q \text{ máx.} = \text{Antilog } Q^*$$

Donde:

$$Q^* = \overline{\log Q} + K \sqrt{\log Q}$$



$$\overline{\log Q} = \frac{\sum_{i=1}^n \log Q_i}{n}$$

K = Coeficiente que se obtiene en función del período de retorno y del parámetro  $C_s$  (coeficiente de asimetría) valuado como:

$$C_s = \frac{n \sum (\log Q_i - \overline{\log Q})^3}{(n-1)(n-2) (\overline{\log Q})^3}$$

Además:

$$\overline{\log Q} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log Q_i - \overline{\log Q})^2}{N - 1}}$$

Con el valor de  $C_s$  y el período de retorno, se entra a la Tabla 14 y se obtiene el valor de K.

Para los datos de la estación Las Américas se tiene:

En la Tabla 15, en la primer columna aparece el número de orden; en la segunda columna, el valor del gasto máximo observado; en la columna 3, el valor de los logaritmos de cada gasto; en la columna 4, los valores de la expresión  $(\log Q - \overline{\log Q})^2$ ; en la columna 5, los valores de la expresión  $(\log Q - \overline{\log Q})^3$ .

Con la ayuda de esta Tabla se calcularon los valores K,  $C_s$ ,  $\overline{\log Q}$  y  $\overline{\log Q}$ .

$$\overline{\log Q} = \frac{\sum_{i=1}^n \log Q_i}{n} = \frac{47.075}{21} = 2.2417$$

$$\overline{\log Q} = 2.2417$$

$$\sigma \log Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log Q_i - \overline{\log Q})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{1.93615}{21-1}} = 0.31114$$

$$\sigma \log Q = 0.31114$$

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (\log Q_i - \overline{\log Q})^3}{(n-1)(n-2)(\sigma \log Q)^3} = \frac{21 \times (-0.38075)}{(21-1)(21-2)(0.31114)^3} = -0.6986$$

$$C_s = -0.6986$$

Como el coeficiente de asimetría resultó negativo, se toma como valor de la probabilidad el siguiente:

$$P = \left(1 - \frac{1}{Tr}\right) \times 100$$

El valor que resultó de K, se multiplicó por menos uno (-1), y este valor es el que entra en la fórmula.

Por ejemplo, para  $Tr = 10$  años

$$P = \left(1 - \frac{1}{10}\right) 100 = 90\%$$

Entrando con  $C_s = 0.6986$  y  $P = 90\%$  resultó  $K = -1.18$ , multiplicándolo por menos un (-1), resultó  $K = 1.18$ .

$$Q^* = \overline{\log Q} + K \sqrt{\log Q} = 2.2417 + 1.18 \times 0.13114 = 2.6088$$

$$Q^* = 2.6088$$

$$Q \text{ máx.} = \text{antilog } Q^* = 406$$

$$Q \text{ máx.} = 406 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Se continúa de la misma manera para los demás períodos de retorno, los valores de los gastos máximos relacionados con sus períodos de retorno resultaron ser los de la Tabla 16.

#### 2.4.3. Cálculo de la avenida máxima probable.

Con relación al ejercicio propuesto, suponer que aguas abajo del sitio en donde se proyecta la presa, existen poblados importantes, de tal manera que no se puede admitir ningún grado de riesgo de falla en la presa.

Por lo que se refiere al aspecto hidrológico, la presa se debe diseñar con la avenida máxima probable, la cual se genera con la precipitación máxima probable.

Para determinar dicha avenida se van a aplicar métodos hidrometeorológicos. En los incisos anteriores se han de terminado ya los hidrogramas unitarios con diferentes criterios. Lo que resta es determinar la tormenta de diseño; o sea la PMP, y mayorar dichos hidrogramas según la precipitación en exceso que produzca la PMP.

La PMP se calculó utilizando dos criterios: el de maximización de tormentas y el de estimadores estadísticos.

Primeramente se calcularon las curvas de altura de precipitación-área-duración de la tormenta ocurrida el 27 de junio de 1971, sobre la cuenca de captación hasta el sitio donde se pretende construir la presa; para, posteriormente, mayorar dichas curvas a los valores que produzcan los dos criterios que se van a aplicar.

#### 2.4.3.1. Determinación de las curvas altura de precipitación- área-duración.

Los pasos que se siguieron para determinar estas curvas, para duraciones de 6, 12, 18 y 24 horas, se detallan a continuación:

- En primer lugar, se calculó la precipitación media-área para 24 horas, con base en los registros de precipitación con esta duración de los pluviómetros mostrados en la Fig. 6. Dichos valores aparecen en la Tabla 3.

Como se puede observar, en la estación Guanajuato no se cuenta con el registro del día 27 de junio. Para deducir este dato faltante se utilizó el criterio del National Weather Service de los Estados Unidos, cuya expresión es:

$$P_a = \frac{P_1 W_1 + P_2 W_2 + P_3 W_3 + P_4 W_4}{W_1 + W_2 + W_3 + W_4}$$

donde:

$$W_i = \frac{1}{D_i^2}$$

$$D_i^2 = X_i^2 + Y_i^2$$

$X_i$  y  $Y_i$  = Coordenadas de la estación  $i$ .

$P_i$  = Precipitación en la estación  $i$ .

Se trazaron los ejes X y Y, coincidiendo el origen en la estación Guanajuato, como se muestra en la Fig. 25. En cada uno de los cuadrantes quedaron ubicadas las estaciones Cañada González, Nuevo Valle Moreno, Silao y Calderones. Los valores de cada estación son:

ESTACION	COORDENADAS X	Y	$D_i^2 = X_i^2 + Y_i^2$	$W_i = \frac{1}{D_i^2}$	$P_i$ (mm)
Cañada González	6.1	8.5	109.46	0.0091	9.5
Nuevo Valle Moreno	8.8	10.4	185.60	0.0054	12.5
Silao	7.9	4.3	80.90	0.0124	30.5
Calderones	1.7	1.3	4.58	0.2183	80.0

$$P_{Gto.} = \frac{P_1 W_1 + P_2 W_2 + P_3 W_3 + P_4 W_4}{W_1 + W_2 + W_3 + W_4}$$

$$= \frac{9.5(0.0091) + 12.5(0.0054) + 30.5(0.0124) + 80(0.2183)}{0.0091 + 0.0054 + 0.0124 + 0.2183}$$

$$P_{Gto.} = 73.39$$

Una vez encontrado el valor faltante, se trazaron las isoyetas de la tormenta en 24 horas. Fig. 26.

- Con base en las isoyetas de la Fig. 26, se calculó la precipitación media área. Los cálculos se resumen en la Tabla 17. En la columna 1 se anota el valor de la isoyeta envolvente. En la columna 2 el valor del área encerrada por cada isoyeta.

En la columna 3, el área neta entre isoyetas. En la columna 4, la precipitación media entre isoyetas. La columna 5 es el producto de la 3 X 4. La columna 6 representa el valor acumulado del volumen de precipitación ( $\text{km}^2\text{-mm}$ ) de cada isoyeta. La columna 7 es el cociente de la 6  $\div$  2, y representa el valor de la precipitación media en el área encerrada por cada isoyeta, es decir, la relación precipitación media-área en 24 horas, buscada.

- Determinación de las curvas precipitación media-área, para duraciones de 6, 12 y 18 horas. Como la única estación pluviográfica es la Santa Rosa, el pluviograma de la tormenta que se analiza, registrado en dicha estación, se considera representativo de toda la cuenca.

Los cálculos que se hicieron se resumen en la Tabla 18. En la columna 1 se anota el valor de la isoyeta envolvente. En la columna 2 se anota el valor de la precipitación media del área encerrada por cada isoyeta, para la duración de 24 horas, calculada con la Tabla 18. En la columna 3 se anota el área total encerrada por cada isoyeta. Las restantes columnas indican los pasos que se siguen para determinar las curvas altura de precipitación-área-duración. Se va a describir lo concerniente al área encerrada por la isoyeta 80. En la columna 4 se anota el nombre de la estación Santa Rosa (única con pluviógrafo). En la columna 5, el valor de 100% indica que el pluviograma registrado en Santa Rosa es el representativo de toda la cuenca. Si hubiera más estaciones con pluviógrafo,

aquí se indicaría el porcentaje de influencia de cada estación, en función de polígonos de Thiessen, sobre el área encerrada por la isoyeta. En las columnas 6 y 7, 8 y 9, se anotan los valores de la precipitación para esas duraciones. En el siguiente renglón de la columna 4 se indica que se va a obtener la curva masa ajustada. La cual resulta de multiplicar la curva masa en la estación Santa Rosa, por el cociente que resulta de dividir el valor de la precipitación media (Col.2) del área encerrada por la isoyeta (Col. 3), entre el valor de la precipitación en 24 horas de la estación base Santa Rosa (Col. 9). El renglón que sigue de la columna 4 indica que se va a calcular el incremento ajustado (cada 6 horas). En las columnas 6, 7, 8, y 9 se presentan los valores que resultan. El siguiente renglón de la columna 4, indica la precipitación máxima-duración, la cual aparece en las columnas de la 6 a la 9, para duraciones de 6, 12, 18 y 24 horas respectivamente. Se observa que el valor máximo en 6 horas es el de la columna 7 (37.6 mm). El valor máximo en 12 horas es la suma de los dos valores mayores en 6 horas de las columnas 6 y 7 ( $31.5 + 37.6 = 69.1$ ). El valor máximo en 18 horas resulta ser la suma de los valores de las columnas 6, 7 y 8 ( $31.5 + 37.6 + 7.3 = 76.4$ ). Por último, el valor máximo en 24 horas es la suma de los cuatro incrementos ( $31.5 + 37.6 + 7.3 + 3.6 = 80$ ). Con estos cálculos se ha obtenido la relación precipitación máxima-duración para el área de 24.6 Km<sup>2</sup>, encerrado por la isoyeta 80. Se sigue la misma secuela de cálculo para las demás áreas encerradas por cada isoyeta, como se ilustra en la misma Tabla 18.



Las curvas de altura de precipitación-área-duración así obtenidas, se graficaron en la Fig. 27.

#### 2.4.3.2. Cálculo de la PMP por el método de estimados estadísticos.

Debido a que la información climatológica con que se cuenta son lluvias máximas anuales en 24 horas (Tablas 1 y 2), la PMP se calculó para esta duración y se redujo después a las duraciones deseadas. A continuación se describe cómo se determinó la PMP.

- Se calculó la PMP en cada estación por el método Hershfield, cuyo procedimiento es:

$$Y_F = \bar{Y}_n + K S_n$$

donde:

$Y_F$  = Precipitación para un determinado período de retorno.

$\bar{Y}_n$  = Media de los valores máximos anuales de la muestra.

$S_n$  = Desviación estandar de los valores máximos anuales de la muestra.

$K$  = Variable estadística.

Para la precipitación máxima observada la expresión

sería:

$$Y_m = \bar{Y}_n + K_m S_n$$

donde:

$Y_m$  = Precipitación máxima observada.

$K_m$  = Número de desviaciones estandar  $S_n$  que debe ser agregado a  $\bar{Y}_n$  para obtener  $Y_m$ .

Si el número de años de registro de la estación es muy grande, el valor de  $\bar{Y}_n$  tendrá el valor de la PMP.

Según los datos registrados en cada estación, y con base en los estudios realizados en los Estados Unidos, los ajustes de cada una de las variables de la expresión, para que proporcionen la PMP, son las siguientes:

El procedimiento se va a ilustrar para la estación Caldearones, cuyos años de registro son de 1949 a 1985 (Tabla 19).

En primer lugar se calcularon los valores de  $\bar{Y}_n$  y  $S_n$  de la muestra.

$$\bar{Y}_n = \frac{\sum_{i=1}^n Y_i}{n} = \frac{1982.9}{37} = 53.59$$

$$S_n = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y}_n)^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{10157.50}{36}} = 16.8$$

1er. ajuste de  $\bar{Y}_n$  y  $S_n$  debido a la influencia del máximo valor

de la muestra.

Se ajusta  $\bar{Y}_n$  y  $S_n$ , según las Figs. 28 y 29, respectivamente.

$\bar{Y}_n - 1$  y  $S_n - 1$  se calculan quitando el valor mayor de la muestra, con las mismas expresiones anteriores.

$$\bar{Y}_n - 1 = 52.8$$

$$S_n - 1 = 16.34$$

Entrando con el cociente  $\bar{Y}_n - 1/\bar{Y}_n = \frac{52.8}{53.59} = 0.985$  a la Fig. 28 y según la longitud del registro, se encuentra un factor de ajuste  $r_1$  igual a 1.012.

Con  $S_n - 1/S_n = \frac{16.34}{16.8} = 0.973$ , se obtiene de la Fig. 29 un valor  $r_2 = 1.08$ .

20. ajuste de  $\bar{Y}_n$  y  $S_n$  debido al tamaño de la muestra.

De la Fig. 30, y en función del número de años del registro, se obtienen los ajustes.

$$r_3 = 1.004 \quad \text{para } \bar{Y}_n$$

$$r_4 = 1.020 \quad \text{para } S_n$$

Los valores ajustados de  $Y_n$  y  $S_n$  son:

$$\bar{Y}_n = r_1 r_3 Y_n^* = (1.012)(1.004)(53.59) = 54.45$$

$$\bar{Y}_n = 54.45$$

$$S_n = r_2 r_4 S_n = (1.08)(1.020)(16.8)$$

$$S_n = 18.51$$

#### Obtención del valor de $K_m$ .

Con  $\bar{Y}_n$ , se entra a la Fig. 31, y resulta para una duración de 24 horas, un valor de  $K_m = 17.5$

Conocidos los valores de  $\bar{Y}_n$ ,  $S_n$  y  $K_m$  se calcula la PMP.

$$Y_m = \bar{Y}_n + K_m S_n = 54.45 + 17.5 \times 18.51 = 378$$

$$Y_m = 378 \text{ mm}$$

El valor de  $Y_m$  (PMP) así calculado se multiplica por 1.13, para tomar en cuenta que los valores de registro son a intervalos fijos. Esto de acuerdo al criterio que se está siguiendo.

$$Y_m = 378 \times 1.13 = 427$$

$$Y_m = 427 \text{ mm}$$

Se insiste en que este valor es el representativo de la estación Calderones. Si se quiere aplicar sobre una área mayor que  $25 \text{ km}^2$ , se debe hacer un ajuste con el criterio mostrado en la Fig. 32.

Como para la cuenca en estudio se dispone de más estaciones climatológicas, la PMP media representativa de la cuenca se obtuvo a través del plano de isoyetas, las cuales se trazaron con los valores de PMP de cada una de las demás estaciones, calculados de la manera anteriormente expuesta. El plano de isoyetas se presenta en la Fig. 33.

Los cálculos para determinar la PMP media se resumen en la Tabla 20. En la columna 1, se anota el valor de cada isoyeta. En la columna 2, el área encerrada por cada isoyeta. En la columna 3, el área neta entre isoyetas. En la columna 4, la precipitación media entre isoyetas. En la columna 5, el producto de la columna 3 X 4. A continuación se aplica la fórmula para determinar la precipitación media por el método de isoyetas.

$$PMP_m = \frac{\sum_{i=1}^n PMP_i a_i}{A_t} = \frac{208273.5}{519.6}$$

$$PMP_m = 401 \text{ mm}$$

Para otras duraciones menores que 24 horas se hace un ajuste con el criterio de la Fig. 34, como por ejemplo para las duraciones de 6, 12, 16, 18 y 24 horas, resultan los siguientes valores.

DURACION (Horas)	PORCIENTO DE REDUCCION (%)	VALOR DE LA PMP (mm)
6	83	333
12	94	377
16	97	389
18	98	393
24	100	401

#### 2.4.3.3. Avenida máxima probable.

Se consideró la duración de la tormenta igual a la registrada el 27 de junio de 1971. Para esta duración resulta una PMP de 389 mm. Ahora el hietograma de la tormenta es el de la Fig. 35

Se tomó como coeficiente de infiltración el valor de 3.06 mm/hora. De aquí resulta que la precipitación en exceso es de 34.00 cm. La duración en exceso es de 16 horas. Debido a que en el último intervalo se tiene una precipitación mucho menor que en los demás intervalos, se adoptó la misma duración en exceso que la del hidrograma unitario (Fig. 8), la cual es de 12 horas.

Multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario por la precipitación en exceso (34.00 cm) se obtiene finalmente la avenida máxima probable (fig. 36), cuyos valores

característicos principales son:  $Q \text{ máx.} = 6732 \text{ m}^3/\text{seg}$ : tiempo de pico 6.2 horas; tiempo base 32 horas.

#### 2.4.3.4. Cálculo de la PMP por el método de maximización de tormentas.

De las estaciones climatológicas ubicadas dentro de la cuenca en estudio, en ninguna se dispone de registros para deducir los puntos de rocío. La más cercana y con características climatológicas semejantes, es la ubicada en la Ciudad de León, Gto. Por este motivo, para maximizar la humedad, con el fin de obtener la PMP, se consideró que los parámetros calculados en esta estación guardan una relación similar para toda el área de la cuenca; es decir, la relación de maximización de humedad  $r_m$  que resulta en esta estación, se tomó como representativa de toda el área en estudio.

##### 2.4.3.4.1. Obtención del punto de rocío representativo de la tormenta y el correspondiente a un periodo de retorno de 100 años.

- Debido a que no se tiene información de puntos de rocío persistentes en 12 horas, se tomó como representativo el registrado el día de la tormenta, el cual resultó ser  $16.4^\circ\text{C}$ . La temperatura ambiente de este mismo día fue de  $21.0^\circ\text{C}$ .
- Dado que en los demás años únicamente se dispone de temperatura

ambiente, el punto de rocío para un período de retorno de 100 años, se dedujo de una manera indirecta, como a continuación se explica:

Con los valores de la temperatura ambiente, Tabla 21, se hizo un análisis probabilístico, obteniéndose la temperatura ambiente para un período de retorno de 100 años, la que resultó ser igual a 28.6°C.

Para el día en que ocurrió la tormenta, se calculó la relación del punto de rocío entre la temperatura ambiente ( $C = \frac{16.4}{21.0} = 0.78$ ). Se supuso esta misma relación para los valores correspondientes de 100 años, deduciéndose así el punto de rocío para este período de retorno, o sea:

$$\text{Punto de rocío en 100 años} = 0.78 \times 28.6 = 22.3^{\circ}\text{C}$$

#### 2.4.3.4.2. Reducción de los puntos de rocío a 1000 mb.

Es necesario reducir pseudoadiabáticamente los puntos de rocío calculados anteriormente a 1000 mb (cero altura con respecto al nivel del mar), para lo cual se utiliza la gráfica de la Fig. 37. En el eje vertical se lee la altura sobre el nivel del mar, en este caso es de 1824 m.s.n.m. En el eje horizontal, los puntos de rocío a la altura anterior, o sea, 16.4°C para la tormenta a maximizar y 22.3°C para un período de retorno de 100 años. Se levantan verticales por estos puntos hasta intersectar la línea horizontal que indica la altura de



1824 m.s.n.m. Para cada una de las intersecciones se trazan líneas paralelas a las líneas inclinadas de izquierda a derecha, hasta intersectar nuevamente la línea horizontal que indica cero altura, siendo estas últimas los respectivos puntos de rocío, pero ahora a 1000 mb y cero altura, con los valores siguientes:

Puntos de rocío de la tormenta = 23.7°C

Puntos de rocío con Tr de 100 años = 29.2°C

#### 2.4.3.4.3. Obtención de la PMP a través de la maximización de la humedad.

La maximización de la tormenta se obtuvo multiplicando las alturas de precipitación de dicha tormenta por el factor  $r_m$ , el cual se calcula con la siguiente expresión:

$$r_m = \frac{W_m}{W_s}$$

Donde:

$m$  = Factor de maximización de la humedad.

$W_m$  = Máxima lámina de agua precipitable que puede ocurrir en el sitio de la tormenta. Corresponde al punto de rocío con periodos de retorno de 100 años.

$W_s$  = Lámina de agua precipitable que corresponde a la tormenta por maximizar.

Debido a que las tablas existentes para determinar la lámina de agua precipitable está referidas a 1000 mb (cero altura), se utiliza la siguiente expresión para calcular la correspondiente a la altura de la cuenca en estudio.

$$W = Wp - Wpa$$

Donde:

$W$  = Lámina de agua precipitable a la altura de la cuenca donde ocurre la tormenta.

$Wp$  = Lámina de agua precipitable entre los 1000 mb y la superficie nodal; en las tablas se considera a los 300 mb. Se determina con la Tabla 22.

$Wpa$  = Lámina de agua precipitable entre los 1000 mb y la elevación del área de la tormenta. Se calcula con la Tabla 23.

Para la cuenca en estudio se obtuvieron los siguientes valores:

- Lámina de agua precipitable  $W$  correspondiente a la tormenta.

De la Tabla 22, con punto de rocío  $23.7^{\circ}\text{C}$  resulta

$$Wp = 72 \text{ mm.}$$

De la Tabla 23, con punto de rocío  $23.7^{\circ}$  y altura de 1824 m.s.n.m., resulta  $Wpa = 32 \text{ mm.}$

$$W = W_p - W_{pa} = 72 - 32$$

$$W = 40 \text{ mm}$$

- Lámina de agua precipitable para un punto de rocío con periodo de retorno de 100 años.

De la Tabla 22, con punto de rocío de 29.2°C se llega a

$$W_p = 113 \text{ mm.}$$

De la Tabla 23, con punto de rocío de 29.2°C y altura de 1824 m.s.n.m. se alcanza un valor de  $W_{pa} = 43.0 \text{ mm}$ .

Por tanto:

$$W = W_p - W_{pa} = 113 - 43$$

$$W = 70 \text{ mm}$$

- Finalmente el factor de maximización de la humedad es:

$$r_m = \frac{70}{40} = 1.75$$

$$r_m = 1.75$$

Como ya se tienen las curvas de Altura-Area-Duración de la tormenta, Fig. 27, basta con multiplicar éstas por el factor anterior ( $r_m = 1.75$ ), para llegar a las curvas de Altura-Area-Duración de la PMP, las cuales se presentan en la Fig. 38.

Debido a que ya se dispone del hietograma medio de la tormenta, para obtener el hietograma de la PMP, se multiplica-

los valores de dicho hietograma por el factor  $rm = 1.75$ , dando como resultado el hietograma de la PMP, Fig. 39.

#### 2.4.3.5. Avenida máxima probable.

Se tomó como coeficiente de infiltración el valor de 3.06 mm/hr. De aquí resulta que la precipitación en exceso es de 5.80 cm, con una duración en exceso de 12 horas.

Multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario por la precipitación en exceso (5.80 cm) se obtiene finalmente la avenida máxima probable, Fig. 40, cuyos valores característicos principales son:  $Q \text{ máx} = 1148 \text{ m}^3/\text{seg}$ ; tiempo de pico 6.2 horas; tiempo base 32 horas.

Comentarios de los resultados obtenidos con la aplicación de los distintos métodos hidrológicos.

- Por lo que respecta a la tormenta de diseño, se ve razonable que el primer criterio utilizado para ajustar las alturas de lluvia en 24 horas a alturas de lluvia en 16 horas, sea el que se elija; ya que se obtuvo con valores ocurridos en la misma cuenca. En cambio, el segundo es general y se obtuvo en cuencas diferentes a la del estudio.

En cuanto a los resultados que produce cada uno de los métodos, se considera que los de los métodos probabilísticos son bajos. Los que arrojan los métodos de los hidrogramas unitarios sintéticos de Snyder y el triangular deben tomarse con ciertas reservas, ya que las expresiones fueron deducidas en otras áreas diferentes a las del estudio. La avenida máxima probable, que resulta de estimados estadísticos, se considera demasiado grande y la que se obtiene por maximización de tormentas, se juzga baja. Por lo anterior, se observa que los resultados que produce el método del hidrograma unitario son los más convenientes, debido a que la calibración se hizo con valores reales de la misma cuenca en estudio.

Considerando que las condiciones de aguas abajo de la presa requieren que ésta se diseñe para un período de retorno de 10,000 años, el hidrograma de la avenida de diseño debe ser el de la Fig. 17, cuyo gasto pico es de 2,652 m<sup>3</sup>/seg.

### III.- DIMENSIONAMIENTO DE LA CAPACIDAD PARA APROVECHAMIENTO.

Para determinar la capacidad de aprovechamiento se requiere de antemano tener definida la capacidad de azolves (muerta) del vaso, por lo tanto procedió de la siguiente manera:

#### 3.1 CALCULO DE LA CAPACIDAD DE AZOLVES.

Se tomó la estación Hidrométrica "La Begoña", por ser representativa de la zona en estudio, y considerando los volúmenes anuales de acarreo de azolve, tenemos.

AÑO	VOL. ESC. MILES DE M <sup>3</sup>	VOL. DE AZOLVE MILES DE M <sup>3</sup>	% DE ACARREO POR VOLUMEN ESCURRIDO
1945	93,182.6	263.915	0.2832
1946	78,028.3	243.710	0.3123
1947	181,247.0	540.064	0.2980
1948	161,170.1	577.190	0.3581
1949	91,679.2	387.650	0.4228
1950	98,692.6	467.311	0.4735
1951	131,111.7	621.856	0.4743
1952	144,801.1	476.996	0.3294
1953	173,133.7	690.738	0.3990
1954	104,830.5	367.575	0.3506
1955	399,057.6	1,470.312	0.3684
1956	167,274.0	436.770	0.2611
1957	61,387.2	137.705	0.2243
1958	314,248.2	718.876	0.2288
1959	206,894.1	403.877	0.1952
1960	89,356.5	S/D	- - -

AÑO	VOL. ESC. MILES DE M <sup>3</sup>	VOL. DE AZOLVE MILES DE M <sup>3</sup>	% DE ACARREO POR VOLUMEN ESCURRIDO
1961	90,983.1	323.181	0.3552
1962	117,536.7	527.207	0.4485
1963	91,141.1	251.002	0.2754
1964	<u>150,729.4</u>	<u>534.452</u>	<u>0.3546</u>
SUMAS	2'857,128.2	9,440.387	6.4124
PROMEDIO	150,375.2	496.862	0.3375

Utilizando la ecuación:

$$V_z = \frac{(PA) (VA) (VU)}{100}$$

Donde

PA= Promedio de azolve anual en %

VA= Volumen anual promedio escurrido (Millones m<sup>3</sup>)

VU= Vida útil de la obra.

Vz= Volumen de azolve.

Por lo tanto:

$$V_z = \frac{0.3375 (150.3752) (50)}{100}$$

$$V_z = 25.3758 \text{ Mm.}^3$$

Considerando el arrastre de fondo igual al 33% del -  
volumen tenemos:

Volumen total de azolves =  $25.3758 \times 1.33 = 33.75 \text{ Mm}^3$

Si el área de la Begoña es de  $4981 \text{ Km}^2$ , y el área de la presa en estudio es de  $519.6 \text{ Km}^2$  se relacionan de la siguiente manera:

$$Cr = \frac{519.6}{4981} = 0.10432 \quad ; \text{ donde } Cr = \text{Coef. de relación de áreas}$$

Vol = 3.52 millones de  $\text{m}^3$

Por lo tanto la capacidad muerta se considera  $\approx 4$  millones  $\text{m}^3$

### 3.2. MODELO DE FUNCIONAMIENTO DE VASO.

Como es sabido, los usos múltiples que al agua se le asignan, dentro de un proyecto de aprovechamiento hidráulico, - generalmente entran en conflicto y ello obliga a buscar las mejores formas de administración del recurso, evitando así incongruencias entre ellos.

Una forma, consiste en tomar decisiones sobre la utilización del agua, en función del conocimiento de las variables que entran en la ecuación de conservación de - materia: Almacenamiento, Salidas y Entradas.



El problema del desperdicio de los recursos hidráulicos en zonas de disponibilidades limitadas, por el uso irracional del agua, debido a falta de planes de operación razonables, conduce a resolver el problema dándole un enfoque hidrológico. De tal manera que en la operación se minimicen los desperdicios, o sea, se maximicen, para una capacidad útil dada, los volúmenes aprovechables.

#### Extracción con Volumen Constante.

Actualmente la hidrología dispone, para resolver la cuestión anterior, de un método muy usual, que es el funcionamiento de vaso, y consiste en lo siguiente:

- a).- Conocer una serie de características inherentes al vaso en estudio, tales como; curvas elevación-área-capacidades, fig. 41-42 escurrimientos históricos,.... evaporación neta tabla 24.
- b).- Proponer una capacidad de conservación (capacidad útil, más muerta).
- c).- Resolver la ecuación de conservación de masas siguientes:

$$I - O = ds / dt$$

que resulta por incrementos finitos y despreciando las pérdidas por Infiltración en vaso y cortina:

$$S_{i+1} = S_i + EN_{i+1} - E_{i+1} - DM_{i+1}$$

Sujeta a las restricciones:

$$SM \leq S_{i+1} \leq SC$$

$$1 \leq i \leq M$$

$$M = N * 12$$

donde:

$S_{i+1}$  = Almacenamiento al final del mes

$S_i$  = Almacenamiento al inicio del mes

$EN_{i+1}$  = Entradas netas al vaso en el mes (i+1)

$EV_{i+1}$  = Volumen de pérdidas por evaporación: función de áreas  
Al inicio y final del intervalo y de la evaporación -  
neta del mes (i+1)

$DM_{i+1}$  = Volumen de demanda en el mes (i+1)

$N$  = Número de años de registro

$DM_{i+1}$  =  $PD_j * DA$

$$\sum_{j=1}^{12} PD_j = 1.0$$

$$0 \leq PD_j \leq 1.0$$

en las cuales:

$PD_j$  = % de demanda, respecto al anual, del mes j

$VDA$  = Volumen de demanda medio anual, constante para todos  
los años de simulación.

$SM$  = Capacidad muerta.

$SC$  = Capacidad de conservación.

Al final de cada mes calcular los derrames ó déficit que hubiera, con las ecuaciones siguientes:

$$DR_{i+1} = S_{i+1} - SC$$

$$DF_{i+1} = SM - S_{i+1}$$

valores que deben ser mayores a cero, o cuando mucho iguales a cero, en caso de obtener resultados negativos.

d).- Efectuar el balance final del vaso, o sea: obtención de - aprovechamientos, derrames y pérdidas; deficiencias máximas - anuales, mensuales y promedio del período; el número de años y meses con déficit.

e).- Al comparar el balance del vaso con el criterio de los déficit máximos permisibles se acepta o rechaza la alternativa - del volumen de demanda medio anual. Si no se acepta, hay que aumentar ó disminuir el VDA hasta encontrar uno en el que esté al límite, en cuanto a los criterios de deficiencias permisibles, contamos con las normas siguientes:

**NORMAS PARA EL DEFICIT DE AGUA PARA RIEGO EN LOS SISTEMAS DE ALMACENAMIENTO.**

1.- Se establece como máximo de años déficit:

1 por cada cuatro años.

2.- El porcentaje anual promedio máximo de déficit será el 3%.

3.- Para años consecutivos de Déficit se establece la siguiente tabla:

No.DE AÑOS SEGUIDOS DE DEFICIT	DEFICIENCIA MAXIMA EN UN AÑO (%)	DEFICIENCIA MAXIMA ACU- MULADA (%)
1	60	
2	55	90
3	50	110

#### EJEMPLO:

Si se tienen 20 años de registros de funcionamiento de vaso, se deben cumplir las siguientes:

- 1.- El número de años déficit máximo es de  $20 \times 1/4 = 5$  años.
- 2.- El máximo déficit anual promedio es de 3%
- 3.- El máximo déficit acumulado en el período es de  $5 \times 20 = 100\%$
- 4.- Cumplir con el registro de la tabla.

Los resultados del funcionamiento de vaso se presentan en la tabla 25, Fig. 43

#### III-3. DETERMINACION DE LA CAPACIDAD DE CONSERVACION.

Como ya se mencionó, se determinó la altura óptima desde el punto de vista del aprovechamiento, lo cual se hizo de la siguiente manera:

- a) Por medio del funcionamiento de vaso, considerando un "déficit" del 3%, se obtuvo la curva de la Fig. 43, cuyo significado es el siguiente: en el eje vertical se anota el nivel de conservación y en eje horizontal se anota el volumen de oferta.
- b) Con base en la curva anterior y adicionándole la altura para el control de avenidas más un bordo libre de 2 m., se encontró la altura total de la presa.
- c) Se acopió información de costos de proyectos similares en la región y con ellos y la altura de la presa requerida en cada caso, se elaboró la curva de elevaciones-costos, mostrada en la Fig. 44.

Se aclara que se supuso un período de construcción de 2 años.

- d) Con el volumen de oferta que se tiene para cada elevación y con base en la información de productividad económica de la zona en estudio tabla 26, se determinaron los beneficios anuales; se consideró un horizonte económico de 30 años tabla 27. Con la información anterior, resultó la curva de elevaciones-beneficios, presentada en la Fig. 45
- e) Se combinaron las dos curvas anteriores, y se obtuvo la curva de la fig. 46, la cual significa lo siguiente: en el eje vertical se anota la elevación y en el eje horizontal se anota la relación Beneficio entre Costo.
- f) Con base en la curva anterior, se concluyó que la altura óptima de esta presa es de 29m; o sea, un nivel de conservación a la cota 1812 m.s.n.m.; con lo cual se tiene un volumen de oferta de 32.2 Mm<sup>3</sup>.

En este capítulo se menciona la obtención de los costos necesario para la comparación de las alternativas.

Es importante aclarar que la estimación de los costos, se realizó en 1982, por tal motivo, se actualizaron de acuerdo a indicadores económicos que proporciona el Banco de México, de la siguiente manera:

El índice nacional de precios al productor, hasta 1989 que determina el Banco de México, teniendo como año base a 1980-igual a 100, es el siguiente:

PERIODO	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989
INDICE GENERAL	100	125.5	197.7	394.1	644.8	1001.0	1796.7	4407.2	7514.0	8882.0

Lo anterior nos indica que un bien que se cotizó en - 1980 en 100 unidades monetarias, para inicios de 1990. Tiene un valor de 8882.0, por lo que el factor de actualización se de termina con la siguiente expresión:

$$f.a. = [(año de estudio/año base)-1] \times 100$$

En este caso el año en estudio, es el final de 1989 ó principios de 1990 (8882.0) y el año base es 1983 (394.1) por - lo que el factor de actualización es;

$$f.a. = [(8882/394.1)-1] 100 = 2154 \% \quad \text{tenemos que}$$

f.a. = 21.54, con este valor, que se estima aceptable, se actualizaron todos los conceptos económicos que se mencionan en este trabajo.

En 1983 representaba un costo de \$ 1,209.00/m<sup>3</sup> así:

$$\begin{aligned} \text{El costo actual} &= (f.a.) (\text{costo anterior}) = \\ \text{Costo Actual} &= \$1,209.00 \times 21.54 = \$26,042.00/m^3 \end{aligned}$$

de la tabla 25 y 26

ELEVACION CORONA m.s.n.m.	N.A.M.O. m.s.n.m.	VOLUMEN MURO MILES m <sup>3</sup>	COSTO MILLONES DE \$	BENEFICIO MILLONES DE \$	B C
1805	1800	910	23,698	3,878	0.164
1807	1802	1105	28,776	5,333	0.185
1811	1806	1512	39,376	8,945	0.227
1815	1810	2080	54,167	13,467	0.249
1817	1812	2420	63,022	15,826	0.251
1819	1814	2800	72,918	17,620	0.242
1823	1818	3512	91,460	20,717	0.227
1827	1822	4500	117,189	22,992	0.196
1831	1826	5570	145,054	25,066	0.173

De la observación de los resultados anteriores, se concluye que la capacidad útil más conveniente es la que corresponde a la elevación 1812 m.s.n.m.; ya que con ella se obtiene la máxima relación de beneficio-costos.

#### IV.- DIMENSIONAMIENTO DE LA CAPACIDAD PARA CONTROL DE AVENIDAS.

Se requiere como instrumento básico para determinar la capacidad de control, el tránsito de la avenida de diseño obtenida en el segundo capítulo.

##### 4.1. TRANSITO DE AVENIDAS EN VASO.

Para conocer la forma cambiante y desplazamiento en el tiempo de una onda determinada, a través de un vaso de almacenamiento, así como el hidrograma de salida de éste, es que presentamos la siguiente metodología, la cual se utiliza generalmente en proyectos de almacenamiento, predicción de avenidas, análisis de cuencas y estudios sobre aprovechamientos hidráulicos.

Esta técnica tiene como base fundamental, la ecuación de continuidad para cierto volumen:

$$I-O = \frac{dv}{dt}$$

Donde

I Gasto de entrada al vaso

O Gasto de salida del vaso

$\frac{dv}{dt}$  variación del almacenamiento V en el tiempo T

Es importante hacer dos consideraciones: a) Para el tránsito de una avenida, las variables de evaporación e infiltración son despreciables, dado que sus volúmenes con respecto a entradas y salidas resultan minúsculos; esto



lo podemos reforzar al comparar el intervalo de tiempo que se emplea en el tránsito de avenidas (horas) con el que se usa en el funcionamiento de un vaso (un mes); b) Para efecto de precisión en los cálculos, conviene utilizar un intervalo pequeño ( $\Delta T \leq 0.1 t_p$ , donde  $t_p$  es el tiempo pico del hidrograma de entrada).

En la relación almacenamiento-gasto de salida, es necesario contar con las curvas, de elevaciones-volúmenes de almacenamiento del vaso y la de elevaciones-gastos de salida por la obra de excedencias. La primera curva se obtiene a partir de los planos topográficos del vaso y un planímetro; la segunda, si se trata de un vertedor de cresta libre, es simplemente la curva de descarga de esa obra de excedencias que se determina por medio de la fórmula:

$$Q = CL (h-H)^{3/2}$$

Donde

H Elevación de la cresta del vertedor.

L Longitud de vertedor.

C Coeficiente de descarga del vertedor.

h Elevación del espejo de agua en el vaso ( $h > H$ )

Teniendo estas curvas, determinamos la relación volumen de almacenamiento-gasto de salida, solucionando nuestro problema.

Si el vertedor es de cresta controlada, la relación elevación-gasto de salida estará reglada por la operación de las compuertas utilizadas.

Por otro lado, es importante hacer notar, que se debe incluir a los gastos de salida, las extracciones que se hagan por la obra de toma.

#### METODO PARA TRANSITO DE AVENIDAS EN VASOS

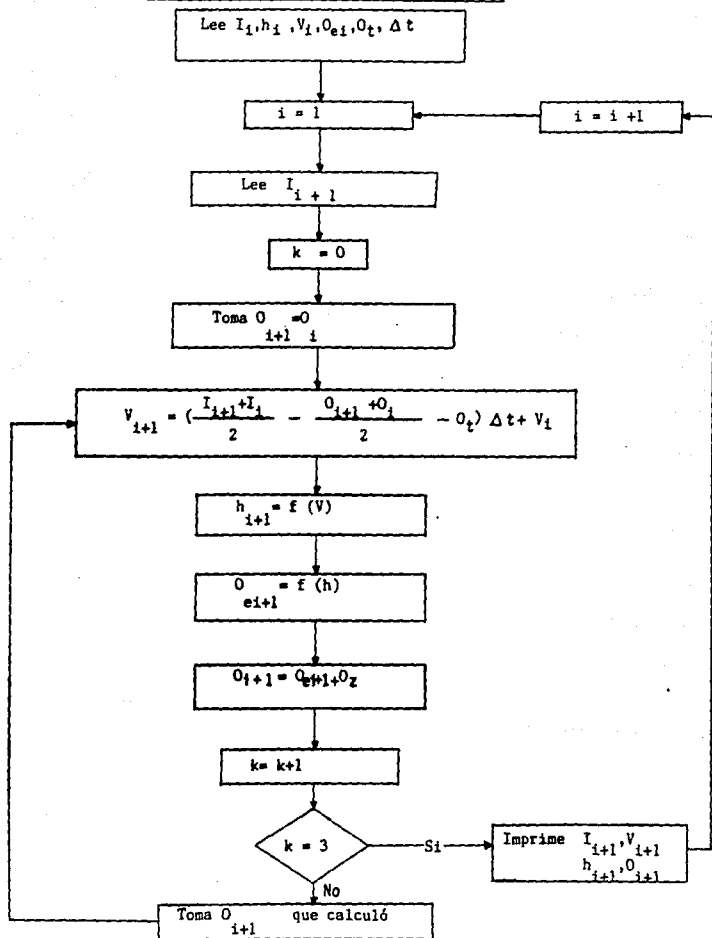
La selección del método adecuado para el tránsito de avenidas es muy importante. Esto dependerá de la presión en el estudio, del número de veces que habrá de aplicarse y disponibilidad de una computadora, para aplicar el método numérico.

#### Información requerida:

- a) Hidrograma de entrada
- b) Elevación del nivel de agua en el vaso en el instante en que empieza a llegar a la presa la avenida correspondiente al hidrograma del inciso a.
- c) Gasto de salida por el vertedor en el instante en que empieza el hidrograma del inciso a.
- d) Gasto de salida por la obra de toma
- e) Curva de elevación-volúmenes de almacenamiento.
- f) Curva elevación-gastos de salida de la obra de excedencias.

En el ejemplo de Ayudas de diseño, se emplea este método.

DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL METODO NUMERICO



Donde:

- I = Gasto de entrada al vaso, en  $m^3/s$   
O = Gasto de salida del vaso, en  $m^3/s$   
O<sub>e</sub> = Gasto de salida por la obra de excedencias, en  $m^3/s$   
O<sub>t</sub> = Gasto de salida por la obra de toma, en  $m^3/s$   
V = Volumen de almacenamiento, en millones de  $m^3$   
h = Elevación en el vaso, en m  
 $\Delta t$  = Intervalo de tiempo, en seg.  
f(V) = Curva elevaciones-volúmenes de almacenamiento.  
f(h) = Curva elevaciones-gastos de salida por la obra de excedencias  
i, i+1 Subíndices que representan los valores de las variables al inicio y al final del intervalo de tiempo, respectivamente.

Las curvas elevaciones-volúmenes de almacenamiento y elevaciones gastos de salida, se deben dar por parejas de valores - entre las cuales se hacen interpolaciones lineales para obtener valores intermedios.

La bondad del método, al permitir considerar diferentes - curvas elevaciones-gastos de salida, complicadas si fuera necesario, como podrían ser las reglas de operación de compuertas, si el vertedor es de cresta controlada.

Cuando la precisión del gasto de salida, el número de iteraciones puede aumentarse ( $K > 3$ ), aunque 3 ya se considera suficiente.

En este capítulo transitamos la avenida de diseño a través del embalse, para diferentes longitudes del vertedor, obteniendo los siguientes resultados.

ELEVACION VERTEDOR m.s.n.m.	LONGITUD m.	ELEVACION MAXIMA ALCANZADA m.s.n.m.	G A S T O DE SALIDA $m^3 /seg.$
1812	200	1814.785	1937.8
1812	180	1814.917	1879.4
1812	170	1815.004	1853.6
1812	160	1815.090	1824.5
1812	150	1815.194	1806.7

Del análisis de estos resultados, se dedujo que la longitud de vertedor más conveniente es la de 170 m., con lo cual se llegó a: Elevación máxima alcanzada 1815.004 m. s.n.m.; gasto máximo de derrame  $1853 \text{ m}^3/\text{seg}$ ; carga de diseño 3m.

V. CONCLUSIONES.

- En forma muy resumida, se puede decir que el diseño hidrológico de una presa, consiste en definir las capacidades más convenientes, desde los puntos de vista técnico y económico, para azolves, útil y la de control de crecientes. Para la primera, se requiere conocer el volumen de sólidos en suspensión y de fondo que se depositarán durante la vida útil de la presa. Para la segunda se requieren, fundamentalmente los volúmenes de escurrimientos mensuales los porcentajes de las demandas, la productividad del agua y los costos de las obras. Y para la última, es indispensable definir adecuadamente la creciente de diseño.
- En cuanto a la determinación de la avenida máxima de diseño, se presentan varios métodos de cálculo, los cuales se pueden aplicar en función de la información hidroclimática de que se disponga, y de su grado de confiabilidad.
- En este caso, se escogió la avenida que resultó de la utilización del método del hidrograma unitario, porque se considera la más conveniente, de acuerdo a las características de la cuenca; es decir se seleccionó la que tiene los siguientes valores característicos: Gasto máximo =  $2650 \text{ m}^3/\text{seg.}$  tiempo de pico = 6.2 horas y volumen de la avenida =  $70.6 \text{ Mm}^3$ .
- Existen varios métodos para definir los volúmenes de azolves, el que aquí se aplicó fue de acuerdo a la información disponible, y dió como resultado un volumen aproximado

de 4 millones de metros cúbicos de azolve, para una vida útil de 50 años.

- Por lo que se refiere a la capacidad útil, también es posible aplicar varios métodos, según sea la información con que se cuente. Se recomiendan aquellas que permiten definir la capacidad óptima, por medio de análisis hidro-económicos, utilizando herramientas como programación lineal, programación dinámica, etc. Dado el alcance de este trabajo, aquí se aplicó un método sencillo y de fácil aplicación. En este caso se obtuvo una capacidad útil de 50.5 Mm<sup>3</sup>; y un volumen de oferta medio anual de 32.2 Mm<sup>3</sup>.
  
- Una vez calculada la creiente de diseño, por medio de un tránsito de avenidas por vaso, se escogió aquel vertedor que garantizara la seguridad de la cortina, y que permita una adecuada regulación del gasto máximo; es decir, longitud de la cresta 170 m; cresta vertedora 1812 m.s.n.m.; carga de diseño 3.0 m.; elevación máxima alcanzada 1815.004 m.s.n.m.
  
- Por último, se aclara que la definición de cada una de estas capacidades no es independiente una de otra, sino por el contrario, están estrechamente ligadas y así es como se deben calcular.

PRECIPITACION MAXIMA ANUAL EN 24 HORAS DE LAS ESTACIONES  
CLIMATOLOGICAS CON INFLUENCIA EN LA CUENCA EN ESTUDIO

AÑO	SANTA ROSA hp(mm)	GUANAJUATO hp(mm)	SAN ANTON DE LAS MINAS hp(mm)
1962	63.0		
1963	45.0		
1964	51.0		60.0
1965	49.0		60.0
1968	52.0		40.0
1967	56.0		50.0
1968	47.0		50.0
1969	46.0	75.0	74.0
1970	58.0	38.9	30.0
1971	54.0	60.2	92.0
1972	50.0	53.4	46.0
1973	89.0	41.3	50.0
1974	98.0	53.8	69.0
1975	55.0	70.0	85.5
1976	140.0	96.4	60.0
1977	101.3	94.7	45.0
1978	60.5	75.9	58.0
1979	36.0	48.8	30.0
1980	84.0	46.3	80.0
1981	80.1	54.6	45.0
1982	27.0	46.2	40.0
1983	72.0	66.3	96.7
1984	50.6	43.4	53.0
1985	47.8	48.3	45.0

TABLA 1



PRECIPITACION MAXIMA ANUAL EN 24 HORAS DE LAS ESTACIONES  
CLIMATOLOGICAS CON INFLUENCIA EN LA CUENCA EN ESTUDIO

ANO	SILAO hp(mm)	ALDAMA hp(mm)	CALDERONES hp(mm)	CAÑADA GONZALEZ hp(mm)
1948	56.2			
1949	52.4	29.4	20.0	
1950	52.6	67.2	58.4	
1951	43.3	61.3	40.2	
1952	41.6	50.2	44.9	
1953	58.5	70.5	60.1	
1954	64.3	36.5	49.3	
1955	46.4	62.3	80.0	
1956	32.4	70.1	20.5	
1957	47.5	56.3	20.8	
1958	38.5	46.9	40.4	
1959	68.2	63.9	60.0	
1960	51.0	70.3	56.0	
1961	46.5	49.2	64.0	
1962	51.0	44.3	35.0	
1963	45.4	44.7	40.0	
1964	44.5	43.1	65.0	
1965	49.2	53.4	54.0	72.5
1966	44.6	42.1	53.0	27.5
1967	64.0	53.2	82.0	93.5
1968	41.1	46.3	42.0	50.5
1969	34.8	35.3	42.0	62.5
1970	45.6	42.5	50.0	87.0
1971	46.2	48.1	80.0	96.5
1972	40.0	55.7	42.0	55.0
1973	56.5	42.3	77.0	73.0
1974	45.0	46.3	43.0	132.0
1975	64.3	48.5	56.0	75.0
1976	64.8	66.0	66.0	52.5
1977	41.1	50.0	78.0	73.0
1978	63.0	67.5	63.0	47.0
1979	36.5	49.0	72.0	44.0
1980	42.6	S/O	63.0	30.0
1981	47.0	43.0	60.0	58.0
1982	70.5	26.0	43.5	39.0
1983	47.8	60.0	76.0	62.0
1984	64.2	67.2	35.6	61.0
1985	37.2	29.3	50.2	66.5

TABLA 2

ALTURAS DE LLUVIA EN 24 HORAS REGISTRADAS EN JUNIO DE 1971 DE  
 LAS ESTACIONES CLIMATOLÓGICAS CON INFLUENCIA EN LA CUENCA  
 EN ESTUDIO (en mm)

DIA	ALDAMA	SILAO	CALDERONES	SANTA ROSA	GUANAJUATO	CARADA GONZALEZ	SAN ANTON DE LAS MINAS
26	6.1	INAP.	5.0	3.0	S/DATOS	29.0	13.0
27	40.3	30.5	80.0	33.0	S/DATOS	9.5	23.5
28	0.0	INAP.	12.0	23.5	S/DATOS	5.5	10.5
29	0.0	5.1	5.5	INAP.	S/DATOS	0.0	INAP.

TABLA 3

GASTOS MAXIMOS ANUALES REGISTRADOS EN LA  
ESTACION HIDROMETRICA LAS AMERICAS, GTO.

ARO	(m <sup>3</sup> /seg)
1958	163.000
1959	288.000
1960	207.000
1961	35.900
1962	330.000
1963	147.000
1964	210.800
1965	157.200
1966	148.400
1967	400.000
1968	88.500
1969	53.875
1970	266.500
1971	354.050
1972	52.000
1973	350.030
1974	90.750
1975	192.610
1976	500.000
1977	312.125
1978	155.500

TABLA 4

VOLUMENES MENSUALES  
 ESTACION HIDROMETRICA LAS AMERICAS, GTO.  
 (DATOS EN MILLONES m<sup>3</sup>)

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
1958	.0	.0	.0	.0	.8	9.4	17.9	11.8	32.6	10.4	10.1	.7	93.8
1959	.6	.1	0.0	1.6	.1	8.3	9.9	17.2	14.6	23.3	2.3	.6	78.7
1960	.3	.1	.0	.0	.0	.4	1.2	24.0	4.0	.2	.1	.1	30.5
1961	.1	.0	0.0	0.0	0.0	.8	3.0	.9	.4	.0	0.0	0.0	5.3
1962	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	12.7	8.0	2.2	28.2	4.7	.0	0.0	55.8
1963	0.0	0.0	0.0	0.0	.4	.7	11.5	9.8	4.8	1.9	.2	.0	29.3
1964	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.3	5.8	11.0	43.2	6.6	.7	.1	73.7
1965	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	15.6	37.9	26.6	15.5	.5	96.2
1966	.2	.1	.2	0.0	.0	2.2	8.7	25.0	3.7	4.1	.1	.0	44.4
1967	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.3	10.6	46.9	44.6	12.7	1.4	0.0	121.5
1968	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	11.8	2.5	7.9	.4	.0	.0	23.6
1969	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.7	5.4	1.9	.1	0.0	10.2
1970	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	8.6	19.1	35.0	4.6	.5	67.9
1971	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	38.6	10.4	38.0	63.6	13.9	1.5	.3	166.4
1972	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	.5	5.4	1.0	4.5	.8	0.0	0.0	12.2
1973	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.9	55.1	62.4	17.7	3.7	.8	.2	141.8
1974	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.9	11.7	12.1	1.0	0.0	28.7
1975	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.1	21.4	5.5	8.3	.2	0.0	0.0	36.5
1976	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	.1	100.2	11.5	30.6	35.5	4.0	0.0	181.9
1977	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.5	4.4	8.2	28.7	1.2	.3	0.0	48.4
1978	.1	.0	.0	.1	.1	4.7	15.8	17.6	20.7	7.1	1.1	.1	67.3
1979	.1	.0	.0	.1	.1	4.7	15.8	17.6	20.7	7.1	1.1	.1	67.3
1980	.1	.0	.0	.1	.1	4.7	15.8	17.6	20.7	7.1	1.1	.1	67.3
1981	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	15.8	17.6	2.7	7.2	0.0	43.2
1982	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0	.3	0.0	.3	0.0	6.6
1983	0.0	.1	0.0	.2	.1	.2	14.4	11.9	9.0	0.0	1.8	0.0	37.6
1984	0.0	.1	0.0	.2	0.0	5.8	26.9	12.4	1.7	2.4	0.0	0.0	49.4
1985	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0	19.3	9.2	6.6	0.0	0.2	0.1	0.0	37.4
1986	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	22.9	10.8	1.5	3.8	6.2	0.1	0.0	45.4
1987	0.0	0.1	0.0	0.0	0.0	1.3	9.7	6.8	3.9	0.2	0.1	0.0	22.1
1988	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	1.2	8.1	25.9	1.6	0.0	0.0	0.0	37.0

TABLA 5

ALTURAS DE LLUVIA EN 24 HORAS RELACIONADAS CON DIFERENTES  
 PERIODOS DE RETORNO, DE CADA UNA DE LAS ESTACIONES  
 PLUVIOMETRICAS CON INFLUENCIA EN LA ZONA DE ESTUDIO  
 (en mm)

Tr (Años)	SILAO	GUANAJUATO	CALDERONES	STA. ROSA	ALDAMA
10	65.44	90.80	80.38	105.35	70.62
20	71.96	103.56	91.35	122.53	78.62
30	75.72	110.87	97.69	132.45	83.24
50	80.43	120.03	105.62	144.88	89.03
100	86.79	132.40	116.33	161.67	96.85
500	101.51	161.02	141.14	200.53	114.95
1000	107.84	173.34	151.82	217.27	122.75
5000	122.57	202.00	176.65	256.19	140.87
10000	128.93	214.39	187.40	273.01	148.71

TABLA 6

CALCULO DE LLUVIA MEDIA DE LA CUENCA EN ESTUDIO (EN 24 HORAS),  
RELACIONADA CON DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

Area total de la cuenca = 519.6 Km<sup>2</sup>  
 Area de influencia Est. Silao = 6.82 Km<sup>2</sup>  
 Area de influencia Est. Guanajuato = 128.60 Km<sup>2</sup>  
 Area de influencia Est. Calderones = 212.65 Km<sup>2</sup>  
 Area de influencia Est. Santa Rosa = 58.98 Km<sup>2</sup>  
 Area de influencia Est. Aldama = 112.55 Km<sup>2</sup>

1 ESTACION	2      3      4			Tr (20 AÑOS)			Tr (30 AÑOS)			Tr (50 AÑOS)		
	Tr (10 AÑOS)			2	3	4	2	3	4	2	3	4
	hp(cm)	% Area	hpXArea									
SILAO	6.54	0.0131	0.086	7.20	0.0131	0.094	7.57	0.0131	0.099	8.04	0.0131	0.105
GUANAJUATO	9.09	0.2475	2.250	10.36	0.2475	2.564	11.09	0.2475	2.745	12.00	0.2475	2.970
CALDERONES	8.04	0.4093	3.291	9.14	0.4093	3.741	9.77	0.4093	3.999	10.56	0.4093	4.322
SANTA ROSA	10.54	0.1135	1.196	12.25	0.1135	1.390	13.25	0.1135	1.504	14.49	0.1135	1.645
ALDAMA	7.06	0.2166	<u>1.529</u>	7.86	0.2166	<u>1.702</u>	8.32	0.2166	<u>1.802</u>	8.90	0.2166	<u>1.928</u>
		$\Sigma = 8.352$			$\Sigma = 9.491$			$\Sigma = 10.149$			$\Sigma = 10.970$	

TABLA 7

CALCULO DE LLUVIA MEDIA EN LA CUENCA EN ESTUDIO (EN 24 HORAS),  
RELACIONADO CON DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

Area total de la cuenca	=	519.6 Km <sup>2</sup>
Area de influencia Est. Silao	=	6.82 Km <sup>2</sup>
Area de influencia Est. Guanajuato	=	128.60 Km <sup>2</sup>
Area de influencia Est. Calderones	=	212.65 Km <sup>2</sup>
Area de influencia Est. Santa Rosa	=	58.98 Km <sup>2</sup>
Area de influencia Est. Aldama	=	112.55 Km <sup>2</sup>

ESTACION	Tr (100 AÑOS)			Tr (500 AÑOS)			Tr (1000 AÑOS)			Tr (10000 AÑOS)		
	hp(cm)	% Area	hp X Area	2	3	4	2	3	4	2	3	4
SILAO	8.68	0.0131	0.114	10.15	0.0131	0.133	10.78	0.0131	0.141	12.89	0.0131	0.169
GUANAJUATO	13.24	0.2475	3.277	16.10	0.2475	3.985	17.33	0.2475	4.289	21.44	0.2475	5.306
CALDERONES	11.63	0.4093	4.760	14.11	0.4093	5.775	15.18	0.4093	6.213	18.74	0.4093	7.670
SANTA ROSA	16.17	0.1135	1.835	20.05	0.1135	2.276	21.73	0.1135	2.466	27.30	0.1135	3.099
ALDAMA	9.69	0.2166	<u>2.099</u>	11.50	0.2166	<u>2.491</u>	12.28	0.2166	<u>2.660</u>	14.87	0.2166	<u>3.221</u>
		$\Sigma = 12.085$			$\Sigma = 14.660$			$\Sigma = 15.769$		$\Sigma = 19.465$		

TABLA 8

ALTURAS DE LLUVIA MEDIA EN LA CUENCA (EN 24 HORAS)  
DE ESTUDIO PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

$T_r$ (Años)	$h_p$ (cm)
10	8.352
20	9.491
30	10.149
50	10.970
100	12.085
500	14.660
1000	15.769
10000	19.465

TABLA 9



VALORES DE LLUVIA PARA DIFERENTES  
PERIODOS DE RETORNO (1er. CRITERIO)

Tr (Años)	hp(cm)
10	7.851
20	8.922
30	9.540
50	10.312
100	11.360
500	13.780
1000	14.823
10000	18.297

TABLA 10

VALORES DE LLUVIA PARA DIFERENTES  
PERIODOS DE RETORNO (2o. CRITERIO)

Tr (Años)	hp(cm)
10	6.598
20	7.498
30	8.018
50	8.666
100	9.547
500	11.581
1000	12.458
10000	15.377

TABLA 11

PRECIPITACION EN EXCESO PARA LA CUENCA EN ESTUDIO

DATOS EN (cm)

Tr (Años)	1er. CRITERIO	2o. CRITERIO
10	3.541	2.390
20	4.527	3.219
30	5.094	3.695
50	5.804	4.290
100	6.768	5.103
500	8.991	6.971
1000	9.951	7.779
10000	13.396	10.475

TABLA 12

ESTACION HIDROMETRICA LAS AMERICAS, GTO.  
 GASTOS MAXIMOS-PERIODOS DE RETORNO  
 METODO DE GUMBEL SIMPLE  
 (en m<sup>3</sup>/seg)

Tr (AÑOS)	GASTO
10	426
20	512
30	562
50	625
100	709
500	904
1000	989
5000	1183
10000	1268

TABLA 13

TABLA 14  
VALORES DE K

C <sub>s</sub>	P en %																			C <sub>s</sub>			
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95		97	99	99.9
0.0	3.72	3.09	2.58	2.33	2.02	1.88	1.64	1.28	0.84	0.67	0.52	0.25	0.00	-0.25	-0.52	-0.67	-0.84	-1.28	-1.64	-1.88	-2.33	-3.09	0.0
0.05	3.83	3.16	2.62	2.36	2.08	1.90	1.65	1.28	0.84	0.66	0.52	0.24	-0.01	-0.26	-0.52	-0.68	-0.84	-1.28	-1.62	-1.86	-2.29	-3.02	0.0f
0.1	3.94	3.23	2.67	2.40	2.11	1.92	1.67	1.29	0.84	0.66	0.51	0.24	-0.02	-0.27	-0.53	-0.68	-0.85	-1.27	-1.61	-1.84	-2.25	-2.95	0.1
0.15	4.05	3.31	2.71	2.44	2.13	1.94	1.68	1.30	0.84	0.66	0.50	0.23	-0.02	-0.28	-0.54	-0.68	-0.85	-1.26	-1.60	-1.82	-2.22	-2.88	0.1f
0.2	4.16	3.38	2.76	2.47	2.16	1.96	1.70	1.30	0.83	0.65	0.50	0.22	-0.03	-0.28	-0.55	-0.69	-0.85	-1.26	-1.58	-1.79	-2.18	-2.81	0.2
0.25	4.27	3.45	2.81	2.50	2.18	1.98	1.71	1.30	0.82	0.64	0.49	0.21	-0.04	-0.29	-0.56	-0.70	-0.85	-1.25	-1.56	-1.77	-2.14	-2.69	0.25
0.3	4.38	3.52	2.86	2.54	2.21	2.00	1.72	1.31	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.05	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.55	-1.75	-2.10	-2.67	0.3
0.35	4.50	3.59	2.90	2.58	2.23	2.02	1.73	1.32	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.06	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.53	-1.72	-2.06	-2.60	0.35
0.4	4.61	3.66	2.95	2.61	2.26	2.04	1.75	1.32	0.82	0.63	0.47	0.19	-0.07	-0.31	-0.57	-0.71	-0.85	-1.23	-1.52	-1.70	-2.03	-2.54	0.4
0.45	4.72	3.74	2.99	2.64	2.28	2.06	1.76	1.32	0.82	0.62	0.46	0.18	-0.08	-0.32	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.51	-1.68	-2.00	-2.47	0.45
0.5	4.83	3.81	3.04	2.68	2.31	2.08	1.77	1.32	0.81	0.62	0.46	0.17	-0.08	-0.33	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.49	-1.66	-1.98	-2.40	0.5
0.55	4.94	3.88	3.08	2.72	2.33	2.10	1.78	1.32	0.80	0.62	0.45	0.16	-0.09	-0.34	-0.58	-0.72	-0.85	-1.21	-1.47	-1.64	-1.92	-2.32	0.55
0.6	5.05	3.90	3.13	2.75	2.35	2.12	1.80	1.33	0.80	0.61	0.44	0.16	-0.10	-0.34	-0.59	-0.72	-0.85	-1.20	-1.45	-1.61	-1.88	-2.27	0.6
0.65	5.16	4.03	3.17	2.78	2.37	2.14	1.81	1.33	0.79	0.60	0.44	0.15	-0.11	-0.35	-0.60	-0.72	-0.85	-1.19	-1.44	-1.59	-1.84	-2.20	0.65
0.7	5.28	4.10	3.22	2.82	2.40	2.15	1.82	1.33	0.79	0.59	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.42	-1.57	-1.81	-2.14	0.7
0.75	5.39	4.17	3.26	2.86	2.42	2.16	1.83	1.34	0.78	0.58	0.42	0.13	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.86	-1.18	-1.40	-1.54	-1.78	-2.08	0.75
0.8	5.50	4.24	3.31	2.89	2.45	2.18	1.84	1.34	0.78	0.58	0.41	0.12	-0.13	-0.37	-0.60	-0.73	-0.86	-1.17	-1.38	-1.52	-1.74	-2.02	0.8
0.85	5.62	4.31	3.35	2.92	2.47	2.20	1.85	1.34	0.78	0.58	0.40	0.12	-0.14	-0.38	-0.60	-0.73	-0.86	-1.16	-1.36	-1.49	-1.70	-1.96	0.85
0.9	5.73	4.38	3.40	2.96	2.50	2.22	1.86	1.34	0.77	0.57	0.40	0.11	-0.15	-0.38	-0.61	-0.73	-0.85	-1.15	-1.35	-1.47	-1.66	-1.90	0.9
0.95	5.84	4.46	3.44	2.99	2.52	2.24	1.87	1.34	0.76	0.56	0.39	0.10	-0.16	-0.38	-0.62	-0.73	-0.85	-1.14	-1.34	-1.44	-1.62	-1.84	0.95
1.0	5.96	4.53	3.49	3.02	2.54	2.25	1.88	1.34	0.76	0.55	0.38	0.09	-0.16	-0.39	-0.62	-0.73	-0.85	-1.13	-1.32	-1.42	-1.59	-1.79	1.0
1.05	6.07	4.60	3.53	3.06	2.56	2.26	1.88	1.34	0.75	0.54	0.37	0.08	-0.17	-0.40	-0.62	-0.74	-0.85	-1.12	-1.30	-1.40	-1.56	-1.74	1.05
1.1	6.18	4.67	3.58	3.09	2.58	2.28	1.89	1.34	0.74	0.54	0.36	0.07	-0.18	-0.41	-0.62	-0.74	-0.85	-1.10	-1.28	-1.38	-1.52	-1.68	1.1
1.15	6.30	4.74	3.62	3.12	2.60	2.30	1.90	1.34	0.74	0.53	0.36	0.06	-0.18	-0.42	-0.62	-0.74	-0.84	-1.09	-1.26	-1.36	-1.48	-1.63	1.15
1.2	6.41	4.81	3.66	3.15	2.62	2.31	1.92	1.34	0.73	0.52	0.35	0.05	-0.19	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.08	-1.24	-1.33	-1.45	-1.54	1.2
1.25	6.52	4.88	3.70	3.18	2.64	2.32	1.93	1.34	0.72	0.52	0.34	0.04	-0.20	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.07	-1.22	-1.30	-1.42	-1.53	1.25
1.3	6.64	4.96	3.74	3.21	2.67	2.34	1.94	1.34	0.72	0.51	0.33	0.04	-0.21	-0.43	-0.63	-0.74	-0.84	-1.06	-1.20	-1.28	-1.38	-1.48	1.3
1.35	6.74	5.02	3.78	3.24	2.69	2.36	1.94	1.34	0.72	0.50	0.32	0.03	-0.22	-0.44	-0.64	-0.74	-0.84	-1.05	-1.18	-1.28	-1.35	-1.44	1.35
1.4	6.87	5.09	3.83	3.27	2.71	2.37	1.95	1.34	0.71	0.49	0.31	0.02	-0.22	-0.44	-0.64	-0.73	-0.83	-1.04	-1.17	-1.23	-1.32	-1.39	1.4
1.45	6.98	5.19	3.87	3.30	2.72	2.38	1.95	1.33	0.70	0.48	0.30	0.01	-0.23	-0.44	-0.64	-0.73	-0.82	-1.03	-1.15	-1.21	-1.29	-1.35	1.45
1.5	7.09	5.28	3.91	3.33	2.74	2.39	1.96	1.33	0.69	0.47	0.30	0.00	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.02	-1.13	-1.19	-1.26	-1.31	1.5

TABLA 14 (CONTINUACION)

VALORES DE K

C <sub>s</sub>	P en %																			C <sub>s</sub>			
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95		97	99	99.9
1.55	7.20	5.32	3.95	3.36	2.76	2.40	1.96	1.33	0.68	0.46	0.29	0.01	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.00	-1.12	-1.16	-1.23	-1.26	1.55
1.6	7.31	5.37	3.99	3.39	2.78	2.42	1.97	1.33	0.68	0.46	0.28	0.02	-0.25	-0.46	-0.64	-0.73	-0.81	-0.99	-1.10	-1.14	-1.20	-1.24	1.6
1.65	7.42	5.44	4.03	3.42	2.80	2.43	1.97	1.32	0.67	0.45	0.27	0.02	-0.26	-0.46	-0.64	-0.72	-0.81	-0.98	-1.08	-1.12	-1.17	-1.20	1.65
1.70	7.54	5.50	4.07	3.44	2.82	2.44	1.98	1.32	0.66	0.44	0.26	0.03	-0.27	-0.47	-0.64	-0.72	-0.81	-0.97	-1.06	-1.10	-1.14	-1.17	1.70
1.75	7.65	5.57	4.11	3.47	2.83	2.45	1.98	1.32	0.65	0.43	0.25	0.04	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.96	-1.04	-1.08	-1.12	-1.14	1.75

ESTACION HIDROMETRICA LAS AMERICAS, GTO.  
METODO LOG PEARSON III

No. ORDEN	Q MAX.	LOG Q MAX.	$(\text{LOG Q MAX.} - \overline{\text{LOG Q MAX.}})^2$	$(\text{LOG Q MAX.} - \overline{\text{LOG Q MAX.}})^3$
1	500	2.6990	0.20912	0.09563
2	400	2.6021	0.12989	0.04681
3	354.05	2.5491	0.09449	0.02905
4	350.03	2.5441	0.09145	0.02765
5	330	2.5185	0.07662	0.02121
6	312.13	2.4943	0.06381	0.01612
7	288	2.4594	0.04739	0.01032
8	266.50	2.4257	0.03386	0.00625
9	210.80	2.3239	0.00676	0.00056
10	207	2.3160	0.00552	0.00041
11	192.61	2.2847	0.00185	0.00008
12	163	2.2122	0.00087	-0.00003
13	157.20	2.1965	0.00204	-0.00009
14	155.50	2.1917	0.00250	-0.00013
15	148.40	2.1714	0.00494	-0.00035
16	147	2.1673	0.00554	-0.00041
17	90.75	1.9578	0.08060	-0.02288
18	88.50	1.9469	0.08691	-0.02562
19	53.875	1.7314	0.26041	-0.13289
20	52	1.7160	0.27636	-0.14528
21	36.90	<u>1.5670</u>	<u>0.45522</u>	<u>-0.30714</u>
$\Sigma$		47.0750	1.93615	-0.38075

TABLA 15

ESTACION HIDROMETRICA LAS AMERICAS, GTO.  
GASTOS MAXIMOS-PERIODOS DE RETORNO  
METODO DE LOG PEARSON TIPO III

Tr (Años)	Q MAX. (m <sup>3</sup> /seg)
10	406
20	483
30	537
50	586
100	638
500	755
1000	808
10000	980

TABLA 16



CALCULO DE LA PRECIPITACION MEDIA-AREA PARA DURACION DE 24 HORAS,  
DE LA TORMENTA OCURRIDA EL 27 DE JUNIO DE 1971  
(A PARTIR DEL PLANO DE ISOYETAS DE LA FIG. 26)

(1) ISOYETA	(2) AREA ENCERRADA (Km <sup>2</sup> )	(3) AREA NETA (Km <sup>2</sup> )	(4) PRECIPITACION MEDIA (mm)	(5) VOLUMEN DE PRECIPITACION NETA (3 X 4) (Km <sup>2</sup> -mm)	(6) VOL. PRECIPITACION ACUMULADO (Km <sup>2</sup> -mm)	(7) PRECIPITACION MEDIA $6 \div 2$ (mm)
80	24.6	24.6	80	1968	1968	80
70	120	95.4	75	7155	9123	76
60	256	136	65	8840	17963	70
50	368.8	112.8	55	6204	24167	65.5
40	458.3	89.5	45	4027.50	28194.5	61.5
30	493.6	35.3	35	1235.50	29430	59.6
20	519.6	26	25	650	30080	57.9

TABLA 17

CALCULO DE LA PRECIPITACION MEDIA-AREA PARA DURACIONES DE 6, 12, 18, 24 HORAS  
DE LA TORMENTA OCURRIDA EL 27 DE JUNIO DE 1971  
(A PARTIR DEL PLANO DE ISOYETAS DE LA FIG. 26)

VALORES DE CADA ISOYETA					DURACION EN HORAS			
(1) ISOYETA (mm)	(2) PRECIPITACION MEDIA (mm)	(3) AREA TOTAL (Km <sup>2</sup> )	(4) DESCRIPCION	(5) AREA EFECTIVA				
					(6) 6	(7) 12	(8) 18	(9) 24
80	80	24.6	Estación Santa Rosa	100%	13	28.5	31.5	33
			Curva masa ajustada		31.5	69.1	76.4	80
			Incremento ajustado		31.5	37.6	7.3	3.6
			Precipitación máxima-duración		37.6	69.1	76.4	80
70	76	120	Estación Santa Rosa	100%	13	28.5	31.5	33
			Curva masa ajustada		29.9	65.6	72.5	76
			Incremento ajustado		29.9	35.7	6.9	3.5
			Precipitación máxima-duración		35.7	65.6	72.5	76
60	70	256	Estación Santa Rosa	100%	13	28.5	31.5	33
			Curva masa ajustada		27.5	60.5	66.8	70
			Incremento ajustado		27.5	33.0	6.3	3.2
			Precipitación máxima-duración		33.0	60.5	66.8	70
50	65.5	368.8	Estación Santa Rosa	100%	13	28.5	31.5	33
			Curva masa ajustada		25.8	56.5	62.5	65.5
			Incremento ajustado		25.8	30.7	6.0	3.0
			Precipitación máxima-duración		30.7	56.5	62.5	65.5
40	61.5	458.3	Estación Santa Rosa	100%	13	28.5	31.5	33
			Curva masa ajustada		24.2	53.0	58.7	61.5
			Incremento ajustado		24.2	28.8	5.7	2.8
			Precipitación máxima-duración		28.8	53	58.7	61.5
30	59.6	493.5	Estación Santa Rosa	100%	13	28.5	31.5	33
			Curva masa ajustada		23.5	51.5	56.9	59.6
			Incremento ajustado		23.5	28.0	5.4	2.7
			Precipitación máxima-duración		28.0	51.5	56.9	59.6
20	57.9	519.6	Estación Santa Rosa	100%	13	28.5	31.5	33
			Curva masa ajustada		22.8	50.0	55.3	57.9
			Incremento ajustado		22.8	27.2	5.3	2.6
			Precipitación máxima-duración		27.2	50.0	55.3	57.9

TABLA 18

ESTACION PLUVIOMETRICA CALDERONES

No. DATOS	AÑO	PRECIPITACION MAXIMA EN 24 HRS.	DATOS EN ORDEN CRECIENTE	$(Y - \bar{Y}_n)^2$
1	1949	20.0	20.0	1128.29
2	1950	58.4	20.5	1094.95
3	1951	40.2	20.8	1075.18
4	1952	44.9	35.0	345.59
5	1953	60.1	35.6	323.64
6	1954	49.3	40.0	184.69
7	1955	80.0	40.2	179.29
8	1956	20.5	40.4	173.98
9	1957	20.8	42.0	134.33
10	1958	40.4	42.0	134.33
11	1959	60.0	42.0	134.33
12	1960	56.0	43.0	112.15
13	1961	64.0	43.5	101.81
14	1962	35.0	44.9	75.52
15	1963	40.0	49.3	18.40
16	1964	65.0	50.0	12.89
17	1965	54.0	50.2	11.49
18	1966	53.0	53.0	0.35
19	1967	82.0	54.0	0.17
20	1968	42.0	56.0	5.81
21	1969	42.0	56.0	5.81
22	1970	50.0	58.4	23.14
23	1971	80.0	60.0	41.09
24	1972	42.0	60.0	41.09
25	1973	77.0	60.1	42.38
26	1974	43.0	63.0	88.55
27	1975	56.0	63.0	88.55
28	1976	66.0	64.0	108.37
29	1977	78.0	65.0	130.19
30	1978	63.0	66.0	154.01
31	1979	72.0	72.0	338.93
32	1980	63.0	76.0	502.21
33	1981	60.0	77.0	548.03
34	1982	43.5	78.0	595.85
35	1983	76.0	80.0	697.49
36	1984	35.6	80.0	697.49
37	1985	50.2	82.0	807.13
	$\Sigma =$	1982.9	1982.9	10,157.50
	$\bar{Y}_n =$	53.59		

TABLA 19

CALCULO PARA DETERMINAR LA PMP MEDIA EN LA CUENCA EN ESTUDIO

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
ISOYETA (mm)	AREA ENCERRADA (Km <sup>2</sup> )	AREA NETA (Km <sup>2</sup> )	PRECIPITACION MEDIA ENTRE ISOYETA (mm)	VOLUMEN DE PRECIPITACION (Km <sup>2</sup> x mm) (3 x 4)
500	7.1	7.1	510	3,621.0
450	113.9	106.8	475	50,730.0
400	239.6	125.7	425	53,422.5
350	429.6	190.0	375	71,250.0
300	515.6	90.0	325	29,250.0
		519.6		208,273.5 Km <sup>2</sup> x mm

$$P M P \text{ media} = \frac{208,273.5 \text{ Km}^2 \times \text{mm}}{519 \text{ Km}^2} = 400.83 \text{ mm.}$$

TABLA 20

TEMPERATURA AMBIENTE MAXIMA ANUAL PARA EL MES DE JUNIO EN LA  
ESTACION LEON SEMINARIO, GTG.

AÑO	TEMPERATURA °C
1958	23
1959	22.4
1960	24.4
1961	22.2
1962	24.7
1963	24.4
1964	23.6
1965	23.4
1966	23.2
1967	23.2
1968	23.3
1969	22.8
1970	22.8
1971	22.1
1972	21.4
1973	24.4
1974	18.4
1975	20.0
1976	20.4
1977	21.0
1978	S/DATOS
1979	22.5
1980	25.7

TABLA 21

LAMINA DE AGUA PRECIPITABLE (mm) ENTRE LA SUPERFICIE DE 1,000 mb  
 Y LA PRESION DE 300 mb EN UNA ATMOSFERA SATURADA PSEUDOADIABATICA  
 COMO FUNCION DEL PUNTO DE ROCIO (°) A 1,000 mb.

TEMPERATURA °C	PRECIPITACION (mm)	TEMPERATURA °C	PRECIPITACION (mm)
0	6	16	35
1	7	17	40
2	10	18	44
3	11	19	48
4	12	20	52
5	13	21	57
6	15	22	62
7	16	23	67
8	18	24	74
9	19	25	80
10	21	26	94
11	23	27	97
12	25	28	103
13	28	29	111
14	30	30	121
15	33		

TABLA 22







REGISTROS HISTORICOS DE EVAPORACION NETA  
ESTACION HIDROMETRICA LAS AMERICAS, GTO.

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
58	12.9	110.6	157.3	177.2	178.6	-40.0	28.3	-71.3	-126.6	41.0	41.2	68.1
59	89.8	102.4	157.3	80.7	155.7	-34.4	-1	-221.7	-137.8	-52.3	94.2	82.1
60	88.6	112.8	157.3	174.8	162.2	136.5	-19.2	-225.0	35.1	100.9	94.2	71.2
61	60.7	110.2	150.6	171.0	162.2	59.3	28.4	61.4	52.7	102.4	91.8	82.1
62	70.4	91.2	148.6	143.2	171.5	-39.2	58.3	32.2	-25.9	20.1	90.3	61.6
63	111.8	132.8	146.6	193.4	156.0	19.9	-62.4	.6	33.1	62.8	85.2	33.3
64	13.6	140.4	167.4	208.5	117.7	71.3	19.6	-29.5	-117.9	70.5	87.0	73.2
65	88.3	96.0	179.1	169.0	151.9	146.4	-57.9	-127.1	-81.9	65.0	103.6	85.0
66	72.7	88.8	122.5	130.5	133.2	19.8	4.1	-47.4	120.1	-21.6	102.2	81.3
67	28.0	115.7	147.8	146.9	157.3	-66.1	35.1	-109.0	-147.1	-3.5	78.4	90.0
68	96.1	69.7	72.6	145.1	139.4	45.1	-63.4	90.3	-73.8	114.0	102.0	73.8
69	91.2	116.9	174.8	194.3	217.7	116.5	35.7	55.7	112.3	104.8	104.7	85.4
70	101.4	97.5	169.1	189.9	194.3	15.3	11.0	8.6	-132.2	104.8	94.6	100.0
71	94.9	115.8	144.5	177.5	101.5	-124.7	14.4	-76.1	-149.4	7.3	46.1	52.4
72	72.5	101.9	117.1	108.3	95.0	74.4	-26.0	56.6	11.5	54.5	51.1	69.9
73	73.7	85.3	151.1	120.4	122.8	-16.4	-176.7	-142.4	-32.6	59.1	76.9	65.9
74	73.1	85.8	105.4	115.4	76.7	60.2	-96.1	-69.8	-10.2	67.4	68.9	40.0
75	21.3	75.8	121.7	152.2	121.2	-7.3	-171.1	-93.1	46.7	59.5	76.3	71.6
76	72.7	91.4	111.7	121.3	98.3	112.6	-107.6	-35.3	101.5	-5.4	22.6	42.5
77	52.0	65.0	118.8	95.8	121.2	10.2	-85.8	-78.0	-3	5.7	63.0	60.8
78	69.3	100.3	141.1	150.8	141.7	28.0	-31.6	-51.0	-26.1	47.9	78.7	69.5
79	69.3	100.3	141.1	150.8	141.7	28.0	-31.6	-51.0	-26.1	47.9	78.7	69.5
80	69.3	100.3	141.1	150.8	141.7	28.0	-31.6	-51.0	-26.1	47.9	78.7	69.5
81	69.3	100.3	141.1	150.8	141.7	28.0	-31.6	-51.0	115.2	38.4	129.6	78.6
82	126.1	115.7	178.4	197.9	137.4	235.3	-20.1	99.3	162.5	119.7	109.5	49.9
83	50.9	127.4	186.3	229.8	162.1	120.7	-42.1	13.7	44.1	134.8	51.7	99.0
84	83.0	122.4	194.5	234.4	179.6	33.6	53.1	67.6	77.0	122.2	113.1	84.2
85	104.5	120.9	182.9	162.0	165.4	-26.0	53.9	68.9	105.7	88.8	99.1	106.5
86	121.1	135.4	204.9	201.6	197.4	-131.2	84.3	8.3	11.3	61.2	100.0	95.6
87	112.5	118.1	185.5	169.7	192.0	147.0	-45.0	62.0	42.5	161.3	116.2	88.9
88	83.5	140.0	97.2	162.9	212.8	160.4	36.7	-69.0	98.4	125.6	123.3	99.0

TABLA 24

RESULTADO DEL FUNCIONAMIENTO DE VASO  
 PARA UNA CAPACIDAD MUERTA = 4 Mm<sup>3</sup>  
 % DE DEFICIENCIA = 3%

ELEVACION m.s.n.m.	CAPACIDAD DE CONSERVACION (Mm <sup>3</sup> )	VOLUMEN DE DE MANDA ANUAL (Mm <sup>3</sup> )
1800	11.08	7.89
1802	15.00	10.85
1806	26.30	18.20
1810	41.70	27.40
1812	50.50	32.20
1814	60.40	35.85
1818	88.00	42.15
1822	115.00	46.78
1826	147.00	51.00
1828	166.00	53.15
1830	197.33	56.85

TABLA 25

PRODUCTIVIDAD DEL AGUA CON FERTILIZANTES SEGUN LA S.A.R.H.

PERIODO 89-90 - OTOÑO - INVIERNO

LAMINA BRUTA EN CMS.

CULTIVO	LAMINA BRUTA Cm.	RENDIMIENTO Kg/ha	RENDIMIENTO POR Ha EN \$
MAIZ	83.50	4425	3'982,500.00
FRIJOL	60.00	1495	2'242,500.00
TRIGO	79.60	5590	5'031,000.00
CEBADA	78.00	4200	3'360,000.00

BENEFICIO PROMEDIO = \$3'700,000.00

LAMINA BRUTA PROMEDIO = 75.3 cm.

TABLA 26

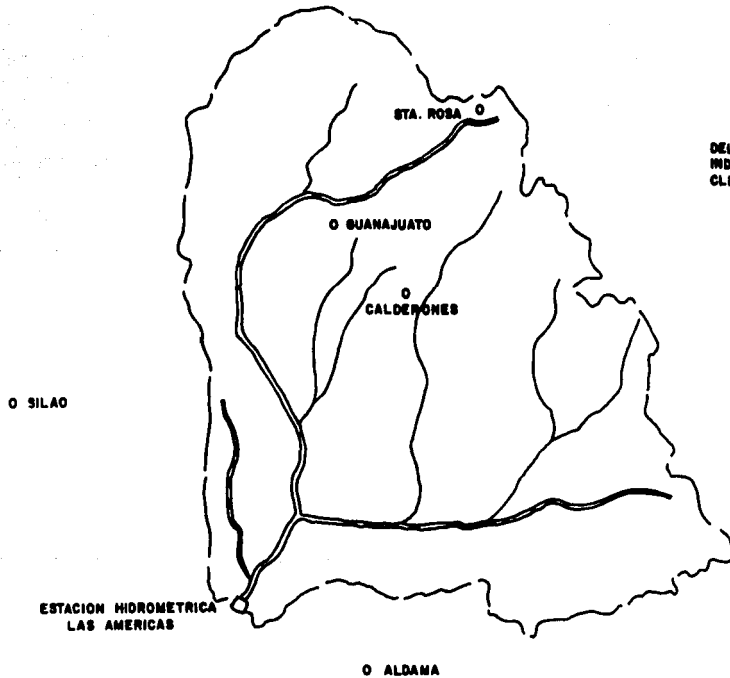
HORIZONTE ECONOMICO DE LA PRESA

TIEMPO DE CONSTRUCCION 2 AÑOS; TAZA REAL = 20.88%, SIN CONSIDERAR MANTENIMIENTO Y OPERACION.

AÑO	INDICE DE ACTUALIZACION $\frac{1}{(1+i)^n}$	ELEVACION EN m.s.n.m. (ELEVACION EN LA CORONA)							
		1805	1807	1811	1815	1817	1819	1823	1827
1.-	0.8273	-9803	-11,903	-16,288	-22,406	-26,069	-30,163	-37832	-48,475
2.-	0.6844	-8109	-9,847	-13,474	-18,536	-21,566	-24,953	-31,298	-40,102
3.-	0.5662	2196	3,020	5,065	7,625	8,961	9,976	11,730	13,018
4.-	0.4684	1816	2,498	4,190	6,308	7,413	8,253	9,704	10,769
5.-	0.3875	1503	2,067	3,466	5,218	6,133	6,828	8,028	8,909
6.-	0.3205	1243	1,709	2,867	4,316	5,072	5,647	6,640	7,369
7.-	0.2652	1028	1,414	2,372	3,571	4,197	4,673	5,494	6,097
8.-	0.2194	851	1,170	1,963	2,955	3,472	3,866	4,545	5,044
9.-	0.1815	704	968	1,624	2,444	2,872	3,198	3,760	4,173
10.-	0.1501	582	800	1,343	2,021	2,375	2,645	3,110	3,451
11.-	0.1242	482	662	1,111	1,673	1,966	2,188	2,573	2,856
12.-	0.1027	398	548	919	1,383	1,625	1,810	2,128	2,361
13.-	0.0850	330	453	760	1,145	1,345	1,498	1,761	1,954
14.-	0.0703	273	375	629	947	1,113	1,239	1,456	1,616
15.-	0.0582	226	310	521	784	921	1,025	1,026	1,338
16.-	0.0481	187	257	430	648	761	848	996	1,106
17.-	0.0398	154	212	356	536	630	701	825	915
18.-	0.0329	128	175	294	443	521	580	682	756
19.-	0.0272	105	145	243	366	430	479	564	625
20.-	0.0225	87	120	201	303	356	396	466	517
21.-	0.0186	72	99	166	250	294	328	385	428
22.-	0.0154	60	82	138	207	244	271	319	354
23.-	0.0128	50	68	114	172	203	226	265	294
24.-	0.0106	41	57	95	143	168	187	220	244
25.-	0.0087	34	46	78	117	138	153	180	200
26.-	0.0072	28	38	64	97	114	127	149	166
27.-	0.0060	23	32	54	81	95	106	124	138
28.-	0.0049	19	26	44	66	78	86	102	113
29.-	0.0041	16	22	37	55	65	72	85	94
30.-	0.0034	13	18	30	46	54	60	70	78
	COSTOS	-17,912	-21,750	-29,762	-40,942	-47,635	-55,116	-69,130	-88,577
	BENEFICIOS	12,649	17,391	29,174	43,920	51,616	56,466	67,567	74,983
	B/C	0.706	0.800	0.98	1.073	1.084	1.043	0.977	0.847

TABLA 27

○  
SAN ANTON DE LAS MINAS



DELIMITACION DE LA CUENCA EN ESTUDIO  
INDICANDO LA UBICACION DE LAS ESTACIONES  
CLIMATOLOGICA E HIDROMETRICA.

FIG. 1

TORRENTE REGISTRADA EN EL MES DE JUNIO DE 1971  
EN LA ESTACION CLIMATOLOGICA SANTA ROSA, GTO.

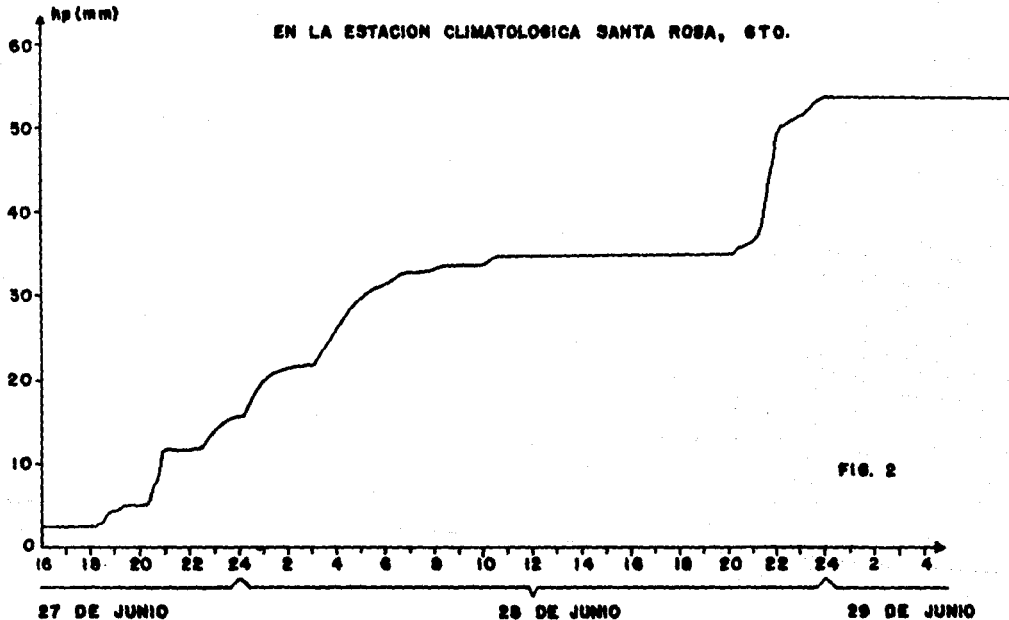
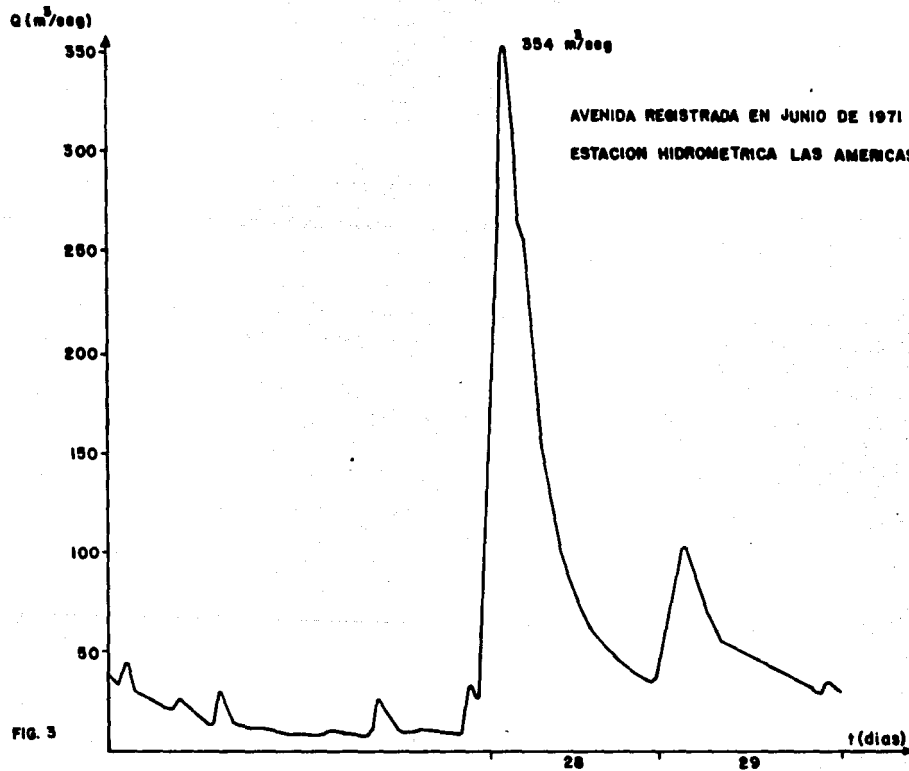


FIG. 2



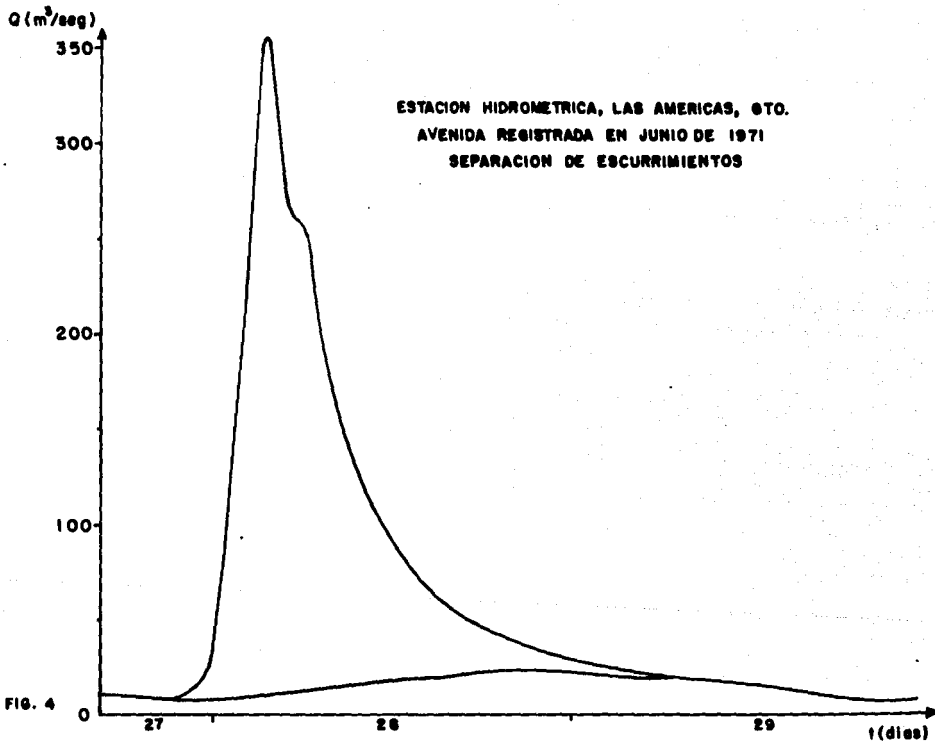


FIG. 4



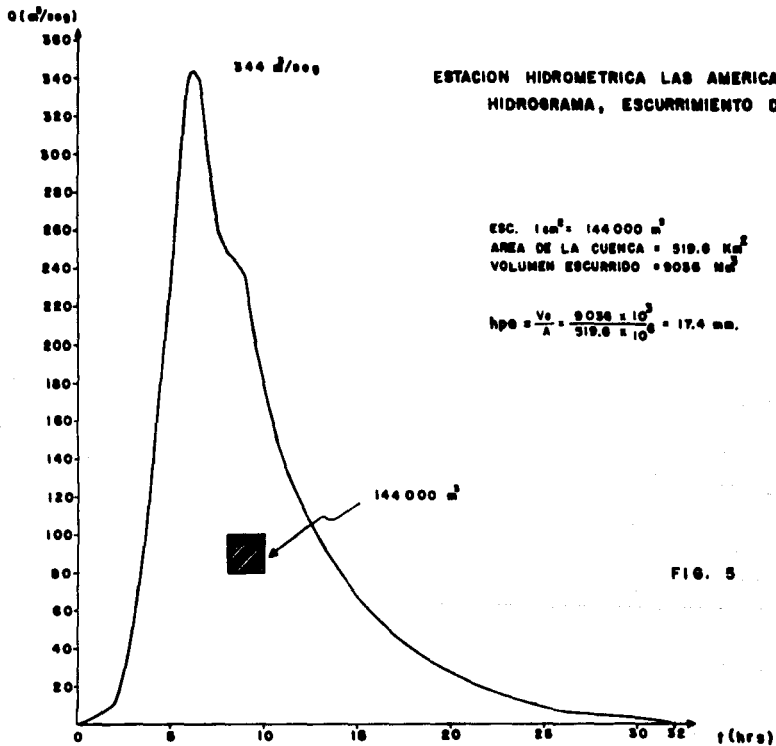


FIG. 5

CALCULO DE LA PRECIPITACION MEDIA EN LA CUENCA DE LA ESTACION  
HIDROMETRICA LAS AMERICAS STO. POR EL METODO DE THIESEN

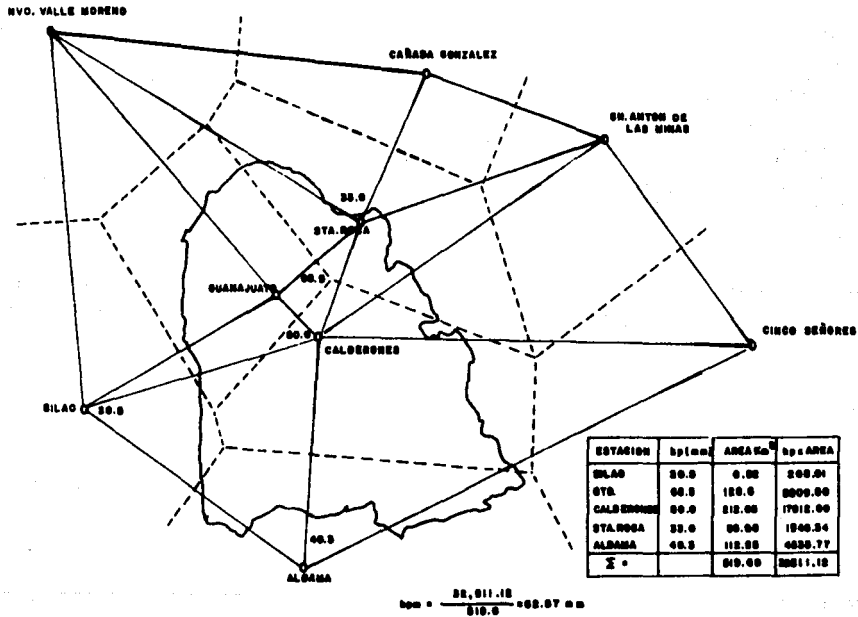


FIG. 6

TORRENTE REGISTRADA EN EL MES DE JUNIO DE 1971  
EN LA ESTACION CLIMATOLOGICA SANTA ROSA STO.

MAYORADA (LRO)

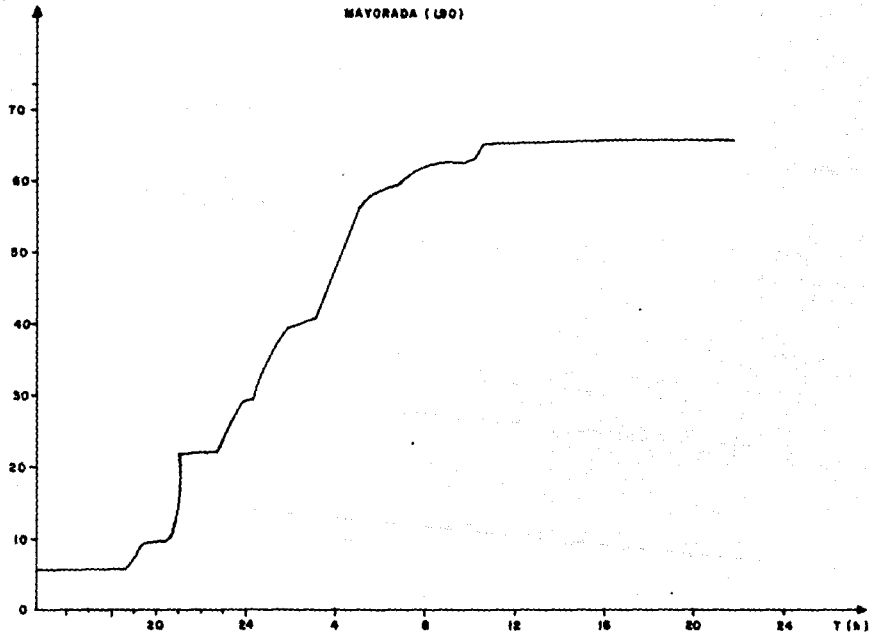


FIG. 7

NIETOGRAMA DE LA TORMENTA OCURRIDA EN JUNIO DE 1971  
EN LA CUENCA DE ESTUDIO

(MAYORADA X 1.90)

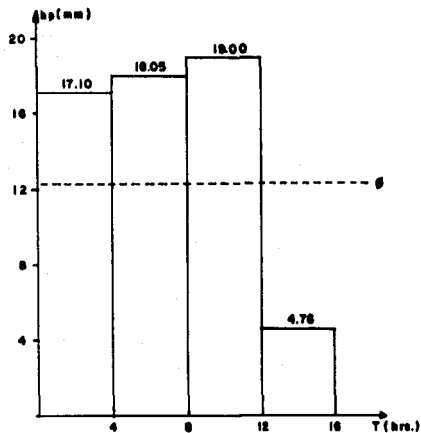


FIG. 8

NIETOGRAMA $\Delta t = 4$ hrs.		INDICE DE INFILTRACION $\phi$					
HORAS	hp (mm)	$\phi=3$	$\phi=7$	$\phi=10$	$\phi=16$	$\phi=200$	$\phi=12.25$
0-4	17.10	14.10	10.10	7.10	5.80	5.10	4.85
4-8	18.05	15.05	11.05	8.05	6.45	6.05	5.80
8-12	18.00	16.00	12.00	9.00	7.40	7.00	6.75
12-16	4.78	1.78	—	—	—	—	—
$\Sigma$	58.91	46.91	33.15	24.15	19.35	18.15	17.40

$hp = 17.4 \text{ mm} = 17.4 \therefore \phi = 12.25 \text{ mm} / 4 \text{ hrs.}$   
 $de = 12.00 \text{ hrs.}$

HIDROGRAMA UNITARIO DE LA TORMENTA OCURRIDA EN JUNIO DE 1971  
EN LA ESTACION HIDROMETRICA LAS AMERICAS STO.

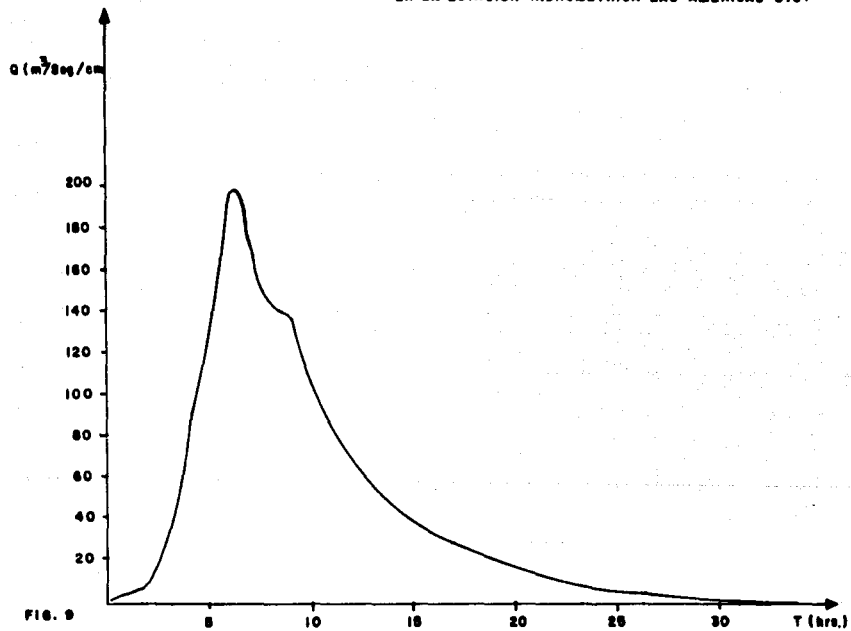
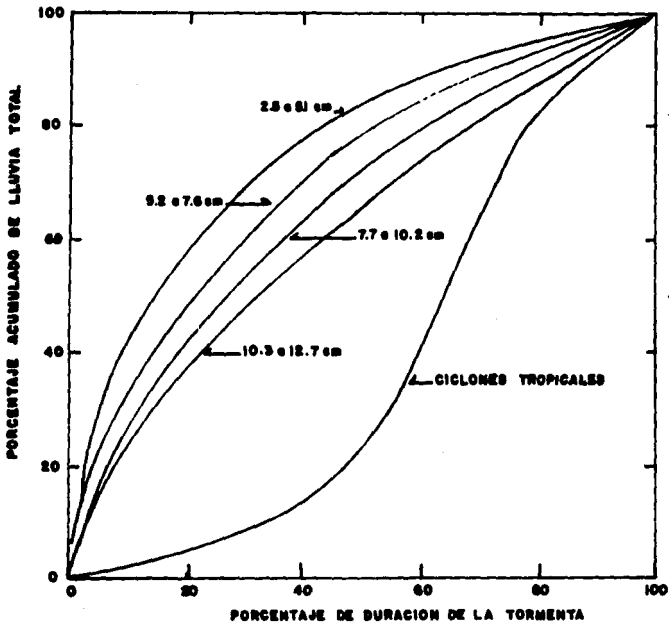


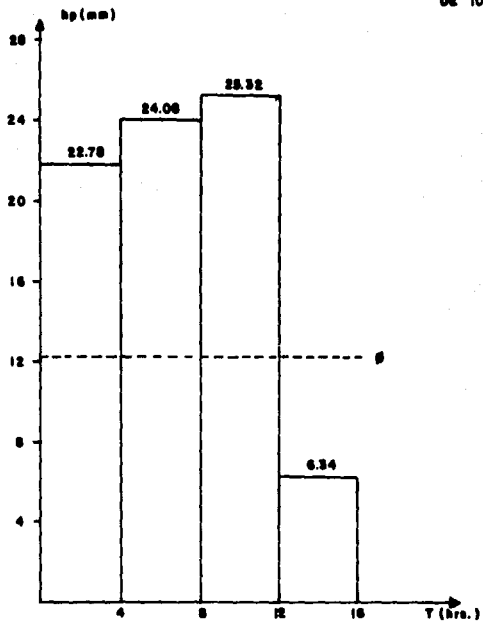
FIG. 9



PORCENTAJES TÍPICOS DE DISTRIBUCIÓN DE CURVAS  
 MASAS DE LLUVIAS PARA DIFERENTES ALTURAS DE  
 PRECIPITACION Y CARACTERÍSTICAS DE TORMENTAS.  
 (SEGUN U. S. WEATHER BUREAU ).

FIG. 10

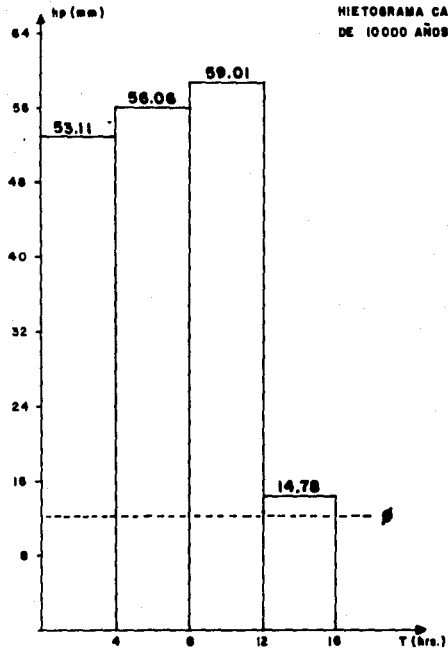
HIETOGRAMA CALCULADO POR UN PERIODO DE RETORNO  
DE 10 AÑOS EN LA CUENCA DE LA ESTACION LAS AMERICAS, STO.  
(12. CRITERIO)



$h_{pe} = 36.41$  mm  
 $\bar{p} = 12.29$  mm / 4 hrs

FIG. 11

HIETOGRAMA CALCULADO PARA UN PERIODO DE RETORNO  
DE 10000 AÑOS EN LA CUENCA DE LA ESTACION LAS AMERICAS, STO.  
( 18 CRITERIO )



$h_{pe} = 133.06 \text{ mm}$   
 $\beta = 12.25 \text{ mm / 4 hrs.}$

FIG. 12



(2<sup>o</sup> CRITERIO)  
TR = 10 Años

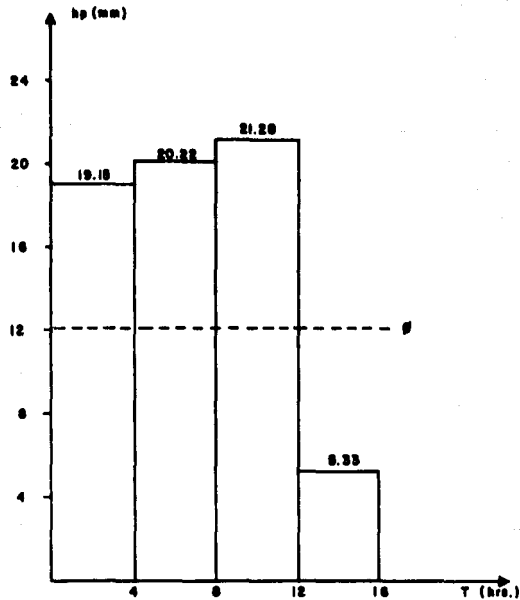


FIG. 13

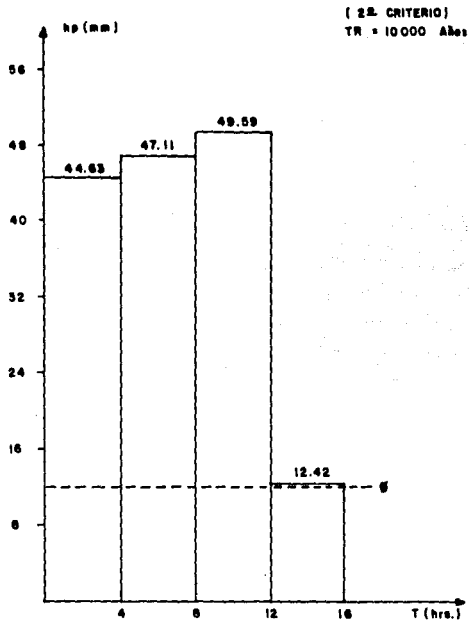
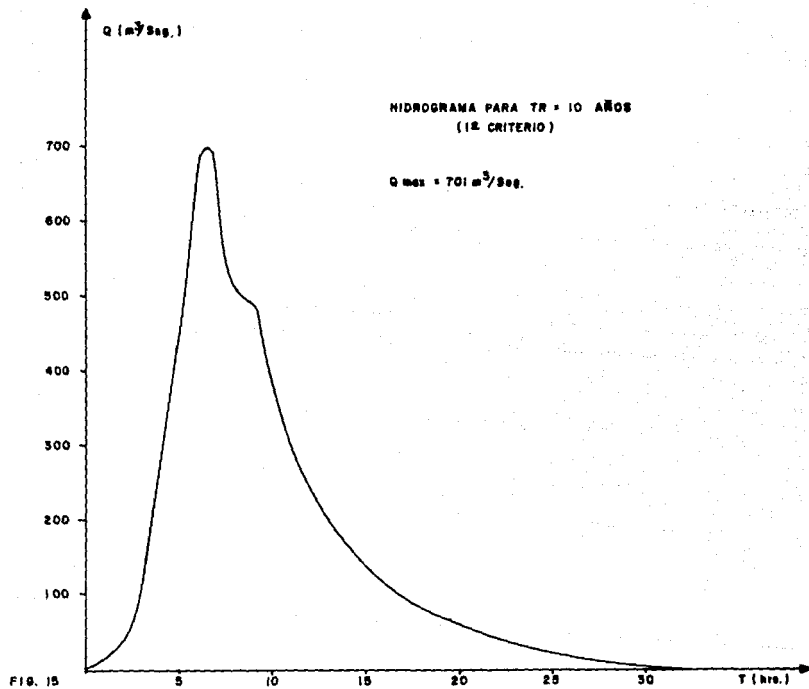
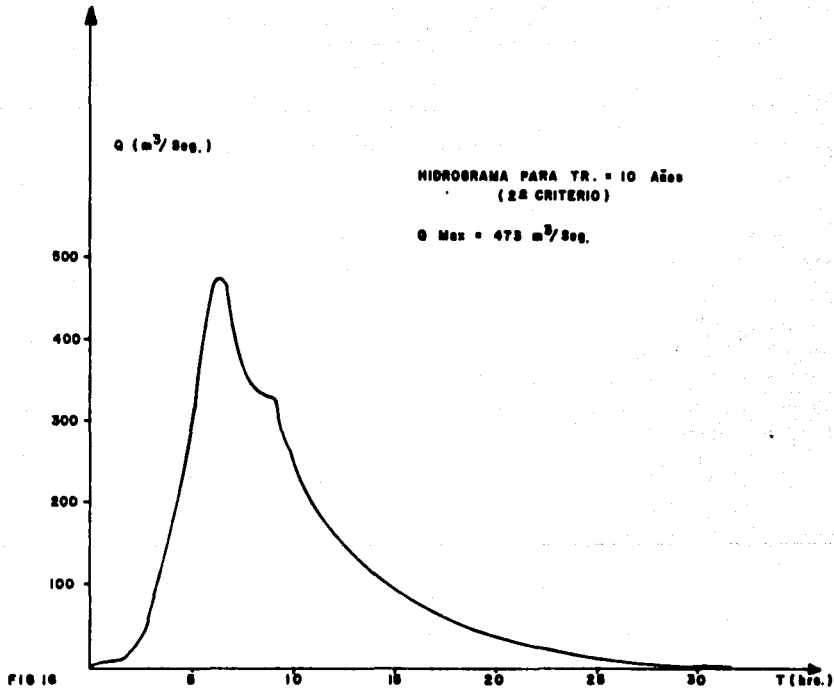
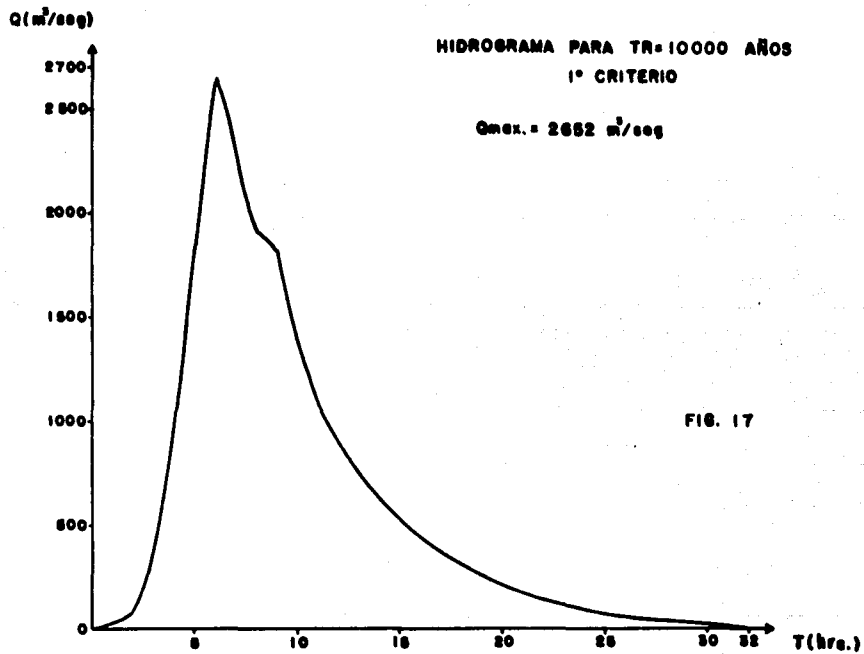


FIG. 14







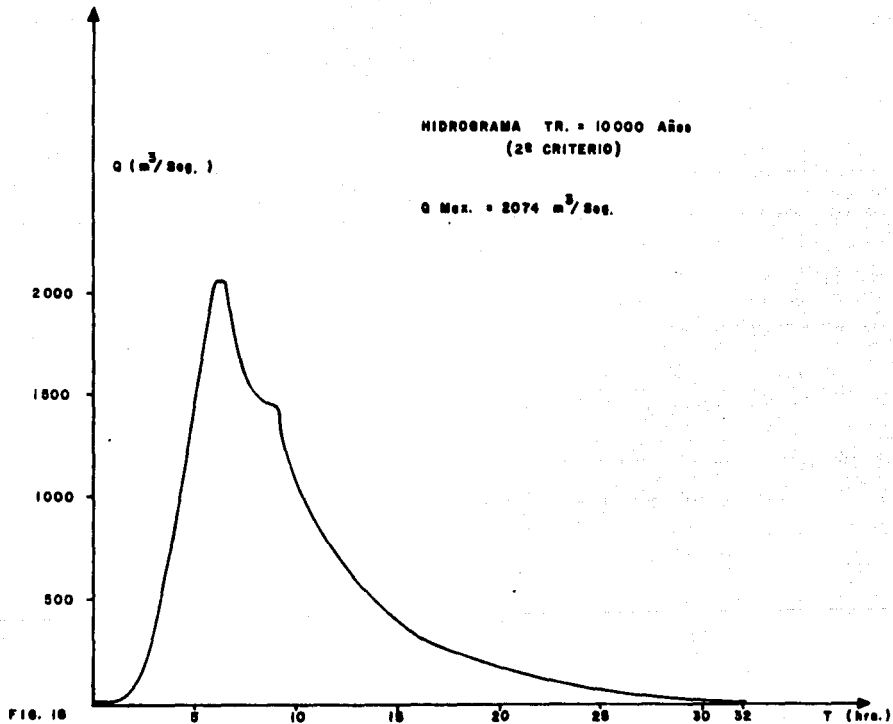


FIG. 18

# OBTENCION DEL HIDROGRAMA TOTAL PARA LA CUENCA EN ESTUDIO

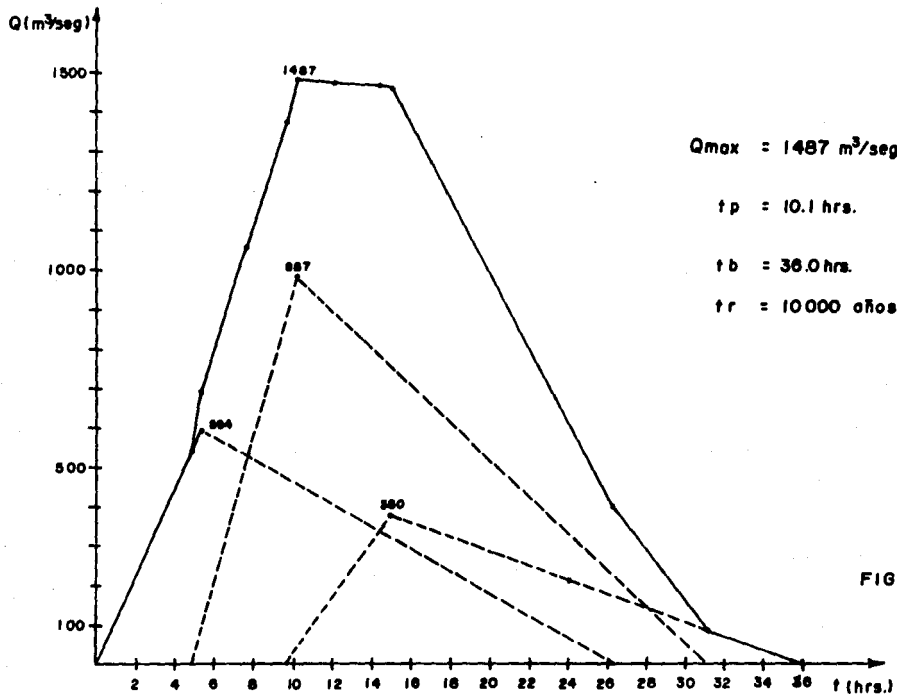


FIG. 19

# HIDROGRAMA TOTAL PARA LA CUENCA EN ESTUDIO

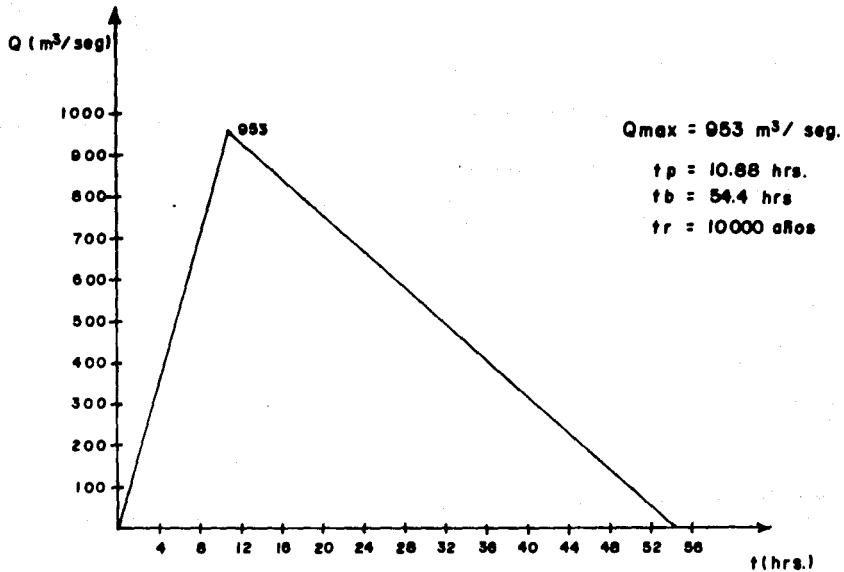


FIG. 20



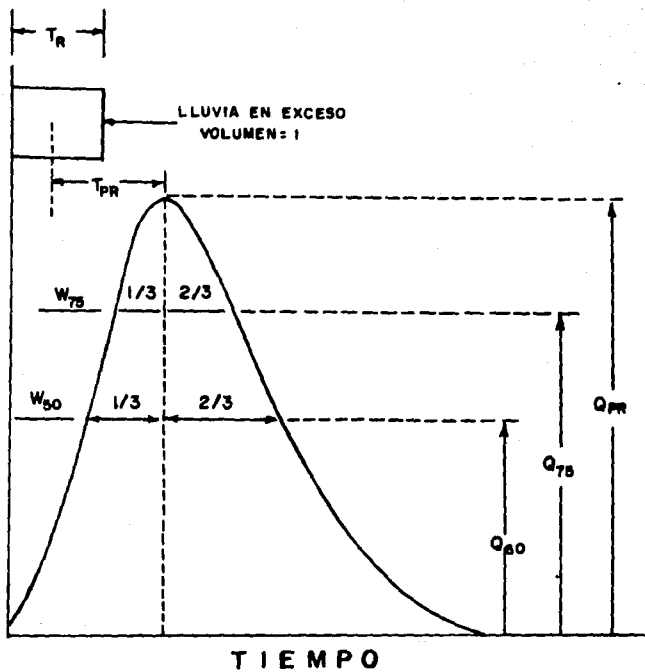


FIG. 21

HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO DE SNYDER  
 DEDUCIDO EN EL SITIO DE LA ESTACION HIDRO-  
 METRICA LAS AMERICAS, GTO.

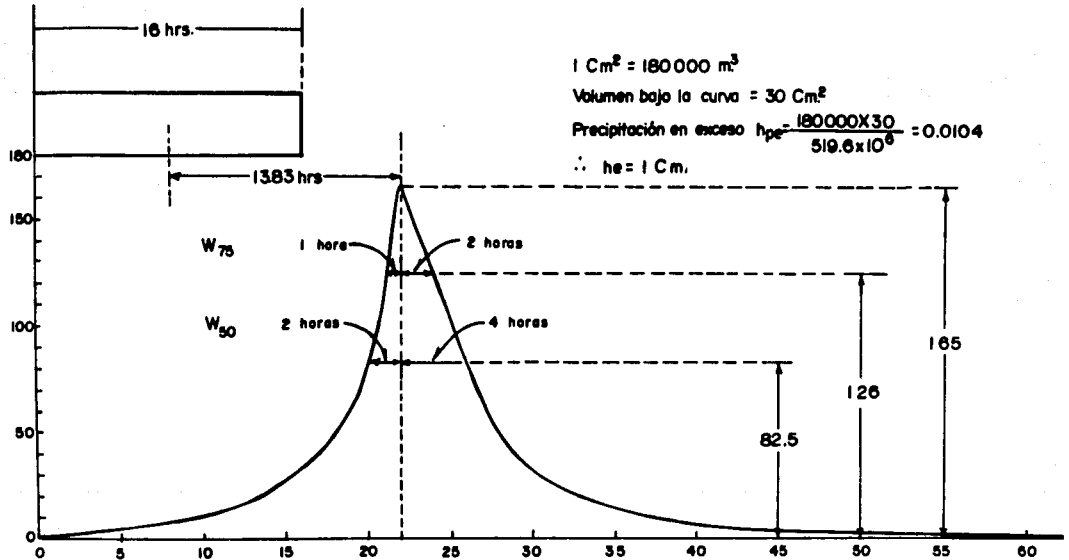
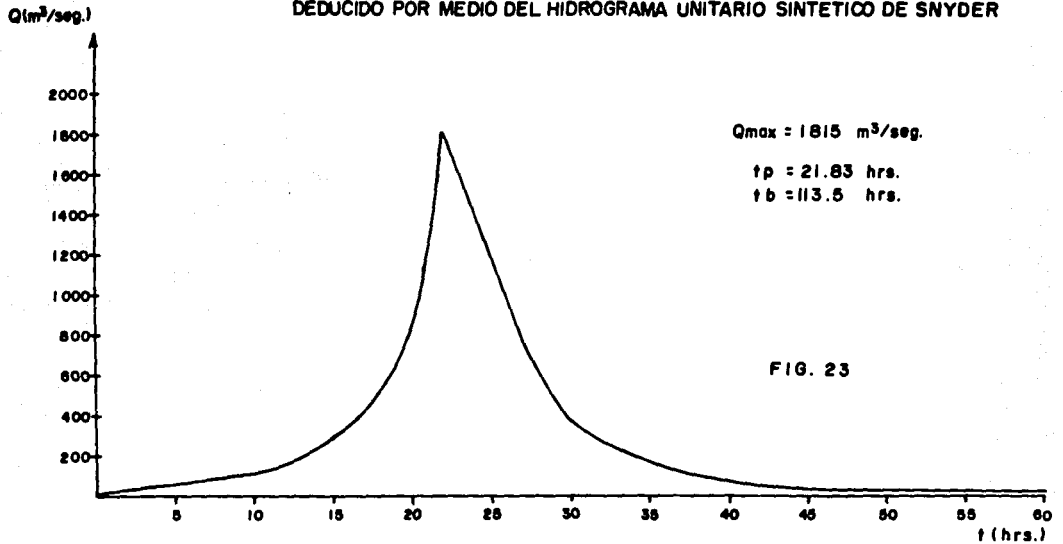
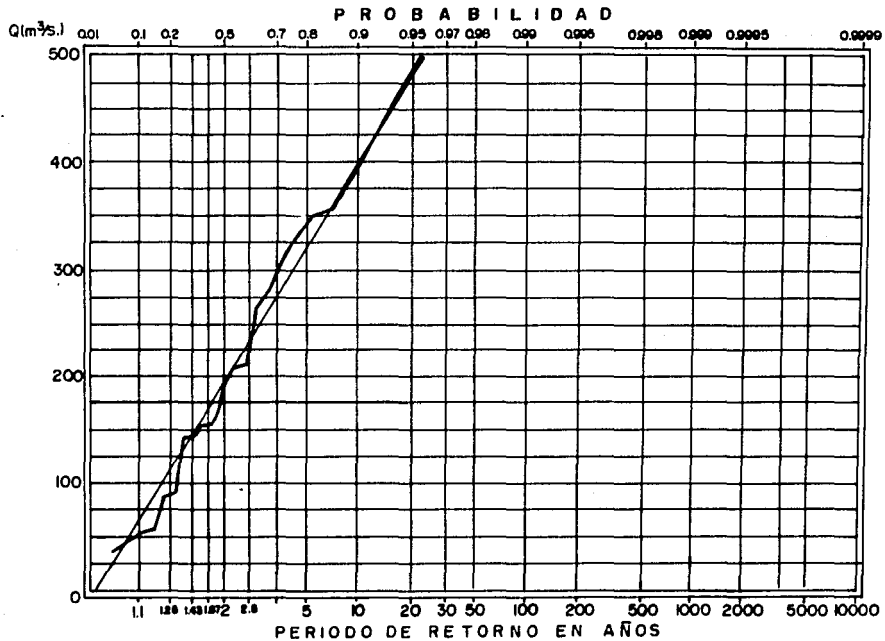


FIG. 22

HIDROGRAMA DE LA AVENIDA CON PERIODO DE RETORNO DE 10000 AÑOS  
DEDUCIDO POR MEDIO DEL HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO DE SNYDER

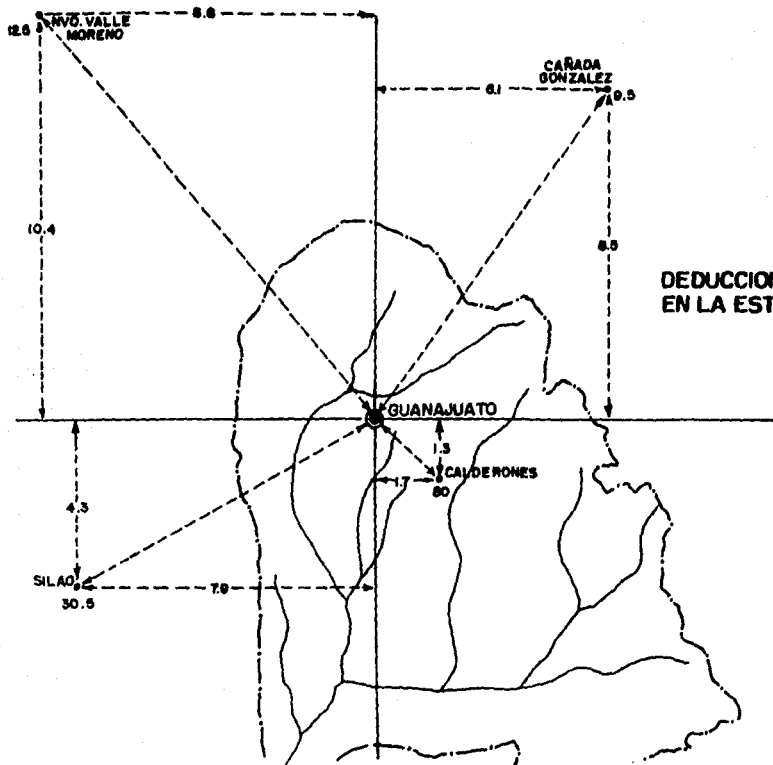


ESTACION HIDROMETRICA LAS AMERICAS, GTO.



GASTOS MAXIMOS ANUALES

FIG 24



DEDUCCION DEL DATO FALTANTE  
EN LA ESTACION GUANAJUATO

FIGURA-25

• NUEVO VALLE  
12.5 MORENO

### ISOYETAS DE LA TORMENTA OCURRIDA EL 27 DE JUNIO DE 1971, PARA UNA DURACION DE 24 Hrs.

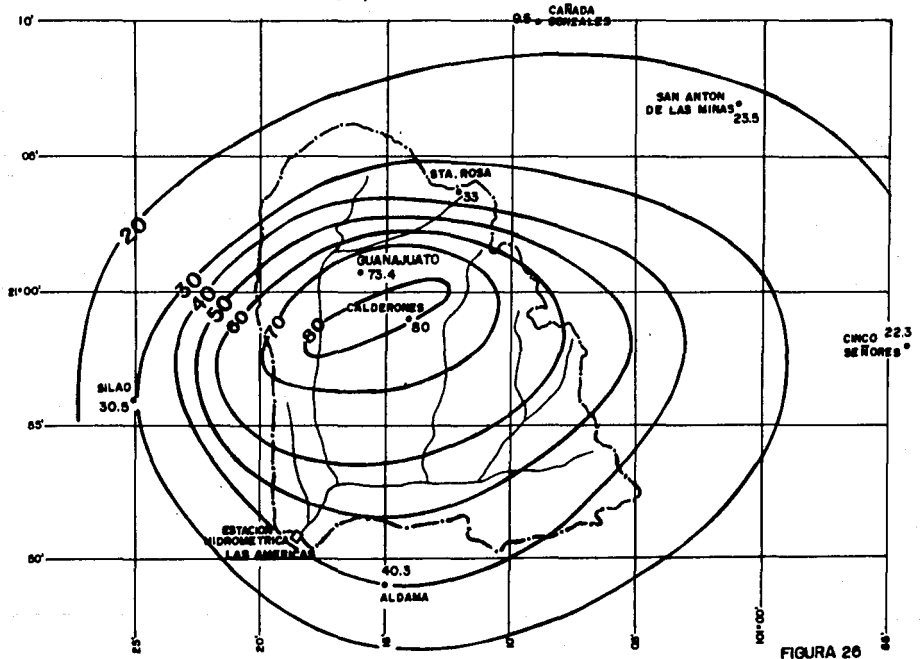


FIGURA 26

CURVAS DE ALTURA DE PRECIPITACION-AREA  
DURACION DE LA TORMENTA OCURRIDA EL 27  
DE JUNIO DE 1971, SOBRE LA CUENCA DEL RIO  
GUANAJUATO.

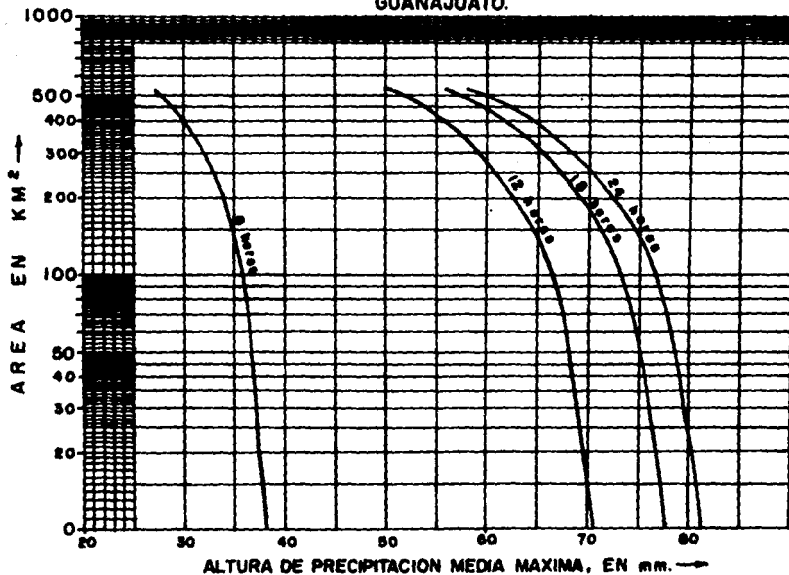


FIGURA 27

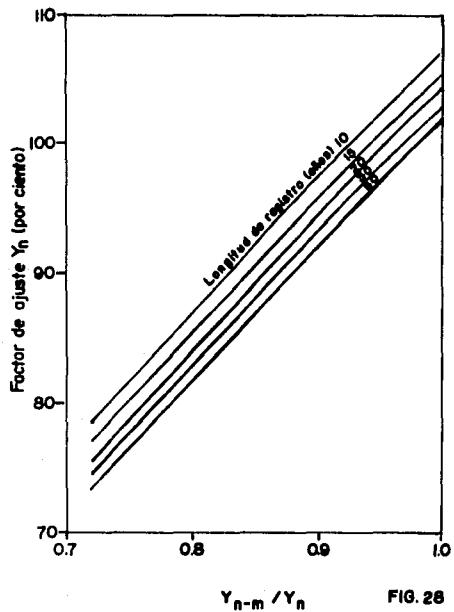


FIG. 28

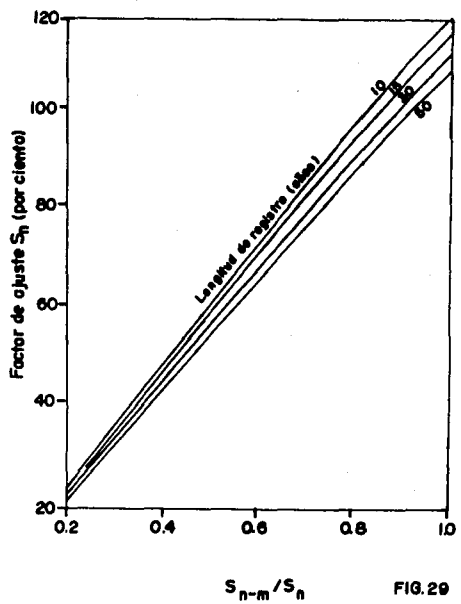


FIG. 29

Ajustes de las características de una serie anual de lluvias máximas observadas.



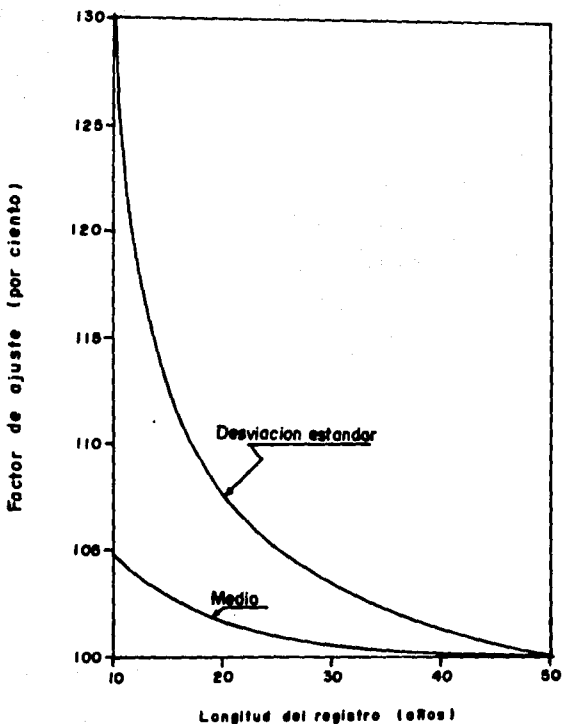


FIG.30 Ajuste de la media y desviacion estandar de las series anuales por longitud del registro.

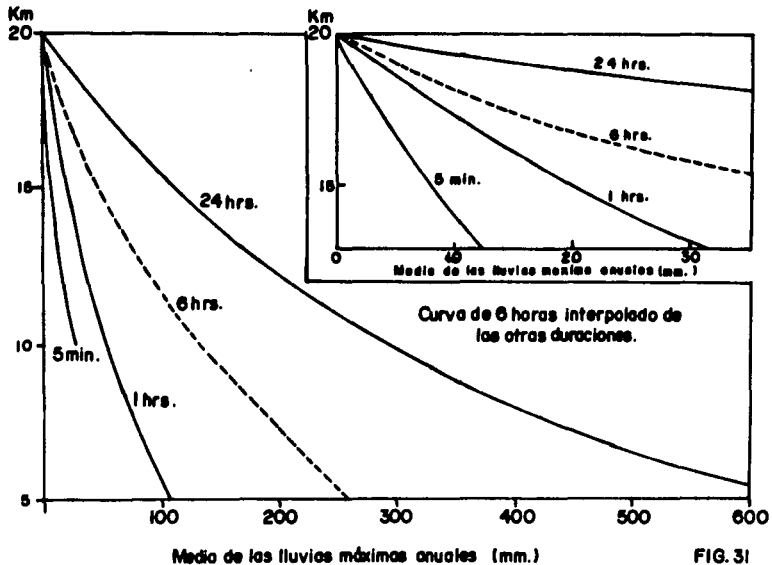


FIG. 31

Variación de Km. de acuerdo con las características de la lluvia.

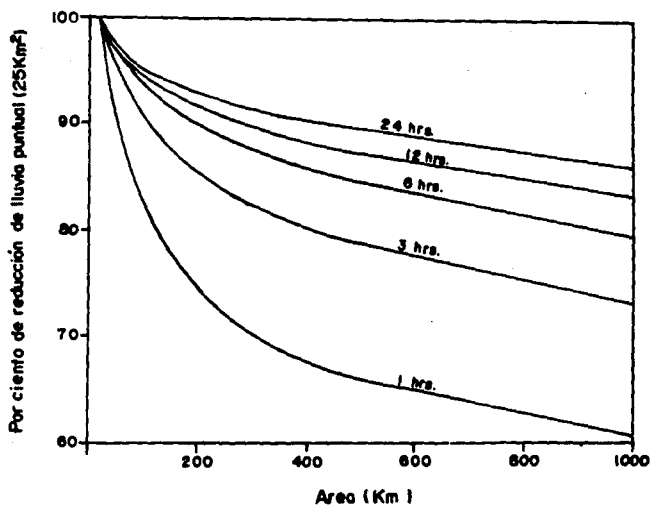
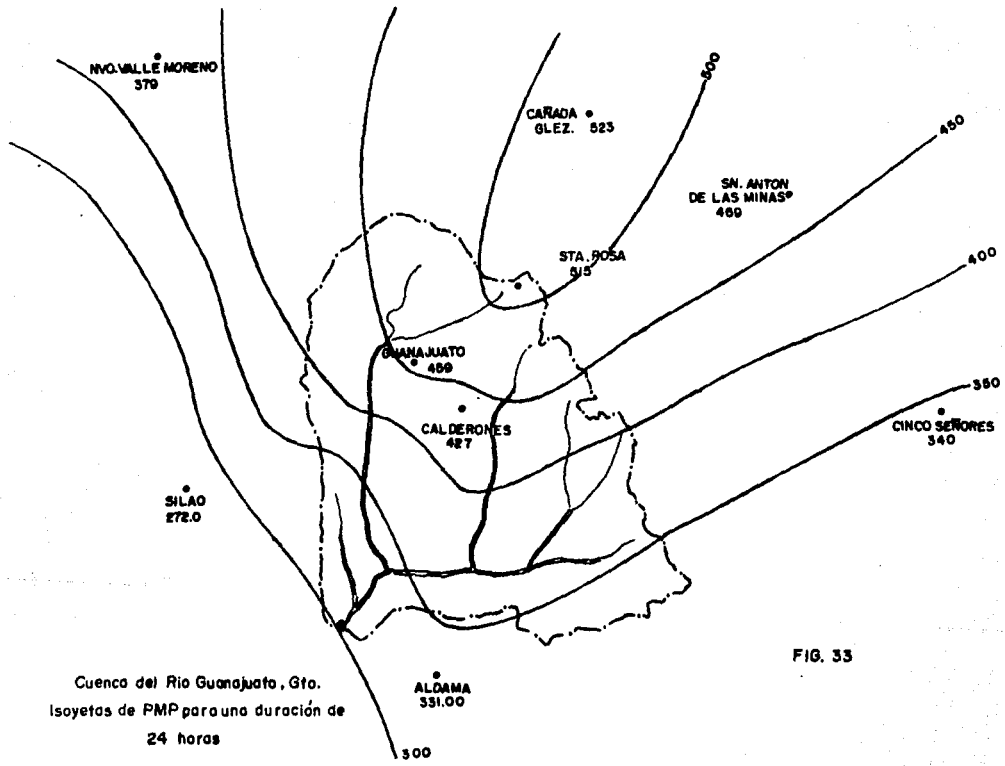


FIG.32..Curvas de reducción por área y reducción de la tormenta.



Cuenca del Rio Guanajuato, Gto.  
 Isoyetas de PMP para una duraci3n de  
 24 horas

FIG. 33

Por ciento de PMP (24 horas)

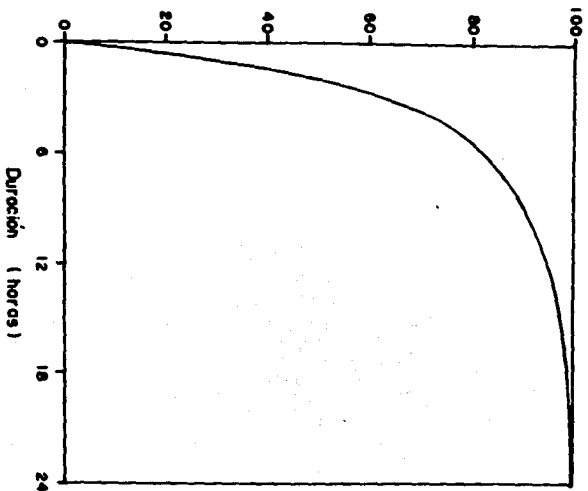


FIG.34.. Curva de altura de precipitación-duración tipo para una tormenta convectiva.

HISTOGRAMA DE LA TORMENTA DE DISEÑO (PMP)  
PARA LA CUENCA HASTA LA ESTACION HIDROMETRICA  
"LAS AMERICAS"

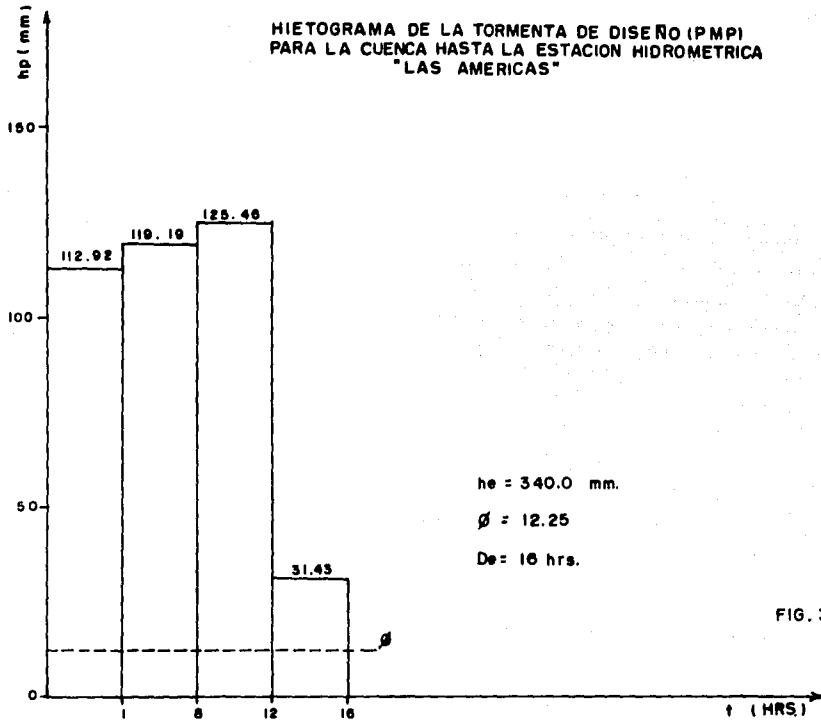


FIG. 35

HIDROGRAMA DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE  
PARA LA CUENCA EN ESTUDIO.

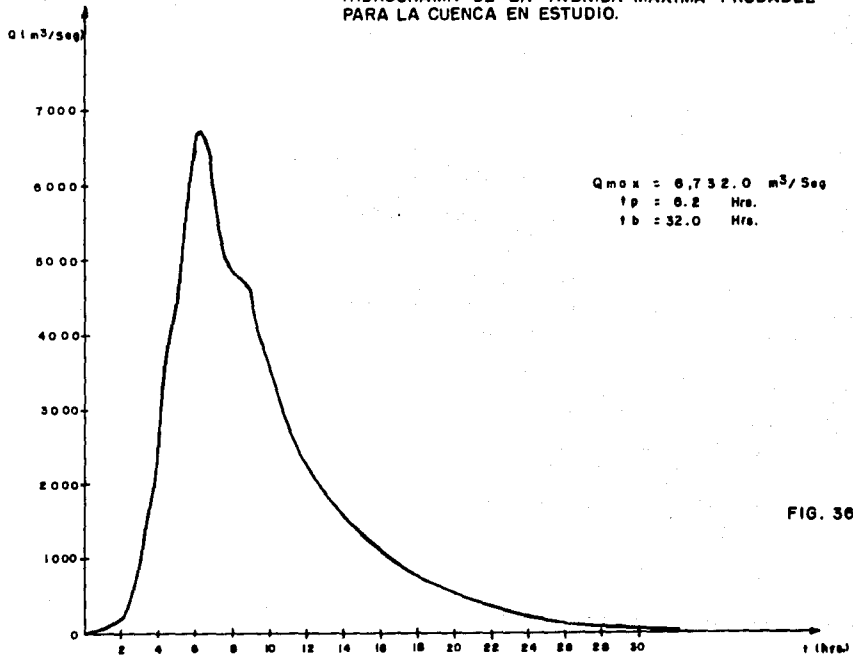
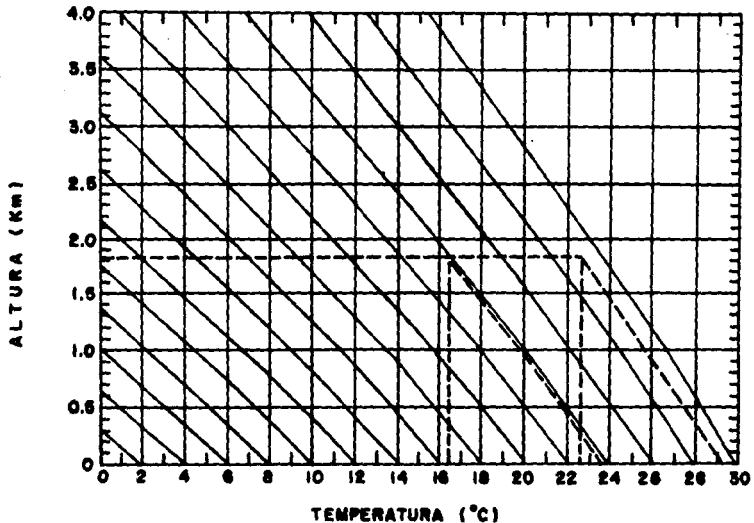


FIG. 36



**FIG. 37 DIAGRAMA PSEUDOADIABATICO PARA REDUCCION DEL PUNTO DE ROCIO  
A 1000 mb A "CERO" ALTURA**



**CURVAS DE ALTURA AREA DURACION PARA LA PMP  
POR EL METODO DE MAXIMIZACION DE TORMENTAS**

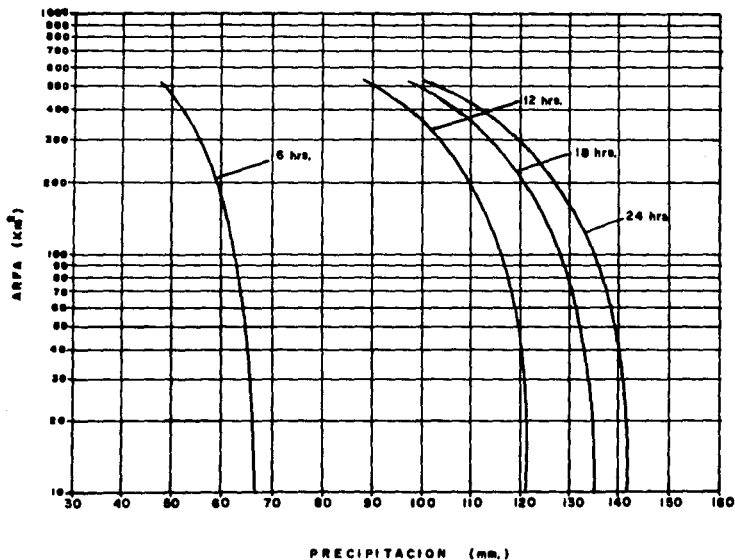


FIG. 38

HISTOGRAMA DE LA TORMENTA DE DISEÑO (PMP) PARA LA CUENCA EN ESTUDIO (METODO DE MAXIMIZACION DE TORMENTAS)

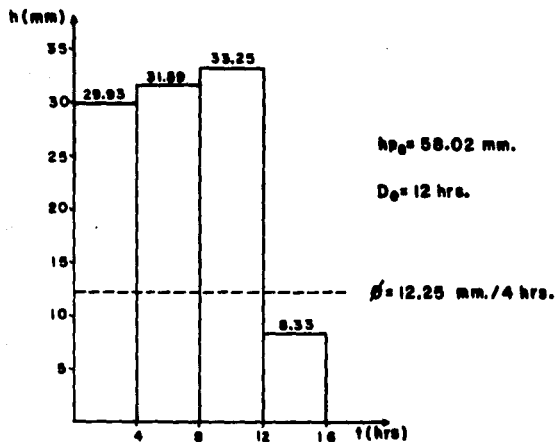


FIG. 39

HIDROGRAMA DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE PARA LA CUENCA  
EN ESTUDIO (METODO DE MAXIMIZACION DE TORMENTAS)

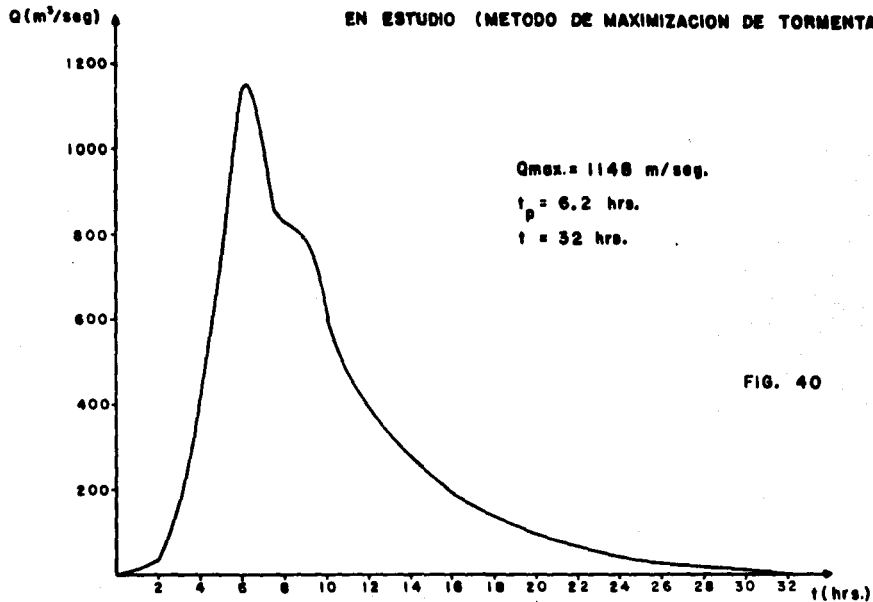


FIG. 40

### CURVA ELEVACIONES - CAPACIDADES

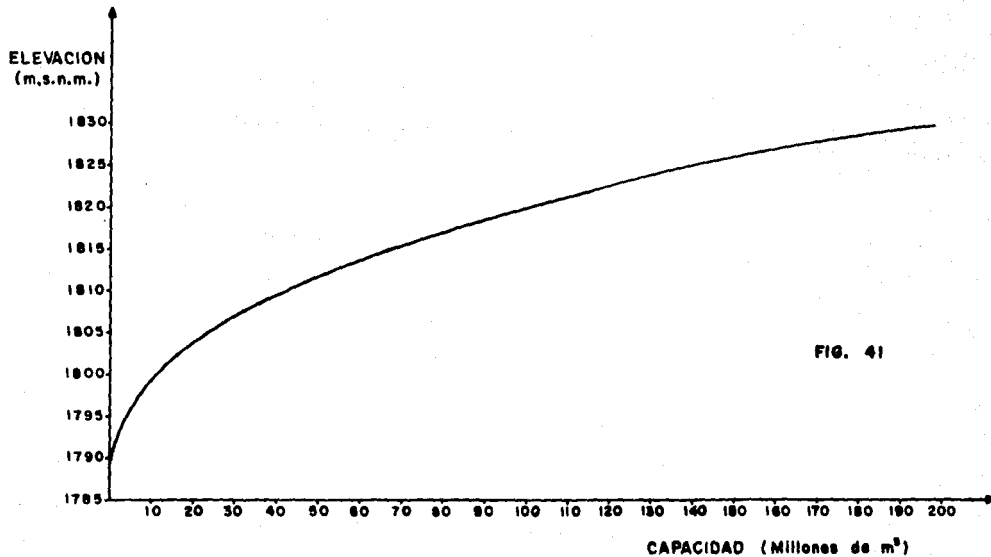
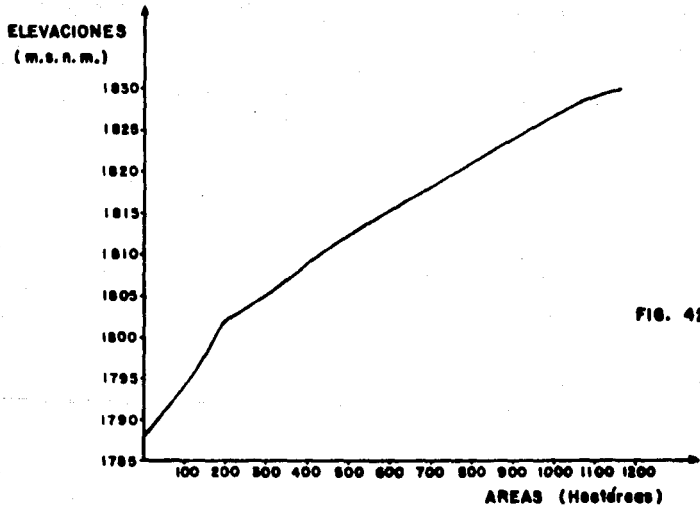
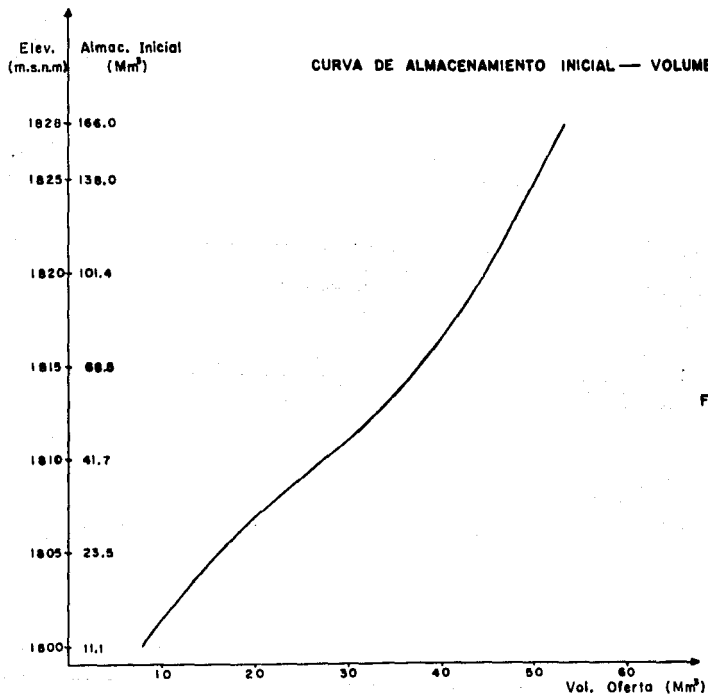


FIG. 41

**CURVA ELEVACIONES — AREAS**



**FIG. 42**



**FIG. 43**

### CURVA ELEVACIONES — COSTOS DE LA OBRA TOTAL

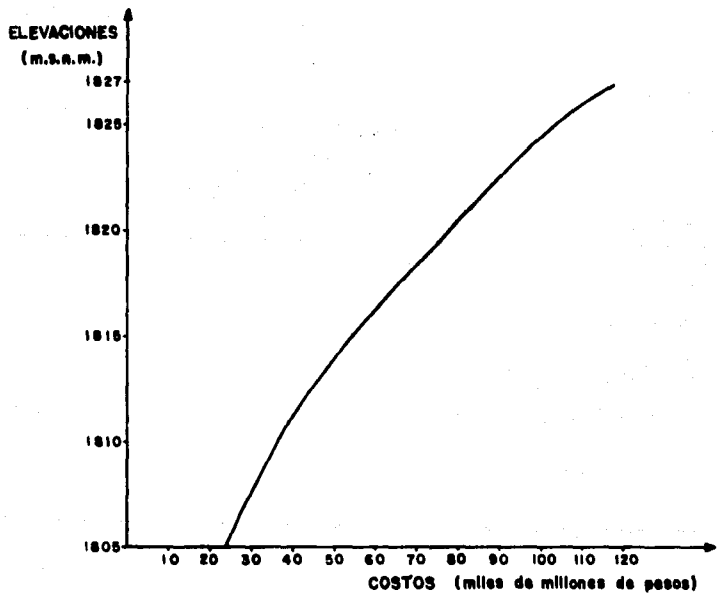
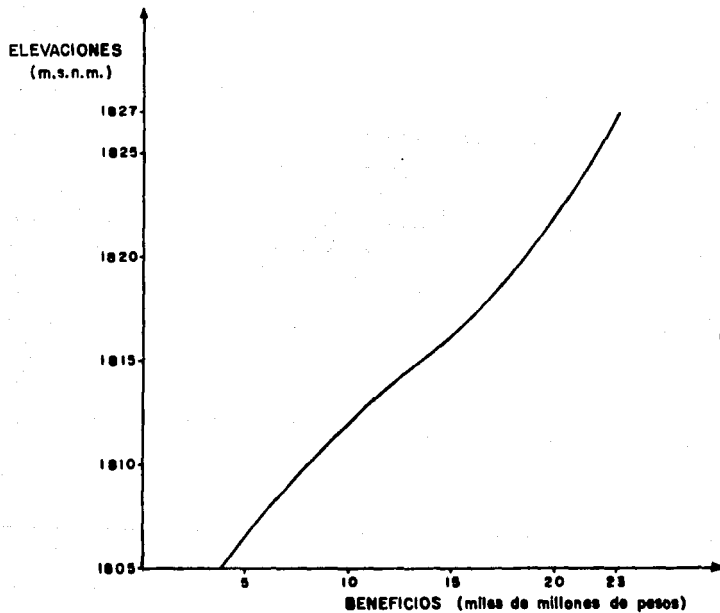


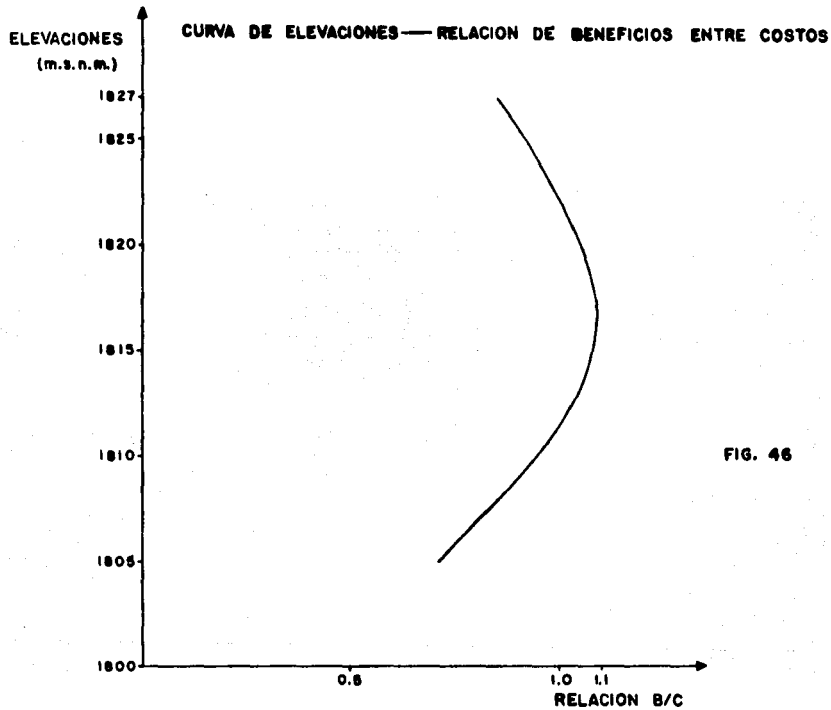
FIG. 44

**CURVA DE ELEVACIONES—BENEFICIOS POR APROVECHAMIENTO**



**FIG. 45**





**FIG. 46**

## B I B L I O G R A F I A

- 1.- Ven Te Chow "Handbook of Applied Hydrology", Mc Graw Hill, Ink 1964.
- 2.- Ray K. Linsley, M. A. Kohler, J.L. Paulhus "Hidrología para Ingenieros", Mc. Graw Hill, Inc. 1977.
- 3.- Rolando Spingall G. "Hidrología", Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- 4.- Rolando Spingall G. "Drenaje en Cuencas Pequeñas" Instituto de Ingeniería de la UNAM No. 143.
- 5.- Rolando Springall G. "Drenaje en Cuencas Grandes", Instituto de Ingeniería de la UNAM No. 146.
- 6.- Linsley Ray K. y Franzini "Ingeniería de los Recursos Hidráulicos", Ed. C.E.C.S.A., 1967.
- 7.- F. González V. "Contribución del Análisis de Frecuencia de valores Extremos de Gastos Máximos en un Río", Instituto de Ingeniería de la UNAM No. 277.
- 8.- Acosta G. Antonio "Modelo de Cuenca P.E.C.R.D.P.", Recursos Hidráulicos, Publicación Técnica. Vol. III, No. 1, 1974.
- 9.- H.G. Thuesen, W. J. Fabrycky. G.J. Thuessen "Economía del Proyecto en Ingeniería".
- 10.- Plan Nacional de Obras de Riego para el Desarrollo Rural.- "Pequeños Almacenamientos" Secretaría de Recursos Hidráulicos, 1976.
- 11.- Acosta G. Antonio "Volumen Util de un Almacenamiento, un - nuevo enfoque", Ed. SARH (1977).
- 12.- Comisión del Plan Nacional Hidráulico "Recomendaciones para el Diseño y Revisión de Estructuras para el Control de Avenidas", Ed. SARH (1976).
- 13.- Dirección de Hidrología de la SARH; "Boletín Hidrológico - No. 51. Región Hidrológica No. 12 Parcial; Lerma (Solís-Poncitlan)". Dirección General de Estudios de la Subsecretaría de Planeación (1976).