



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

28,  
200

UNA ESTRATEGIA DE APROVECHAMIENTO DE LAS  
AGUAS DEL RIO SAN JUAN, TAM.

## Tesis Profesional

Que para obtener el Título de  
INGENIERO CIVIL

presenta

JOSE LUIS SOLIS FIGUEROA

México, D. F.

1983



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

# TESIS CON FALLA DE ORIGEN

## I N D I C E

	PAG.
INTRODUCCION. ....	1
 CAPITULO 1	
ANTECEDENTES .....	2
1.1 Situación geográfica .....	2
1.2 Vías de comunicación .....	2
1.3 Hidrografía .....	3
1.4 Obras hidráulicas .....	5
1.5 Aprovechamientos .....	6
1.6 Descripción del problema .....	7
1.7 Estrategia de solución .....	8
 CAPITULO 2	
APROVECHAMIENTO DEL RIO CON LA PRESA MARTE R. GOMEZ .....	10
2.1 Proyecto actual .....	11
2.2 Oferta del almacenamiento .....	14
2.3 Revisión de la avenida máxima de diseño .....	19
2.3.1 Información .....	19
2.3.2 Determinación del gasto pico .....	20
2.3.2.1 Métodos probabilísticos .....	21
2.3.2.2 Modelo precipitación-escurrimiento .....	21
2.3.2.3 Precipitación máxima probable .....	21
2.3.2.4 Incremento de caudal de diseño .....	21
2.3.2.5 Caudal pico ajustado .....	21
2.3.2.6 Caudal de diseño .....	21

2.4 Tránsito de la forma de la avenida .....	39
2.4.1 Tránsito en condiciones actuales .....	39
2.4.2 Tránsito suponiendo un vertedor controlado con compuertas .....	40

CAPITULO 3

APROVECHAMIENTO DEL RIO CON LAS PRESAS	
WARTE R. GOMEZ Y CUCHILLO .....	44
3.1 Generalidades .....	44
3.2 Aprovechamiento .....	47
3.2.1 Volúmenes de escurrimiento .....	47
3.2.2 Volumen de oferta .....	47
3.3 Control de avenidas .....	50
3.3.1 Avenidas de diseño .....	50
3.3.2 Tránsito de avenidas .....	51

CAPITULO 4

CONCLUSIONES .....	55
ANEXO (tablas y figuras) .....	55
BIBLIOGRAFIA .....	55

## INTRODUCCION

El problema de las prolongadas sequías que en ocasiones sufre nuestro país y que en los últimos años han causado cuantiosas pérdidas a la agricultura y a la ganadería, hacen necesario el aprovechar al máximo los volúmenes de agua que escurren por nuestros ríos.

El presente trabajo tiene como propósito fundamental el plantear, desde el punto de vista hidrológico, una estrategia de aprovechamiento óptimo de las aguas del Río San Juan, Tamps.; Estado que cuenta con un gran potencial agrícola y que, por su ubicación geográfica, constituye un importante polo de desarrollo.

Para ello, se proponen dos diferentes alternativas de solución: una que contempla la rehabilitación y ampliación de la Presa - Marte R. Gómez (único almacenamiento de la región dedicada al riego de terrenos de cultivo); y otra que considera la construcción de un almacenamiento aguas arriba de esta presa.

Así pues, el presente trabajo es un estudio crítico de todos los aspectos hidrológicos, estudio de ventajas de diseño, tráfico de avenidas por cauce y por vaso, funcionamiento en el vaso, etc. que deben tenerse en cuenta al hacer un análisis de este tipo.

## 1.- ANTECEDENTES

### 1.1 Situación Geográfica

La cuenca del Río San Juan (RSJ), se encuentra al Noroeste de la República Mexicana y forma parte de la Región Hidrológica No. 24 Oriente, Bajo Río Bravo; colinda al Norte con la Región Hidrológica No. 24, Río Bravo (Amistad-Falcón); al Sur, con las Regiones Hidrológicas Nos. 37 y 25; al Oeste, con las Regiones Hidrológicas Nos. 35 y 36; y al Este, con el Golfo de México.

El área total de la Región Hidrológica No. 24 Oriente, es de -- 47,505 km<sup>2</sup>; de los cuales 32,972 km<sup>2</sup> (70%), corresponden a la cuenca -- del RSJ. La cuenca tiene forma alargada en el sentido Este-Oeste; en esta dirección el largo medio es de unos 300 km y la anchura media de unos 100 km en dirección Norte-Sur. Los límites extremos de la cuenca están confinados dentro de los paralelos 25°50'00" y 26°25'00" de latitud Norte, y por los meridianos 99°45'00" y 101°50'00" de longitud -- Oeste.

### 1.2 Vías de Comunicación

Las vías de comunicación en la Región Hidrológica No. 24 Oriente, son de mucha importancia y numerosas, por lo que únicamente se citan las principales; así como las ciudades que unen dentro de la re--- gión.

Carreteras.- Los caminos que constituyen ejes de comunicación -- situados en dirección Norte-Sur, son los siguientes:

- Carretera Federal No. 54.- Concepción del Oro-Monterrey-Sd. Mier.
- Carretera Federal No. 57.- Matehuala-Salttillo-Monclova-Piedras Negras.
- Carretera Federal No. 58.- Cabezones-Montemorelos-Monterrey-Sabinas-Hidalgo-Nuevo Laredo. Esta es el camino típico de la región pues una buena parte de su recorrido queda dentro de ella.
- Carretera Federal No. 40.- Torreón-Monterrey-Reynosa.

Ferrocarriles.- Varias líneas de Ferrocarriles Nacionales de México recorren territorio de la Región Hidrológica No. 24 Oriente; por ejemplo, un tramo del Ferrocarril San Luis Potosí-Piedras Negras pasa por Saltillo y Paredón; el Ferrocarril México-Nuevo Laredo, del cual un importante tramo Saltillo-Monterrey-Nuevo Laredo es típico de la región mencionada. Con trayectoria este-oeste merecen citarse las líneas Torreón-Salttillo y Monterrey-Matamoros.

Aeropuertos.- Existen varios aeropuertos importantes dentro de la región o en su cercanía, como son los de: Monclova, Saltillo, Monterrey, Nuevo Laredo, Reynosa y Matamoros.

### 1.3 Hidrografía

El RSJ es afluente derecho del Río Bravo y, con sus 32,972 km<sup>2</sup> de área, es el segundo en importancia de los aportadores mexicanos a esa corriente internacional. Su confluencia ocurre a 88 km aguas abajo de la Ciudad Miguel Alemán, y 155 km aguas arriba de la desembocadura al Golfo de México.



Por la categoría de la zona en la que está enclavado, este río es uno de los más importantes de la región noreste del país abarca territorio de tres estados: Coahuila con 13,423 km<sup>2</sup>, Nuevo León con 18,860 km<sup>2</sup>, y Tamaulipas con 980 km<sup>2</sup>.

El régimen del río es un tanto irregular, ya que el promedio anual de escurrimiento del período 1944-1982 (tomando las entradas netas a la Presa Marte R. Gómez), es de 1090 millones de metros cúbicos; pero en los años 1950, 1952, 1956 y 1982 el escurrimiento anual apenas alcanzó valores de 29, 29, 12 y 17% del escurrimiento medio anual, respectivamente. En cambio, en los años 1953, 1958, 1967 y 1978, el escurrimiento anual fue extraordinariamente abundante ya que alcanzó el 195, 231, 400 y 228% respectivamente, del valor medio anual.

La distribución geográfica de la cuenca, su régimen de lluvia y las diferentes características que dominan en cada una, dan lugar a que los afluentes del RSJ tengan a su vez regímenes hidrométricos distintos entre sí; por ejemplo, el Río Pesquería es una corriente intermitente; caso contrario es el Río Pilón, que en sus orígenes incluso está alimentado por algunos manantiales, por lo cual su régimen es permanente.

Los formadores principales del RSJ son: el Río Pesquería, Río Santa Catarina, Río Paros, Río Pilón y el Arroyo Venados. Todos ellos convergen en dirección general noreste y de aquí se crea el caudal para el alguno de ellos pudiera considerarse como formador principal, ya que, indistintamente, el de mayor caudal es el río Pilón y el de mayor longitud es el de Santa Catarina.

#### 1.4 Obras Hidráulicas

Dentro de la cuenca del RSJ existen obras hidráulicas de gran importancia, las cuales satisfacen, en gran parte, las demandas de agua que tiene la región.

Presa Marte R. Gómez, Tamps.- Tiene por objeto regularizar el régimen del RSJ para proteger contra inundaciones las zonas de aguas abajo y, al mismo tiempo, para aprovechar sus aguas para riego de 69,617 Has de terrenos agrícolas del distrito de riego No. 26, Bajo Río San Juan.

La presa se encuentra a unos 16 km aguas arriba de Ciudad Camargo, Tamps.; su posición geográfica es Long. W.G.  $98^{\circ}56'10''$  y Lat. N.  $26^{\circ}12'00''$ . El área de la cuenca es de 32,524 km<sup>2</sup>.

Presa Rodrigo Gómez (La Boca), N.L.- El rápido crecimiento de la Ciudad de Monterrey, tanto en el aspecto demográfico como en lo que se refiere al desarrollo de su industria, ha hecho aumentar en forma notable las demandas de agua potable para el consumo de la población y de las fábricas. La Presa Rodrigo Gómez, con capacidad de 42.2 Mm<sup>3</sup>, satisface en buena parte las demandas de agua mencionadas.

La cortina se encuentra sobre el RSJ, unos 3 km al Este de Villa de Santiago, N.L. Su posición geográfica es: Long. W.G.  $100^{\circ}07'30''$  y Lat. N.  $25^{\circ}26'45''$ . El área de cuenca es de 266 km<sup>2</sup>.

La estructura es de tipo de gravedad, con eje recto, construida toda de concreto, con una altura máxima, desde el desplante, de 34 m;

la longitud de la corona es de 290 m, con vertedor en el cuerpo de la misma; el ancho de corona es de 4 m.

### 1.5 Aprovechamientos

Las aguas provenientes del RSJ se utilizan para el riego de dos sistemas de aprovechamiento muy importantes: los distritos de riego - Nos. 26 y 58, Bajo y Alto Río San Juan, respectivamente.

Distrito de Riego No. 26 (Bajo Río San Juan).- Este distrito de riego es de suma importancia, tanto por su tamaño como por la existencia de apreciables superficies de terrenos de muy buena calidad. El inicio de operación de este distrito data de 1943 y en el cual se aprovecha principalmente el almacenamiento de la Presa Marte R. Gómez.

Este distrito tiene 86,293 Has, distribuidas en los siguientes municipios del estado de Tamaulipas: Mier (1,857); Miguel Alemán (4,988); Camargo (11,979); Díaz Ordaz (12,325); Reynosa (24,422) y Río Bravo (30,722); sin embargo, el total de la superficie regable es de 79,493 Has, de las cuales 69,617 Has (88%), son beneficiadas por el almacenamiento de la Presa Marte R. Gómez y las restantes 9,876 Has, por bombeo de la corriente del Río Bravo. Los cultivos principales en este distrito de riego son: trigo, frijol, sorgo y maíz.

Distrito de Riego No. 58 (Alto Río San Juan).- Este distrito - cuya operación se inició en 1946, comprende un total de 4,308 Has, las cuales son aprovechadas por derivación y bombeo de corrientes. Comprende los municipios de General Bravo (2,310); China (984); Sr. Boss (63);

Los Aldamas (71); Los Ramones (33); Gral. Terán (83) y Cacareyta (29).

Los cultivos principales de este distrito son: sorgo, frijol, maíz, soya y trigo.

### 1.6 Descripción del Problema

Durante el período 1944-1982, el promedio de entradas netas a la PNRG (Presa Marte R. Gómez) fue de 1,090 Mm<sup>3</sup>, mientras que el promedio anual de derrames, en ese mismo período, fue de 394 Mm<sup>3</sup>; esto significa que el 37% del volumen de agua que llegó a la presa no tuvo aprovechamiento alguno.

La elevada cifra de derrames se debe a que en temporadas de gran escurrimiento, la presa no retiene todo el volumen de agua que llega al vaso, ya que tiene que "prever" capacidad para el control de avenidas. Sólo cuando ha pasado sensiblemente la temporada de abundantes precipitaciones, se capta un volumen de agua extra, mediante la colocación de agujas de madera.

Los volúmenes de agua que derrama la presa no tienen aprovechamiento alguno, ya que el sitio donde se desliza al río Amac se encuentra a 383 km aguas arriba de la desembocadura en el Golfo de México. Esta situación es un tanto difícil, sobre todo si se tiene en cuenta que existe escasez de agua en los distritos de riego Alto y Bajo Río San Juan.

Por otra parte, al río Amac una repisa de concreto frecuentemente se rompe por las fuertes lluvias, lo que ocasiona que el agua se

sultan ser en ocasiones muy altos, por lo que la PMRB adquiere gran importancia para el control de avenidas. Sin embargo, la capacidad de la presa es insuficiente para realizar convenientemente dicho control, por lo cual resultan afectados los terrenos de cultivo riverenos situados aguas abajo de la presa. De igual forma, cuando se combinan los derrames de la PMRB, con los escurrimientos del Río Bravo (regulado) y del Río Alamo (sin control), se originan avenidas de tal magnitud, que ocasionan inundaciones a las Ciudades de Reynosa, Matamoros y Brownsville (Texas).

Así pues, con relación al RGJ, se puede decir que existen dos tipos de problemas: uno relacionado con su aprovechamiento y otro con el control de avenidas. Ambos problemas están íntimamente ligados, por lo que cualquier alternativa de solución que se considere, deberá cubrir estos dos aspectos.

### 1.7 Estrategia de Solución

Con el fin de lograr el máximo aprovechamiento y un mejor control de las aguas del RGJ, se llevó a cabo el análisis de dos alternativas generales de solución: una en la cual se plantean modificaciones estructurales a la PMRB y otra que contempla la existencia de un almacenamiento aguas arriba de la presa.

Las modificaciones estructurales que se plantearon en la primera alternativa consisten en modificar la estructura original del dique, -- verticular los frentes laterales, con una inclinación de 1:1 horizontal a 1:1 vertical, así como la construcción de un canal de desbordo, -- para estar en el sitio 1.

El almacenamiento considerado en la segunda alternativa, se denomina Presa Cuernillo, cuyo sitio de localización se propuso cerca de la estación hidrométrica El Cuernillo; la cual, por cierto, registra -- aproximadamente el 50% de las entradas a la PVEB. El análisis de esta alternativa se presenta en el Capítulo 3.

Finalmente, en el capítulo 4 se emiten las conclusiones a las que se llegó en este trabajo.

## 2.- APROVECHAMIENTO DEL RIO COY. LA PRESA MARTIN R. GOMEZ

Los propósitos de este capítulo son definir el aprovechamiento y control de avenidas del RSJ con la PMRG en diferentes condiciones: las actuales de proyecto y considerando niveles de conservación mayores.

Existen dos formas de aumentar la capacidad útil de la presa: - una es sobrelevando la cresta del vertedor actual, y la otra es cambiándolo a controlado por compuertas. Ambas alternativas se analizan más adelante poniendo especial atención a lo relacionado con el control de avenidas.

En lo que respecta al aprovechamiento, se estudiaron diferentes niveles de conservación para definir las demandas que se pueden satisfacer; para lo cual, se utilizan los modelos de computador OPTIMA y FUNVASO (funcionamientos de vasos) como será explicado en la sección correspondiente.

En cuanto al control de avenidas se procedió a, primeramente, revisar la avenida de diseño, por lo que se aprovechó toda la información hidroclimatológica disponible en la región; la que, como es fácil suponer, es más extensa que la considerada en el proyecto original. Para el cálculo del gasto pico, se aplicaron distintos métodos hidrológicos: probabilidades (Gumbel Simple, Gumbel Ooble y Log Pearson III); el modelo precipitación-escorrentía (elaborado en la Subdirección de Procesos Hidrológicos de la Dirección General de Control de Ríos e Ingeniería de Seguridad Hidráulica de la EAR); y métodos de Ineager y Lowry. La forma de la avenida se determinó del análisis de los hidrogramas reales presentados en la presa y en la estación hidrométrica --

Los Aldamas: así como, del obtenido con el modelo precipitación-escurri-  
miento.

Una vez determinaza la avenida de diseño, se estudió el paso de ésta a través del embalse, a fin de conocer el efecto que provoca bajo diferentes condiciones y poder adoptar un tipo de vertedor que garantice la seguridad de la cortina y un eficiente control de avenidas.

## 2.1 Proyecto Actual

La P~~MA~~RG se localiza al Norte del estado de Tamaulipas, en una de las regiones agrícolas más importantes de la República Mexicana. Lo -- que fue una zona prácticamente deshabitada, de terrenos convertidos en verdaderos desiertos, cuchiertos de chaparrales y mezquites, se ha trans-  
formado, gracias a la construcción de esta presa, en una de las regio--  
nes productoras de granos más importante del país. \*

Localización.- La P~~MA~~RG está situada sobre el R5J, a unos 25 km de la confluencia con el Río Bravo y a 16 km aguas arriba de Ciudad Ca-  
margo, Tamps.; su posición geográfica es: Long. W.G. 98°45'10" y Lat. N. 26°12'00". El área de la cuenca es de 32,324 km<sup>2</sup>.

Construcción.- La presa se construyó para control de avenidas y para satisfacer la demanda de agua de los terrenos situados en la gran planicie costera del noroeste del país. Los trabajos se iniciaron en el año de 1936, habiendo sido inaugurada en 1941.

Cortina.- La estructura es de tierra, con corazón impermeable -



muy amplio y asimétrico, y respaldos de material semipermeable, siendo mayor el correspondiente aguas abajo. La altura de la cortina es de 49 m, desde su desplante, y la correspondiente desde el lecho del río, de 46 m.

La longitud de la corona es de unos 6000 m con un ancho de 10 m; el ancho máximo de la cortina en la base es de 600 m.

Vaso.- La capacidad del vaso es de 932.2 Mm<sup>3</sup> a la elevación 76.34 m, que corresponde a la cresta del vertedor. El superalmacenamiento para el manejo de crecientes es de 1,473.9 Mm<sup>3</sup> a la elevación 83 m (NAME). La capacidad para el depósito de azolves es de 300 Mm<sup>3</sup> (actualmente se estima que se ha depositado un volumen de 149 Mm<sup>3</sup> de azolve).

Obra de excedencias.- Se encuentra situada sobre la margen izquierda del río; la estructura es del tipo vertedor de cresta libre, con cimacio en perfil de arcos similares y planta en curva formada por un avanico de 3 centros, el cual descarga por una rápida a un tanque amortiguador de energía y a un canal de desagüe. El cimacio es de 16.34 m de altura y su cresta de 300 m de longitud. El canal de descarga y tanque amortiguador se encuentra al pie del cimacio, en el que existe un plato a nivel que se une con retia de una rímbca, con talos 4:1, revestido de concreto reforzado, de ahí pasa al tanque amortiguador de 50 m de ancho de plantilla y 140 m de longitud, también revestido de concreto reforzado, en su extremo de aguas abajo, de un umbral delector.

Es importante hacer notar que en el diseño original de la obra de excedencias se incluía la instalación de nueve grandes compuertas Stoney, deslizantes, de 15.24 X 15.24 m cada una, las cuales fueron contratadas en Alemania; pero, por motivos de la segunda guerra mundial, no fue posible que se tuvieran con oportunidad. El borde inferior de la compuerta estando bajada se localizaría a la elevación 59.34 m y cuando levantada, el borde inferior se localizaría a la elevación 76.26 m.

La avenida original de diseño es de 21,000 m<sup>3</sup>/seg y la capacidad máxima del vertedor es de 13,000 m<sup>3</sup>/seg.

Obra de toma.- Se localizan dos obras de toma; la obra de toma norte y la obra de toma sur. La obra de toma norte está construida totalmente de concreto y tiene una capacidad máxima de diseño de 12 m<sup>3</sup>/seg; alimenta el Canal San Pedro, que riega terrenos de la margen izquierda.

La obra de toma sur se encuentra alojada en la ladera derecha y - construida totalmente de concreto; el gasto máximo de diseño es de 60 m<sup>3</sup>/seg; el conducto es de sección cerradura, de 8 m de diámetro; la longitud del canal es de 140 m, con pendientes de 1:100; alimenta directamente el Canal Principal Ing. Guillermo Peña, que riega terrenos de la margen derecha.

Los característicos generales de la obra son los siguientes:

- DATOS GENERALES

	APARTE A	ELEVACION
Corriente: Rio San Juan	105 m	76.26 m.
Obra de toma sur		76.26 m.

N.A.M.E.	2433.1	83.0
Superalmacenamiento	1473.9	
Cresta del vertedor	932.2	76.3
Almacenamiento útil	904.6	
Azolves	355.0	
Umbral obra de toma norte (cap. muerta)	27.6	65.1
Umbral obra de toma sur	0.0	60.1
Gasto máximo avenida de proyecto	21,000.0 m <sup>3</sup> /seg	
Area de cuenca	32,524.0 km <sup>2</sup>	
- CORTINA (tierra)		
Longitud total	6,000.0 m	
Altura máxima	49.0 m	
Ancho de corona	10.0 m	
- VERTEDOR		
Longitud de cresta	300.0 m	
Capacidad máxima	13,000.0 m <sup>3</sup> /seg	
Capacidad obra de toma	72.0 m <sup>3</sup> /seg	

### 2.3 Oferta del Almacenamiento

De los métodos comúnmente utilizados para calcular el volumen de oferta de un almacenamiento, se tienen los gráficos y los analíticos. - Debido al desarrollo de los computadores, los gráficos han dejado de ser usados y son los analíticos los empleados actualmente.

El funcionamiento analítico de vasos simula la evolución de los volúmenes almacenados, evaporaciones y derrames de una presa, a partir

de ciertos escurrimientos y extracciones.

Esta simulación consiste en resolver para cada mes del registro de escurrimiento, la ecuación de conservación de la batería:

$$I - 0 = \frac{dA}{dt}$$

que resolviendo por incrementos finitos de tiempo iguales a un mes y despreciando pérdidas por infiltración en vaso y cortina, se tiene:

$$A(i+1) = A(i) + EN(i+1) - EV(i+1) - EX(i+1)$$

Sujeta a las restricciones:

$$A_M \leq A(i+1) \leq A_C$$

$$1 \leq i \leq N$$

$$M \leq i \leq 12$$

donde:

$N$  .- Número de años de registro

$A(i+1)$  .- Almacenamiento al final del mes

$A(i)$  .- Almacenamiento al inicio del mes

$EN(i+1)$  .- Entradas netas al vaso en el mes  $i+1$

$EX(i+1)$  .- Volumen de pérdidas por evaporación, en función de las áreas involucradas del vaso, al inicio y final del intervalo de la simulación para el mes  $i+1$

DM(i+1) .- volumen demandado en el mes (i+1)

$$DM(i+1) = PD(j) \times VDA$$

Sujeta a las restricciones:

$$\sum_{j=1}^{12} PD(j) = 1.0$$

$$0 \leq PD(j) \leq 1.0$$

PD(j) .- Porcentaje de demanda, respecto al anual, del mes j

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

AM .- Capacidad máxima

AC .- Capacidad de conservación

Al final de mes se calculan los derrames o "bóvedas" de agua  
 en:

$$D(i+1) = A(i) - DM(i)$$

$$D(i+1) = AM - A(i)$$

Cuando se alcanza una presa, el funcionamiento de ella se opera considerando el volumen de demanda medio anual, constante para todos los años de simulación. En el primer mes cuando se alcanza este volumen se comienza a operar la presa. Al momento de alcanzar al límite de almacenamiento, se desahoga el agua, para que no se dañe el sistema. Este procedimiento se repite para cada presa.

$$VA_k = f(ALM(i))$$

$$i = 1, 13, 25, \dots$$

$$VA(k) = \text{Volumen de demanda para el ciclo anual } (k)$$

$$DM(i+1) = PD(j) \times VA(k)$$

$$VDA = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N VA(k)$$

La Subdirección de Procesos Hidrológicos, perteneciente a la D.G.C.R.I.S.H. de la SARH, ha elaborado dos modelos matemáticos que permiten el cálculo del volumen de oferta de un almacenamiento mediante estos dos criterios; esto es, el que supone la demanda anual constante para todos los años de simulación; y el que considera la demanda anual variable de acuerdo al almacenamiento que se tenga al inicio del ciclo agrícola. Estos modelos fueron empleados en el presente trabajo.

Al efectuar el funcionamiento de caso para la PVEB, se utilizó la siguiente información:

- Volúmenes de entradas netas a la presa, correspondientes al período 1944-1982 (tabla No. 1).
- Evaporaciones mensuales correspondientes al mismo período (tabla No. 2).
- Volumen de demanda anual y su distribución por meses (1).

largo del año, correspondiente al ciclo 1978-1979  
(tabla No. 3).

- Curvas Elevaciones-Áreas y Elevaciones-Capacidades del vaso (tabla No. 4).

Se consideraron además diferentes niveles de conservación: el actual y mayores que este en uno, dos y tres metros. Se propuso un 5% de deficiencia anual, ya que es el que se acepta como tolerable para este tipo de demandas.

En la tabla No. 5, se presentan los resultados obtenidos del funcionamiento de vaso para los dos criterios considerados. En ella, se puede observar que en el largo plazo, los volúmenes de extracción media anual (EMA), considerando variable la extracción anual durante el período de simulación, son mayores que los que resultan de considerar la EMA constante para cualquier nivel de conservación.

Se observa también que si se incrementa la capacidad de conservación de la presa en uno, dos y tres metros, respecto a la que tiene actualmente, el aumento del volumen disponible en el vaso es del 10%, 11% y 11% respectivamente.

Por otro lado, los volúmenes de reserva en el vaso, según se muestra en la tabla No. 6, son importantes, así como lo es el nivel de conservación de la presa.

## 2.3 Revisión de la avenida máxima de diseño

### 2.3.1 Información

Información topográfica.- Se utilizaron planos de DETENAL escala 1:50,000 sobre los cuales se delimitó la cuenca general, así como la subdivisión de ésta en cuencas más pequeñas, a las que se les determinaron sus características fisiográficas (área, longitud, pendiente, etc.). Se emplearon los planos G14-A71 al 79; G14-A81 al 89, G14-C11 al 19; G14-C21 al 29; G14-C31 al 39 y G14-C41 al 48.

Información climatológica.- Consistió en registros de lluvia máxima anual en 24 horas, de 51 estaciones pluviométricas localizadas dentro de la cuenca, así como las que se encuentran cerca y tienen influencia en ella (Fig. No. 1). Dichas estaciones se encuentran en territorio de tres estados: Coahuila (7), Nuevo León (42), y Tamaulipas (2). En Coahuila se encuentran las estaciones: Gral. Cepeda, Saltillo, Ramos Arizpe, Ejido Beata, Hda. La Joya, Arteaga y Las Alamos. En Nuevo León: El Milagro, Icamole, La Pasa, Mampique, Sombrerillo, Mina, Niágara de Flores, Higuera, Apocaca, Topo Chico, Rincón de Santa Catarina, Los Herreras, Las Encarnadas, Las Américas, San Juan, Cuernavaca, Monterrey, La Arena, San Francisco, S. de Gómez, S. de Santiago, Romero Roscos, Adijon, La Comita, La Laja, El Bajío, Hysora, S. de Aranda, Sombrerillo, Sevilla, Salinas, Hda. de San José, Guerrero, San Juan, El Realito, El Cochillo, Linares, Los Alamos, Gral. Anacleto, Gerraldo, y Reynosa. En Tamaulipas: Sta. Rosalía, y Tlan.

Información atmosférica.- Dentro de la cuenca se localizaron las estaciones pluviométricas de los años 1940-1941, 1941-1942, La Arena,



Los Herreras, Tepehuaje, Cadereyta, Montecrelos, El Cuchillo, Los Aldaras y Santa Rosalía (suspendida).

Con base en los registros de dichas estaciones, se pudo obtener la avenida de diseño de la presa, aplicando métodos probabilísticos. También sirvieron para calibrar el número de escurrimiento  $N$ , como se explicará más adelante. En la tabla No. 6, se presentan los registros de estas estaciones, para el lapso 1924-1976.

### 2.3.2 Determinación del gasto pico

Con base en la anterior información, el pico de la avenida máxima de diseño se determinó aplicando: métodos probabilísticos, el modelo precipitación-escurrimiento (DSCRISH), y envolventes de Creager y de Lowry.

#### 2.3.2.1 Métodos probabilísticos

Los métodos probabilísticos son los más usados en el análisis de gastos máximos anuales y consisten en la obtención de su distribución de probabilidades, para posteriormente inferir y obtener el gasto de diseño relacionado con el período de retorno que se desee.

Es importante hacer notar que existen limitaciones en lo que a extrapolaciones se refiere, al depender de la utilización que se le da a una serie de datos estadísticos y de la importancia que se da a la distribución de probabilidad utilizada.

Se ha visto que, en forma general, los gastos máximos anuales siguen una distribución tipo Gumbel Simple, Gumbel Doble o Log Pearson III; que son precisamente las empleadas en el presente trabajo.

Método de Gumbel (Ref. 1).— Considerando que cada máximo anual es el valor extremo observado en una muestra de un año, si se tiene un número infinito de muestras anuales, la probabilidad acumulada de cualquiera de los extremos (máximos anuales) sea menor a la variable ilimitada "y", se aproxima a la ecuación:

$$P(y) = e^{-e^{-(a+y)/c}}$$

donde "a" y "c" son parámetros estadísticos, cuyos valores se calculan como:

$$a = 0.5772 c - \bar{y}$$

$$c = \left( \frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) S_y$$

donde  $\bar{y}$  es la media y  $S_y$  la desviación estándar de los valores de la población.

Como la muestra es siempre finita, se nos considera que:

$$a = \bar{y}_N + k(\bar{y} - \bar{y}_N)$$

$$c = \left( \frac{\sqrt{6}}{\pi} \right) S_y$$

donde  $\bar{y}_N$  es la media muestral de los máximos anuales de la muestra de tamaño N.

La probabilidad de ocurrencia de un evento está determinado por la ecuación:

$$P(Y \geq y) = \frac{1}{T_m}$$

donde:

Y .- Magnitud del evento dado

T<sub>m</sub> .- Período de retorno (en años)

La probabilidad complementaria P<sub>m</sub>, de que un máximo anual de magnitud "y" sea igual o excedido, será:

$$P_m = 1 - P(y) = 1 - e^{-e^{-(a+y)/c}}$$

Introduciendo el período de retorno:

$$\frac{T_m - 1}{T_m} = e^{-e^{-(a+y)/c}}$$

Utilizando las ecuaciones anteriores, simplificando y ordenando, se tiene la forma para calcular el gasto máximo propuesto por Sumbel:

$$y = \bar{y} - \frac{S_y}{\sigma_N} \left( \bar{y}_N + \log e - \log e \frac{T_m}{T_m - 1} \right)$$

y .- Gasto máximo anual

$\bar{y}$ , S<sub>y</sub> .- Media y desviación estándar de la muestra

$\bar{y}_N$ ,  $\sigma_N$  .- Valores que dependen del tamaño de la muestra

Log e .- Logaritmo natural

Esta ecuación graficada en papel probabilístico especial o papel tipo Gumbel, representa una recta, teniendo como ordenada el gasto y en la abscisa el período de retorno; esto no quiere decir que los valores de la muestra están contenidos en ella, por lo que es necesario conocer el intervalo de confianza de los valores obtenidos por la ecuación.

Para el cálculo de ese intervalo se utiliza la expresión:

$$A_y = S_y * F(N)$$

donde:

$A_y$  .- Intervalo de confianza

$F(N)$  .- Función del tamaño de la muestra

Este intervalo de confianza, se suma al gasto máximo para obtener el gasto de diseño; o sea, determinar la condición más desfavorable que pueda presentarse.

Teniendo en cuenta que en papel de probabilidad especial, la ecuación (1) es una línea recta, Nach (Ref. 2), propone que los parámetros "a" y "c" del criterio de Gumbel, se determinen por medio de mínimos cuadrados; así, la ecuación de Gumbel se transforma en:

$$y = a - c \log e \frac{t}{T} = b + (c - a) \log e \frac{t}{T}$$

donde:

$$f = \frac{S_{xy}}{S_{xx}}$$

$$e = \bar{y} - (f * \bar{x})$$

$$S_{xy} = n \sum_{i=1}^n x_i y_i - \left( \sum_{i=1}^n x_i \right) * \left( \sum_{i=1}^n y_i \right)$$

$$S_{xx} = n \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left( \sum_{i=1}^n x_i \right)^2$$

Si se analiza la ecuación (2), se ve que para cada valor inferido de la variable dependiente "y", se tendrá un cierto error, en función de que tan correlacionadas estén las variables. Una medida de la variación de los puntos con respecto a la recta de regresión, puede deducirse del error estándar de la estimación, que es análogo a la desviación estándar de una variable cuando se trata de conocer la dispersión respecto de su media. Para cada valor de la variable independiente  $x = x_0$ , se desea conocer cuál es el error estándar para un cierto nivel de significancia  $\alpha$  de la variable dependiente  $y$ .

donde:

E .- Intervalo de confianza

$t \frac{\alpha}{2}$  .- Valor tomado de las tablas de distribución "t de estudiantes", con un nivel de significancia  $\alpha$  y  $n-2$  grados de libertad.

$$Se = \frac{S_{yy}}{n(n-2)} (1-r_{xy}^2)$$

donde:

$$S_{yy} = \sum_{i=1}^n y_i^2 - \frac{(\sum_{i=1}^n y_i)^2}{n}$$

$$r_{xy} = \frac{\bar{xy}}{(S_{xx} \times S_{yy})^{1/2}}$$

$r_{xy}$  .- Coeficiente de correlación lineal. Si  $r_{xy}$  tiende a cero, la correlación de los puntos en estudio se aleja de una línea recta. Por el contrario si  $r_{xy}$  es  $\pm 1$ , todos los puntos  $(x_i, y_i)$  satisfacen la recta.

Así, para calcular el gasto máximo y mínimo de diseño más probable, con un nivel de significancia, se obtendrá por medio de la ecuación:

$$y_d = e + f \text{Log}_e \text{Log}_e \frac{T_m}{T_m - 1} \pm E$$

Que es semejante a la ecuación de Gumbel, con la única diferencia de que los parámetros e intervalos de confianza son determinados en forma diferente.

En la tabla No. 7, se presentan los resultados obtenidos al aplicar este método, a los registros de las estaciones hidrométricas comprendidas dentro de la cuenca del ASJ.

Método de Gumbel Doble .— Al graficar los gastos máximos de estas estaciones se observa que éstos siguen dos tendencias distintas; esto se debe a que los gastos fueron causados por dos condiciones meteorológicas diferentes: las ciclónicas y las no ciclónicas.

Para este tipo de situaciones, se ha desarrollado (Ref. 3) un método basado en la distribución de probabilidad de Gumbel, la cual se aplica por separado a cada población de la muestra y al conjuntarse las dos poblaciones se obtiene una distribución de probabilidad de los gastos máximos anuales de la siguiente forma:

$$P(y) = e^{-e^{(y+a_1)/c_1}} \left[ p + (1-p) e^{-e^{(y+a_2)/c_2}} \right] \quad (3)$$

donde  $p$  es la relación entre el número de gastos debidos a fenómenos no ciclónicos, y el número total de gastos de registro.  $a_1$  y  $c_1$ ,  $a_2$  y  $c_2$ , son parámetros que se determinan para la obtención de gastos de la población no ciclónica y ciclónica respectivamente. Estos parámetros se pueden calcular de la siguiente forma:

$$a_1 = 0.577 c_1 - \bar{x}_1; \quad a_2 = 0.577 c_2 - \bar{x}_2$$

$$c_1 = \frac{6}{\pi} S_1; \quad c_2 = \frac{6}{\pi} S_2$$

donde:  $X_1$  y  $S_1$ ,  $X_2$  y  $S_2$  son la media y desviación estándar de la población no ciclónica y ciclónica, respectivamente.

Con los gastos máximos registrados en un período de  $N$  años, se puede estimar su función de distribución de probabilidades, mediante la ecuación:

$$FR = 1 - \frac{I}{N + 1}$$

donde:

FR .- Valor estimado de la función de distribución de probabilidades para el gasto máximo anual.

I .- Número de orden en la secuencia del registro (ordenado de mayor a menor).

N .- Número de años del registro.



Para obtener mayor confiabilidad en la estimación de los parámetros  $p$ ,  $a_1$ ,  $b_1$ ,  $a_2$ ,  $b_2$ , existen varios métodos que están basados en procesos estadísticos de la muestra; el utilizado en este trabajo, es el de minimizar la suma de los errores cuadráticos entre los valores estimados de  $F_r$  y los valores teóricos  $p_{[i]}$ , dados por la expresión:

$$E = \sum_{i=1}^n (FR_i - P_1(y)_i [P + (1-P) P_2(y)_i])^2 W_i$$

$$E = \sum_{i=1}^n (FR_i - P(y)_i)^2 W_i$$

donde:

$W_i$  es el peso del error cometido en la estimación de la función de distribución de probabilidad en el rango  $i$ .

Existen varios métodos para calcular la ecuación anterior. Uno de ellos consiste en emplear el método matemático del método de Newton, el cual consiste en:

- 1) Tomar los valores iniciales de  $a$ ,  $b_1$ ,  $b_2$ ,  $a_1$ ,  $a_2$  con las ecuaciones 1 y 2.
- 2) Calcular el residuo de la ecuación:

$$\frac{F_r}{P} - \frac{a}{b} - \frac{a_1}{b_1} - \frac{a_2}{b_2}$$

gido  $(a_1, c_1, a_2, c_2, p)$

- 4) Buscar en esa dirección al punto  $(a_1, c_1, a_2, c_2, p)$  que haga mínimo el error  $E$ .
- 5) Tomar como punto inicial el encontrado en el inciso anterior y volver a 2.
- 6) Si el decremento de  $E$  es muy pequeño en cada iteración, o el nuevo punto obtenido en 4 es muy próximo al anterior, la operación termina y se tienen los valores de  $a_1, c_1, a_2, c_2$  y  $p$  con un  $E$  mínimo.

La Subdirección de Procesos Hidrológicos de la C.G.I.R.I.S.M., ha elaborado un modelo de computadora que aplica la metodología anterior, y el cual fue empleado en el presente trabajo.

En la tabla No. 8, se presentan los resultados obtenidos al aplicar el método a los registros de las estaciones hidrográficas comprendidas en la cuenca del R5.

Método de los Mínimos Cuadrados. Este método se utiliza para determinar los parámetros de una ecuación de la forma  $y = ax + b$ , cuando se tienen  $n$  pares de valores  $(x_i, y_i)$  que satisfacen la ecuación. El método consiste en encontrar los valores de  $a$  y  $b$  que hacen que la suma de los cuadrados de los residuos sea mínima.

donde:

$$Q_{dis} = \text{Gasto de diseño}$$

$$K = f (Tr, Cs)$$

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

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

Tr = Período de retorno

n = Número de años de registro

además:

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

Para determinar el valor de K, se puede utilizar tablas elaboradas "ex profeso".

En la tabla No. 9, se presentan los resultados obtenidos al aplicar este método a los registros de las estaciones hidrométricas comprendidas dentro de la cuenca del RSJ.

### 2.3.2.2 Modelo Precipitación-Escurrimiento (DGCRISE)

Los conceptos y principales procesos que utiliza y realiza el programa de computadora se describen a continuación:

- Para la utilización del modelo, se subdividió la cuenca total en 10 -- subcuencas no mayores de 3000 Km<sup>2</sup>, para ser congruentes en la teoría -- del hidrograma unitario, que emplea el modelo. Figura No. 2.
- Para cada subcuenca, se calculó su tormenta de diseño a través de un análisis de lluvias máximas anuales en 24 horas, para las estaciones -- de influencia, ajustándoles una función de distribución de probabilidad -- des tipo Gumbel. Con esto se logró tener para cada una de ellas, las alturas de lluvia media total para diferentes períodos de retorno.
- Como el mecanismo de transformación de lluvia a escurrimiento es el -- uso del hidrograma unitario, el modelo utiliza el hidrograma sintéti- -- co triangular del Soil Conservation Service; por tanto, para cada -- una de las subcuencas, función de las características fisiográficas, determina el hidrograma unitario para una duración igual al tiempo de concentración.

La ecuación que utiliza para calcular el gasto máximo del hidrograma unitario, en metros cúbicos por segundo es:

$$Q_p = \frac{A}{1.10 T_p}$$

en donde:

$$T_p = \dots$$

A .- Área de la cuenca en km<sup>2</sup>

D .- Duración de la tormenta en hrs.

$t_p, t_c$  .- Tiempo pico y tiempo de concentración en hrs.

$$t_c = \left( \frac{.87 L^3}{H} \right)^{0.385}$$

L .- Longitud del cauce principal en km .

H .- Diferencia de elevación entre los extremos del cauce .

$$t_b = 5 T_p$$

$t_b$  .- Tiempo base .

- El modelo utiliza la relación propuesta por Chow para calcular la lluvia en exceso ( $P_e$ ) en función de la lluvia total ( $P$ ) y del número de escurrimiento ( $N$ ) propuesto por el SCS; así, se calculó la lluvia en exceso para cada subcuenca y para cada período de retorno. La relación propuesta es:

$$P_e = \frac{\left( P - \frac{508}{\sqrt{N}} + 5.08 \right)^2}{P + \frac{2032}{N} - 30.32}$$

- Al aplicar el principio de proporcionalidad entre las lluvias en exceso y los hidrogramas unitarios, con la hipótesis de que esta precipitación se genera en forma homogénea en el tiempo y en el espacio.

obtienen los hidrogramas del escurrimiento directo por subcuencas.

- Para el cálculo del hidrograma total a la entrada de la presa, transita el hidrograma obtenido para cada subcuenca por el método de Muskingum, utilizando como coeficiente K uno igual al tiempo de concentración entre la entrada y la salida de las subcuencas. Para el parámetro X, utiliza el recomendado por Linsley en cauces naturales -- (X = 0.35).

Las ecuaciones que emplea para el tránsito por cauces, son las siguientes:

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1$$

donde:

$$C_0 = \frac{-(K \cdot X) + 0.5 T}{K - (K \cdot X) + 0.5 T}$$

$$C_1 = \frac{-(K \cdot X) + 0.5 T}{K - (K \cdot X) + 0.5 T}$$

$$C_2 = \frac{K - (K \cdot X) - 0.5 T}{K - (K \cdot X) + 0.5 T}$$

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1$$

$C_2$  .- Gasto de salida en el instante 2

$I_2$  .- Gasto de entrada en el instante 2

$O_1$  .- Gasto de salida en el instante 1

- I<sub>1</sub> .- Gasto de entrada en el instante 1
- K .- Constante de almacenamiento igual al tiempo de concentración.
- X .- Factor de peso que indica la importancia relativa de las entradas y salidas para la de terminación del almacenamiento; su valor varía entre 0 y 0.5

A grandes rasgos, así es como el programa realiza los cálculos - para la obtención de los hidrogramas y gastos máximos de cada subcuenca y de entrada a la presa. En la tabla No. 10, se presentan los gastos - máximos de entrada a la presa para diferentes valores de N y períodos de retorno.

Calibración del coeficiente de escurrimiento N.- Uno de los aspectos a considerar en la aplicación del modelo, es la asignación del coeficiente N, ya que si se le determina de manera confiable, los gastos obtenidos también lo serán.

Dicho valor se determinó al comparar los gastos obtenidos al aplicar el modelo precipitación-escurrimiento hasta cada una de las estaciones hidrométricas de la cuenca, con los que resultan de aplicar los métodos probabilísticos en los mismos sitios.

Como puede observarse en las figuras Nos. 3 a la 10, el valor de N varía de una estación a otra; para el Río Pesquería el valor promedio de N es de 0.3, según puede apreciarse en las gráficas 3, 4, 5, 6 y 7 - para el Río San Juan, en las estaciones hidrométricas 8, 9, 10, 11 y 12.

Aldamas y Santa Rosalía, la N es de 75, 75 y 70, respectivamente (figuras 8, 9 y 10).

Por lo anterior, se concluye que el coeficiente de escurrimiento N representativo de la cuenca, es de 70.

#### 2.3.2.3 Aplicación del modelo Precipitación-Escorrimento con cálculo de PMP (Precipitación Máxima Probable)

Para aplicar el modelo, se consideró como tormenta de diseño, para cada subcuenca, la que resultó ser la PMP, calculada a través de estimados estadísticos. El gasto obtenido es el siguiente:

Coeficiente de escurrimiento	70
Gasto máximo	48,000 m <sup>3</sup> /seg

#### 2.3.2.4 Envolventes de Creager y Lowry

La cuenca del Río San Juan pertenece a la región hidrológica No. 24, cuyas envolventes mundiales y regionales de Creager y de Lowry, producen los siguientes gastos:

Mundial: Creager	28,000 m <sup>3</sup> /seg
Mundial: Lowry	27,820 m <sup>3</sup> /seg
Regional: Creager	10,000 m <sup>3</sup> /seg
Regional: Lowry	10,000 m <sup>3</sup> /seg



### 2.3.2.5 Gasto pico adoptado

Según las recomendaciones mundiales, la avenida de diseño para una presa deberá determinarse para un período de retorno de 10,000 años. Del análisis de los resultados que se obtuvieron al aplicar los métodos hidrológicos descritos, se puede comentar lo siguiente:

La distribución de probabilidad que más se ajusta a los datos de la estación Los Aldamas (controla el 93% del área total de la cuenca de la presa), es la de Gumbel Simple, cuyos resultados para cualquier período de retorno son muy parecidos a los obtenidos con el modelo precipitación-escurrimiento; la misma situación se presenta en Santa Rosalía, (controla el 97% del área total de la cuenca de la presa). Puede observarse también que la curva obtenida con el modelo parece seguir más fielmente la distribución de los valores reales.

Por lo que respecta a los valores que producen las Envolventes de Creager y de Lowry, se puede decir que son demasiado bajos los obtenidos con las Envolventes Regionales; y conservadores, los calculados con las Mundiales; esto último se concluye, dado el tiempo de suelto y magnitud de las precipitaciones que predominan en la cuenca de estudio.

El gasto que produce la PMP, se considera demasiado alto, dado que está muy por arriba de las envolventes mundiales.

Por todo lo anterior, se propone que el gasto pico de la avenida de diseño sea el obtenido con el modelo precipitación-escurrimiento, que es de 10,000 m<sup>3</sup>/seg.

### 2.2.3 Forma de la avenida

La forma del hidrograma se determinó del análisis de las avenidas históricas observadas en la presa y en la estación Los Aldamas, así como la obtenida con el modelo precipitación-escorrimento. De estas avenidas máximas observadas, destacan por su magnitud y duración, las ocurridas en 1967 y 1978. En las figuras Nos. 11 y 12, se presentan estos hidrogramas, así como el correspondiente obtenido por tránsito de cauce de la estación Los Aldamas a la presa.

Como puede observarse en la figura No. 11, el hidrograma inferido en la presa es un tanto irregular y difiere en forma al registrado en Los Aldamas (controla el 93% del área total de la cuenca de la presa), aunque el gasto pico es similar al obtenido del tránsito de Los Aldamas a la presa. Debido a que en caso de presentarse la avenida de diseño, difícilmente tendría esta forma tan irregular, se decidió desecharla como forma de la avenida de diseño.

En la figura No. 13 se observa que el hidrograma transitado de Los Aldamas a la presa y el inferido en dicha presa, tienen características bastante parecidas:

Avenida	Vol (Mm <sup>3</sup> )	T <sub>p</sub>	T <sub>t</sub>
1967 (transitada de Los Aldamas a la presa)	5900	70	170
1978 (inferida en la presa)	5300	43	114
1978 (transitada de Los Aldamas a la presa)	4650	23	124
Modelo precipitación-escorrimento	6500	72	170

Como puede observarse, las avenidas consideradas tienen características diferentes, asemejándose únicamente la del año de 1967 y la calculada con el modelo precipitación-escorrimento.

Analizando más profundamente la avenida de septiembre de 1967, se observa que ha sido la máxima registrada en la presa con gasto de 6,600 m<sup>3</sup>/seg y un volumen de 2080 Mm<sup>3</sup>. Por otra parte si se multiplica este volumen por la relación que existe entre el gasto de diseño -- propuesto y el registrado en ese año, se tiene un volumen de 7090 Mm<sup>3</sup>.

Dado que el volumen de la avenida obtenida con el modelo precipitación-escorrimento (6500 m<sup>3</sup> seg) es del orden de los 7090 Mm<sup>3</sup>, se propone como forma de la avenida de diseño, la contenida precisamente con dicho modelo [figura No. 14].

En resumen, los valores característicos del hidrograma de la avenida de diseño, son los siguientes:

$Q_{\text{máx}}$	=	22,500 m <sup>3</sup> /seg
$T_p$	=	72 horas
$T_b$	=	170 horas
$Ve$	=	6,500 Mm <sup>3</sup>

Al comparar esta avenida con la original de proyecto se aprecia -- que, en lo referente al gasto pico, son muy parecidas y que sólo difieren -- en el momento de ocurrencia. El gasto pico y el volumen de la -- avenida de proyecto original son, respectivamente 21,000 m<sup>3</sup> seg y 6000 Mm<sup>3</sup>.

Por otra parte, si se compara el volumen de la avenida de proyecto, con el volumen de la avenida ocurrida en septiembre de 1967 (2080 - Mm<sup>3</sup>), se concluye que la forma de la avenida de diseño original resulta demasiado esbelta (figura No. 13).

#### 2.4 Tránsito de la avenida máxima de diseño

Determinada la avenida de diseño, se estudió el paso de ésta a través del embalse, en diferentes condiciones: las actuales de proyecto y considerando modificación a un vertedor controlado con compuertas.

##### 2.4.1 Tránsito en condiciones actuales

Para este análisis se consideró la siguiente información básica:

- Longitud del vertedor 300.00 m
- Elevación de la cresta del vertedor 76.34 m.s.n.m.
- Elevación del NAVE actual 69.00 m.s.n.m.
- Elevación de la corona 46.50 m.s.n.m.
- Fondo libre actual 3.50 m
- Curva de Elevaciones-Capacidades de la presa (tomada del día 2429-1-1921 con tasa de sobierre de 1/75)
- Curva de descarga pedicada, considerando la modificación de proyecto actual.

Por otra parte, se estudió la avenida de diseño en condiciones actuales de vertedero, considerando la modificación de proyecto actual.

En estas condiciones, los resultados que produjo el tránsito de la avenida máxima de diseño, son los siguientes:

Gasto máximo de salida	16,775	m <sup>3</sup> /seg
Elevación máxima alcanzada	85.290	m.s.n.m.

Como puede observarse, el nivel máximo alcanzado rebasó el NAME, con lo que se produjo una invasión del bordo libre del 77%.

#### 2.4.2 Tránsito suponiendo un vertedor controlado con compuertas

Dados los resultados anteriores, se buscó solucionar el problema, mediante el cambio del vertedor libre a uno controlado con compuertas. - Para lo cual se estudiaron dos alternativas que considerar diferentes -- longitudes efectivas del vertedor y diferentes niveles de conservación, imponiendo la condición de alcanzar como nivel máximo la elevación del NAME actual de proyecto (83.0 m.s.n.m.).

##### 2.4.2.1 Alternativa 1 (12 compuertas)

Número de compuertas	= 12
Dimensiones	= 10' x 7'
Umbral de compuertas	= Elevación X (variable)
Nivel de conservación	= 1 + y

Para cada elevación del umbral de compuertas se consideraron las siguientes condiciones de iteración:

Umbral de compuertas	= Elevación X
----------------------	---------------

Elevación (m.s.n.m.)	Número de compuertas operando						Carga (m)
	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	P <sub>5</sub>	P <sub>6</sub>	
Elev. $x + y$	2	2	3	3	4	4	$y$
Elev. $x + y + 1$	4	5	5	5	6	7	$y + 1$
Elev. $x + y + 2$	6	8	7	9	8	10	$y + 2$
Elev. $x + y + 2.5$	12	12	12	12	12	12	$y + 2.5$

Una vez fijados los niveles de compuertas y de conservación, se compararon los resultados que arrojaron cada una de estas políticas de operación de compuertas, obteniéndose que los mejores valores los produce la política P<sub>1</sub>. En la figura No. 15, se presentan las gráficas - en donde se resumen los resultados de esta política de operación.

La forma de manejar estas gráficas es como sigue: en el eje horizontal se anota la elevación del umbral de compuertas; en el eje vertical se lee la elevación máxima alcanzada, al transitar la avenida máxima de diseño. Los números en el extremo superior de cada recta indican el nivel del embalse a partir del cual se inicia la apertura de las compuertas (nivel de conservación considerado).

Así pues, según el nivel de conservación que se desee adoptar, se obtienen los siguientes resultados:

Nivel de conservación (m.s.n.m.)	Elevación del umbral (m.s.n.m.)	Elev. máx. alcanzada (m.s.n.m.)	Ente máx. de salida (m.s.n.m.)
1.5	1.5	1.5	1.5
2.0	2.0	2.0	2.0
2.5	2.5	2.5	2.5
3.0	3.0	3.0	3.0
3.5	3.5	3.5	3.5
4.0	4.0	4.0	4.0
4.5	4.5	4.5	4.5
5.0	5.0	5.0	5.0
5.5	5.5	5.5	5.5
6.0	6.0	6.0	6.0
6.5	6.5	6.5	6.5
7.0	7.0	7.0	7.0
7.5	7.5	7.5	7.5
8.0	8.0	8.0	8.0
8.5	8.5	8.5	8.5
9.0	9.0	9.0	9.0
9.5	9.5	9.5	9.5
10.0	10.0	10.0	10.0
10.5	10.5	10.5	10.5
11.0	11.0	11.0	11.0
11.5	11.5	11.5	11.5
12.0	12.0	12.0	12.0

## 2.4.2.1 Alternativa 2 (15 compuertas)

Número de compuertas = 15

Dimensiones = 10 X H

Umbral de compuertas = Elevación X (variable)

Para cada elevación del umbral de compuertas, se propusieron las siguientes políticas de operación:

Umbral de compuertas            Elev. x  
 Nivel de conservación           Elev. x + y

Elevación (m.s.n.m.)	Número de compuertas operando						Carga (m)
	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>	P <sub>5</sub>	P <sub>6</sub>	
Elev. x + y	2	2	3	3	3	4	x + y
Elev. x + y + 1	6	6	6	6	8	8	x + y + 1
Elev. x + y + 2	10	12	10	12	12	12	x + y + 2
Elev. x + y + 2.5	15	15	15	15	15	15	x + y + 2.5

En este caso, los mejores resultados se obtuvieron con la política P<sub>2</sub>, los cuales aparecen resumidos en la figura No. 16. La forma de leer e interpretar las gráficas es similar a la de la figura No. 15.

Así pues, según el nivel de conservación que se desee adoptar se obtienen los siguientes resultados:

Nivel de conservación (m.s.n.m.)	Elevación del umbral (m.s.n.m.)	Elev. máx. alcanzada (m.s.n.m.)	Costo máx. de salida (m³ seg.)
78.50	82.90	83.0	12.00
77.50	81.90	82.0	11.00

78.34	68.07	83.0	18,100
79.34	67.52	83.0	19,200

Según puede apreciarse en las dos alternativas anteriores, existe una combinación entre la elevación del umbral de compuertas y el nivel de conservación que se desee adoptar, para el cual se lograría que el tránsito por el vaso de almacenamiento de la nueva avenida de diseño, se realice convenientemente sin poner en peligro la presa.

El incremento en el almacenamiento, según el nivel de conservación que se desee adoptar, es el siguiente:

Nivel de conservación (m.s.n.m.)	Almacenamiento (Mm <sup>3</sup> )	Incremento del almace- namiento (Mm <sup>3</sup> )
76.34 (actual)	932.2	0.0
77.34	1096.9	164.7
78.34	1280.5	348.3
79.34	1483.3	551.1

Los volúmenes de oferta de la presa, obtenidos para cada uno de estos niveles de conservación, se presentaron en la tabla No. 5.



### 3.- APROVECHAMIENTO DEL RIO CON LAS PRESAS MARTE R. GOMEZ Y CUCHILLO

#### 3.1 Generalidades

La construcción de un almacenamiento aguas arriba de la PMRG es otra de las alternativas importantes para incrementar el aprovechamiento y mejorar el control de las avenidas del RSJ.

Efectivamente la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH) tiene estudiada esta alternativa y ha detectado un probable sitio para construir este almacenamiento, el cual se denomina como Presa Cuchillo (PC). El sitio se localiza sobre el RSJ, poco aguas arriba del poblado de China, N.L., y muy cerca del puente donde se encuentra la estación hidrométrica El Cuchillo.

La intención de ubicar la presa en este sitio, se debe a que las avenidas que ahí se presentan son de gran importancia, tanto en magnitud como en volumen; el área de cuenca hasta ese lugar representa el 27% del área de cuenca de la PMRG; sin embargo, contribuye con el 60% de las entradas a la misma.

La cortina del almacenamiento que se propone, es de tierra con corazón impermeable y respaldos de material permeable. Exteriormente se protege con una capa de roca. La altura total de la cortina es de 52 m desde su desplante, y la correspondiente sobre el lecho del río -

es de 47 m. La longitud de la corona es de unos 13,500 m, con un ancho de 10 m siendo el ancho máximo de la cortina en la base, de 256 m.

La obra de excedencias se encuentra situada sobre la margen derecha del RSJ, cerca del extremo de la cortina. Esta constituida por una sección de cresta libre y otra sección controlada por 13 compuertas de 7 m de ancho cada una. La cresta del vertedor libre tiene -- 300 m de longitud y se encuentra a la elevación 161.85 m; el umbral de la estructura de control se encuentra a la elevación 154.10 m.

El nivel de conservación se encuentra a la elevación 160.30 m, 1.55 m abajo del vertedor.

Las características generales de la presa son las siguientes:

- DATOS GENERALES

	Capacidad $10^6 \text{ m}^3$	Elevación m.s.n.m.
Corriente: Río San Juan		
Corona (b=10.0 m)		170.00
NAME	2126.0	167.15
Nivel de conservación	1110.0	160.30
Superalmacenamiento	487.0	

	Capacidad 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	Elevación m.s.n.m.
Cresta del vertedor	1300.0	151.25
Umbral de la estructura de control	510.0	154.10
Almacenamiento para riego	1020.0	
Azolves	80.0	144.10
Gasto máximo avenida de proyecto	15750	m <sup>3</sup> /seg
Area de cuenca	8794	km <sup>2</sup>

- CORTINA (Tierra)

Longitud total	13500	m
Altura máxima	52	m

- VERTEDOR

Longitud de la cresta	300	m
Longitud del umbral de compuertas de la estructura de control	91	m
Número de compuertas de 7 m de ancho por 10.5 m de altura de la estructura de control	13	

### 3.2 Aprovechamiento

#### 3.2.1 Volúmenes de escurrimiento

Los volúmenes de escurrimiento y evaporaciones empleados en el funcionamiento del sistema PC-PMRG, se determinaron de la siguiente manera:

Los registros de evaporaciones y volúmenes de escurrimiento en la PC, se obtuvieron de las estaciones hidrométrica y climatológica, denominadas ambas como El Cuchillo, las cuales se encuentran muy cerca de la boquilla de la presa. El registro utilizado comprende el período 1944-1980.

Los volúmenes de entrada a la PMRG son producto de los derrames y salidas para uso directo de la PC y los escurrimientos que se tienen por cuenca propia. Las evaporaciones se obtuvieron de la estación climatológica localizada en la misma presa. El registro considerado comprende el período 1944-1980.

#### 3.2.2 Volumen de oferta

Para determinar el volumen de oferta del sistema PC-PMRG se aplicó el mismo modelo matemático empleado en la PMS. En este caso, las demandas se consideraron como constantes para todos los años de simula

ción. La distribución mensual de demandas fue la misma en ambas presas (tabla No. 3).

Las curvas de Elevaciones-Capacidades y Áreas-Capacidades de la PC, corresponden al sitio que la SARH tiene previsto para construir - la presa (figura No. 17).

Los resultados obtenidos del funcionamiento del sistema PC-PMRG, son los siguientes:

Extracción media anual (EMA)	703.0 Mm <sup>3</sup>
Derrame medio anual	255.0 Mm <sup>3</sup>
"Déficit" anual promedio	5%
Número de años con "déficit"	8
Número de años consecutivos con "déficit"	3

La EMA que se obtiene en esta alternativa, es mayor en 37 Mm<sup>3</sup> a la obtenida con la PMRG, exclusivamente.

Como puede observarse en los resultados anteriores, los derrames resultantes del funcionamiento son muy importantes; ello se debe a que en esta región ocurren años consecutivos tanto de poca como de gran escurrimiento, según se puede apreciar en la figura No. 18, en

donde se ve que los volúmenes de entrada a la PWRG durante el período 1966-1982, fueron superiores a los escurridos en el período 1944-1965. El promedio de entradas a la PWRG en el período 1966-1982 fue de -- 900 Mm<sup>3</sup>; y el promedio correspondiente al período de 1944-1965 -- fue de 1312 Mm<sup>3</sup>.

En la tabla No. 11, se presentan los derrames que resultaron -- del funcionamiento; en ella, se observa que éstos ocurrieron casi en su totalidad en los meses de enero, febrero, marzo y diciembre; así -- como, que esto no ocurre en todos los años y que existen períodos en que los derrames son nulos.

En la práctica, estos volúmenes derramados y no aprovechados, -- podrían reducirse al mínimo al procurar que la PC tuviera un almacenamiento extra, precisamente en los meses de enero, febrero, marzo y diciembre. Para ello, podría aprovecharse la capacidad existente entre el NAMO de la presa (160.30 m.s.n.m.) y el nivel correspondiente a la cresta del vertedor libre (161.25 m.s.n.m.), que es de 198 Mm<sup>3</sup>.

Esta medida de ninguna manera pondría en peligro la estructura, ya que por lo general los gastos máximos que usualmente ocurren en esos meses referidos, son relativamente menores a los que se presentan en la temporada de lluvias abundantes que abarca los meses de junio a octubre, según puede observarse en la tabla No. 12.

Actualmente en la PWRG se colocan agujas de madera durante los meses de octubre a marzo, con el fin de captar volúmenes extra.

### 3.3 Control de avenidas

#### 3.3.1 Avenidas de diseño

Con el fin de ser congruentes con la manera de cómo se calculó la avenida de diseño en la PMRG, se propuso como forma de la avenida de diseño de la PC la obtenida con el modelo precipitación-escurrimiento para un coeficiente de escurrimiento  $N$  de 70 y un período de retorno de 10,000 años (figura No. 19).

Los valores característicos del hidrograma de esta avenida de diseño son los siguientes:

$Q$ máx	=	15,000 m <sup>3</sup> /seg
$t_p$	=	40 horas
$t_b$	=	130 horas
$V_e$	=	2,700 Mm <sup>3</sup>

Respecto a la PMRG, la avenida de diseño considerada, según se estableció en el capítulo anterior, corresponde a un período de retorno de 10,000 años, y fue la obtenida con el modelo precipitación-escurrimiento, una vez considerado el efecto regulador de la PC.

### 3.3.2 Tránsito de avenidas

Una vez definidas las avenidas de diseño, se estudió el efecto regulador del sistema PC-PMRG; para ello se llevaron a cabo los tránsitos por vaso de dichas avenidas.

Al efectuar estos tránsitos, se propusieron como niveles iniciales en ambas presas, los de conservación, ya que es la condición más desfavorable.

En el caso de la PC se buscó una política de operación tal, que al transitar la avenida de diseño, se alcanzara como nivel máximo del embalse, el correspondiente al NAVE de proyecto (169.15 m.s.n.m.).

La política de operación propuesta es la siguiente:

Elevación del embalse (m.s.n.m.)	Costo de salida (m <sup>3</sup> /seg)
160.30 - 161.00	1000
161.01 - 162.50	2000
162.51 - 164.00	2500
164.01 - 165.00	3000
165.01 - 165.50	4000
165.51 - 166.00	5000
166.01 - 166.50	7000
166.51 - En adelante	libre

En estas condiciones los resultados que produjo el tránsito de las avenidas máximas son los siguientes:



## Presa Cuchillo:

Gasto máximo de entrada	15,000 m3/seg
Gasto máximo de salida	13,700 m3/seg
Elevación máxima alcanzada	167.15 m.s.n.m. (NAME)

## Presa Marte R. Gómez

Gasto máximo de entrada	14,200 m3/seg
Gasto máximo de salida	13,925 m3/seg.
Elevación máxima alcanzada	82.97 m.s.n.m

En base a estos resultados puede decirse que desde el punto de vista del control de avenidas, el sistema funciona adecuadamente, ya que el NAME no fue rebasado en ninguna de las presas.

#### 4.- CONCLUSIONES

Con base en todos los resultados obtenidos en los capítulos anteriores, a continuación se presentan las conclusiones a las que se llegó:

Respecto a la avenida de diseño del proyecto original de la PMRG, se puede decir que es demasiado esbelta, por lo que se propone como nueva avenida de diseño la que se presenta en la figura No. 14, cuyos valores característicos principales son: gasto máximo, 22500 m<sup>3</sup>/seg; 1500 m<sup>3</sup>/seg por arriba del gasto de proyecto (21000 m<sup>3</sup>/seg); tiempo pico 72 horas; 25 horas más que la del proyecto (47 horas); volumen de escurrimiento, 6500 Mm<sup>3</sup>; 3300 Mm<sup>3</sup> por arriba del volumen de escurrimiento de proyecto (3200 Mm<sup>3</sup>).

Dado que la PMRG es insuficiente para regular la avenida de diseño propuesta, resulta necesario solucionar este problema ya sea sobrelevando la cortina, sustituyendo el actual vertedor por uno controlado con compuertas, o construyendo una presa aguas arriba de la actual.

La alternativa de sobrelevar la cortina no es factible, ya que al inicio de operaciones de la presa ocurrieron asentamientos y desplazamientos de cimentación en un importante tramo de la cortina (500 m -- aproximadamente).

Es posible sustituir el actual vertedor por uno controlado por 15 compuertas de 15 m de ancho y 15 m de alto, las cuales podrían estar

asentadas a una profundidad de 68.90, 68.60, 68.07 y 67.52 m.s.n.m., - según se desee adoptar un nivel de conservación de 76.34 (actual), — 77.34, 78.34 y 79.34 m.s.n.m., respectivamente.

Si se adopta como nuevo nivel de conservación, la elevación — 79.34 m.s.n.m., 3 metros por arriba del NAMO actual, se logrará un incremento en el almacenamiento útil de 551 Mm<sup>3</sup>. El gasto máximo de desescarga para el cual se diseñaría el nuevo vertedor es de 19,350 m<sup>3</sup>/seg.

Del funcionamiento de vaso se obtuvo que, en condiciones actuales, la extracción y el derrame medio anual, para 5 por ciento de deficiencia anual promedio, es de 622 y 417 Mm<sup>3</sup>, respectivamente.

En caso de adoptarse el nuevo nivel de conservación de 79.34 - m.s.n.m., la extracción y el derrame medio anual, para 5% de deficiencia anual promedio, sería de 705 y 302 Mm<sup>3</sup>, respectivamente.

De los resultados anteriores se puede decir que aún cuando se eleve el nivel de operaciones de la presa, los derrames o volúmenes no aprovechados seguirían siendo importantes: esta elevada cifra de - derrames se debe a que en la cuenca ocurren años consecutivos de -- gran escurrimiento (figura No. 18), por lo que la presa no puede almacenarlos convenientemente.

La construcción de la PC aguas arriba de la PMS tendría a proporcionar un mejor control de las crecientes del PMS y eliminaría la - posibilidad de falla de la PMS, en caso de presentarse la avenida de

diseño propuesta. Con el nuevo almacenamiento se incrementaría en un 70% la capacidad para el control del río, por lo que el peligro de inundación que actualmente padecen las ciudades de Matamoros, Reynosa y Brownsville (Texas), disminuiría notablemente.

Del funcionamiento del sistema PC-PMRG se obtuvo que la extracción y el derrame medio anual, para 5% de deficiencia anual promedio, es de 703 y 255 Mm<sup>3</sup>, respectivamente. La extracción obtenida es mayor en 81 Mm<sup>3</sup> con respecto a la que resultó con la FMRG, exclusivamente. -- Los derrames aunque disminuyeron en un 40%, siguen siendo importan-- tes.

Dado que los derrames resultantes del funcionamiento del siste-- ma ocurrieron casi en su totalidad en los meses de enero, febrero, mar-- zo y diciembre (que son precisamente los meses menos lluviosos en la re-- gión), es posible aprovechar en la PC, la capacidad existente entre el NAMO y el nivel de la cresta del vertedor libre (198 M<sup>3</sup>). a fin de -- disminuir los volúmenes derramados y no aprovechados.

Finalmente, se puede decir que, desde el punto de vista hidrologí-- gico, la mejor alternativa tendiente a incrementar el aprovechamiento -- y mejorar el control de avenidas del RSU, resulta ser la que contempla -- la construcción de la PC aguas arriba de la PMRG.

ANEXC

T A B L A N O. 1  
 VOLUMENES DE ENTRADAS NETAS A LA PRESA  
 MANTE H. GOMEZ, TAM-S. (MM<sup>3</sup>)

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
1944	18.92	9.06	11.33	1.04	143.12	111.11	177.80	695.81	486.61	151.67	111.01	82.73	1812
1945	63.79	45.15	31.86	57.54	17.34	11.89	27.46	57.34	91.79	979.41	48.41	32.45	1005
1946	11.76	11.72	9.89	77.01	171.12	46.44	19.21	62.41	151.02	241.17	37.47	20.32	817
1947	11.37	5.39	4.83	90.70	31.88	99.01	4.94	691.79	71.10	44.45	10.28	15.44	1033
1948	7.52	15.24	17.92	24.66	98.26	63.39	42.63	80.42	655.29	277.53	94.43	26.40	1407
1949	10.46	41.24	35.17	160.18	194.27	94.22	42.77	24.80	33.75	37.92	13.16	11.39	700
1950	10.59	9.87	9.18	25.03	18.29	43.40	25.30	16.92	80.07	67.88	3.46	3.97	315
1951	3.92	5.71	6.08	15.41	23.25	139.31	23.60	125.43	638.99	186.19	39.94	22.99	1290
1952	11.27	24.80	45.65	18.14	37.57	99.07	13.58	8.73	45.29	4.61	3.57	3.74	316
1953	2.35	13.91	8.78	24.30	9.42	3.86	21.59	1213.00	328.28	409.79	74.89	11.31	2121
1954	12.09	21.14	10.80	26.53	144.66	30.21	16.98	14.93	15.95	102.82	14.86	2.71	464
1955	9.08	6.53	3.99	4.34	32.34	6.92	62.78	75.46	385.40	105.71	28.08	4.47	725
1956	5.63	5.43	4.70	6.68	18.83	17.24	7.18	14.50	42.83	3.29	1.96	.99	129
1957	2.72	35.63	50.32	357.42	152.76	139.41	4.41	8.47	23.09	91.06	6.29	3.99	676
1958	15.27	4.74	4.04	6.31	54.48	159.72	108.31	56.50	545.67	1210.14	276.12	80.49	2522
1959	51.18	36.16	27.57	9.97	37.42	35.09	17.45	42.76	58.87	22.95	8.68	6.50	370
1960	6.25	8.16	5.92	16.03	14.43	24.78	48.41	149.76	199.97	286.27	27.91	9.76	788
1961	10.78	8.04	22.59	17.00	29.18	47.35	26.08	34.87	237.23	159.98	12.34	6.51	529
1962	2.88	14.72	6.82	39.99	8.81	49.70	10.56	5.81	155.02	110.16	4.28	7.66	417
1963	3.66	5.00	4.91	3.10	165.12	35.46	10.39	1.89	232.31	131.37	7.95	4.57	613
1964	8.38	4.36	5.36	45.28	327.75	25.35	9.57	11.18	119.03	66.24	4.95	4.64	733
1966	10.20	15.45	21.10	13.29	140.86	81.09	7.42	14.78	305.48	46.79	20.77	19.11	696
1966	4.45	17.85	22.98	45.60	222.09	228.93	130.36	64.40	85.51	112.06	45.98	10.53	931
1967	14.74	11.45	41.85	66.70	65.11	55.51	5.59	1001.73	2175.43	503.90	240.23	140.74	4354
1968	94.84	61.48	49.35	81.41	96.92	83.20	100.73	40.34	293.66	245.19	86.95	56.45	1291
1969	33.83	17.96	14.73	20.72	38.06	81.57	10.72	25.48	269.84	251.25	111.82	82.71	558
1970	54.58	35.98	27.78	36.00	36.92	68.28	78.18	57.71	264.15	119.27	31.84	14.75	824
1971	25.2	10.8	12.4	12.1	6.0	135.14	57.9	250.2	495.7	171.4	104.	53.4	1625
1972	19.3	20.0	28.0	17.6	147.4	473.2	183.7	87.0	227.6	75.6	51.6	32.4	1377
1973	36.1	12.5	18.2	2.63	29.2	83.0	269.7	314.0	416.4	27.34	142.2	76.4	1601
1974	76.2	70.0	47.3	78.8	142.0	41.	8.6	82.1	309.0	100.2	37.4	17.1	1015
1975	13.2	6.2	6.1	1.6	110.9	27.9	381.1	187.6	411.0	79.6	51.8	31.9	1312
1976	30.8	4.3	7.4	26.5	47.	51.8	541.7	107.5	243.8	147.0	197.2	155.9	1606
1977	62.4	76.5	17.8	41.9	91.9	14.8	7.08	25.7	377.7	125.3	32.6	18.5	931
1978	17.0	10.2	8.7	20.1	74.8	41.7	5.73	90.8	173.4	74.7	159.1	86.7	2481
1979	45.2	33.7	24.8	37.4	37.7	140.7	147.7	14.8	172.8	18.2	16.4	37.1	609
1980	30.6	15.6	9.9	10.4	19.1	11.	57.7	4.7	92.2	39.1	28.1	36.1	609
1981	34.8	36.9	26.7	148.2	281.5	271.6	89.9	107.7	182.3	56.7	27.3	9.8	1295
1982	13.7	8.5	5.1	23.0	24.9	10.7	4.3	0.9	23.4	28.4	11.0	8.6	190

T A B L A N O. 2  
EVAPORACIONES NETAS MENSUALES EN LA  
PRESA MARTE R. SUREZ, TAMPS. ( mm )

AÑO	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
1944	86	125	162	218	112	113	240	113	125	163	93	84
1945	39	125	200	156	258	279	290	225	207	73	152	103
1946	77	109	232	204	190	271	351	287	127	81	116	99
1947	73	110	197	190	195	271	273	141	114	156	57	63
1948	72	-7	7	253	216	257	269	164	-82	78	125	87
1949	63	32	123	95	141	240	242	263	164	114	127	76
1950	124	105	130	121	241	258	347	278	204	154	138	101
1951	115	127	136	173	152	194	289	196	-38	112	108	109
1952	116	120	150	170	180	200	340	311	184	169	76	65
1953	124	81	143	166	223	279	198	51	33	-111	69	50
1954	47	114	139	46	118	131	217	231	141	-7	41	79
1955	41	74	156	191	180	223	209	148	125	110	66	63
1956	79	102	145	129	160	233	278	221	93	125	95	86
1957	68	62	122	13	-1	135	208	260	180	149	43	80
1958	-21	39	137	172	104	200	252	191	-51	-135	48	44
1959	22	3	117	134	221	166	249	161	163	117	86	89
1960	50	81	109	99	216	268	270	100	51	110	33	1
1961	28	94	174	164	240	256	290	178	95	121	28	61
1962	85	138	130	190	266	238	333	204	-30	136	70	11
1963	57	93	171	216	127	196	265	286	107	72	99	-2
1964	66	68	140	129	14	179	235	281	-5	110	81	55
1965	83	49	82	172	195	185	236	161	101	-67	23	-14
1966	-5	26	108	30	-57	56	188	180	160	-1	101	86
1967	42	93	138	199	162	177	280	-47	-382	33	-7	46
1968	21	35	105	16	78	143	51	179	75	94	92	85
1969	53	54	133	174	185	121	298	119	107	111	43	51
1970	3	47	130	145	155	78	155	177	-27	72	96	73
1971	77	99	149	-73	-81	176	199	64	-69	119	71	40
1972	58	51	90	107	13	55	61	85	69	104	30	35
1973	-8	-24	114	117	86	-133	71	74	-107	11	72	119
1974	43	103	19	123	163	275	197	117	72	62	70	40
1975	54	65	128	149	129	147	-9	9	34	55	92	43
1976	63	111	79	103	125	201	211	131	3	2	-45	8
1977	3	57	111	131	155	130	219	156	39	99	89	61
1978	18	60	144	128	135	190	216	202	-34	21	51	40
1979	45	61	114	-24	129	71	154	142	-4	129	98	-15
1980	57	56	128	151	73	277	179	134	161	71	28	38
1981	-17	44	62	63	74	-51	158	44	117	60	82	69
1982	87	68	100	70	16	172	239	213	135	-32	78	15

TABLA No. 3

VOLUMENES DE DEMANDA  
CORRESPONDIENTES AL CICLO  
1978- 1979 ( $10^6 \text{ m}^3$ ), Y SU  
PORCENTAJE

MES	VD	%
OCT	54.154	8.662
NOV	4.728	0.758
DIC	4.728	0.758
ENE	73.100	11.730
FEB	75.486	12.102
MAR	35.148	5.635
ABR	146.425	23.476
MAY	194.766	31.225
JUN	19.835	3.180
JUL	5.533	0.887
AGO	5.046	0.809
SEP	4.728	0.758
ANUAL	623.690	100.000

TABLA No. 4

CURVAS: ELEVACION-CAPACIDAD Y  
ELEVACION-AREA, DE LA PRESA.

ELEV manm	CAP $10^6 \text{ m}^3$	AREA Ha
58	0.001	0.1
60	0.019	2.5
62	0.500	70.3
64	11.650	1006.0
66	41.940	2614.0
68	116.440	4409.0
70	228.780	6750.0
72	390.660	9551.0
74	608.560	12267.0
76	878.350	15031.0
76.34	932.200	15534.0
77	1036.990	16657.0
77.34	1096.92	17356.0
78	1213.63	18712.0
78.34	1270.47	19356.0
80	1525.16	22370.0



PRESA MARTE R. GOMEZ, TAMPS.

RESULTADOS DEL FUNCIONAMIENTO DE VASO

NIVEL DE CONSERVACION	DEFICIENCIA MEDIA ANUAL (%)	EXTRACCION MEDIA ANUAL (Mm3)		DERRAME MEDIO ANUAL (Mm3)	
		EMA=CTE	EMA=F(AIm <sub>i</sub> )	EMA=CTE	EMA=F(AIm <sub>i</sub> )
76.34	5	622	756	417	289
77.34	5	652	777	377	258
78.34	5	675	793	341	233
79.34	5	705	810	302	206

TABLA 5

TABLA NO. 6

GASTOS MAXIMOS ANUALES DE LAS PRINCIPALES ESTACIONES HIDROMETRICAS SITUADAS EN LA CUENCA DEL RIO SAN JUAN

AÑO	ESTACION									
	ICANGUE	CIENEGA	LA ARENA	LOS HERRERA	CADE-REYTA	TEPE-MAJE	MONTE-MOHELOS	EL CUCHILLO	LOS ALDAMAS	STA. MAGALIA
1924										782
25										1180
26										908
27								1817		1360
28								54		566
29								34		250
30		318						994		916
31								333		350
32		447								5300
33		244						2737		3760
34		74						394		388
35		319						603		820
36		403						1307		1460
37		71						140		272
38		609						6758		6700
39		232						720		1840
40		480						404		1130
41		885								2060
42		319		450			288	1194		2060
43		193		226			250	817		1270
44		487		1251			127	676		
45		104		262			110	1585		
46		468		299			66	3359		
47		526		564			30	5260		
48		1162		831			254	1394		
49		241		218			92	1173		
50		352		270			?	382		
51		404		897			22	469		
52		60		74			102	2084		
53		1986		1380			19	167		
54		760		328			110	2511		
55		982		417			80	303		
56		275		244			91	380		
57		320		337			96	125		
58		1285		905		1042	56	906		
59		581		172		1632	137	1927		
60	116	373		1049		165		177		
61	125	520		571		134	79	1677		
62	103	193	364	259	697	326	29	492		
63	420	870	623	643	286	480	15	585		
64	160	293	153	563	250	305	12	603		
65	111	297	752	910	56	279	50	348		
66	91	299	112	187	95	370	?	1274		
67	981	2154	187	2100	1062	344	163	727		
68	155	317	148	160	99	2302	60	5640	7610	
69	31	111	101	77	85	490	283	465	421	
70	97	995	428	438	34	355	21	471	454	
71	773	820	546	454	122	389	49	655	950	
72	93	61	113	355	94	577	85	649	1337	
73	243	708	87	274	821	684	64	456	930	
74		347	78	267	301	2014	324	3356	3471	
75	50	324	39	120	277	1795	72	1925	1817	
76	144	1228	381	393	642	1148	57	644	756	
77				266	210	930	126	1081	1107	
78				360		1020		2000	2160	
								3600		

TABLA No. 7

GASTOS MAXIMOS OBTENIDOS POR EL METODO PROBABILISTICO DE GUMBEL SIMPLE  
(m3/seg.)

TR (AÑOS)	ESTACION							
	EL CUCHILLO	LOS ALDAMAS	STA. ROSALIA	TEPEHUAJE	ICAMOLE	CIENEGA DE FLORES	LA ARENA	LOS HERRERAS
10	3480	6350	4800	1910	750	1230	1300	1160
20	4380	8020	6040	2350	950	1520	1650	1440
30	4900	8985	6770	2610	1070	1690	1860	1595
50	5550	10195	7670	2935	1250	1900	2120	1795
100	6430	11830	8900	3370	1420	2180	2470	2060
500	8460	15625	11730	4380	1880	2835	3280	2575
1000	9350	17250	12250	4810	2080	3120	3330	2940
5000	11370	21050	15790	5820	2540	3770	4440	3550
10000	12250	22790	17010	6250	2740	4050	4790	3820

TABLA No. 8

GASTOS MAXIMOS OBTENIDOS POR EL METODO PROBABILISTICO DE GUMBEL DOBLE (m<sup>3</sup>/seg)

T <sub>R</sub> (AÑOS)	E S T A C I O N							
	EL CUCHILLO	LOS ALDAMAS	STA. ROSALIA	TEPEHUAJE	ICAMOLE	CIENEGA DE FLORES	LA ARENA	LOS HERRERAS
10	3263	5193	4148	1885	630	1175	1043	1123
20	4528	5581	5322	2087	846	1135	1436	1419
30	5139	7350	5958	2192	963	1713	1649	1573
50	5857	8291	6731	2317	1104	1523	1910	1759
100	6685	9545	7756	2482	1290	2195	2255	2003
500	8863	12415	10092	2856	1715	2804	3042	2553
1000	9746	13645	11092	3016	1897	3054	3379	2789
5000	11789	15500	13400	3385	2318	3664	4159	3333
10000	12669	17720	14404	3544	2500	3921	4494	3567

TABLA No. 9

GASTOS MAXIMOS OBTENIDOS POR EL METODO PROBABILISTICO LOG PEARSON III

Tr (AÑOS)	E S T A C I O N							
	EL CUCHILLO	LOS ALDANAS	STA. ROSALIA	TEPEHUAJE	ICAMOLE	CIENEGA DE FLORES	LA ARENA	LOS HERRERAS
10	2930	4660	3600	1680	496	1100	925	990
20	4030	6820	5200	2230	770	1410	1400	1310
30	4870	8820	6670	2700	1040	1665	1830	1580
50	5830	10712	8030	3030	1300	1930	2250	1810
100	7560	14600	10760	3860	1900	2230	3115	2240
500	10250	30200	21000	6400	4500	3000	6200	3500
1000	11820	37170	25700	7070	6050	3550	7970	4120
5000	17500	71000	45000	10250	12500	5330	14000	6000
10000	19600	86300	54920	11680	17600	8660	17830	6890

GASTOS MAXIMOS HASTA LA PMRG OBTENIDOS  
 CON EL MODELO PRECIPITACION-ESCURRIMIENTO  
 (m3/seg)

TR (AÑOS)	Coeficiente de Escurrimiento N							
	45	50	55	60	65	70	75	80
10	1264	1820	2890	3130	3876	4682	5550	6483
20	2230	2920	3900	4570	5500	6450	7370	8450
30	2750	3650	4650	5500	6600	7530	8600	9750
50	3278	4232	5232	6270	7347	8454	9593	10765
100	4326	5440	6584	7757	8948	10161	11390	12644
500	7082	8533	9981	11420	12850	14265	15670	17068
1000	8500	10030	11500	13100	14650	16100	17500	19000
5000	11780	13550	15350	17000	18750	20300	21500	23500
10000	13142	15035	16950	18900	20854	22500	23453	25473

T A B L A N° 10

U. - Dimensional

DERRAMES MENSUALES RESULTANTES DEL FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA PC-PMRG PARA 5% DE DEFICIENCIA (Mm3)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
1944	157.6	84.4	57.8	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1945	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1946	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1947	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1948	0	43.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1949	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1950	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1951	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1952	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	49.6
1953	205.7	22.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1954	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1955	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1956	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1957	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1958	30.4	257.5	81.3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1959	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1960	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1961	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1962	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1963	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1964	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1965	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1966	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1550.9
1967	430.4	232.4	121.8	5.2	0	0	0	0	0	0	0	80.5
1968	157.2	77.3	40.0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1969	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1970	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	197.7
1971	299.0	78.3	33.8	0	0	0	0	0	0	148.6	44.0	207.3
1972	0	21.0	13.3	0	0	0	0	0	228.2	228.3	288.0	434.9
1973	196.7	115.5	42.6	0	0	0	0	0	0	0	0	58.7
1974	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	236.1
1975	16.5	19.6	17.1	0	0	0	0	0	0	0	22.9	239.2
1976	99.2	202.8	145.6	2.4	0	0	0	0	0	0	0	0
1977	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	577.3
1978	686.0	138.5	68.6	0	0	0	0	0	0	0	0	0

TABLA 11

GASTOS MAXIMOS REGISTRADOS EN LA ESTACION HIROMETRICA EL CUCELLO (m3/seg)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1928	7	6	4	1	11	3	1	0	54	18	15	11	54
1929	6	4	3	2	7	2	3	4	34	13	7	9	34
1930	6	3	2	111	443	862	49	17	43	994	119	37	994
1931	333	104	31	16	309	115	258	215	28	17	9	9	333
1933	15	8	6	30	291	43	781	1881	2737	1185	105	52	2737
1934	63	28	15	137	57	11	292	22	112	394	12	9	394
1935	8	10	23	20	214	243	66	5	603	243	58	457	603
1936	61	23	31	39	131	20	1307	609	592	77	79	27	1307
1937	18	15	19	7	28	81	140	89	121	35	138	35	140
1938	13	8	9	11	77	12	122	6758	350	50	19	14	6758
1939	13	9	5	165	201	42	44	16	136	720	7	7	720
1940	4	2	7	2	197	365	217	241	396	404	45	116	404
1941	55	16	73	34	80	1194	173	23	750	44	31	27	1194
1942	22	9	7	197	208	817	285	175	138	495	25	12	817
1943	16	7	3	16	20	21	63	7	676	225	14	17	676
1944	10	5	20	1	21	180	291	1143	1585	535	47	25	1585
1945	62	23	11	28	19	6	40	216	112	3358	22	13	3358
1946	8	6	5	59	231	34	35	90	306	526	25	12	526
1947	5	3	1	132	99	250	29	1394	53	28	8	8	1394
1948	4	1	5	28	276	58	27	146	1173	482	46	16	1173
1949	3	47	9	382	114	70	12	10	42	54	3	4	382
1950	3	12	2	64	8	188	44	15	284	469	0	0	469
1951	0	0	0	22	520	551	10	531	2084	235	31	12	2084
1952	5	1	3	16	41	167	67	0	79	8	2	2	167
1953	1	0	79	84	0	0	17	2512	835	1117	22	5	2512
1954	4	4	1	154	302	20	119	154	25	303	78	2	303
1955	1	0	0	0	39	0	385	367	379	249	29	5	385
1956	2	1	0	0	104	125	2	39	76	13	52	1	125
1957	0	170	211	506	385	238	2	0	71	900	8	2	900
1958	9	0	0	0	193	217	222	122	1927	1532	194	48	1927
1959	34	25	13	5	117	64	15	116	177	33	6	2	117
1960	1	0	0	46	33	23	490	275	194	1678	54	17	1678
1961	8	3	195	197	99	338	156	98	482	255	18	2	482
1962	1	0	0	144	25	274	30	35	381	585	54	14	585
1963	1	0	0	10	422	27	24	23	803	302	5	2	803
1964	2	1	0	185	348	48	48	2	317	332	2	2	348
1965	0	2	178	13	204	82	4	153	1274	185	36	83	1274
1966	16	17	31	125	456	727	162	212	180	205	154	17	727
1967	9	2	56	34	12	242	13	1235	5543	274	73	47	5543
1968	33	21	18	32	89	90	77	76	468	253	57	32	468
1969	19	6	3	13	12	187	2	98	357	471	110	77	471
1968	33	48	12	86	2	89	128	128	656	176	22	2	656
1971	8	1	1	1	0	48	38	222	552	649	51	21	649
1972	11	6	35	5	496	415	133	35	243	58	20	12	496
1973	15	6	10	2	150	3356	2715	398	1200	485	171	33	3356
1974	39	13	64	9	4	18	4	2	1930	103	22	8	1930
1975	6	5	2	1	180	16	448	212	644	67	28	11	644
1976	10	4	3	9	60	31	1061	40	384	169	172	77	1061
1977	33	35	17	106	68	7	2	42	2000	257	21	9	2000
1978	7	6	2	2	56	200	2	313	3500	1903	52	41	3500
Máximo	333	171	211	506	520	3356	2715	6158	5543	3358	194	467	6158
Medio	21	16	25	66	148	245	215	410	739	490	46	30	1222
Mínimo	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

TABLA 12



VALORES DE  $y_N$   $\sigma_N$  PARA EL CALCULO DE GASTOS  
POR EL METODO DE GUMBEL

N	$y_N$	$\sigma_N$	N	$y_N$	$\sigma_N$
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590
9	.4902	.9288	50	.54854	1.16066
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1623
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5343'	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20649
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255

VALORES DE K

P en %

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	-0.57	-0.84	-1.28	-1.64	-1.88	-2.33	-3.09	0.7
0.05	3.83	3.16	2.62	2.36	2.06	1.90	1.65	1.28	0.84	0.66	0.52	0.24	-0.01	-0.26	-0.52	-0.66	-0.84	-1.28	-1.62	-1.86	-2.25	-3.02	0.03
0.1	3.94	3.27	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	0.15
0.2	4.16	3.33	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	-1.96	-2.40	0.5
0.55	4.94	3.88	3.08	2.72	2.35	2.10	1.78	1.32	0.80	0.62	0.45	0.16	-0.09	-0.34	-0.59	-0.72	-0.85	-1.21	-1.47	-1.64	-1.92	-2.32	0.55
0.6	5.05	3.98	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	-0.85	-1.18	-1.40	-1.54	-1.78	-2.08	0.75
0.8	5.50	4.24	3.31	2.89	2.45	2.16	1.84	1.34	0.78	0.58	0.41	0.12	-0.13	-0.37	-0.60	-0.73	-0.85	-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	-0.13	-0.38	-0.60	-0.73	-0.85	-1.16	-1.36	-1.49	-1.70	-1.98	0.85
0.9	5.73	4.35	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	0.55	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	5.95	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	0.03	-0.17	-0.40	-0.62	-0.74	-0.85	-1.12	-1.30	-1.39	-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	0.17	-0.18	-0.41	-0.62	-0.74	-0.85	-1.11	-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	-1.10	-1.26	-1.36	-1.49	-1.65	1.15
1.2	6.41	4.81	3.65	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	-1.09	-1.24	-1.35	-1.45	-1.61	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	4.95	3.74	3.21	2.66	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	-1.35	-1.48	1.3
1.35	6.74	5.02	3.77	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	-1.26	-1.35	-1.44	1.35
1.4	6.87	5.07	3.81	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	5.13	3.85	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	5.20	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
1.55	7.20	5.27	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	-1.28	1.55
1.6	7.31	5.34	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	5.41	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
1.7	7.54	5.50	4.07	3.44	2.82	2.44	1.99	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	1.7
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

VALORES DE K

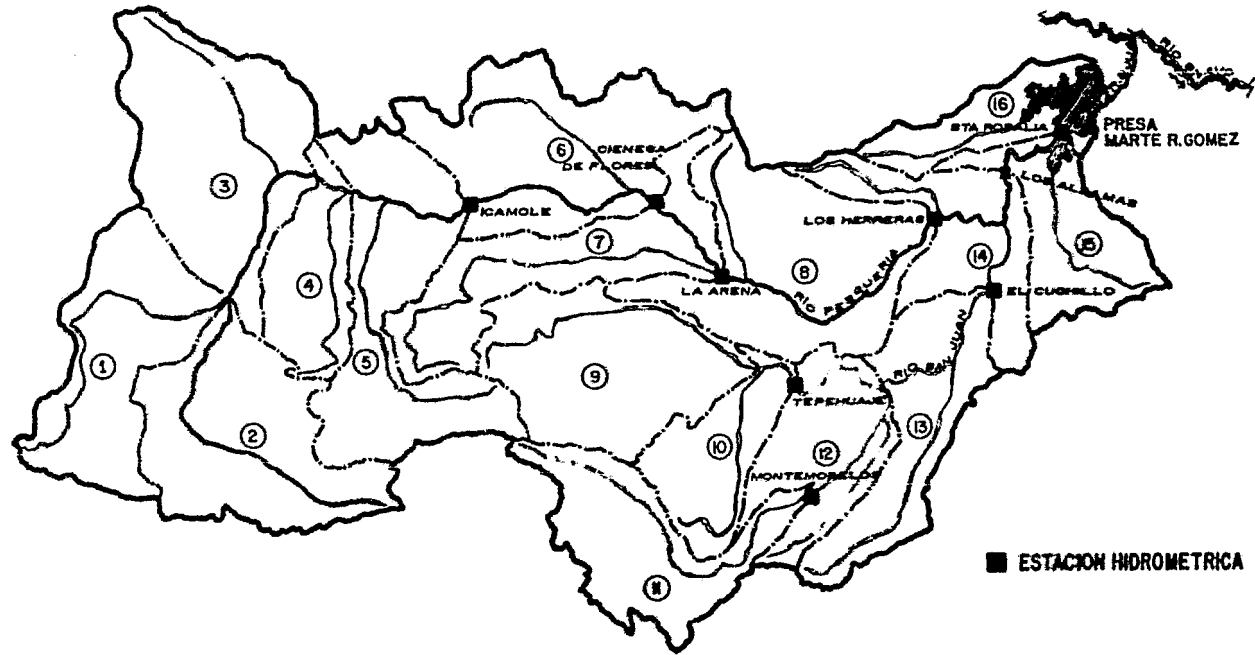
C <sub>s</sub>	P en %																				C <sub>s</sub>		
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97		99	99.9
1.8	7.76	5.64	4.15	3.50	2.85	2.46	1.99	1.32	0.64	0.42	0.24	-0.05	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.94	-1.02	-1.06	-1.09	-1.11	1.8
1.85	7.67	5.70	4.19	3.52	2.86	2.48	1.99	1.32	0.64	0.41	0.23	-0.06	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.93	-1.00	-1.04	-1.06	-1.08	1.85
1.9	7.98	5.77	4.23	3.55	2.88	2.49	2.00	1.31	0.63	0.40	0.22	-0.07	-0.29	-0.48	-0.64	-0.72	-0.79	-0.92	-0.98	-1.01	-1.04	-1.05	1.9
1.95	8.10	5.84	4.26	3.58	2.89	2.50	2.00	1.30	0.62	0.40	0.21	-0.08	-0.30	-0.48	-0.64	-0.72	-0.78	-0.91	-0.96	-0.99	-1.02	-1.02	1.95
2.0	8.21	5.91	4.30	3.60	2.91	2.51	2.00	1.30	0.61	0.39	0.20	-0.08	-0.31	-0.49	-0.64	-0.71	-0.78	-0.90	-0.950	-0.97	-0.990	-1.00	2.0
2.05		5.97	4.34	3.63	2.92	2.52	2.00	1.30	0.60	0.38	0.19	-0.09	-0.32	-0.49	-0.64	-0.71	-0.77	-0.89	-0.932	-0.95	-0.967	-0.976	2.05
2.1		6.04	4.38	3.65	2.94	2.53	2.01	1.29	0.59	0.37	0.18	-0.10	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.866	-0.914	-0.930	-0.945	-0.953	2.1
2.15		6.09	4.42	3.66	2.94	2.53	2.01	1.28	0.58	0.30	0.17	-0.11	-0.32	-0.50	0.64	-0.70	-0.76	-0.854	-0.898	-0.913	-0.925	-0.931	2.15
2.2		6.14	4.46	3.68	2.95	2.54	2.02	1.27	0.57	0.35	0.16	-0.12	-0.33	-0.50	0.64	0.69	-0.75	-0.842	-0.882	-0.895	-0.905	-0.910	2.2
2.25		6.20	4.49	3.70	2.96	2.54	2.02	1.26	0.56	0.33	0.15	-0.12	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.828	-0.866	-0.878	-0.886	-0.890	2.25
2.3		6.26	4.52	3.73	2.98	2.54	2.01	1.26	0.55	0.32	0.14	-0.13	-0.34	0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.815	-0.850	-0.850	-0.867	-0.870	2.3
2.35		6.31	4.55	3.75	3.00	2.57	2.01	1.25	0.53	0.30	0.13	-0.13	-0.34	-0.50	-0.62	-0.67	-0.73	-0.803	-0.835	-0.843	-0.848	-0.852	2.35
2.4		6.37	4.59	3.78	3.02	2.60	2.00	1.25	0.52	0.29	0.12	-0.14	-0.35	-0.51	-0.62	-0.67	-0.72	-0.792	-0.820	-0.826	-0.830	-0.834	2.4
2.45		6.43	4.62	3.80	3.03	2.61	2.00	1.24	0.51	0.28	0.11	-0.15	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.780	-0.805	-0.810	-0.815	-0.817	2.45
2.5		6.50	4.66	3.82	3.05	2.62	2.00	1.23	0.50	0.27	0.10	-0.16	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.768	-0.790	-0.795	-0.800	-0.800	2.5
2.55		6.52	4.68	3.84	3.06	2.62	2.00	1.22	0.49	0.26	0.09	-0.16	-0.36	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.757	0.777	-0.780	0.785	-0.785	2.55
2.6		6.54	4.71	3.86	3.08	2.63	2.00	1.21	0.48	0.25	0.08	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.746	-0.764	-0.766	-0.770	-0.770	2.6
2.65		6.64	4.75	3.89	3.09	2.63	2.00	1.20	0.47	0.24	0.07	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.65	-0.69	-0.734	-0.750	-0.752	-0.755	-0.755	2.65
2.7		6.75	4.80	3.92	3.10	2.64	2.00	1.19	0.46	0.24	0.07	-0.18	-0.38	-0.51	-0.61	-0.65	-0.68	-0.724	-0.736	-0.739	-0.740	-0.740	2.7
2.75		6.80	4.83	3.94	3.11	2.64	2.00	1.18	0.45	0.23	0.06	-0.19	-0.38	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.713	-0.724	-0.726	-0.727	-0.728	2.75
2.8		6.86	4.86	3.96	3.12	2.65	2.00	1.18	0.44	0.22	0.057	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.703	-0.711	-0.714	-0.715	-0.715	2.8
2.85		6.93	4.88	3.98	3.12	2.65	2.00	1.16	0.42	0.21	0.049	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.66	-0.692	-0.700	-0.702	-0.702	-0.702	2.85
2.9		7.00	4.91	4.01	3.12	2.66	1.99	1.15	0.41	0.20	0.041	-0.21	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.65	-0.681	-0.685	-0.690	-0.698	-0.690	2.9
2.95		7.05	4.93	4.03	3.13	2.66	1.98	1.14	0.40	0.19	0.034	-0.21	-0.39	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.672	-0.677	-0.678	-0.678	-0.678	2.95
3.0		7.10	4.95	4.05	3.14	2.66	1.97	1.13	0.39	0.19	0.027	-0.22	-0.40	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.661	-0.665	-0.666	-0.666	-0.666	3.0
3.05		7.16	4.98	4.07	3.14	2.66	1.97	1.12	0.38	0.18	0.018	-0.22	-0.40	-0.51	-0.58	-0.61	-0.63	-0.651	-0.655	-0.656	-0.656	-0.656	3.05
3.1		7.23	5.01	4.09	3.14	2.66	1.97	1.11	0.37	0.17	0.010	-0.23	-0.40	-0.51	-0.58	-0.60	-0.62	-0.641	-0.645	-0.646	-0.646	-0.646	3.1
3.15		7.24	5.04	4.10	3.14	2.66	1.96	1.10	0.36	0.16	0.002	-0.24	-0.40	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.631	-0.635	-0.636	-0.636	-0.636	3.15
3.2		7.30	5.08	4.11	3.14	2.66	1.96	1.09	0.35	0.15	-0.006	-0.25	-0.41	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.621	-0.625	-0.625	-0.625	-0.625	3.2
3.25		7.37	5.11	4.13	3.14	2.66	1.95	1.08	0.34	0.14	-0.014	-0.25	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.60	-0.613	-0.616	-0.616	-0.616	-0.616	3.25
3.3		7.44	5.14	4.15	3.14	2.66	1.95	1.08	0.33	0.13	-0.022	-0.26	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.59	-0.605	-0.606	-0.606	-0.606	-0.606	3.3
3.35		7.49	5.16	4.16	3.14	2.66	1.94	1.07	0.32	0.12	-0.029	-0.26	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.596	-0.597	-0.597	-0.597	-0.597	3.35
3.4		7.54	5.19	4.18	3.15	2.66	1.94	1.06	0.31	0.11	-0.036	-0.27	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.586	-0.587	-0.589	-0.589	-0.589	3.4
3.45		7.59	5.22	4.19	3.15	2.66	1.93	1.05	0.30	0.09	-0.042	-0.27	-0.41	-0.50	-0.54	-0.56	-0.57	-0.578	-0.579	-0.580	-0.580	-0.580	3.45
3.5		7.64	5.25	4.21	3.16	2.66	1.93	1.04	0.29	0.08	-0.049	-0.28	-0.41	-0.50	-0.54	-0.55	-0.56	-0.570	-0.571	-0.571	-0.571	-0.571	3.5





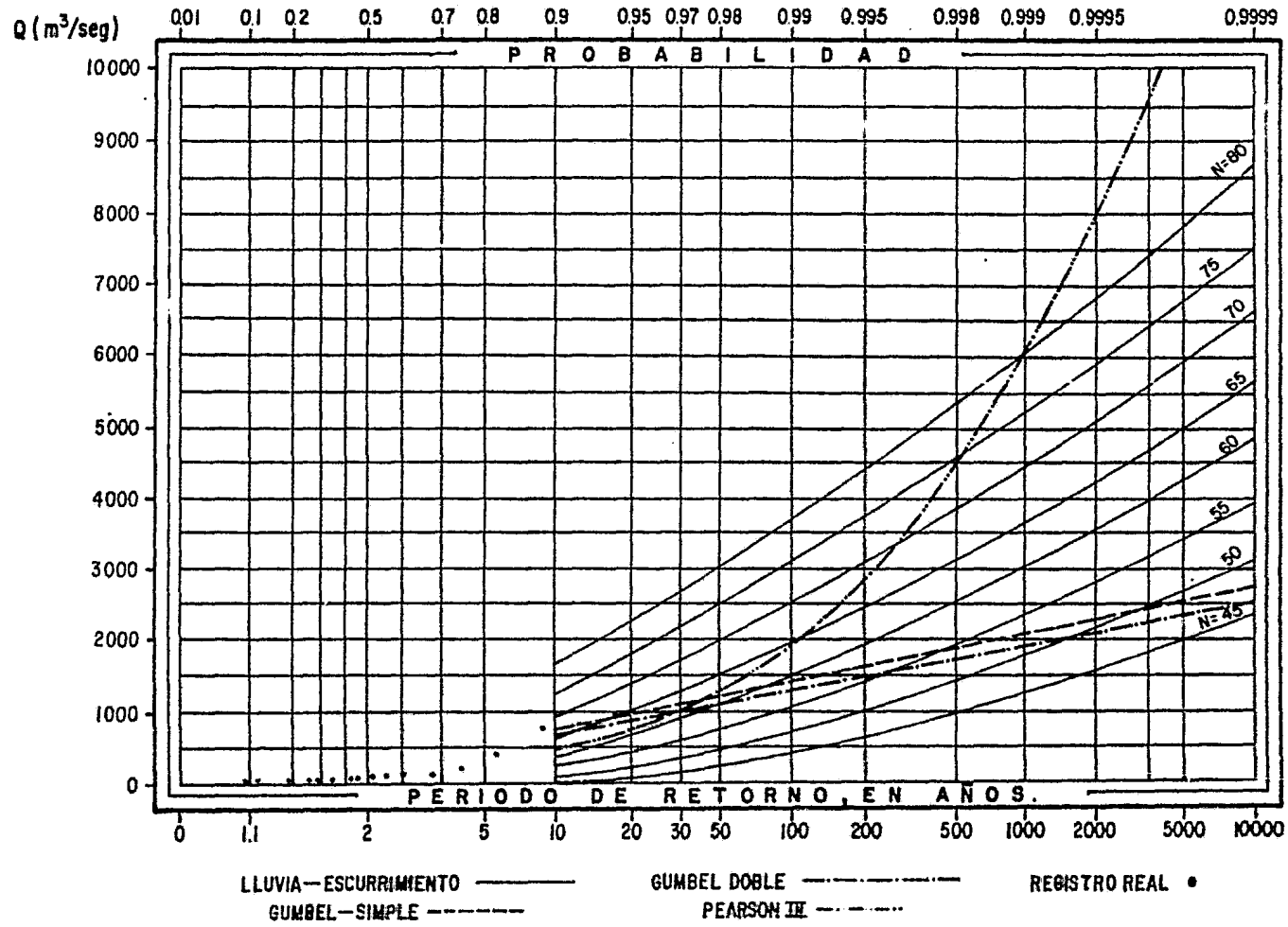
PRESA MARTE R. GÓMEZ, TAMPS.  
SUBDIVISION DE CUENCAS

FIG Nº 2



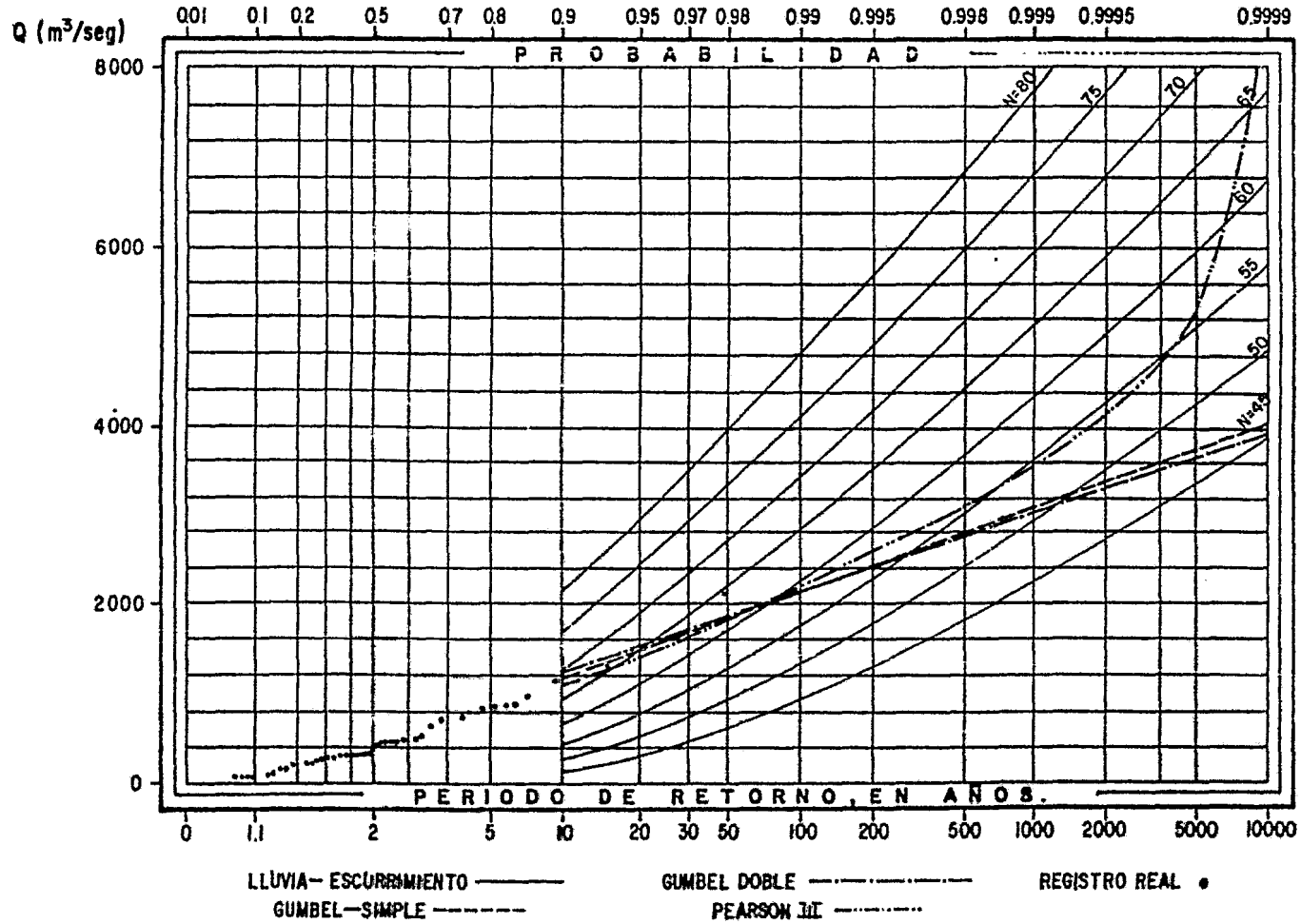
# ESTACION ICAMOLE

FIG. N° 3



# ESTACION CIENEGA DE FLORES

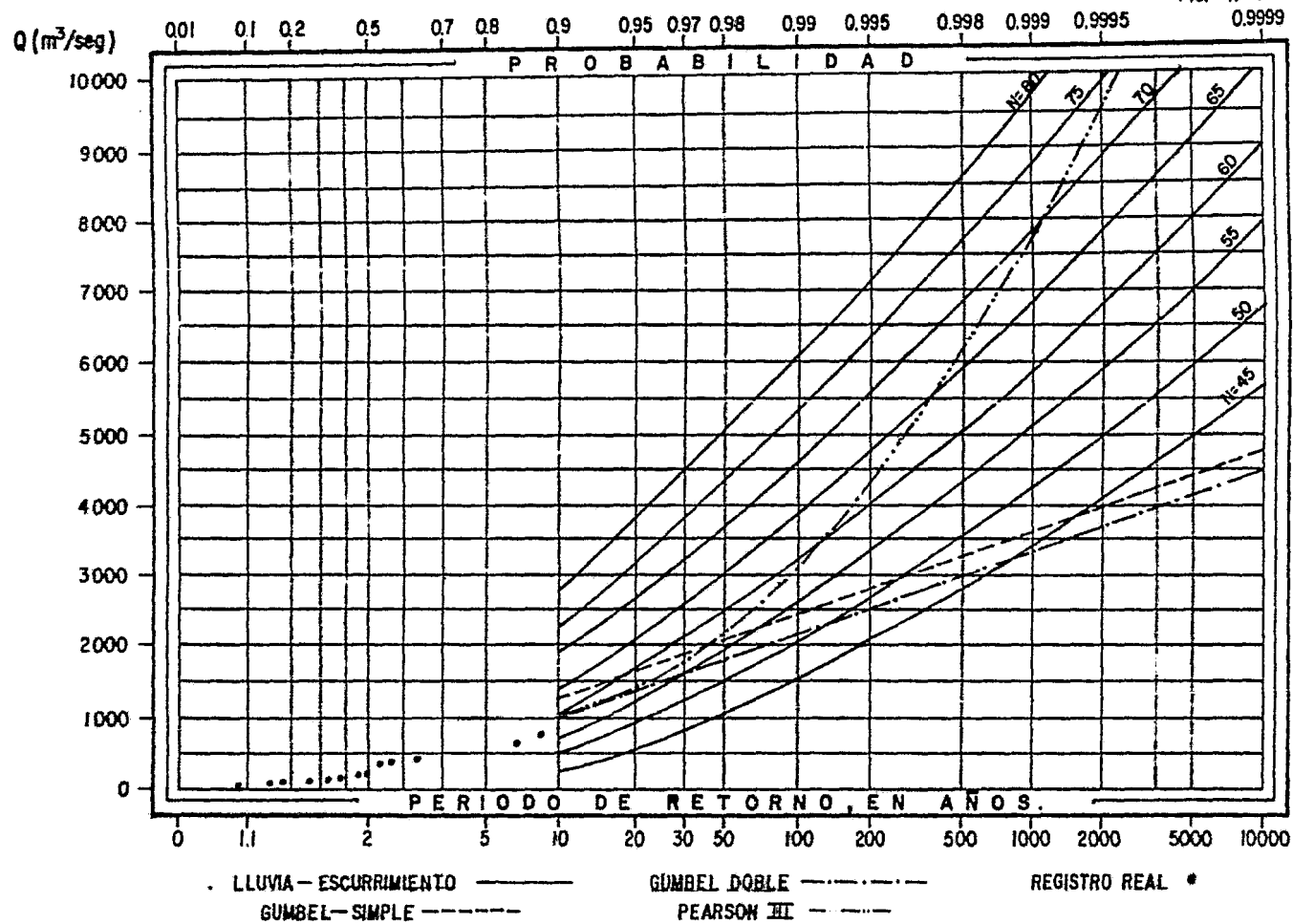
FIG. Nº 4





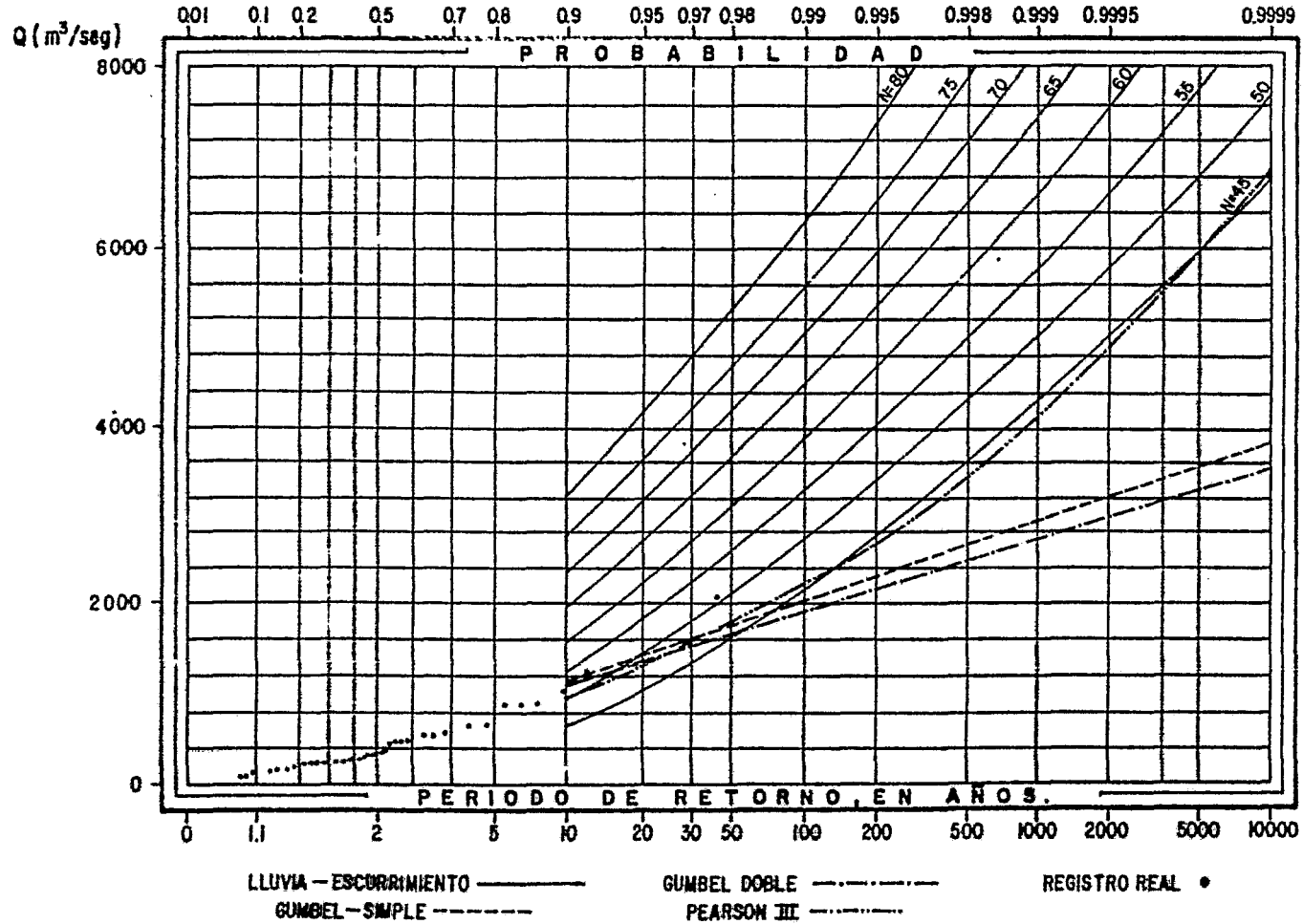
# ESTACION LA ARENA

FIG. Nº 5



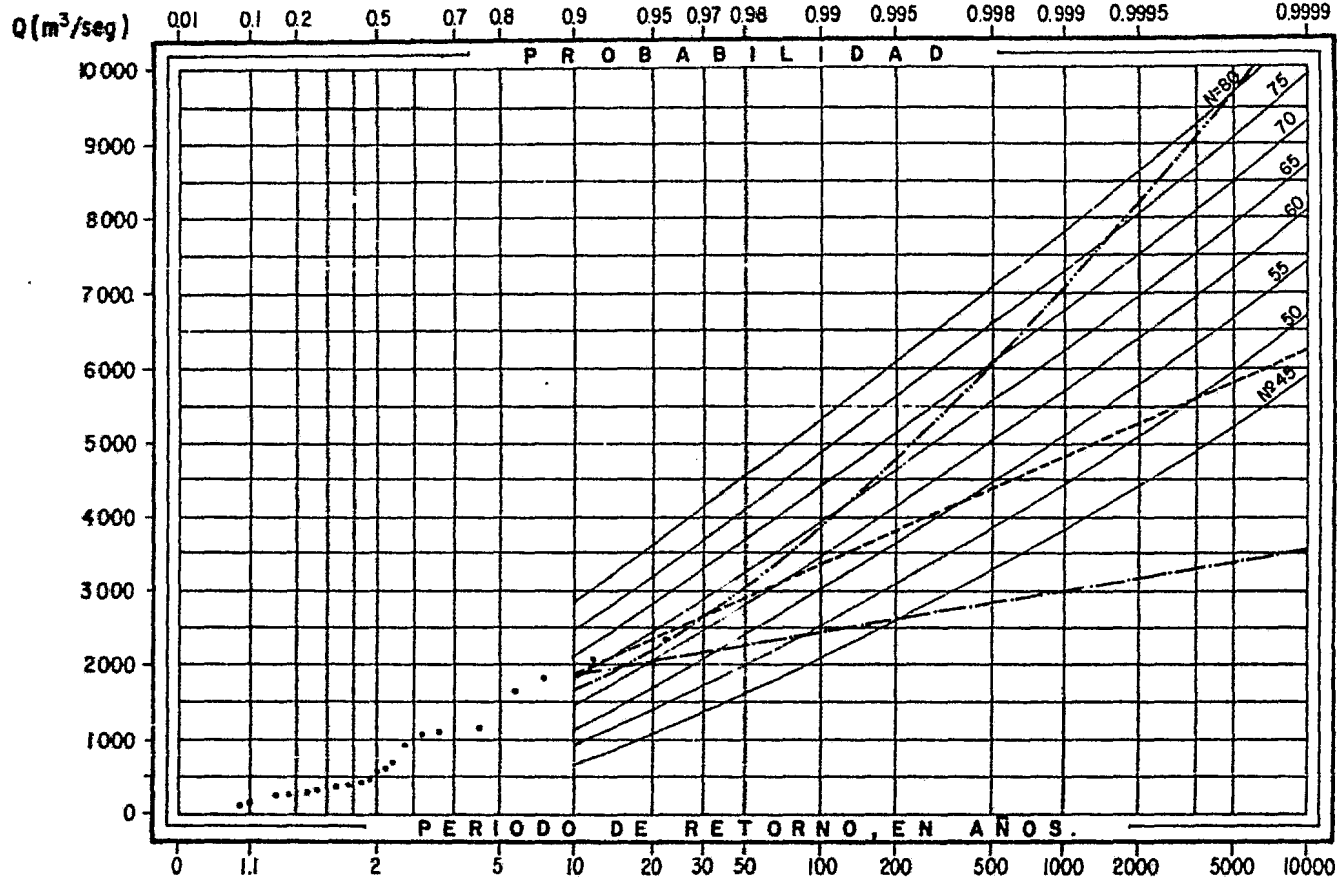
# ESTACION LOS HERRERAS I II y III

FIG. Nº 6



# ESTACION TEPEHUAJE

FIG. Nº 7



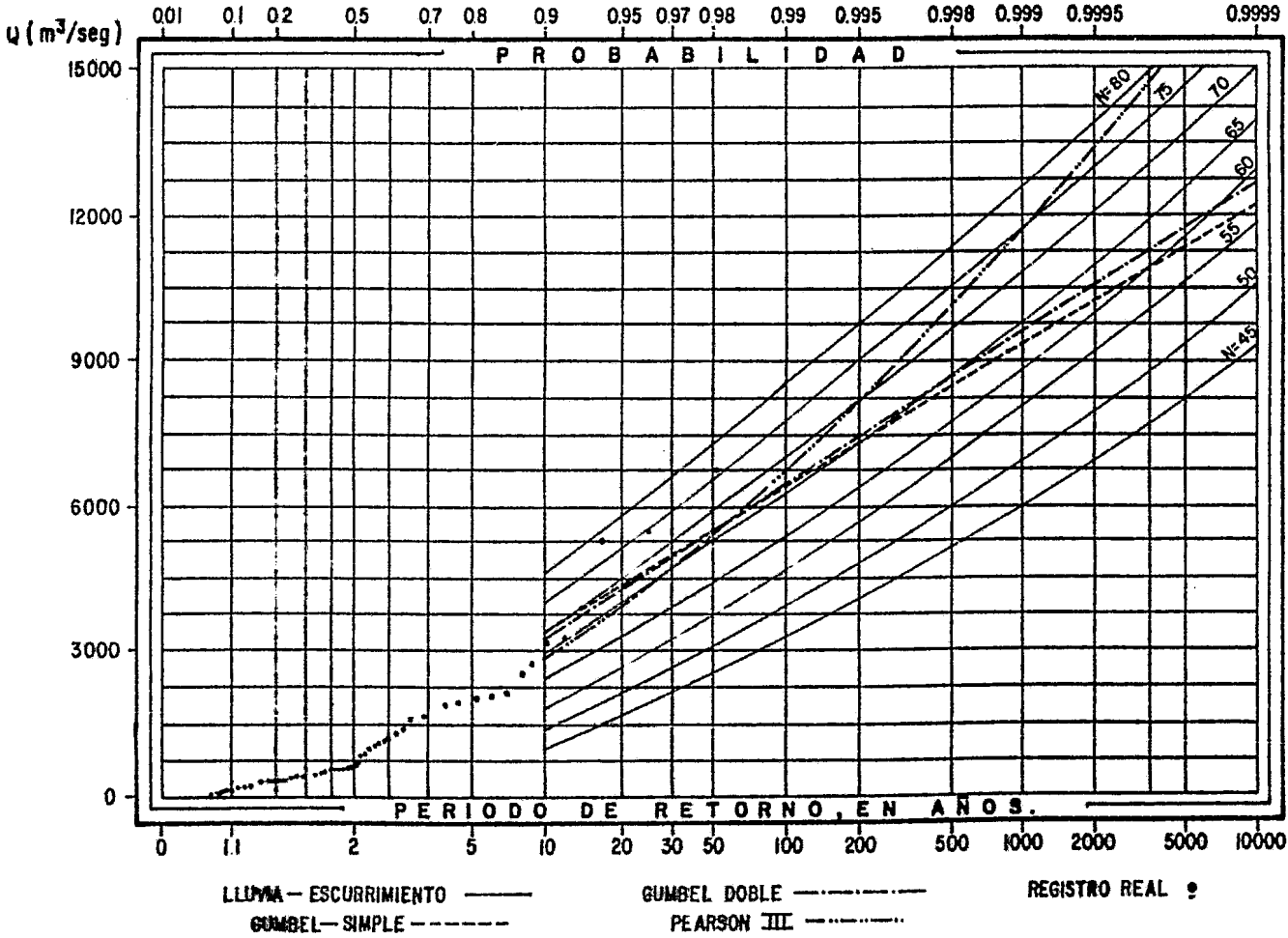
LLUVIA—ESCURRIMIENTO ———  
 GUMBEL—SIMPLE - - - - -

GUMBEL DOBLE - · - · - ·  
 PEARSON III ·····

REGISTRO REAL •

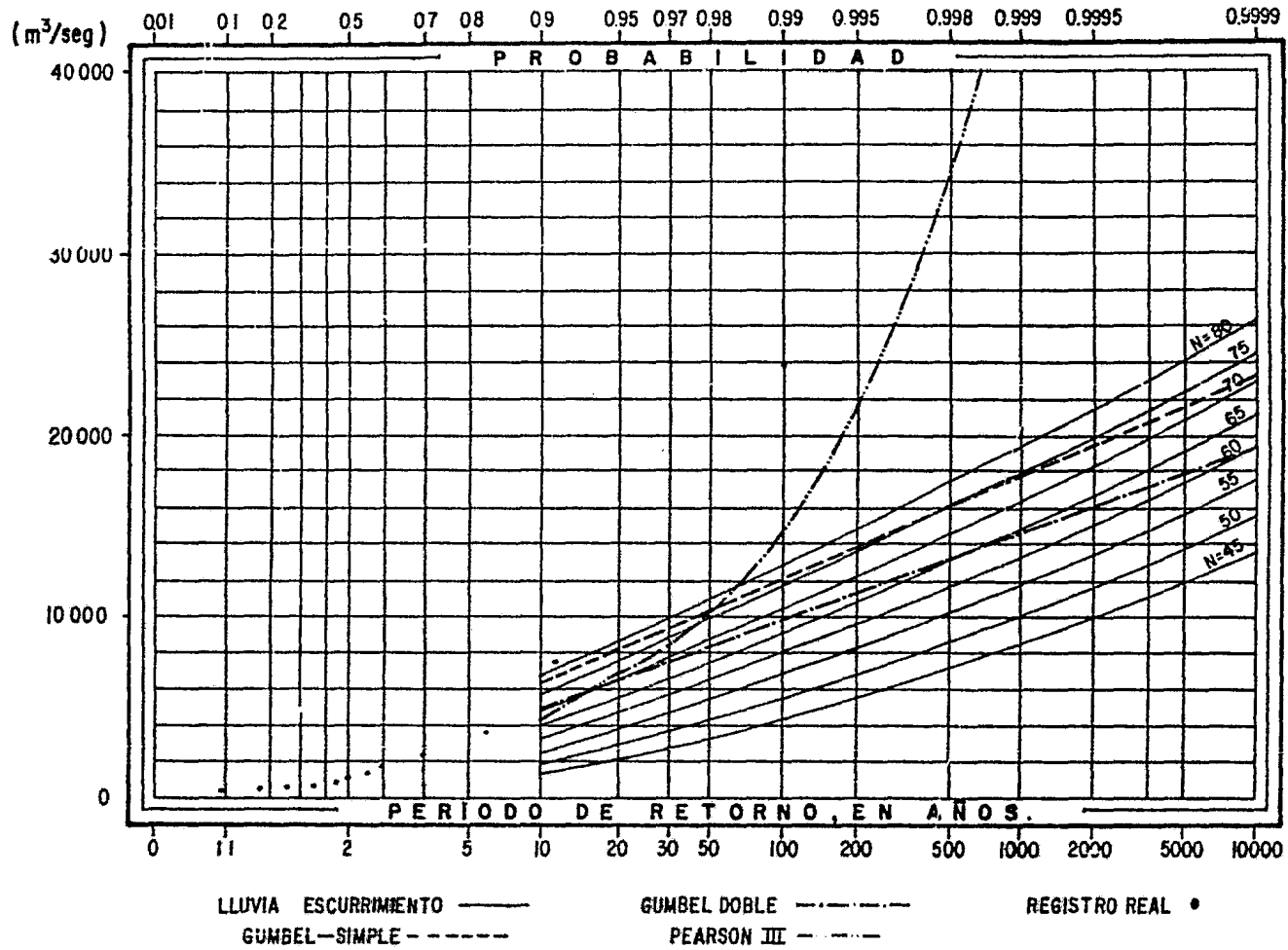
ESTACION EL CUCHILLO

FIG. N° 8



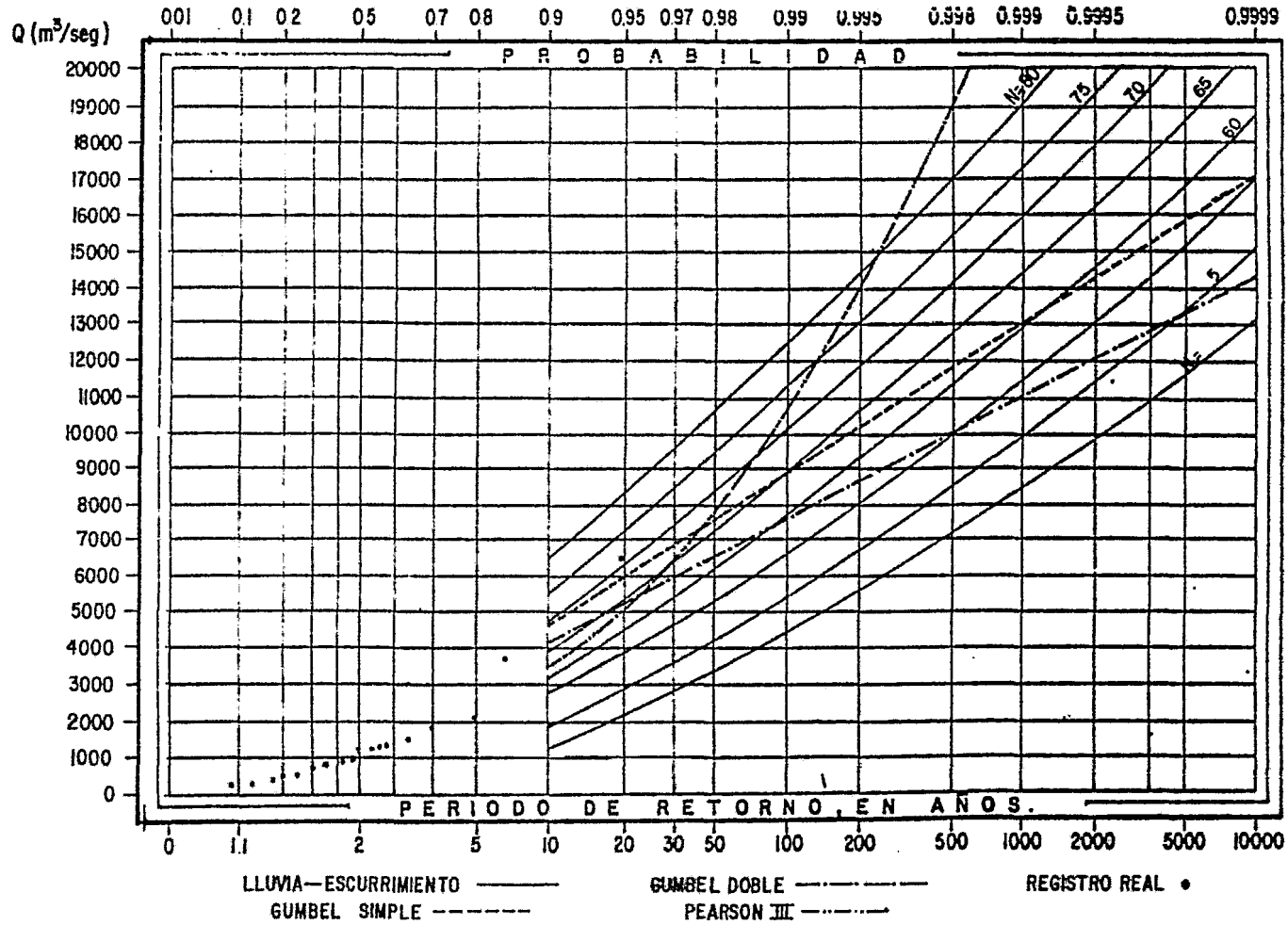
# ESTACION LOS ALDAMAS

FIG. Nº 9



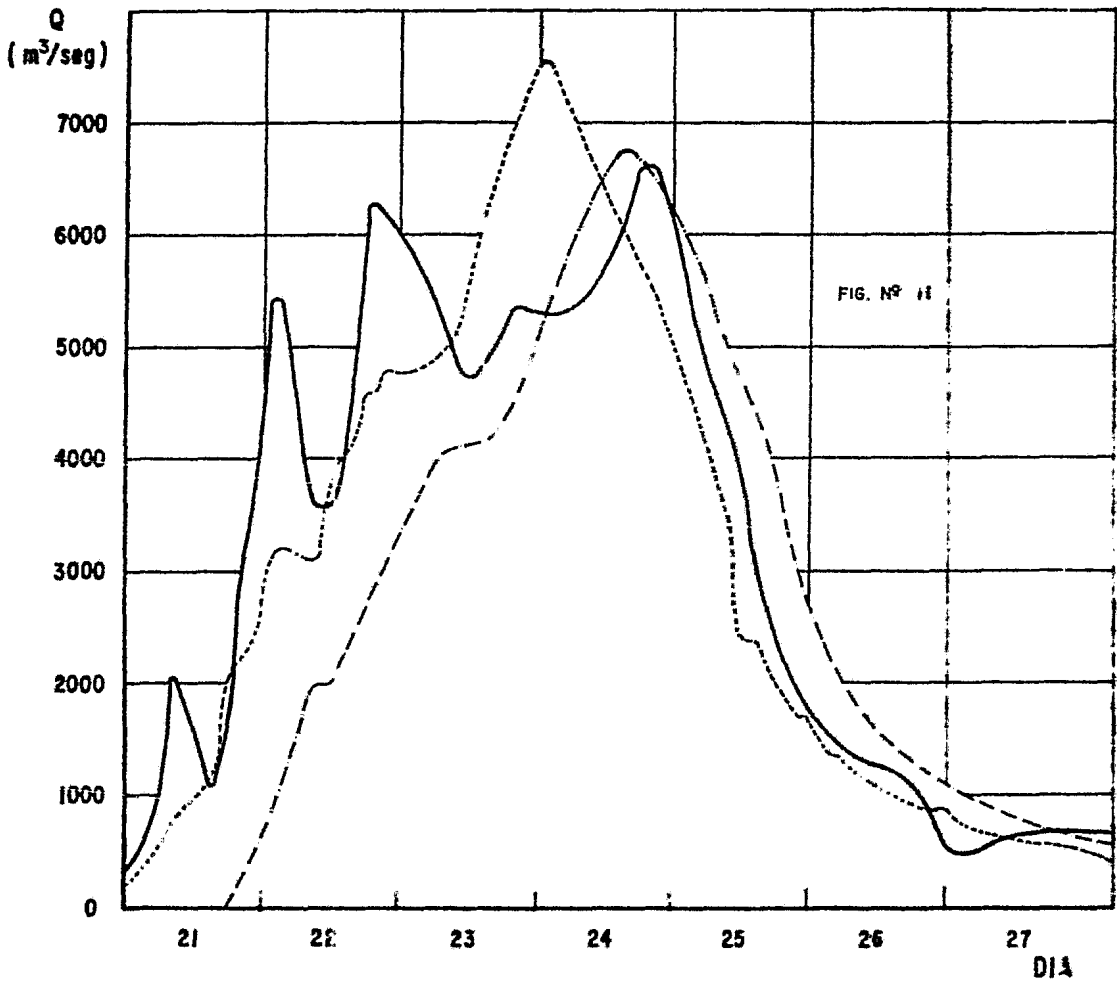
# ESTACION SANTA ROSALIA

FIG. Nº 10

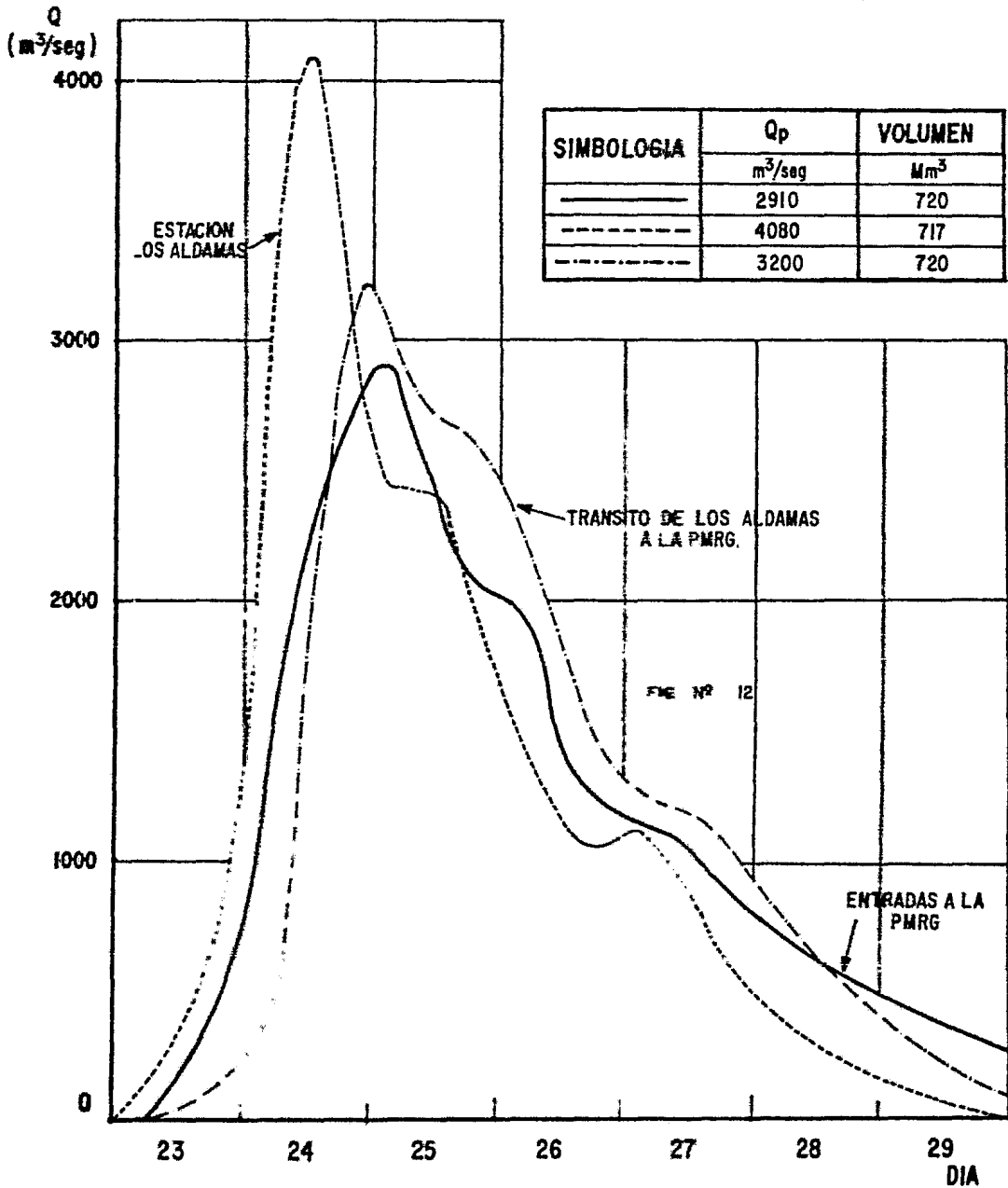


**PRESA MARTE R. GOMEZ, TAMP. S.**  
**AVENIDA PRESENTADA EN SEPTIEMBRE 1967**

SIMBOLOGIA	CONCEPTO	Q <sub>p</sub>	VOLUMEN
		m <sup>3</sup> /seg	Mm <sup>3</sup>
————	AVENIDA REGISTRADA EN LA PMRG.	6600	2080
-----	AVENIDA REGISTRADA EN LA ESTACION HIDROMETRICA LOS ALDAMAS	7600	1900
- - - - -	TRANSITO POR CAUCE DE LA AVENIDA REGISTRADA EN LA ESTACION HIDROMETRICA LOS ALDAMAS A LA PMRG.	6650	1800



PRESA MARTE R. GOMEZ, TAMPS.  
 AVENIDA PRESENTADA EN SEPTIEMBRE 1978





# PRESA MARTE R. GOMEZ, TAMPS.

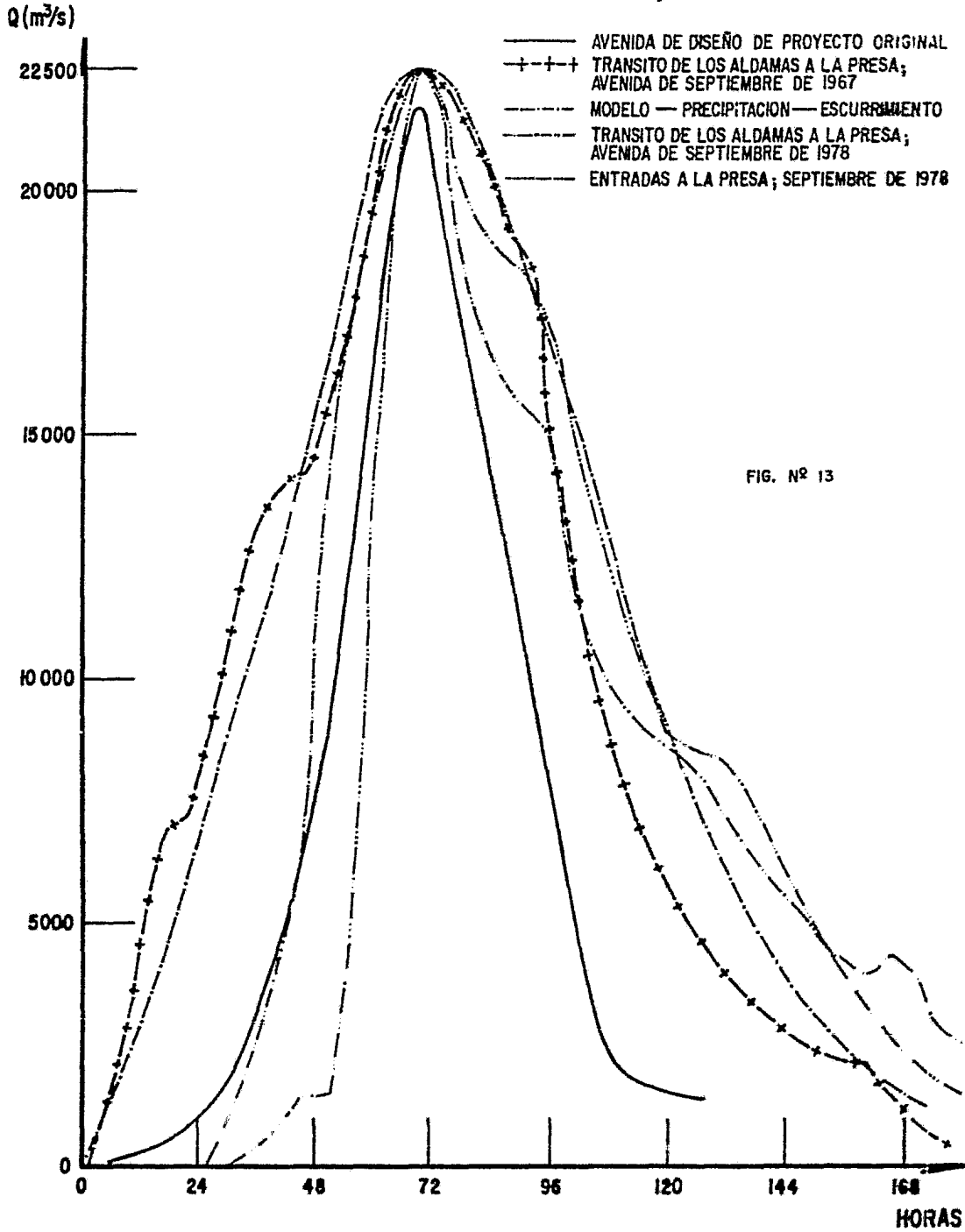
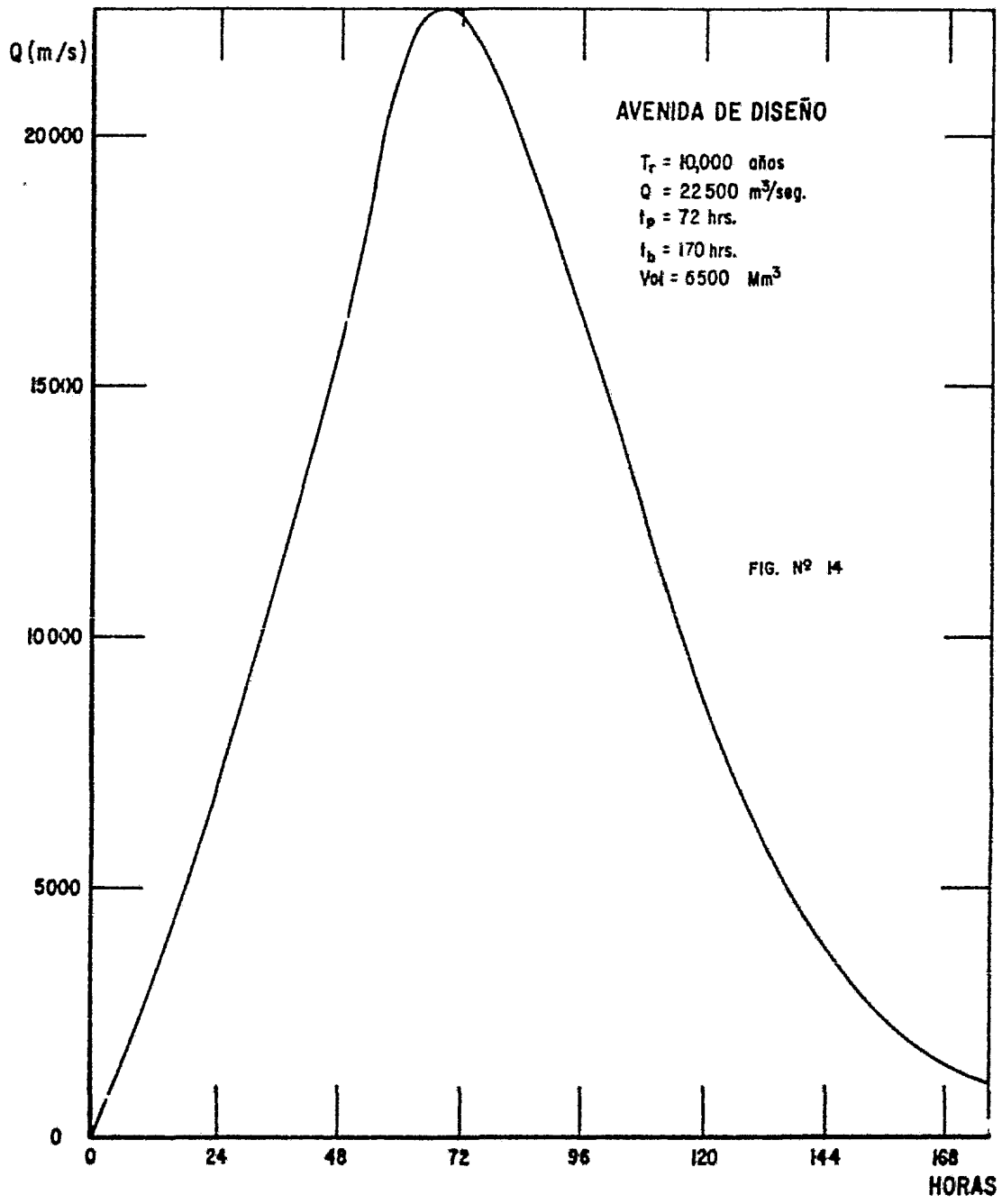
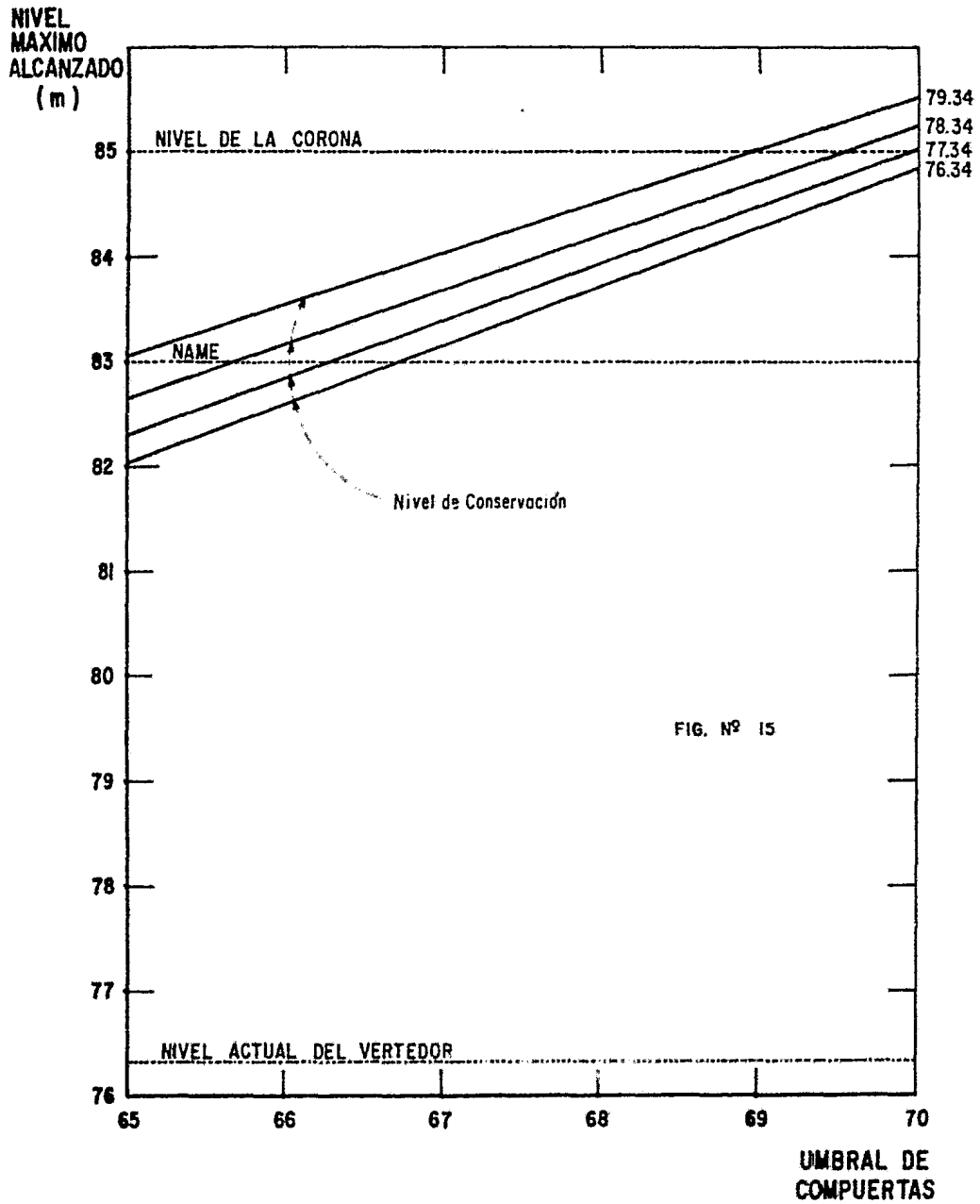


FIG. Nº 13

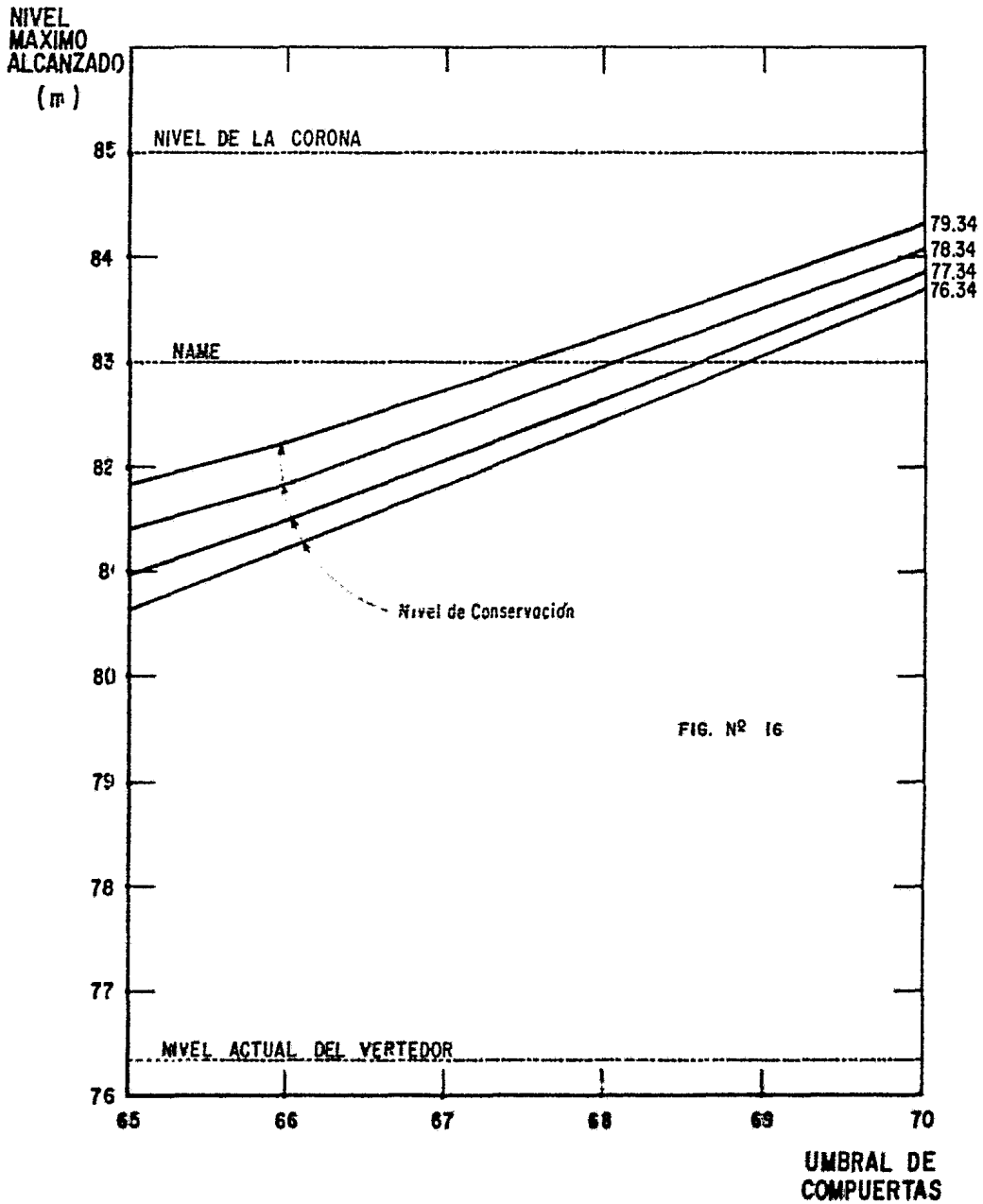
# PRESA MARTE R. GOMEZ, TAMPS.



PRESA MARTE R. GOMEZ, TAMPS.  
ALTERNATIVA 1: 12 COMPUERTAS DE 10 x H m.



PRESA MARTE R. GOMEZ, TAMP. S.  
ALTERNATIVA 2: 15 COMPUERTAS DE 10 x H m.



PRESA EL CUCHILLO, TAMPS.  
CURVA DE ELEVACION — AREAS — CAPACIDADES

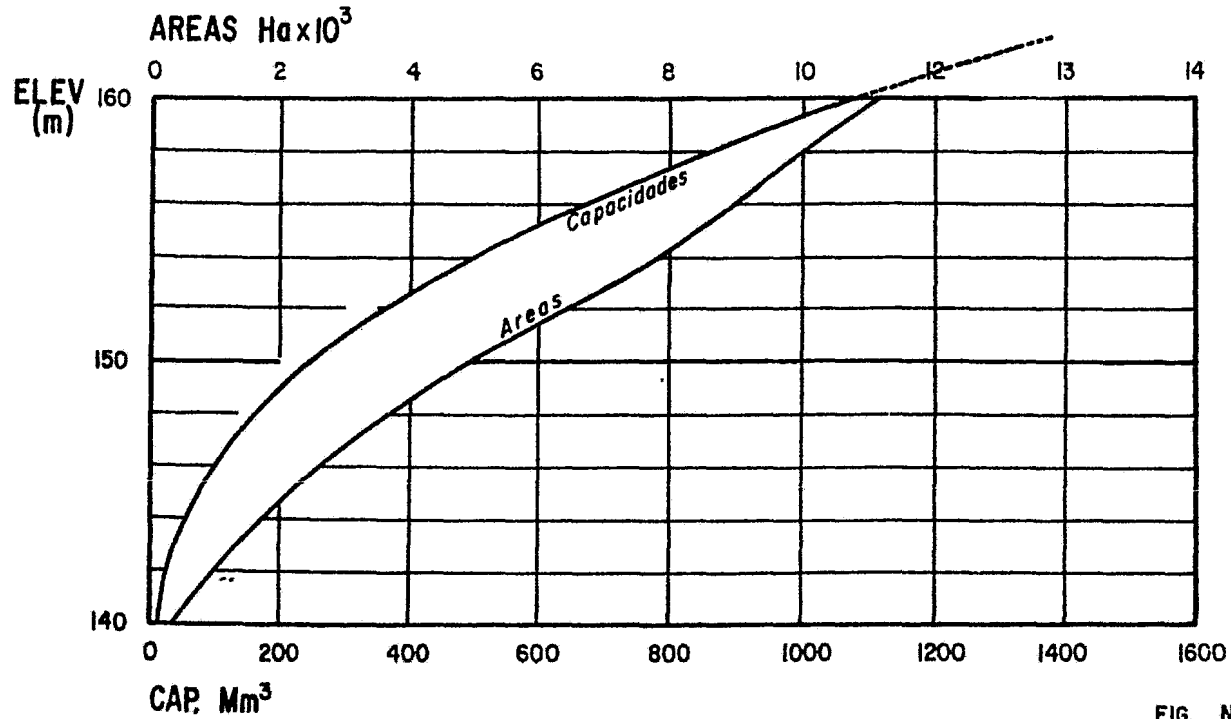
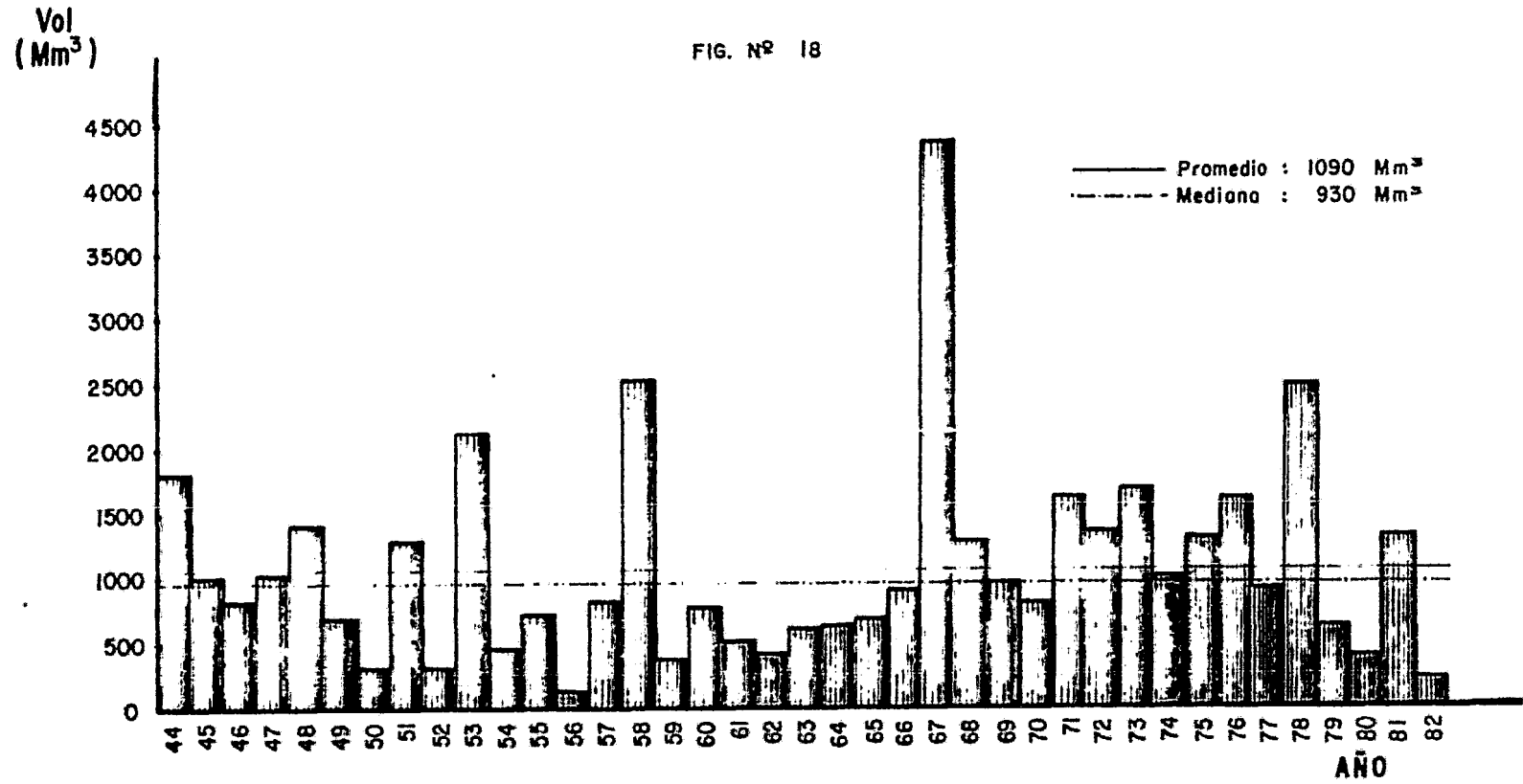


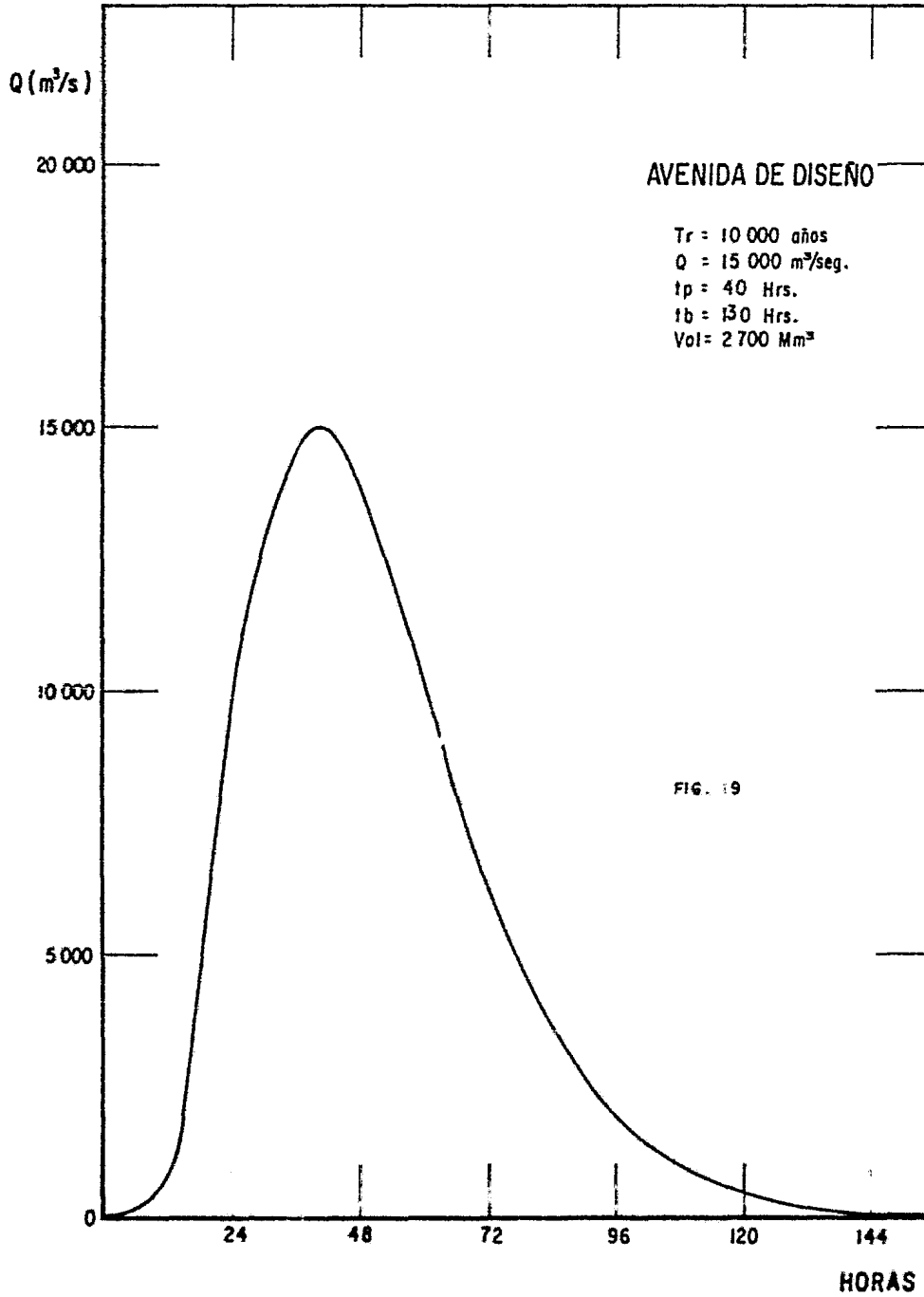
FIG. N° 17

# PRESA MARTE R. GOMEZ, TAMPS.

## VOLUMENES DE ENTRADA ANUALES



# PRESA CUCHILLO, N.L.



## BIBLIOGRAFIA

- 1.- E. J. Gumbel; 'The Return Period of Floods Flows"; Annals Mathematical Statistics, Vol. XII, No. 2, (1941).
- 2.- R. B. Thorn; "River Engineering and Water Conservation Works"; Butter Worths (1966).
- 3.- González V. Fernando J.; "Contribución del Análisis de Frecuencias de Valores Extremos de los Gastos Máximos en un Río"; Instituto de Ingeniería, UNAM (1970).
- 4.- Springall G. Rolando; "Análisis Estadístico y Probabilístico de Datos"; Instituto de Ingeniería UNAM.
- 5.- Acosta G. Antonio; "Volumen Util de un Almacenamiento (Un Nuevo Enfoque)"; SARH (1977).
- 6.- Acosta G. Antonio; "Modelo de Cuencas, P.E.C.R.D.P."; SARH (1974).
- 7.- Dirección de Hidrología; "Boletín Hidrológico No. 53, Oriente Bajo Río Bravo"; SARH (1971).
- 8.- Comisión del Plan Nacional Hidráulico; "Recomendaciones para el Diseño y Revisión de Estructuras para el Control de Avenidas"; SARH (1976).
- 9.- Ven Te Chow; "Handbook of Applied Hydrology"; Mc Graw-Hill (1964).
- 10.- Linsley, Kohler and Paulus; "Hidrología para Ingenieros"; Mc Graw-Hill (1977).