



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

23
192

**ANALISIS DEL APROVECHAMIENTO DEL RIO SAN PEDRO, CHIH.,
PARA CONTROL DE CRECIENTES Y RIEGO.**

Tesis Profesional

**Que para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL**

p r e s e n t a

JOSE MANUEL GERARDO VALLE ORTEGA

México, D. F.

1984



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

INDICE

| | PAG. |
|--|------|
| 1. INTRODUCCION | 1 |
| 2. PREDICCION DE CRECIENTES | 5 |
| 2.1 Alternativa I | 5 |
| 2.1.1 Condiciones actuales del proyecto original | 5 |
| 2.1.2 Información | 8 |
| 2.1.2.1 Topográfica | 8 |
| 2.1.2.2 Climatológica | 8 |
| 2.1.2.3 Hidrométrica | 8 |
| 2.1.3 Determinación de la avenida de diseño | 9 |
| 2.1.3.1 Métodos probabilísticos | 9 |
| 2.1.3.2 Aplicación del modelo lluvia- escurrimiento de la SPH | 10 |
| 2.1.3.3 Calibración del número de escu- rrimiento N, del SCS | 12 |
| 2.1.3.4 Ecuaciones regionales de gastos máximos | 13 |
| 2.1.3.5 Envolventer regionales y mundia- les de Creager y de Lowry | 14 |
| 2.1.3.6 Selección de la avenida de diseño | 15 |
| 2.2 Alternativa II | |
| 2.2.1 Boquillas y curvas de elevaciones-áreas- capacidades | 16 |
| 2.2.2 Determinación de las avenidas de diseño | 17 |
| 3. GENERACION DE ESCURRIMIENTOS | 19 |
| 3.1 Criterios para la generación de escurrimientos | 19 |
| 3.1.1 Relación de volúmenes de un registro conocido, transportado a los sitios de proyecto | 19 |

| | | |
|---------|---|----|
| 3.1.2 | Para pequeños almacenamientos, propuestos por la SARH | 21 |
| 3.2 | Cálculo de la capacidad de azolves | 22 |
| 4. | ANALISIS HIDROLOGICO DEL SISTEMA | 24 |
| 4.1 | Alternativa I | 24 |
| 4.1.1 | Aprovechamiento de volúmenes | 24 |
| 4.1.2 | Control de avenidas | 26 |
| 4.1.2.1 | Tránsito en condiciones actuales | 26 |
| 4.2 | Alternativa II | 28 |
| 4.2.1 | Volúmenes de agua aprovechable | 28 |
| 4.2.2 | Control de avenidas | 30 |
| 5. | ANALISIS HIDROECONOMICO | 33 |
| 5.1 | Información utilizada | 33 |
| 5.2 | Determinación de la mejor alternativa de solución | 34 |
| 5.2.1 | Alternativa I | 34 |
| 5.2.2 | Alternativa II | 36 |
| 5.2.2.1 | Determinación de la capacidad de conservación de las presas en proyecto | 37 |
| 5.2.2.2 | Curvas de probabilidad de ocurrencia-daños | 39 |
| 5.2.2.3 | Obtención de la mejor solución de la alternativa II | 39 |
| 5.3 | Comparación entre las dos alternativas | 41 |
| 5.3.1 | Alternativa I | 41 |
| 5.3.2 | Alternativa II | 42 |
| 6. | CONCLUSIONES | 44 |

A N E X O

| | |
|---|----|
| METODOLOGIAS UTILIZADAS | 46 |
| Métodos probabilísticos | 46 |
| - Gumbel Simple | 46 |
| - Gumbel Doble | 48 |
| - Log Pearson III | 50 |
| Modelo precipitación-escurrimiento (SPH) | 51 |
| Precipitación máxima probable (PMP) | 53 |
| Tránsito de avenidas por cauces naturales | 54 |
| Tránsito de avenidas a través de vasos de almacenamiento. | 57 |
| Funcionamiento de vaso (Modelo OPTIMA) | 60 |

TABLAS

LAMINAS Y FIGURAS

BIBLIOGRAFIA

1. INTRODUCCION

Algunas de las presas en México son antiguas, por lo que no se dispone de información sobre sus diseños hidrológicos originales. La presa Francisco I. Madero (antes Las Vírgenes), es uno de dichos casos. Esta presa se terminó de construir el 25 de mayo de 1949, y controla el caudal del río San Pedro, Chih.

Otra circunstancia es que ocurren inundaciones durante las temporadas de lluvia, en los municipios de Delicias, Rosales y Meoqui, - Chih., lo que motiva que se haga una revisión hidrológica detallada.

Además, debido a que esta presa se encuentra ubicada en una región con una actividad económica importante, con incrementos de demanda de agua, se ve la necesidad de realizar un estudio que contribuya al mejoramiento de esa zona.

Así, la intención del trabajo, es la de proponer alternativas para mejorar el control de avenidas y la oferta del volumen de agua para riego, en la cuenca del río San Pedro.

Con el fin de alcanzar los objetivos anteriores, se estudiaron las dos alternativas siguientes: una, considerando únicamente a la presa Francisco I. Madero, con las modificaciones que requiera; y la otra, con esta presa y la construcción de una o más presas aguas arriba de la misma.

El desarrollo del trabajo, se realiza de la manera siguiente: al final de este capítulo, se presentarán algunas características -

generales de la región y del río San Pedro, con el objeto de enmarcar el análisis de las alternativas planteadas.

Con el Capítulo 2, se hace la predicción de crecientes, que consiste en determinar las avenidas máximas de diseño, para cada alternativa.

En el Capítulo 3, se trata la generación de escurrimientos, utilizando dos criterios, para determinar los volúmenes de agua escurridos en los sitios seleccionados, para los embalses que se proponen.

Dentro del Capítulo 4, se hace el análisis hidrológico del sistema. Se refiere al estudio en su conjunto -la actual presa y las de proyecto-; desde el punto de vista del control de avenidas y del aprovechamiento de volúmenes de agua.

El análisis hidroeconómico, se hace en el Capítulo 5, donde se analiza la factibilidad económica de cada una de las alternativas, -- por medio de los indicadores económicos normalmente utilizados, como son: beneficio neto, relación beneficio entre costo y tasa interna de retorno.

Por último, el Capítulo 6 contiene las conclusiones a que se llega, según los resultados obtenidos.

Como se dijo anteriormente, la presa Francisco I. Madero está ubicada en una región con una actividad económica importante, ya que se practica la agricultura, la ganadería y la silvicultura; además de -- que están instaladas industrias extractivas y de transformación.

La zona de la que se viene hablando, está dentro de la llama

da Región Hidrológica 24 Poniente; de acuerdo con la regionalización propuesta por la Subdirección de Hidrología de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH).

Esta región, abarca un área aproximada de 95,000 km² y aloja la mayor parte del estado de Chihuahua y una pequeña porción de los estados de Durango y Coahuila, como se ve en la lámina 1. Está constituida por tierras planas, con altitud media de 1,000 a 1,800 m, de la parte central y oriental de Chihuahua; y en la parte occidental alcanza alturas de 2,000 a 3,000 m. La vegetación se manifiesta, en las partes bajas, en forma de xerófitas (la lechuguilla, el mezquite y el guayule). En las alturas medias, abunda el bosque mixto, con algunos arbustos como la manzanita. En las partes altas, predominan las coníferas, en donde pululan los pinos, robles, ábetos y álamos.

Dentro de esta Región queda integrada, en su totalidad, la cuenca del río Conchos; la cual tiene un área de 71,964 km², hasta la estación hidrométrica Ojinaga, cercana a su desembocadura al río Bravo.

Además, contribuyen al escurrimiento del río Conchos las cuencas de los ríos: Parral, Florido, San Pedro, Bachimba, Chuviscar y otras corrientes de menor importancia, antes de la confluencia con el río Bravo; contigua a la población de Ojinaga. La configuración de estas cuencas se muestra en la lámina 2.

La cuenca del río San Pedro queda enmarcada entre las coordenadas 27°30' a 29°00' de latitud norte (L.N.); y 105°37' a 107°00' de longitud oeste de Greenwich (L.W.G.). El área de la cuenca hasta la presa es de 10,461 km².

El río San Pedro está formado por dos corrientes principales: el río Satevó y el río Santa Isabel, las cuales se presentan en la lámina 3.

Cerca de la población de Carichi, nace el río Satevó que linda con la cuenca cerrada de la Laguna de los Mexicanos; sigue la dirección oeste a este, pasando por San Francisco de Borja hasta la confluencia del río Santa Isabel, en el sitio conocido como La Junta.

El río Santa Isabel, nace cerca de la población de Santa Rosa, en la vecindad de la cuenca de la Laguna Bustillo. Sigue una dirección de noroeste al sureste, para pasar por los poblados de Riva Palacio y General Trías, hasta la confluencia del río Satevó en La Junta. A partir de este sitio, recibe el nombre de río San Pedro; cambia su dirección en el sentido noreste, pasando por las poblaciones de Rosales y Meoqui, hasta la confluencia del río Conchos.

Hecha la descripción general de la cuenca y de la región en donde se localiza, se procederá a determinar las avenidas máximas de diseño. Para mayor aclaración, se incluye un anexo que contiene las ecuaciones y modelos matemáticos utilizados. Su demostración se omite, por quedar fuera del alcance de los objetivos anteriormente fijados.

2. PREDICCIÓN DE CRECIENTES

Consiste en determinar las avenidas de diseño para las dos - alternativas planteadas. Primeramente, se hace el análisis tomando en - cuenta sólo la presa Francisco I. Madero (Alternativa I); y después, la construcción de presas aguas arriba de ésta (Alternativa II).

2.1 Alternativa I

2.1.1 Condiciones actuales del proyecto original

La presa Francisco I. Madero está situada a 17 km al oeste - de Ciudad Delicias, en el Municipio de Rosales, Chih.; y a 35 km antes - de la confluencia de los ríos San Pedro y el Conchos. El volumen de -- agua almacenada por ésta se aprovecha para regar 59,000 ha del Distrito de Riego de Ciudad Delicias (Distrito No. 05), en combinación con la pre - sa La Boquilla.

Las características del proyecto original de la presa, con - los diques que están en las márgenes derecha e izquierda a la elevación 1245.40 m.s.n.m., son las siguientes:

| - DATOS GENERALES | Capacidad Mm3 | Elevación m.s.n.m. |
|--|------------------|-----------------------|
| Corriente: Río San Pedro, afluente del río Conchos. | | |
| Corona (b= 5.00 m) | 594.40 | 1243.80 |
| N.A.M.E. | 539.10 | 1242.56 |

| | Capacidad Mm3 | Elevación m.s.n.m. |
|----------------------------------|------------------|-----------------------|
| Bordo libre | 1.24 m | |
| Cresta del vertedor | 348.00 | 1237.50 |
| Superalmacenamiento | 191.10 | |
| Almacenamiento útil | 303.70 | |
| Umbral obra de toma | 5.28 | 1210.75 |
| Capacidad muerta | 5.28 | 1210.75 |
| Capacidad de azolves | 44.30 | 1221.60 |
| Gasto de proyecto | 7700 m3/seg | |
| Capacidad del cauce aguas abajo | 100 m3/seg | |
| - CORTINA (machones de concreto) | | |
| Longitud total | 236.00 m | |
| Altura máxima | 57.00 m | |
| - DIQUE MARGEN DERECHA | | |
| Longitud total | 355.00 m | |
| Altura máxima | 28.00 m | |
| - DIQUE MARGEN IZQUIERDA | | |
| Longitud total | 258.00 m | |
| Altura máxima | 19.00 m | |

- VERTEDOR MARGEN DERECHA

Longitud de la cresta 147.90 m

Capacidad máxima 3460 m³/seg

- VERTEDOR EN LA CORTINA

Longitud de la cresta 112.00 m

Capacidad máxima 2540 m³/seg

Gasto máximo derramado 140.8 m³/seg

(1949-1982)

Capacidad de la obra de toma 35 m³/seg

Extracción media anual 223.5 X 10⁶ m³

(1949-1982)

- CUENCA

Area 10461.00 km²

Escurrimiento anual (1949-1982)

Máximo 1043.90 X 10⁶ m³ (1968)

Mínimo 83.50 X 10⁶ m³ (1982)

Promedio 392.60 X 10⁶ m³

Zona de riego (Distrito No. 05); en combinación 59,000 ha

con la presa La Boquilla.

2.1.2 Información

2.1.2.1 Topográfica

Consta de cartas topográficas de DETENAL a escala 1:250,000. Sobre estas cartas, se delimitó la cuenca total, así como las subcuencas de la presa en estudio, como se muestra en la lámina 3. También basándose en ellas, se determinaron las características fisiográficas que requiere el modelo lluvia-escorrimento, las cuales se presentan en la tabla 1.

2.1.2.2 Climatológica

Se dispone de los registros de lluvias máximas anuales en 24 horas de las siguientes 19 estaciones pluviométricas: Bustillos, Delicias, Villalba, Cusiuhiriachic, Valerio, Bachimba, El Maguey, Rancho El Sitio, Hacienda Tres Hermanos, Las Galeras, Colonia Lázaro Cárdenas, km 99 Canal Principal, San Lorenzo, Anáhuac, Carichic, Presa Chihuahua, Majalca, Cuauhtémoc y San Isidro; todas ellas con influencia sobre la zona en estudio. Los valores de cada estación se enlistan en la tabla 2. Con estos registros, se determinaron las alturas máximas de lluvia-períodos de retorno de cada subcuenca, las cuales aparecen en la tabla 3. Se incluye la correspondiente a la PMP, que en párrafos siguientes se comenta.

2.1.2.3 Hidrométrica

Se cuenta con el registro de gastos máximos anuales de la --

estación hidrométrica Villalba, Chih. (1939-1982), la que afora 90% de la cuenca hasta la Francisco I. Madero. Los valores de gastos máximos anuales se presentan en la tabla 4. Basándose en este registro de datos, se aplicaron los modelos probabilísticos y se hizo la calibración del número de escurrimiento N, utilizando el modelo lluvia-escurrimiento, como se explicará más adelante.

2.1.3 Determinación de la avenida de diseño

De acuerdo al tipo de información disponible, fue posible -- aplicar los siguientes métodos:

- Métodos probabilísticos
- Modelo lluvia-escurrimiento de la Subdirección de Procesos Hidrológicos (SPH)
- Ecuaciones regionales de gastos máximos anuales
- Envoltentes regionales y mundiales de Creager y de Lowry

2.1.3.1 Métodos probabilísticos

Como ya se dijo, con los valores de los gastos máximos anuales de la estación hidrométrica Villalba, se aplicaron los métodos probabilísticos de Gumbel Simple, Gumbel Doble y Log Pearson III.

En lo que se refiere a la aplicación del método de Gumbel Doble, se hizo de la siguiente manera: primeramente se graficaron en papel probabilístico de Gumbel los gastos de la estación contra sus perio-

dos de retorno; con ello se detectó la existencia de dos poblaciones hidrológicas en el registro, como se puede observar en la figura 1. En seguida se aplicó dicho modelo, tomando en cuenta los valores correspondientes de las dos poblaciones hidrológicas.

Los resultados que arrojaron los tres métodos probabilísticos, los cuales consisten en la relación de gastos máximos-períodos de retorno, se resumen en la tabla 5, y se grafican en la figura 2, para fines de comparación con los del modelo precipitación-escorrimento.

Los valores de la tabla 5, corresponden a la cuenca hasta la estación Villalba. Para determinar los gastos en el sitio de la presa, dichos valores se mayoraron a través de dos criterios: uno es multiplicándolos por la relación lineal de magnitudes de área de cuenca; el otro, consiste en determinar los coeficientes de la envolvente de Creager y con ellos los correspondientes gastos a la entrada de la presa. Así se llegó a los resultados de la tabla 6.

2.1.3.2 Aplicación del modelo precipitación-escorrimento de la SPH

Debido a que en el sitio de la presa Francisco I. Madero, Chih., no se dispone de datos de gastos máximos anuales, para deducir su avenida de diseño se utilizó el modelo precipitación-escorrimento, desarrollado por la SPH; el cual, valga la redundancia, esencialmente consiste en transformar la lluvia que se considere sobre la cuenca a un hidrograma de escorrimento a la salida de la misma.

En la aplicación de este modelo, se siguen los principales procesos que a continuación se describen de una manera sucinta.

- Se delimitó la cuenca total hasta el sitio en estudio, y se subdividió en 9 subcuencas, para ser congruentes con los requerimientos de la teoría del hidrograma unitario en el que se basa el modelo.
- Las características fisiográficas que requiere el modelo para cada subcuenca son: área, desnivel entre el sitio más alejado y alto de la subcuenca y el punto de salida; longitud máxima del cauce principal y los parámetros X y K del método de Muskingum de tránsito por cauces naturales. Estos datos de entrada se calcularon siguiendo las metodologías hidrológicas.
- En cada una de las subcuencas, se obtuvo la altura de lluvia media para períodos de retorno de 10 a 10,000 años; así como, la precipitación máxima probable (PMP), por el método de Estimados Estadísticos de Hershfield.
- El mecanismo de transformación de lluvia a escurrimiento se hace por medio del hidrograma unitario sintético triangular; o sea, en función de las características fisiográficas de las subcuencas y para una duración de tormenta igual a la del tiempo de concentración, se calculan: el gasto pico, el tiempo pico y el tiempo base de los hidrogramas unitarios para cada subcuenca.
- De utilizar la relación propuesta por el Dr. Ven Te Chow, para calcular la lluvia efectiva en función del número de escurrimiento N, del Servicio de Conservación de Suelos (SCS), se logró determinar la lluvia en exceso, para cada subcuenca y para cada período de retorno; así como para la PMP.

- Al aplicar el principio de proporcionalidad entre la lluvia efectiva y la de los hidrogramas unitarios, con la hipótesis de que estas precipitaciones se acumulan en una duración en exceso igual a la del hidrograma unitario, se obtienen los hidrogramas de escurrimiento directo por subcuencas.
- Una vez calculados los hidrogramas en cada subcuenca, se van transitando y se suman respectivamente, hasta integrar el evento hidrológico a la entrada de la presa.
- Para el tránsito por cauces, se utiliza el método de Muskingum, que considera como coeficiente K, uno igual al tiempo de concentración entre el inicio y el final del tramo sobre el que se va a transitar la avenida; el valor de X, se toma el recomendado por el Dr. Ray K. Linsley en cauces naturales; o sea $X = 0.35$.
- Por último, a los escurrimientos directos se les suma un gasto base, para obtener el hidrograma de los escurrimientos totales.

De esta manera resumida, es como se dedujeron los gastos de entrada hasta la presa Francisco I. Madero, los cuales se presentan en la tabla 7, para diferentes períodos de retorno y números de escurrimiento N.

2.1.3.3 Calibración del número de escurrimiento N, del SCS.

Los valores que resultan de la aplicación del modelo precipitación-escurrimiento, dependen de una manera determinante del número de escurrimiento N; motivo por el cual, se debe estimar el valor de esta

variable, de tal manera que sea el representativo de la cuenca. Para el presente caso, se utilizó la estación hidrométrica Villalba, como a continuación se describe.

La estación hidrométrica Villalba dispone de registros de 1939 a 1982 y la presa Francisco I. Madero empezó a funcionar en el año de 1949; por lo que los registros de la estación Villalba reflejan el funcionamiento de dicha presa, en adición de que afora el 90% de la cuenca.

En estas condiciones, y empleados los ya citados tres métodos probabilísticos, se aplicó el modelo precipitación-escorrimento en este sitio, con los pasos previamente descritos. Los resultados se presentan en la tabla 8 y en la figura 2, junto con los resultados de los métodos probabilísticos. De la comparación de dichos resultados se concluyó que el número de escurrimiento N más conveniente es: $N = 80$.

2.1.3.4 Ecuaciones regionales de gastos máximos

Según la regionalización de gastos máximos anuales que posee la SPH, la cuenca en estudio se ubica dentro de la Región IV, cuyas ecuaciones regionales para determinar los parámetros AA y BB de la distribución de Gumbel, son las siguientes:

$$AA = - \frac{A^{0.35} P_M^{2.35}}{601.35(S^{0.9B} L^{1.31})}$$

$$BB = \frac{A^{1.6} P^{4.26}}{2.833 E^{10} (L^{2.12})}$$

donde:

- S = Pendiente del cauce, adimensional
- P = Precipitación media anual, en mm (obtenida de los planos de isoyetas de 1931 a 1970 de la SARH).
- PM = Precipitación máxima en 24 horas, en mm; para un período de retorno de 10 años.
- L = Longitud del cauce principal, en km
- A = Area de la cuenca, en km

Una vez obtenidos estos valores, se sustituyen en la expresión de la distribución de Gumbel:

$$Q \text{ máx} (Tr) = AA \times \text{Ln}\left(\text{Ln}\left(\frac{Tr}{Tr-1}\right)\right) + BB$$

para diferentes períodos de retorno (Tr). Para la cuenca en estudio se obtuvieron los resultados que se presentan en la tabla 9.

2.1.3.5 Envoltentes regionales y mundiales de Creager y de Lowry

Como se apuntó anteriormente, la cuenca de la que se viene hablando, pertenece a la Región Hidrológica 24 Poniente. Con la magni--

tud del área de la cuenca, y apoyado en las envolventes regionales de Creager y de Lowry, figura 3, se calcularon los valores de la tabla 10.

2.1.3.6 Selección de la avenida de diseño

Para un período de retorno de 10,000 años, las ecuaciones regionales de gastos máximos anuales proporcionan un valor que se juzga bajo, para ser adoptado como gasto máximo de la avenida de diseño. Por el contrario, los valores de las envolventes mundiales de Creager y de Lowry, así como la avenida que produce la PMP, con $N = 80$, se consideran muy altos.

En cuanto a los métodos probabilísticos, se juzga que el más adecuado es el Gumbel Doble; ya que el Gumbel Simple proporciona valores bajos y el Log Pearson III da un valor alto, para el período de 10,000 años. Los valores del Gumbel Doble y del modelo precipitación-escorrentamiento, para el período de retorno de 10,000 años, son prácticamente iguales; por lo que se propone se adopte como nueva avenida de diseño la que produce el modelo precipitación-escorrentamiento para un período de retorno de 10,000 años y $N = 80$. El hidrograma de esta avenida es el de la figura 4, y cuyos valores para el gasto máximo, el tiempo pico y el tiempo base son:

| | |
|---------|------------------------------|
| Q máx. | = 10,000 m ³ /seg |
| tp | = 39 horas |
| tb | = 112 horas |
| Volumen | = 1200 Mm ³ |

2.2 Alternativa II

Para el análisis de esta alternativa, se procedió de manera similar que en la alternativa I, con la ventaja de que se utilizó la misma información disponible y el número de escurrimiento N, ya calibrado.

2.2.1 Boquillas y curvas de elevaciones-áreas-capacidades

Antes de obtener las avenidas de diseño, se seleccionaron las boquillas y se calcularon las curvas de elevaciones-áreas-capacidades como a continuación se describe.

Con el auxilio de los planos topográficos de DETENAL a escala 1:50 000, se seleccionaron los sitios para la construcción de las presas; a estos sitios que reúnen las condiciones para tal efecto, se les conoce como boquillas, que es el estrechamiento en las partes elevadas del terreno, adyacentes al cauce, y en el sentido longitudinal del mismo.

De esta manera, se proponen dos boquillas. La primera, dentro de la subcuenca 3 de la configuración original planteada en la alternativa I, en las coordenadas $28^{\circ}06'14''$ L.N. y $106^{\circ}22'08''$ L.W.G., sobre el río Satevó. Debido a la vecindad de esta boquilla con el poblado Dr. Belisario Domínguez, en adelante nos referiremos a ésta, como la presa Belisario Domínguez (PBD).

La segunda boquilla se localiza en la subcuenca 6, de la división original, sobre el río San Pedro, en las coordenadas $27^{\circ}53'30''$ L. N. y $106^{\circ}09'38''$ L.W.G. y de igual forma, la identificaremos como la --

presa San Rafael (PSR) por la cercanía de este poblado, al sitio ya citado (lámina 4).

Una vez que se detectaron las boquillas, se determinaron -- las curvas de elevaciones-áreas-capacidades, de los planos de DETENAL a escala 1:50,000. Las gráficas que resultaron para cada una de las boquillas, se presentan en las figuras 5 y 6. En seguida se determinaron las características fisiográficas que intervienen en el modelo lluvia--escurrimiento, presentándose estos parámetros en la tabla 11.

2.2.2 Determinación de las avenidas de diseño

Con los registros de lluvias máximas anuales en 24 horas, se hicieron intervenir para la cuenca de la presa Belisario Domínguez, las estaciones Cusihuiriachic, San Lorenzo y Bustillos; para la cuenca de la presa San Rafael, las estaciones San Isidro, San Lorenzo y Tres Hermanos. Con estos registros, se determinaron las alturas máximas de lluvia--períodos de retorno, los cuales aparecen en la tabla 12.

Con las características fisiográficas y las lluvias máximas de diseño, se procedió a aplicar el modelo precipitación--escurrimiento -- de la SPH, cuyo funcionamiento fue explicado en la alternativa I.

Los resultados obtenidos para cada una de las nuevas presas se presentan en las tablas 13 y 14.

Las avenidas de diseño de cada una de las presas, según el número de escurrimiento $N = 80$, ya calibrado, son las de las figuras 7 y 8; con los valores característicos principales siguientes:

| | P80 | PSA |
|------|--------------------------|--------------------------|
| Qp | 4330 m ³ /seg | 4015 m ³ /seg |
| tp | 9 horas | 18 horas |
| tb | 45 horas | 80 horas |
| Vol. | 196 Mm ³ | 315 Mm ³ |

También se aplicó el modelo precipitación-escorrimento por cuenca propia de la presa Francisco I. Madero; es decir, entre las presas propuestas y esta última. Los valores alcanzados para el período - de retorno de 10,000 años, son:

| | | |
|------|---|--------------------------|
| Qp | = | 4470 m ³ /seg |
| tp | = | 34 horas |
| tb | = | 98 horas |
| Vol. | = | 680 Mm ³ |

El comportamiento de las avenidas de diseño, a través de las presas analizadas en este capítulo; es decir, su tránsito por vaso, se - hará posteriormente.

3. GENERACION DE ESCURRIMIENTOS

Para determinar el volumen de oferta de agua, que puedan proporcionar las presas en proyecto, es necesario estimar los volúmenes de escurrimiento mensual y la capacidad de azolves.

En la estimación de los volúmenes de escurrimiento, se utilizaron dos criterios que se explican en seguida.

3.1 Criterios para la generación de escurrimientos

3.1.1 Relación de volúmenes de un registro conocido, transportado a los sitios de proyecto.

Este método utiliza la siguiente ecuación:

$$V_{eij} = C_{ij} h_{ij} A \quad (a)$$

donde:

- V_e = Volumen escurrido (m³)
- h = Precipitación media mensual (mm)
- A = Area de la cuenca (km²)
- C = Coeficiente de escurrimiento (adimensional)
- i = Mes
- j = Año

El manejo algebraico de este último parámetro C, es el que nos permite relacionar o transportar los volúmenes a los sitios en donde queremos construir las presas. Por lo que respecta a los otros 3 parámetros, son datos que podemos obtener con facilidad. Al despejar el coeficiente C de la ecuación, se tiene:

$$C_{ij} = \frac{V_{eij}}{h_{ij} A}$$

El volumen escurrido V_e , corresponde al registro mensual de volúmenes de la estación hidrométrica Villalba (tabla 15), que es la más cercana a los lugares donde se propone construir los embalses.

La altura de precipitación mensual media h , corresponde a los registros de lluvia de las estaciones climatológicas con influencia sobre el área hasta la estación hidrométrica.

El área de la cuenca A, es la superficie considerada en el párrafo anterior.

Obtenido el coeficiente de escurrimiento C en la estación Villalba, para cada mes y para cada año, en el período 1961-1982, aplicamos la ecuación (a) con: las alturas de lluvia media mensual, obtenidas a partir de los polígonos de Thiessen; la superficie de la nueva cuenca y los coeficientes ya mencionados.

De esta manera, en las tablas 16 y 17, se enlistan los volúmenes generados en las presas Belisario Domínguez y San Rafael.

3.1.2 Para pequeños almacenamientos, propuesto por la SARH⁽¹⁶⁾

Para generar escurrimientos por este método, se utiliza la ecuación:

$$Ve_j = C_e P_m_j A \quad (b)$$

El coeficiente de escurrimiento C_e , depende de un factor K , el cual representa un promedio pesado, obtenido a partir del tipo de suelo en porciento de área, en las cuencas consideradas. Así, se tiene que:

$$C_e = K \frac{P_m - 250}{2000} + \frac{K - 0.15}{1.5}, \quad \text{si } K \text{ es mayor que } 0.15$$

Cuando K es menor o igual a 0.15, el segundo sumando de la expresión anterior no se considera.

El parámetro P_m , es la precipitación anual acumulada, y se toma de las estaciones con influencia en las cuencas de estudio, en el período anteriormente considerado (año j).

El área A , es la superficie correspondiente hasta el sitio en donde se quiere conocer el escurrimiento.

Obtenidos estos parámetros y sustituidos en la ecuación (b), resultan los volúmenes que se presentan en las tablas 18 y 19.

(16): número de la referencia bibliográfica

Para resumir, abajo se enlistan las sumas totales de los volúmenes de escurrimiento generados por los dos criterios.

| | <u>CRITERIO 1</u> | | <u>CRITERIO 2</u> | |
|---------------------|-------------------|--------|-------------------|--------|
| | PBD | PSR | PBD | PSR |
| Volumen total (Mm3) | 3333.2 | 5094.8 | 1329.0 | 2794.9 |
| Promedio | 151.5 | 231.6 | 60.4 | 127.0 |

Los volúmenes de escurrimiento que se consideran representativos para el análisis del funcionamiento de vaso, son los estimados por el primer criterio, sección 3.1.1, debido a que intervienen los registros mensuales de la estación hidrométrica Villalba, los cuales reflejan en forma directa, el comportamiento físico de la cuenca; mientras que en el criterio de la sección 3.1.2, el elemento preponderante es el tipo de suelo, que a su vez depende del tipo de vegetación existente, cuya variación en el tiempo es difícil de cuantificar; así como de las condiciones de humedad en que se encuentre. Asimismo de las características estadísticas de media (\bar{X}), desviación estándar (S) y coeficiente de asimetría (γ) incluidas en las tablas 16 a 19.

3.2 Cálculo de la capacidad de azolves

En este concepto interviene el registro de volúmenes de sólidos en suspensión (VSS), de la misma estación Villalba, del cual se estimó un porcentaje medio anual de sólidos en suspensión de 0.00586896; - valor que se consideró representativo para las cuencas en estudio, debido a la vecindad de la estación hidrométrica Villalba. Con este valor y el de los volúmenes de escurrimiento promedio anual, al considerar una vida

útil de la presa de 50 años y un incremento del 33% por concepto del --
arrastre de fondo y la disminución por eficiencia de atrape, se estima-
ron los siguientes valores de la capacidad de azolves: para la presa Be-
lisario Domínguez se tiene una capacidad de 0.3 millones de metros cúbicos;
para la Sarn Rafael se estimó en 0.5 millones de metros cúbicos.

Deducidas la capacidad de azolves y los volúmenes de escurri-
miento mensual, se cuenta con los elementos necesarios para hacer el fun-
cionamiento analítico de vaso, por medio de una simulación, como se verá
en el siguiente capítulo.

4. ANALISIS HIDROLOGICO DEL SISTEMA

En este capítulo se lleva a cabo el análisis hidrológico del sistema, para los "usos" principales que son: el aprovechamiento de los volúmenes de escurrimiento y el control de las avenidas. Los anteriores dos aspectos se tratan de resolver a través de las alternativas asentadas en el capítulo introductorio de este trabajo. A continuación, se describe cada una de las alternativas.

4.1 Alternativa I

Esta considera a la presa Francisco I. Madero como la única obra hidráulica. Para ello se estudiará primeramente el aspecto del aprovechamiento de volúmenes en condiciones actuales y posteriormente su poniendo niveles de conservación superiores al original.

4.1.1 Aprovechamiento de volúmenes

El análisis se llevó a cabo, con base en la metodología que se usa en la SPH, en donde se considera variable la demanda anual, según el almacenamiento que se tenga en la presa, al inicio del ciclo agrícola. Dicha metodología se presenta en el anexo.

La información básica que se utilizó, es la siguiente:

- Curva Elevaciones-Capacidades-Areas del proyecto original, figura 9.
- Registro de volúmenes mensuales de ingreso a la presa, tabla 20.

- Porcentajes de demanda para cada mes, en el ciclo agrícola 1981-1982, figura 11.
- Registro de evaporaciones netas, tabla 21.

Para hacer la simulación del funcionamiento de vaso se consideró como nivel de conservación el actual de la cresta vertedora (1237.50 m.s.n.m.), así como para niveles superiores hasta 4 m por arriba de éste.

Los resultados que arrojó el análisis se presentan en la figura 10; en ella, las distintas elevaciones de conservación se anotan en el eje vertical, para el rango que abarca desde el nivel 1237.50 hasta el 1241.50 m.s.n.m. Sobre el eje horizontal, se indica la extracción media anual (EMA), que es posible satisfacer, según el nivel de conservación que se adopte y para deficiencias de 0 a 5%.

Puede observarse en dicha figura, que con el nivel actual de conservación se satisfacen volúmenes de 289 a 314 millones de metros cúbicos, como promedio anual, en función del nivel de deficiencias que se acepte. Por otra parte, se tiene que por cada metro de incremento del nivel de conservación, se aumenta la oferta en 6 millones de metros cúbicos, en promedio.

Con base en el análisis económico hecho en el capítulo siguiente, se encontró que no es atractiva la sobrelevación de la presa para fines de aprovechamiento.

En estas circunstancias, se propone mantener el nivel actual de conservación y se buscará únicamente satisfacer los requerimientos del control de avenidas.

La política de extracciones de agua de la presa, con el nivel actual de conservación, se puede llevar a cabo con ayuda de las curvas mostradas en la figura 11, en donde se puede ver que de acuerdo al almacenamiento (o nivel) que se tenga al inicio del ciclo agrícola, es posible programar la extracción anual para dicho ciclo, según la deficiencia que se permita.

4.1.2 Control de avenidas

En el capítulo 2, se hizo la revisión de la avenida de diseño y una vez definida ésta, se hace el estudio del tránsito de la misma a través del vaso de almacenamiento de la presa Francisco I. Madero. — Primeramente, en condiciones actuales, y después, considerando las modificaciones que sean necesarias en la obra de excedencias.

4.1.2.1 Tránsito en condiciones actuales

Se tomó en cuenta la siguiente información básica:

| | |
|---|--------------------------|
| Longitud efectiva del vertedor | 259.90 m |
| Carga de diseño del vertedor | 5.06 m |
| Capacidad máxima de diseño del vertedor | 6000 m ³ /seg |
| Elevación de la cresta del vertedor | 1237.50 m.s.n.m. |

| | |
|---|------------------|
| Elevación del NAME | 1242.56 m.s.n.m. |
| Elevación de la corona | 1243.80 m.s.n.m. |
| Bordo libre | 1.24 m |
| Curva de Elevaciones-Capacidades-Areas (tomadas del proyecto original) | |

Para efectuar la simulación del tránsito, se tomó la altura de la cresta del vertedor como nivel inicial, ya que es la condición -- más desfavorable.

Los resultados alcanzados del tránsito de las avenidas con período de retorno de 10 a 10,000 años, se presentan en la tabla 22. -- Por lo que se refiere a la avenida máxima de diseño (con período de retorno de 10,000 años), se observa que alcanza un nivel máximo de 1243.04 m.s.n.m., superior al NAME actual de proyecto (1242.56 m.s.n.m.). Esto quiere decir que se invade el bordo libre en un 39%, reduciéndose en -- consecuencia a 0.76 m.

Por otro lado, se juzga que es un bordo libre que no cumple con las normas mundiales adoptadas actualmente, por lo que a continua-- ción se tratará de proponer la solución a este problema.

Dadas las características físicas y las dimensiones de la -- cortina, una forma de solucionar dicho problema, es el restituir el li-- bre bordo del proyecto original; lo cual, se puede llevar a cabo median-- te la construcción de un murete de concreto de 0.5 m de altura, a lo -- largo de la parte central de la cortina, que también es de concreto y -- sobrelevar los diques de materiales graduados, que se encuentran en am-- bas márgenes, 0.5 m. Esto se propone como solución única, ya que los --

diques de materiales graduados se encuentran a 1.60 m, por arriba de la corona del dique central.

Otra solución es construir una o dos presas aguas arriba de la presa Francisco I. Madero, de manera que la avenida máxima probable que se presente en esta última, no ocasione la invasión del bordo libre actual. Esta última solución, es la alternativa II que enseguida se discute.

4.2 Alternativa II

Esta alternativa, como se ha comentado, tiene previsto como obras hidráulicas: la Francisco I. Madero y dos presas más, en proposición, que son la Belisario Domínguez y San Rafael.

A continuación, se presentan los análisis que se hicieron para determinar el volumen de agua aprovechable, así como el aspecto del control de avenidas.

4.2.1 Volúmenes de agua aprovechable

En el capítulo anterior se explicó cómo se determinaron los volúmenes de escurrimiento mensual para el caso de la alternativa II.

Para deducir el volumen de agua aprovechable en esta alternativa, se hizo la simulación considerando el sistema en su conjunto; es decir, las presas: Belisario Domínguez, San Rafael y Francisco I. Madero.

La información utilizada para tal fin es la siguiente:

Volúmenes mensuales.- En el capítulo anterior, se determinaron dichos volúmenes para esta alternativa, los cuales se presentan en las tablas 16, 17 y 20 para cada una de las presas.

Curvas Elevaciones-Capacidades-Areas.- Para las presas Belisario Domínguez y San Rafael, se determinaron con base en la topografía de las boquillas, utilizando los planos de DETENAL a escala 1:50,000. En la presa Francisco I. Madero, se utilizaron las originales de proyecto. Estas curvas se presentan en las figuras 5, 6 y 9 respectivamente.

Evaporaciones netas.- Estas se consideraron similares a las de la presa Francisco I. Madero, tablas 21, 23 y 24.

Porcentajes de demanda.- Se utilizaron también las correspondientes a la presa Francisco I. Madero, que están en la figura 11.

Deficiencias.- Estas se propusieron de acuerdo al criterio que rige en la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, las que van del 0 al 5% como promedio, en el período considerado.

Antes de continuar, cabe mencionar que se fijaron diferentes niveles de conservación de las presas Belisario Domínguez y San Rafael, que resultaron ser las más convenientes desde el punto de vista económico, según se explica en el siguiente capítulo sobre el análisis hidroeconómico.

A continuación, se efectuó la simulación del sistema de las tres presas, dando como resultados los valores que están en la tabla 25.

Como se puede observar, para cualquier combinación, se satisfacen volúmenes que van de 322 a 350 millones de metros cúbicos, dependiendo de la deficiencia que se adopta.

4.2.2 Control de avenidas

En esta alternativa se buscó que al construir las dos presas, tuvieran una capacidad de regulación tal que la avenida de diseño que se presente en la presa Francisco I. Madero, sea de una magnitud que no implique hacer ninguna modificación en ésta; es decir, que al transitar esta nueva avenida, se reproduzcan las condiciones originales de diseño y se alcance como máximo el NAME de proyecto.

La avenida en la presa Francisco I. Madero que cumple con las condiciones planteadas, es la siguiente:

$$\begin{aligned} Q_p &= 8,200 \text{ m}^3/\text{seg} \\ t_p &= 38 \text{ horas} \\ t_b &= 120 \text{ horas} \\ \text{Vol} &= 1115.0 \text{ Mm}^3 \end{aligned}$$

Esta avenida debe generarse considerando las descargas de las dos presas en proyecto, más los escurrimientos por cuenca propia.

Para ello, se hicieron los estudios del tránsito a través de las dos presas en proyecto, al tomar en cuenta las avenidas de diseño de estas presas calculadas en el capítulo 2; así como el nivel de conservación propuesto en el inciso anterior, se determinó que las características de las presas en las cuales se satisfacen los requerimientos antes mencionados, para las distintas combinaciones, son las siguientes:

| | | C ₁ | | C ₂ | | C ₃ | | C ₄ | |
|--------|-----------------------------------|----------------|---------|----------------|---------|----------------|---------|----------------|---------|
| NAME | ELEV. (m.s.n.m.) | 1559.85 | 1394.75 | 1569.00 | 1395.00 | 1569.00 | 1414.50 | 1556.50 | 1395.00 |
| | CAPACIDAD (Mm ³) | 55.3 | 43.2 | 115.4 | 44.1 | 115.4 | 177.0 | 43.3 | 44.1 |
| CORONA | ELEV. (m.s.n.m.) | 1561.85 | 1396.75 | 1571.00 | 1397.00 | 1571.00 | 1416.50 | 1558.50 | 1397.00 |
| | CAPACIDAD (Mm ³) | 65.5 | 52.0 | 135.0 | 53.2 | 135.0 | 197.0 | 50.5 | 53.2 |
| | LONG. DEL VERTEADOR (m) | 20.0 | 20.0 | 35.0 | 12.5 | 35.0 | 50.0 | 13.5 | 12.5 |
| | ALTURA TOTAL DE LA CORTINA (m) | 44.85 | 33.75 | 54.00 | 34.00 | 54.00 | 53.50 | 41.50 | 34.00 |

Todas las combinaciones que ahí se presentan, tienen como capacidad muerta 0.3 Mm³ a la elevación 1520.66 m.s.n.m. para la Belisario Domínguez, y 0.5 Mm³ a la elevación 1367.12 m.s.n.m. que corresponde a la San Rafael.

De esta manera, se dimensionaron las presas que se proponen para esta alternativa II y sólo queda hacer la comparación económica para hacer la selección de la mejor combinación de esta alternativa, para compararla a su vez, con la alternativa I y así seleccionar finalmente, la mejor de todas ellas.

5. ANALISIS HIDROECONOMICO

En este capítulo, se intenta hacer una evaluación económica de las alternativas de solución definidas anteriormente. Para ello, se utiliza la relación de los dos conceptos económicos fundamentales: los costos de los proyectos y los beneficios generados por la ejecución de los mismos.

Se advierte que este análisis tiene un carácter muy preliminar, debido a la escasez de información requerida para este tipo de estudios. Por lo que a la segunda alternativa de solución se refiere, si ésta resultara rentable, se sugerirá hacer estudios detallados de topografía, geología y de mecánica de suelos, cuyo comentario queda fuera del alcance de este trabajo.

5.1 Información utilizada

Costos.- De la Subdirección de Análisis y Programación de Obras de la Dirección General de Control de Ríos e Ingeniería de Seguridad Hidráulica (DGCAISH)⁽¹⁾, se obtuvieron los índices de costos unitarios de construcción, con los cuales se logró definir la curva que relaciona Altura de Cortina con su Costo, como se muestra en la figura 12, y utilizable en análisis de prefactibilidad.

Beneficios.- El Departamento de Hidrometría y Estadística de la Dirección General de Distritos y Unidades de Riego⁽²⁾, para el Distrito 05 de Cd. Delicias, proporcionó los siguientes datos: volúmenes anuales de agua distribuidos; área de las superficies cosechadas y valores de las cosechas. Dichos valores permitieron deducir los beneficios

(1) y (2) dependientes de la SARH.

en función de la productividad del agua y de las superficies destinadas al riego; tablas 26 y 27.

Daños.- De la Subdirección de Obras de Protección de la -- DGCRIH⁽³⁾, se acopiaron los pocos datos de daños causados por inundación en el Distrito 05 de Delicias; ello debido a que el registro en este concepto, es virtualmente inexistente. Con dicha información, actualizada al año de 1981, se logró analizar su comportamiento observado y se graficaron las relaciones Daños-Gastos y Area Inundada-Gastos, como se muestra en las figuras 13 y 14.

5.2 Determinación de la mejor alternativa de solución

En función de la información anterior, ahora se trata de conocer cuál de las dos alternativas de solución planteadas es la mejor. - El alcance que se ha fijado en el trabajo, como ya se mencionó, es llegar a definir si es más conveniente efectuar la modificación que requiere la presa Francisco I. Madero, o mantener la presa en condiciones actuales, construyendo las dos presas aguas arriba de la misma. De resultar atractiva la última solución, proponer los estudios de factibilidad técnica que se necesiten, así como investigar y acopiar información de productividad, daños y costos más amplios y confiables. En función de esta meta trazada, se llevó a cabo el siguiente análisis.

5.2.1 Alternativa I

Los resultados de la revisión y el tránsito de la avenida de diseño de la presa Francisco I. Madero, revelan que para que la presa ga

(3) Dependiente de la SARH

rantice condiciones de seguridad, es necesario sobrelevar el dique central de la cortina, que es de concreto, con el murete del mismo material, de 0.5 m de altura por 235 m de longitud. Así como en los diques margen izquierda y margen derecha, que son de materiales graduados.

Los costos de estas obras se estimaron en 25 millones de pesos y representan el costo de darle seguridad a la presa. O bien, visto de otra manera, con ello se disminuye el riesgo de una falla, lo cual es de primordial importancia.

Ahora, desde el punto de vista del aprovechamiento del volumen de agua, si se mantiene el nivel de conservación actual, no hay incremento en el volumen de oferta; por tanto, no se logran beneficios por este concepto. Tampoco se alcanzan beneficios por control de avenidas, ya que al conservar la misma longitud del vertedor, los daños que se pueden causar aguas abajo de la presa son los mismos que los actuales.

De esta manera, con los arreglos propuestos, únicamente se garantiza la seguridad de la presa.

También se estudió la posibilidad de sobrelevar la presa con fines de aprovechamiento para riego, como a continuación se describe.

Con base en la figura 10, se puede ver que por cada metro de sobrelevación de la presa, se incrementa el volumen de oferta en 6 Mm³, lo cual significa un beneficio de 34 millones de pesos, para un horizonte económico de 30 años, tasa de descuento del 30% y utilizando la productividad que se indica en la tabla 27.

El costo de sobrelevar la presa 1 metro tanto el dique de concreto como los de materiales graduados, representa un valor de 50 millones de pesos. Se estima que las obras se construyen en un período de un año.

Con los resultados anteriores se logran los siguientes indicadores económicos:

Beneficio neto = $34 - 50 = -16$ millones de pesos

Beneficio/costo = $34/50 = 0.68$

Tasa interna de retorno = 20.2 %

Con base en dichos indicadores se concluye que no es atractiva la sobrelevación de la presa Francisco I. Madero, con fines de aprovechamiento de volumen de agua.

Dado que no resulta rentable sobrelevar la presa para incrementar el volumen de oferta para riego, las modificaciones que se proponen en la misma, son para darle seguridad únicamente y consisten en restituir el bordo libre original, cuyo costo de solución es de 25 millones de pesos, como ya se dijo.

5.2.2 Alternativa II

Se reitera que aquí se tiene prevista la construcción de dos presas. Para determinar las capacidades de conservación y de control de avenidas, se hicieron las siguientes consideraciones:

Dejar la presa Francisco I. Madero con las características actuales; o sea, sin llevar a cabo ninguna modificación.

Dimensionar las dos presas en proyecto, de tal manera que, la avenida de diseño que se genere a la entrada de la presa Francisco I. Madero, sea de una magnitud que se pueda regular con la capacidad de control de esta última.

Debido a que el número de combinaciones de alturas de las presas en proyecto es grande, se trató de acotar una zona factible de mejores soluciones, y de aquí deducir la mejor de todas ellas. Para ello se estudiaron las presas individualmente.

5.2.2.1 Determinación de la capacidad de conservación de las presas en proyecto.

Al usar los datos que arrojó la simulación del funcionamiento de vaso (del capítulo anterior), se obtuvieron los volúmenes de oferta para diferentes elevaciones en cada presa, y para una deficiencia del 5%, como se ve en las gráficas 15 y 16.

Con base en la información contenida en la tabla 26, y las figuras del párrafo anterior, se elaboraron las curvas de las figuras 17 y 18, que relacionan la Elevación-Beneficio por aprovechamiento de agua de las presas.

Al considerar un horizonte económico de 30 años y con los datos de costos y beneficios para cada elevación de presa, se calculó la tasa interna de retorno. En las figuras 19 y 20, aparecen las gráficas

en donde se relaciona la altura de la presa contra la tasa interna de -
retorno que produce.

Si se toma como criterio de evaluación el anterior indica--
dor, la mejor alternativa de un proyecto es donde presenta el máximo va
lor de la tasa interna de retorno.

De esta manera y de acuerdo a las figuras 19 y 20, las ele-
vaciones correspondientes a los niveles óptimos de operación de cada --
presa son: 1540 m.s.n.m. de la Belisario Domínguez; y 1375 de la San -
Rafael.

Cabe mencionar que existen en las figuras 19 y 20, zonas de
alternativas factibles con tasa interna de retorno menores que la ópti-
ma. De dichas zonas se plantearon tres combinaciones de elevaciones de
conservación más, que son: 1555 y 1370; 1555 y 1405; 1530 y 1370 m.s.
n.m., elevaciones que corresponden a las presas Belisario Domínguez y -
San Rafael respectivamente.

Estos valores de la capacidad de conservación fueron los que
se tomaron para realizar el tránsito de avenidas, hecho en el capítulo -
anterior. Después de estas capacidades, se encontraron las capacidades
de control de avenidas que deben tener dichas presas para que en la pre-
sa Francisco I. Madero, se genere una avenida de una magnitud tal, que -
se regule sin necesidad de modificaciones en esta última, lo cual se hi-
zo en el mismo capítulo anterior.

Más adelante, se hace la evaluación de las cuatro combinacio
nes con el fin de encontrar la mejor de ellas, que representaría la solu
ción óptima de la alternativa II, para que a su vez, se compare con la -
alternativa I y de aquí seleccionar la mejor.

5.2.2.2 Curvas de probabilidad de ocurrencia-daños

De la información de los gastos de descarga-períodos de retorno, con presas y sin presas en proyecto, así como con la curva de la figura 13, cuya expresión matemática está descrita en la misma, al sustituir los gastos de descarga en esa ecuación, se logró determinar las curvas de daños contra probabilidad de ocurrencia en condiciones de: - CON PROYECTO, que identifica la presencia de las 2 presas propuestas; y, SIN PROYECTO, correspondiente a la situación actual. En la figura 21, se presentan las curvas resultantes.

5.2.2.3 Obtención de la mejor solución de la Alternativa II

Con el análisis de funcionamiento de vaso, del sistema, se llegaron a determinar los volúmenes de oferta para cada combinación, tabla 25.

Los costos de construcción de presa de cada combinación se presentan en la tabla 28. Se reitera que la presa Francisco I. Madero no representa ningún costo, por estar enmarcada dentro de la alternativa II.

Como la presa Francisco I. Madero, en condiciones actuales, ya representa ciertos beneficios por control de avenidas y por aprovechamiento de agua, los beneficios del sistema (presas F.I.M., B.D. y S.R.), que se tomaron en cuenta en la evaluación, corresponden a los que resultan en adición a los que ya se tienen en condiciones actuales; es decir, se hizo un análisis marginal de costos y beneficios.

El análisis se llevó a cabo para una deficiencia del 5%, por tratarse de uso de agua en riego.

En cuanto a los beneficios por aprovechamiento se tiene que: en condiciones actuales se ofrecen 314 Mm³. Con el sistema se ofrecen - 350, 350, 353 y 349 Mm³ respectivamente por cada combinación, lo que representa un incremento en el volumen de oferta por la construcción de -- las dos presas de 36, 36, 39 y 35 Mm³.

Con base en la productividad del agua, tabla 27, tasa de descuento del 30% y horizonte económico de 30 años, se obtuvo un valor actual de los beneficios de 202.9 millones de pesos para las combinaciones C₁ y C₂, 219.9 millones de pesos para la combinación C₃ y de 197.3 millones de pesos para la combinación C₄.

Los costos respectivos de ejecución de cada caso son:

| | | | | | |
|----------------|---|-------|----------|----|-------|
| C ₁ | = | 286.4 | millones | de | pesos |
| C ₂ | = | 389.2 | " | " | " |
| C ₃ | = | 552.9 | " | " | " |
| C ₄ | = | 272.0 | " | " | " |

Se consideró un período de construcción de dos años.

De los valores anteriores de costos y beneficios actualizados, se llegó a los siguientes indicadores económicos.

| COMBINACION | BENEFICIO NETO (millones de pesos) | BENEFICIO/COSTO | T.I.R. (%) |
|----------------|---------------------------------------|-----------------|---------------|
| C ₁ | - 83.5 | 0.71 | 21.2 |
| C ₂ | -186.3 | 0.52 | 15.4 |
| C ₃ | -333.0 | 0.40 | 11.4 |
| C ₄ | - 74.8 | 0.73 | 21.7 |

Se concluye de los valores de los distintos indicadores, que la mejor combinación es la C₄. Esta opción es la que se tomó como representativa de la alternativa II, y es la que se va a comparar con la alternativa I.

5.3 Comparación entre las dos alternativas

5.3.1 Alternativa I

Como los beneficios por aprovechamiento y valor matemático - de los daños esperados, son los que existen en la actualidad, se parte - de ellos como punto de referencia.

Al abordar así el problema, se trata de investigar, cuál es el menor costo para lograr la seguridad de la presa Francisco I. Madero.

Con base en el análisis previo, en la alternativa I, el costo es de 25.0 millones de pesos.

5.3.2 Alternativa II

Para determinar el costo que hace segura a la presa Francisco I. Madero, al costo de las presas propuestas habrá que restarle los beneficios que se ganan en cuanto a la disminución de daños esperados y aumento en el volumen de oferta para riego.

$$\text{Incremento del volumen de oferta} = 349 - 314 = 35 \text{ Mm}^3$$

Este concepto representa un aumento de 69.2 millones de pesos, cada año.

Si se considera un horizonte económico de 30 años y una tasa de interés del 30% anual se tiene un valor total de beneficios de 197.2 millones de pesos.

Los beneficios por disminución del riesgo de daño, es la diferencia del área entre la curva superior e inferior (área sombreada) de la figura 21. El valor matemático resulta de 1.79 millones de pesos, -- que con el mismo criterio anterior, sea un valor actual neto de 6.0 millones de pesos.

Los beneficios totales son:

$$\begin{array}{r} \text{Incremento del volumen de oferta} = 197.2 \text{ millones de pesos} \\ \text{Disminución de riesgo de daño} = \underline{6.0} \quad " \quad " \\ \hline 191.2 \text{ millones de pesos} \end{array}$$

El costo que implica darle seguridad a la presa Francisco I.

Madero, es:

| | |
|---|-------------------------------|
| Costo de las obras (2 presas) | = 272.0 millones de pesos |
| Beneficios por riego y disminución de daños | = 191.2 " " |
| | <u>80.8 millones de pesos</u> |

De esta manera, se tiene que el costo de la alternativa II - es de 80.8 millones de pesos.

Como se ve, y de acuerdo a los actuales criterios de evaluación, se tiene que la mejor solución desde el punto de vista económico, es la que se plantea en la alternativa I.

Se hace hincapié, que con el anterior análisis se encontró - cuál es el menor costo para darle seguridad a la presa Francisco I. Madero.

Es necesario aclarar, que cuando se disponga de mayor información económica actualizada y confiable, se podrá realizar una evaluación económica más detallada, utilizando los diferentes indicadores económicos; lo que pudiera llevar a la conclusión, de que la construcción - de las dos presas llegara a ser atractiva.

6. CONCLUSIONES

Las conclusiones que se obtienen de los resultados arrojados por las alternativas estudiadas, se presentan en seguida:

- Se considera que debe adoptarse como nueva avenida de diseño de la presa Francisco I. Madero, la de la figura 4, ya que es producto de la aplicación de un método hidrológico confiable; así como, de la utilización de mayor información hidroclimatológica, respecto a la empleada en el diseño original.
- El estudio del tránsito de la nueva avenida de diseño, indicó que se invadía 33% del bordo libre: o sea, 0.48 m arriba del NAME actual. Dado que el libre bordo que se tiene con la nueva avenida de diseño es pequeño (0.76 m en su parte central), y debido a la magnitud de la presa Francisco I. Madero, se considera que este libre bordo es escaso, tanto en la zona de concreto, como en la de materiales graduados (diques).
- De las dos alternativas que se estudiaron, para garantizar la seguridad de dicha presa, resultó ser mejor la que involucra arreglos en la estructura actual.
- Con base en los resultados de esta alternativa, se propone la construcción de un murete de concreto en el cuerpo rígido, de 0.50 m de altura; así como, de 0.50 m en los diques de materiales graduados, con lo cual se restituye el bordo libre original de proyecto.
- Por lo que respecta al funcionamiento de vaso, se propone que la extracción de agua se haga de acuerdo con las curvas de la figura 11, -

que consideran el almacenamiento que se tenga al inicio del ciclo agrícola (1º de oct.), ya que la sobrelevación de la cortina, resulta poco atractiva, en función del pequeño incremento de volumen para riego logrado, que es de 6 millones de metros cúbicos en promedio, - por cada metro de sobrelevación.

- Definidas las dimensiones de proyecto de las dos alternativas de solución, se hizo el análisis hidroeconómico, con el cual se obtuvo que, para darle seguridad a la presa Francisco I. Madero a menor costo, la construcción del murete de concreto se estima en 25 millones de pesos; el costo de ejecución de la segunda alternativa (dos presas), sería de 80.8 millones de pesos. La evidente diferencia de costos, define la selección de la alternativa I, como solución conveniente. Sin embargo no se debe descartar la posibilidad de hacer un estudio hidroeconómico, en el que se consideren otros beneficios y costos más apegados a la realidad.

ANEXO

METODOLOGIAS UTILIZADAS

Métodos probabilísticos

Los modelos probabilísticos que se aplicaron en este trabajo fueron:

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

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

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

donde:

Y = Gasto máximo relacionado con el período de retorno, en m³/seg.

Tr = Período de retorno, en años.

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

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

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

y = Gasto máximo anual observado, en m³/seg.

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

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

n = Número de años de registro

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

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

$$\epsilon = \pm \left[\frac{1}{n} + \frac{x(k) - \frac{\sum x^2}{n} \cdot \frac{\sum (y - \bar{y})^2}{n - 2}}{\frac{n \sum xx - (\sum x)^2}{n}} \right]^{\frac{1}{2}} \frac{a}{2}$$

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

$\frac{a}{2}$ = Valor tomado de las tablas de la distribución "t de student", (si no se cuenta con tablas, tómesese el valor de 2).

De esta manera la ecuación general resulta:

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

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

- Gumbel Doble

En esta distribución se consideran 2 tipos de muestra de datos, una ciclónica y otra normal. Aplicando la distribución propuesta por Gumbel para cada muestra y de establecer una probabilidad conjunta, la expresión queda de la forma siguiente:

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

donde:

y = Gasto máximo relacionado con el Tr, en m³/seg

p, a₁, a₂, c₁, c₂ = Parámetros por estimar

$$P = \frac{M}{N}$$

M = Número de gastos máximos de población no ciclónica.

N = Número total de gastos máximos de la muestra.

$$a_1 = 0.577 c_1 - \bar{X}_1$$

$$c_1 = (\sqrt{6/\pi}) s_1$$

$$a_2 = 0.577 c_2 - \bar{X}_2$$

$$c_2 = (\sqrt{6/\pi}) s_2$$

\bar{X}_1, \bar{X}_2 = Son las medias de los gastos máximos, para la muestra normal y ciclónica respectivamente.

s_1, s_2 = Son las desviaciones estandar de las muestras, del párrafo anterior.

La distribución se obtiene de la siguiente forma:

Se supone un gasto (y) y se obtiene la probabilidad correspondiente hasta que el valor de P(y) coincida con la probabilidad asociada - al período de retorno buscado.

$$P(y) = \left(1 - \frac{1}{T_r} \right)$$

- Log Pearson III

Esta distribución se puede expresar de la siguiente manera:

$$Y = \text{antilog } y^*$$

donde:

Y = Gasto máximo relacionado con el período de retorno,
en m³/seg.

$$y^* = (\overline{\log y}) + K \sigma \log y$$

$$\overline{\log y} = \frac{\sum_{i=1}^n \log y_i}{n}$$

que es la media de la muestra y

$$\sigma \log y = \left[\frac{\sum_{i=1}^n (\log y_i - \overline{\log y})^2}{n - 1} \right]^{\frac{1}{2}}$$

expresión que representa la desviación estandar.

y_i = Valor del gasto máximo anual en el año i , en m³/seg.

n = Tamaño de la muestra; igual al número de gastos máximos anuales.

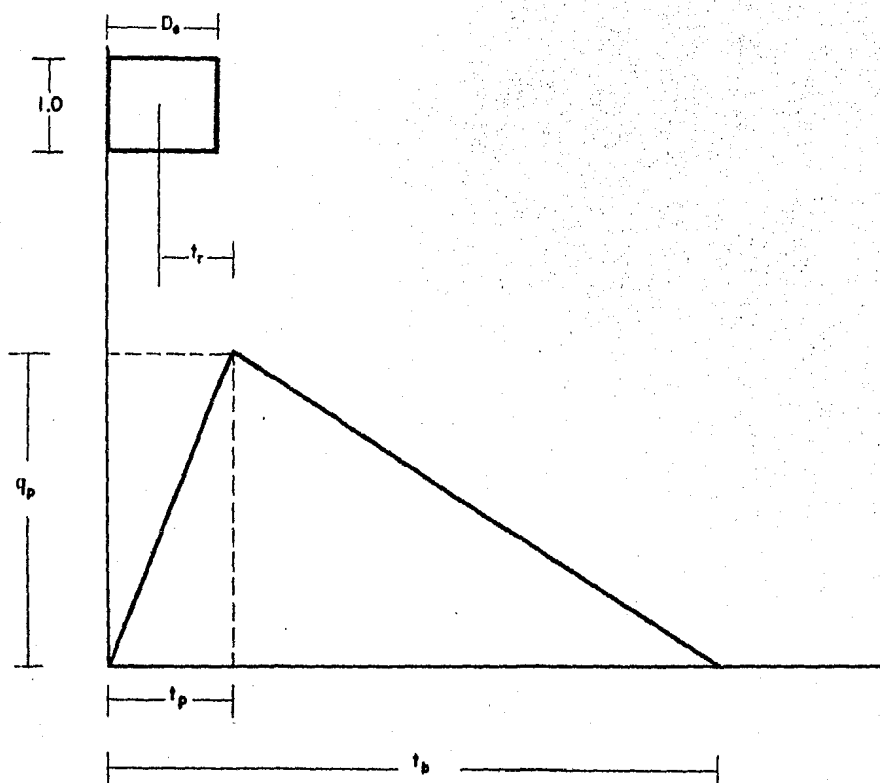
K = Coeficiente que se obtiene en función del período de retorno y del parámetro C_s ; se calcula con la siguiente expresión.

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

Modelo precipitación - escurrimiento (SPH)

Este modelo está basado en el método del hidrograma unitario sintético triangular del SCS*, en donde las expresiones para valuar el - gasto de pico, el tiempo en el cual ocurre éste, el tiempo base y la duración en exceso, son expresiones de tipo semiempírico y están en función de las características físicas e hidrológicas de la cuenca.

Los principales valores del hidrograma unitario sintético triangular son:



q_p = Gasto pico unitario, en $m^3/seg/mm$

t_p = Tiempo pico, en horas

* SCS.- Soil Conservation Service, USA.

t_b = Tiempo base, en horas

t_r = Tiempo de retraso, en horas

Las expresiones para calcular estos parámetros son las siguientes:

$$q_p = \frac{A}{5.512 t_p}$$

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

$$t_b = 5 t_p$$

A = Área de la cuenca en estudio, en Km^2

D_e = Duración de la lluvia en exceso, en horas

t_c = Tiempo de concentración, en horas

El tiempo de concentración se obtiene de acuerdo a la expresión de Rowe, de la siguiente manera:

$$t_c = \left[\frac{0.87L^3}{H} \right]^{0.385}$$

L = Longitud del cauce principal, en Km

H = Diferencia de elevación, entre los extremos del cauce principal, en m

Al utilizar el criterio del SCS, la lluvia en exceso se calcula con la expresión propuesta por el Dr. Ven Te Chow:

$$h_e = \frac{\left(h_p - \frac{508}{N} + 5.08 \right)^2}{h_p + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

donde:

h_p = Altura de lluvia relacionada con el período de retorno que se requiera, en cm

N = Número de escurrimiento; el cual está en función de las características y uso del suelo

h_e = Lluvia en exceso, en cm

Por último, el gasto pico se obtiene con la expresión:

$$Q_p = q_p \times h_e$$

Precipitación máxima probable (PMP)

Para el cálculo de la PMP y tomando en consideración la información disponible, se aplicó el método de Estimados Estadísticos de Hershfield, cuya expresión es:

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

donde:

Y_m = Precipitación máxima observada

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

\bar{Y}_n y S_n = Son la media y desviación estándar ajustadas, de una serie de n máximos anuales.

Los ajustes de cada una de las variables para que proporcionen la PMP, son los siguientes:

- 1.- Ajuste de \bar{Y}_n y S_n debido a la influencia del valor máximo de la muestra; figuras 22 y 23, respectivamente.
- 2.- Ajuste de \bar{Y}_n y S_n debido al tamaño de la muestra, figura 24.

Con el valor de \bar{Y}_n ajustado y con base en la figura 25, se obtiene el valor de K_m .

Por último, el resultado de Y_m debe multiplicarse por 1.13 para tomar en cuenta que los valores de registro son a intervalos fijos, de acuerdo al criterio que se siguió.

Tránsito de avenidas por cauces naturales

Para este caso, se utilizó el método de Muskingum, el cual está determinado por la ecuación:

$$S = K \times (I - O)$$

donde:

- I = Representa las entradas en la sección aguas arriba del tramo del cauce.
- O = Representa las salidas sobre este tramo en la sección aguas abajo.
- K = Tiempo de traslado (si no se tiene información, se puede considerar igual al tiempo de concentración t_c)
- X = Factor de peso que expresa la importancia relativa de las entradas y salidas del tramo, en el almacenamiento del mismo ($0.00 < X \leq 0.50$).

Además, existe un almacenamiento de prisma en el cauce representado por K_0 , por lo tanto el almacenamiento total S, en el cauce es:

$$S = K_0 + KX (I - O)$$

Que es la ecuación de Muskingum

Esta misma ecuación, por incrementos finitos entre los instantes 1 y 2, se tiene que:

$$S_2 - S_1 = K \left[X(I_2 - I_1) + (1 - X)(O_2 - O_1) \right]$$

Por otro lado, de la ley de conservación de la materia se

establece que:

$$I + O = \frac{\Delta s}{\Delta t}$$

Por incrementos finitos entre los instantes 1 y 2, se puede escribir:

$$I = \frac{1}{2}(I_1 + I_2)$$

$$O = \frac{1}{2}(O_1 + O_2)$$

Por lo tanto, al utilizar las últimas cuatro ecuaciones se llega a:

$$S_1 - S_2 = \frac{\Delta t}{2} (I_1 + I_2) - \frac{\Delta t}{2} (O_1 + O_2)$$

Si resolvemos esta ecuación con la establecida por Muskingum, se obtiene:

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

donde:

$$C_0 = \frac{\Delta t - 2 KX}{2K(1-X) + \Delta t}$$

$$C_1 = \frac{\Delta t + 2 KX}{2K(1-X) + \Delta t}$$

$$C_2 = \frac{2K(1-X) - \Delta t}{2K(1-X) + \Delta t}$$

$$K = \frac{0.5 \Delta t (I_2 + I_1) - (O_2 - O_1)}{X (I_2 - I_1) + (1 - X) (O_2 - O_1)}$$

De las ecuaciones anteriores debe cumplirse que:

$$C_0 + C_1 + C_2 = 1$$

Para aplicar este método es necesario contar con la siguiente información:

- a) Hidrograma de entrada aguas arriba del tramo del cauce que se esté analizando; así como el intervalo de tiempo constante Δt , en que están dados los puntos 1 y 2.
- b) Tiempo de traslado (K) y coeficiente de peso (X).

Tránsito de avenidas a través de vasos de almacenamiento

El comportamiento del vaso está regido por la ecuación de continuidad, la cual puede expresarse de la siguiente forma:

$$I = O + \frac{Va}{\Delta t}$$

donde:

I = Gasto de entrada; en m³/seg.

O = Gasto de salida; en m³/seg.

$$\frac{V_a}{\Delta t} = \text{Cambio del almacenamiento con respecto al tiempo}$$

$$\text{Si se considera } \Delta t = t(i+1) - t(i)$$

Para los instantes (i) e (i + 1) tenemos:

$$I = \frac{I(i) + I(i+1)}{2}$$

$$O = \frac{O(i) + O(i+1)}{2}$$

$$V_a = V_a(i+1) - V_a(i)$$

De la ecuación de "continuidad" se tiene:

$$I(i) + I(i+1) = O(i) + O(i+1) + \frac{2 V_a(i+1) - 2 V_a(i)}{\Delta t}$$

$$I(i) + I(i+1) + \frac{2 V_a(i)}{\Delta t} - O(i) = O(i+1) + \frac{2 V_a(i+1)}{\Delta t}$$

La cual es la ecuación a resolver, ya sea por el método analítico (aproximaciones sucesivas) o por el método gráfico, en virtud de haber dos incógnitas y una sola ecuación.

donde:

I = Gasto de entrada al vaso, en m³/seg.

O = Gasto de salida del vaso, en m³/seg.

V_a = Volumen de almacenamiento en el vaso, en Mm^3

Δt = Intervalo de tiempo seleccionado para efectuar los cálculos del tránsito.

(i) (i + 1) = Subíndices que representan los valores de las variables, al inicio y al final del intervalo de tiempo t , respectivamente.

Para poder aplicar la fórmula anterior, es necesario contar con la siguiente información:

- a) Hidrograma de entrada
- b) Curva de Elevaciones - Capacidades del vaso
- c) Curva de Elevaciones - Descargas de la obra de excedencias; o en su caso, la relación Elevaciones - Gastos de salida del vertedor (controlable).

La curva de Elevaciones - Descargas de la obra de excedencias, se calcula con las siguientes fórmulas; al considerar que la obra de excedencias es sin control, tenemos que:

$$Q = C L H^{3/2}$$

donde:

Q = Gasto de salida, en $m^3/seg.$

C = Coeficiente de descarga variable en función de la H_d

L = Longitud efectiva de la cresta vertedora, en m

H = Carga sobre la cresta vertedora, en m

H_d = Carga de diseño, en m

Funcionamiento de vaso (Modelo OPTIMA)

Este modelo propone que tanto para el diseño como para la operación de los embalses, se debiera tener una relación en la cual el volumen anual de extracción, esté en función del almacenamiento al inicio del ciclo.

$$VA (K) = f (ALM i)$$

donde:

$VA (K)$ = Volumen de demanda para el ciclo anual (K)

$ALM i$ = Almacenamiento al inicio del ciclo agrícola

donde:

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

Al analizar los registros históricos de varias presas, se ha observado que la relación anterior tiene una tendencia hacia una función del tipo:

$$VA (K) = a (ALM i)^\beta$$

Esta función en forma más sencilla, sería la de una relación lineal:

$$VA(K) = a + \beta (ALM i)$$

El problema que se plantea es el calcular los valores de a y β que hagan máximo el VA que satisfaga el porcentaje de deficiencia requerido (0 al 5%).

Dicho modelo utiliza para el cálculo de a y β el método de búsqueda directa de Fibonacci, el cual reduce al máximo el número de iteraciones necesarias para encontrar los valores.

Las ecuaciones requeridas para llevar a cabo el funcionamiento de vaso son las siguientes:

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

Al resolver la ecuación de continuidad anterior por incrementos finitos entre los instantes (i) e $(i + 1)$, y despreciando las pérdidas por infiltración tenemos:

$$S(i + 1) = S_i + EN(i + 1) - EV(i + 1) - DM(i + 1)$$

La que deberá estar sujeta a las restricciones:

$$SM \leq S(i + 1) \leq SC$$

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

$$DM(i + 1) = PDJ \times VA (K)$$

donde:

$S(i + 1)$ = Almacenamiento al final del mes, en Mm³.

$S(i)$ = Almacenamiento al inicio del mes, en Mm³.

$EN(i + 1)$ = Volúmenes de ingreso al vaso en el mes $(i + 1)$, en Mm³.

$EV(i + 1)$ = Volúmenes de pérdidas por evaporación del mes $(i + 1)$, en Mm³.

$DM(i + 1)$ = Volúmenes de demanda en el mes $(i + 1)$, en Mm³.

SM = Capacidad muerta, en Mm³.

SC = Capacidad de Conservación, en Mm³.

PDj = Porcentaje de demanda con respecto al anual, del mes j

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS

| SUBCUENCA | AREA (km ²) | LONGITUD (km) | DESNIVEL (m) | TIEMPO DE CONCENTRACION (horas) |
|-----------|----------------------------|------------------|-----------------|---------------------------------------|
| 1 | 1395 | 89.0 | 980.0 | 11.93 |
| 2 | 1337 | 79.0 | 440.0 | 14.15 |
| 3 | 1926 | 117.0 | 740.0 | 18.23 |
| 4 | 1006 | 60.0 | 560.0 | 9.33 |
| 5 | 598 | 53.0 | 900.0 | 6.77 |
| 6 | 1234 | 83.0 | 220.0 | 19.56 |
| 7 | 1068 | 81.0 | 760.0 | 11.80 |
| 8 | 711 | 75.0 | 500.0 | 12.69 |
| 9 | 1055 | 56.0 | 822.5 | 7.47 |

TABLA 1

REVISIÓN HIDROLÓGICA DE LA PASEA FRANCISCO I. MADERO, ENH.
REGISTRO DE LLUVIAS MÁXIMAS ANUALES EN 24 HORAS [5]

| AÑO | COAHUILLOS | DELICIAS | VILLALBA | OSORIO RÍOCHIT | VALERIO | SANJOAQUÍN | EL MADERO | RAMÓN EL SITO | VICTORIA TRES HERAZOS | LOS GALINOS | COAHUILA LAZARUS CAHUENAS | FRANZISCA CAHUAL | SAN LORENZO | MINUAT | CRISTÓBAL | PIEDRA DINAMITA | SAJALCO | CAHUILLO | SAN JESÚS |
|------|------------|----------|----------|----------------|---------|------------|-----------|---------------|-----------------------|-------------|---------------------------|------------------|-------------|--------|-----------|-----------------|---------|----------|-----------|
| 1928 | 72.0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1929 | 33.0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1930 | 33.0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1931 | SUSP. | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1932 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1933 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1934 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1935 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1936 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1937 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1938 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1940 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1941 | 52.0 | 52.0 | 40.0 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1942 | | 62.0 | 33.0 | 56.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1943 | | 41.0 | 57.0 | 57.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1944 | | 41.0 | 52.0 | 36.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1945 | | 56.0 | 56.0 | 70.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1946 | | 44.0 | 42.0 | 31.0 | 65.0 | | | | | | | | | | | | | | |
| 1947 | | 55.0 | 57.0 | SUSP. | 29.0 | 16.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 1948 | | 25.0 | 31.0 | | 25.0 | 19.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 1949 | | 52.0 | 55.0 | | 41.0 | 37.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 1950 | | 23.0 | 33.0 | | 30.0 | 4.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 1951 | | 9.0 | 16.0 | | 45.0 | 19.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 1952 | | 51.0 | 43.0 | | 27.0 | SUSP. | | | | | | | | | | | | | |
| 1953 | | 32.0 | 23.0 | | 44.0 | | | | | | | | | | | | | | |
| 1954 | | 27.0 | 36.0 | | SUSP. | | | | | | | | | | | | | | |
| 1955 | | 41.0 | 36.0 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1956 | | 12.0 | 23.0 | | 37.0 | 24.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 1957 | | 26.0 | 72.0 | | 23.0 | 37.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 1958 | | 41.0 | 47.0 | | 46.0 | 36.0 | | | | | | | | | | | | | |
| 1959 | | 35.0 | 23.0 | | 32.0 | 61.0 | 33.0 | 20.0 | 27.0 | | | | | | | | | | |
| 1960 | | 25.0 | 40.0 | | 47.0 | 31.0 | 26.0 | 40.0 | -- | 33.0 | 63.0 | | | | | | | | |
| 1961 | | 24.0 | 34.0 | | 46.0 | 45.0 | 37.0 | 26.0 | -- | 34.0 | 40.0 | 22.0 | 31.0 | | | | | | |
| 1962 | | 26.0 | 35.0 | | 26.0 | 31.0 | 23.0 | SUSP. | 20.0 | 26.0 | 60.0 | 51.0 | 31.0 | 21.0 | | | | | |
| 1963 | | 21.0 | 22.0 | | 43.0 | 42.0 | 42.0 | | 36.0 | 32.0 | 41.0 | 49.0 | 35.0 | 42.0 | | | | | |
| 1964 | | 27.0 | 24.0 | | 54.0 | 34.0 | 34.0 | | 22.0 | 22.0 | 31.0 | -- | 40.0 | 26.0 | 40.0 | | | | |
| 1965 | | 27.0 | 32.0 | | 40.0 | 35.0 | -- | | 20.0 | 28.0 | 20.0 | 47.0 | 28.0 | 53.0 | 60.0 | | | | |
| 1966 | | -- | 32.0 | | 62.0 | 60.0 | 70.0 | | | 36.0 | 70.0 | 46.0 | 47.0 | 117.0 | 50.0 | | | | |
| 1967 | | -- | 37.0 | | 26.0 | 29.0 | 25.0 | | | 34.0 | -- | 37.0 | 40.0 | 34.0 | 55.0 | | | | |
| 1968 | | 56.0 | 41.0 | | 68.0 | 54.0 | 75.0 | | | 47.0 | -- | 32.0 | 29.0 | 73.0 | 49.0 | 30.0 | | | |
| 1969 | | 27.0 | 27.0 | | 42.0 | 56.0 | | | | -- | -- | 34.0 | 40.0 | 44.0 | 40.0 | 25.0 | | | |
| 1970 | | 43.0 | 39.0 | | 50.0 | 40.0 | | | | 37.0 | -- | 35.0 | 36.0 | 26.0 | 45.0 | 25.0 | | | |
| 1971 | | 27.0 | 27.0 | | 42.0 | 61.0 | | | | 26.0 | 26.0 | 50.0 | 36.0 | 56.0 | 52.0 | 27.0 | | | |
| 1972 | | 24.0 | 43.0 | | 50.0 | 61.0 | | | | 36.0 | 70.0 | 24.0 | 77.0 | 26.0 | 50.0 | 52.0 | | | |
| 1973 | | 47.0 | 44.0 | | 26.0 | 69.0 | | | | 41.0 | 20.0 | 34.0 | 34.0 | 57.0 | 111.0 | 42.0 | | | |
| 1974 | | 57.0 | 47.0 | | 42.0 | 32.0 | | | | 37.0 | 70.0 | 32.0 | 36.0 | 65.0 | 63.0 | 25.0 | 36.0 | | |
| 1975 | | 29.0 | 66.0 | | 40.0 | 43.0 | | | | 33.0 | 53.0 | 55.0 | 34.0 | 36.0 | 46.0 | 31.0 | 15.0 | | |
| 1976 | | 64.0 | 46.0 | | 22.0 | 74.0 | | | | 26.0 | 59.0 | 49.0 | 36.0 | 36.0 | 53.0 | 30.0 | 29.0 | | |
| 1977 | | 42.0 | 34.0 | | 42.0 | 37.0 | | | | | 64.0 | 36.0 | 46.0 | 40.0 | 36.0 | 43.0 | 26.0 | | |
| 1978 | | 40.0 | 52.0 | | 40.0 | 64.0 | | | | | 49.0 | 66.0 | 42.0 | 60.0 | 80.0 | 25.0 | | | |
| 1979 | | 40.0 | 64.0 | | 44.0 | 56.0 | | | | | 52.0 | 51.0 | 37.0 | 73.0 | 37.0 | 32.0 | | | |
| 1980 | | 53.0 | 36.0 | | 46.0 | 41.0 | | | | | 51.0 | 33.0 | 60.0 | 40.0 | 69.0 | 22.0 | | | |
| 1981 | | 25.0 | 62.0 | | 44.0 | 60.0 | | | | | 50.0 | 32.0 | | 51.0 | 36.0 | | | | |
| 1982 | | 29.0 | 25.0 | | 21.0 | 24.0 | | | | | 36.0 | 30.0 | 28.0 | 26.0 | 27.0 | 21.0 | | | |

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

ALTURAS DE LLUVIA MEDIA (hp en mm)

| Tr (AÑOS) | S U B C U E N C A S | | | | | | | | |
|--------------|---------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
| 10 | 76 | 73 | 65 | 69 | 59 | 75 | 61 | 58 | 55 |
| 20 | 88 | 85 | 75 | 79 | 67 | 87 | 69 | 66 | 62 |
| 30 | 95 | 91 | 80 | 86 | 71 | 94 | 73 | 70 | 66 |
| 50 | 104 | 99 | 87 | 93 | 77 | 103 | 79 | 75 | 72 |
| 100 | 115 | 110 | 96 | 103 | 85 | 115 | 87 | 82 | 79 |
| 500 | 142 | 136 | 117 | 127 | 103 | 144 | 105 | 99 | 95 |
| 1000 | 154 | 147 | 126 | 137 | 111 | 156 | 113 | 106 | 102 |
| 10000 | 193 | 184 | 156 | 172 | 137 | 196 | 139 | 130 | 125 |
| PMP | 391 | 442 | 405 | 277 | 257 | 392 | 327 | 310 | 365 |

TABLA 3

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.
REGISTRO DE GASTOS MAXIMOS ANUALES EN (m3/seg)

| AÑO | VILLALBA, CHIH. |
|------|-----------------|
| 1939 | 259.0 |
| 1949 | 347.0 |
| 1941 | 470.0 |
| 1942 | 748.0 |
| 1943 | 310.0 |
| 1944 | 307.0 |
| 1945 | 732.0 |
| 1946 | 800.0 |
| 1947 | 307.0 |
| 1948 | 104.0 |
| 1949 | 622.0 |
| 1950 | 256.0 |
| 1951 | 103.0 |
| 1952 | 1400.0 |
| 1953 | 325.0 |
| 1954 | 526.0 |
| 1955 | 719.0 |
| 1956 | 323.0 |
| 1957 | 290.0 |
| 1958 | 1209.0 |
| 1959 | 755.0 |
| 1960 | 716.0 |
| 1961 | 199.0 |
| 1962 | 263.0 |
| 1963 | 249.0 |
| 1964 | 136.0 |
| 1965 | 340.0 |
| 1966 | 1625.0 |
| 1967 | 485.0 |
| 1968 | 883.0 |
| 1969 | 129.0 |
| 1970 | 408.0 |
| 1971 | 563.0 |
| 1972 | 690.0 |
| 1973 | 511.0 |
| 1974 | 2570.0 |
| 1975 | 785.0 |
| 1976 | 543.0 |
| 1977 | 278.0 |
| 1978 | 4432.0 |
| 1979 | 486.0 |
| 1980 | 696.0 |
| 1981 | 788.0 |
| 1982 | 55.0 |

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MACERO, CHIH.

GASTOS MAXIMOS PROBABLES
 METODOS PROBABILISTICOS
 (m³/seg)

ESTACION VILLALBA

| Tr (AÑOS) | GUMBEL SIMPLE | GUMBEL DOBLE | LOG PEARSON III |
|--------------|------------------|-----------------|-----------------|
| 10 | 1822 | 1340 | 1335 |
| 20 | 2234 | 2285 | 1878 |
| 30 | 2532 | 2804 | 2366 |
| 50 | 2888 | 3403 | 2814 |
| 100 | 3312 | 4170 | 3718 |
| 500 | 4336 | 5872 | 5895 |
| 1000 | 4849 | 6594 | 8516 |
| 10000 | 6357 | 8982 | 18359 |

TABLA 5

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

GASTOS TRANSPORTADOS DE LA ESTACION HIDROMETRICA VILLALBA
A LA PRESA FRANCISCO I. MADERO
(m³/seg)

| | POR RELACION LINEAL DE AREAS | | | POR EL COEFICIENTE DE CREAGER | | |
|-------|------------------------------|-----------------|--------------------|-------------------------------|-----------------|--------------------|
| | GUMBEL SIMPLE | GUMBEL DOBLE | LOG PEARSON III | GUMBEL SIMPLE | GUMBEL DOBLE | LOG PEARSON III |
| 10 | 2014 | 1481 | 1475 | 1895 | 1383 | 1329 |
| 20 | 2524 | 2526 | 2076 | 2376 | 2358 | 1953 |
| 30 | 2820 | 3099 | 2615 | 2654 | 2894 | 2461 |
| 50 | 3192 | 3762 | 3110 | 3004 | 3512 | 2927 |
| 100 | 3694 | 4609 | 4109 | 3476 | 4303 | 3867 |
| 500 | 4858 | 6491 | 6515 | 4572 | 6060 | 6131 |
| 1000 | 5359 | 7289 | 9522 | 5044 | 6805 | 8962 |
| 10000 | 7026 | 9929 | 20290 | 6612 | 9269 | 19095 |

TABLA 6

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

GASTOS MAXIMOS DE ENTRADA A LA PRESA FRANCISCO I. MADERO
(m³/seg)

CUENCA TOTAL

| T_r (AÑOS) | N | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 |
|-----------------|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 10 | | 21 | 113 | 287 | 537 | 865 | 1272 | 1768 | 2362 | 3072 | 3924 |
| 20 | | 89 | 262 | 520 | 859 | 1277 | 1776 | 2363 | 3049 | 3845 | 4773 |
| 30 | | 153 | 374 | 681 | 1070 | 1540 | 2090 | 2729 | 3462 | 4304 | 5269 |
| 50 | | 256 | 537 | 908 | 1359 | 1891 | 2503 | 3202 | 3993 | 4887 | 5895 |
| 100 | | 434 | 799 | 1251 | 1799 | 2401 | 3094 | 3870 | 4732 | 5689 | 6751 |
| 500 | | 995 | 1652 | 2196 | 2917 | 3709 | 4573 | 5507 | 6513 | 7595 | 8756 |
| 1000 | | 1293 | 1932 | 2656 | 3453 | 4319 | 5248 | 6244 | 7304 | 8431 | 9626 |
| 10000 | | 2490 | 3397 | 4373 | 5404 | 6489 | 7618 | 8788 | 10000 | 11251 | 12541 |
| PMP | | 10836 | 12551 | 14196 | 15771 | 17278 | 18720 | 20100 | 21421 | 22686 | 23899 |

TABLA 7

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

RESULTADOS HASTA LA ESTACION HIDROMETRICA VILLALBA

MODELO PRECIPITACION-ESCURRIMIENTO

(m³/seg)

| Tr (AÑOS) | N | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 |
|--------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|----|
| 10 | 18 | 97 | 247 | 463 | 745 | 1096 | 1523 | 2035 | 2647 | 3381 | |
| 20 | 77 | 226 | 448 | 740 | 1100 | 1530 | 2036 | 2627 | 3313 | 4112 | |
| 30 | 132 | 322 | 587 | 922 | 1327 | 1801 | 2351 | 2983 | 3708 | 4540 | |
| 50 | 221 | 463 | 782 | 1171 | 1629 | 2157 | 2759 | 3440 | 4211 | 5080 | |
| 100 | 374 | 688 | 1078 | 1550 | 2069 | 2666 | 3334 | 4077 | 4902 | 5817 | |
| 500 | 857 | 1337 | 1892 | 2513 | 3196 | 3940 | 4745 | 5612 | 6544 | 7544 | |
| 1000 | 1114 | 1665 | 2288 | 2975 | 3721 | 4522 | 5380 | 6293 | 7264 | 8294 | |
| 10000 | 2145 | 2927 | 3768 | 4656 | 5591 | 6564 | 7572 | 8616 | 9694 | 10805 | |

TABLA 8

REVISIÓN HIDROLÓGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

ECUACION REGIONAL IV

S = 0.0053
 P = 391.6 mm
 PA = 63.0 mm
 L = 214.0 km
 A = 10461.0 km²

AA = -142.60
 BB = 121.37

| Tr (AÑOS) | Q MAX. (m ³ /seg) |
|--------------|---------------------------------|
| 10 | 442 |
| 20 | 545 |
| 30 | 604 |
| 50 | 678 |
| 100 | 777 |
| 500 | 1007 |
| 1000 | 1106 |
| 10000 | 1435 |

TABLA 9

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

ENVOLVENTES REGIONALES Y MUNDIALES

Q (m³/seg)

| | CREAGER | LOWRY |
|----------|---------|-------|
| REGIONAL | 1817 | 2192 |
| MUNDIAL | 14647 | 15823 |

TABLA 10

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.
CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS

| CUENCA | AREA (km ²) | LONGITUD (km) | DESNIVEL (m) | TIEMPO DE CONCENTRACION (horas) |
|--------|----------------------------|------------------|-----------------|---------------------------------------|
| PBD | 1634 | 53.0 | 500.0 | 8.50 |
| PSR | 2839 | 53.5 | 140.0 | 14.00 |

TABLA 11

REVISIÓN HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

ALTURAS DE LLUVIA MEDIA PARA LAS CUENCAS DE LAS PRESAS
PROPUESTAS (hp en mm)

| Tr (AÑOS) | PBD | PSA |
|--------------|-----|-----|
| 10 | 79 | 75 |
| 20 | 91 | 87 |
| 30 | 98 | 94 |
| 50 | 107 | 103 |
| 100 | 118 | 116 |
| 500 | 145 | 144 |
| 1000 | 156 | 156 |
| 10000 | 195 | 196 |
| PMP | 400 | 380 |

TABLA 12

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.
 GASTOS OBTENIDOS HASTA LA PRESA DE PROYECTO BELISARIO DOMINGUEZ
 (DENTRO DE LA SUBCUENCA 3) en m³/seg
 MODELO PRECIPITACION-ESCURRIMIENTO

| Tr (AÑOS) | N | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 |
|--------------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|----|
| 10 | 29 | 92 | 186 | 307 | 457 | 635 | 845 | 1089 | 1373 | 1702 | |
| 20 | 79 | 177 | 305 | 462 | 648 | 863 | 1108 | 1386 | 1700 | 2055 | |
| 30 | 119 | 236 | 385 | 563 | 769 | 1003 | 1267 | 1563 | 1893 | 2262 | |
| 50 | 178 | 321 | 495 | 698 | 929 | 1187 | 1474 | 1791 | 2139 | 2523 | |
| 100 | 274 | 452 | 660 | 896 | 1159 | 1449 | 1764 | 2106 | 2477 | 2878 | |
| 500 | 560 | 817 | 1101 | 1410 | 1742 | 2095 | 2469 | 2862 | 3276 | 3710 | |
| 1000 | 707 | 996 | 1313 | 1651 | 2011 | 2388 | 2784 | 3196 | 3625 | 4070 | |
| 10000 | 1277 | 1674 | 2088 | 2517 | 2958 | 3408 | 3866 | 4330 | 4801 | 5277 | |
| PMP | 5635 | 6470 | 7260 | 8010 | 8720 | 9395 | 10040 | 10645 | 11225 | 11775 | |

TABLA 13

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

GASTOS OBTENIDOS HASTA LA PRESA DE PROYECTO SAN RAFAEL
(DENTRO DE LA SUBCUENCA b) en m³/seg

MODELO PRECIPITACION-ESCURRIMIENTO

| Tr (AÑOS) | N | 45 | 50 | 55 | 60 | 65 | 70 | 75 | 80 | 85 | 90 |
|--------------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|----|
| 10 | 9 | 45 | 113 | 211 | 339 | 497 | 669 | 919 | 1194 | 1524 | |
| 20 | 38 | 107 | 209 | 342 | 506 | 701 | 930 | 1197 | 1506 | 1866 | |
| 30 | 64 | 153 | 275 | 429 | 613 | 829 | 1078 | 1364 | 1692 | 2067 | |
| 50 | 108 | 221 | 368 | 547 | 757 | 997 | 1271 | 1580 | 1928 | 2320 | |
| 100 | 184 | 331 | 512 | 725 | 968 | 1241 | 1546 | 1884 | 2257 | 2671 | |
| 500 | 417 | 642 | 899 | 1185 | 1500 | 1841 | 2209 | 2602 | 3025 | 3476 | |
| 1000 | 542 | 800 | 1089 | 1406 | 1749 | 2116 | 2508 | 2923 | 3363 | 3828 | |
| 10000 | 1041 | 1406 | 1796 | 2207 | 2636 | 3082 | 3542 | 4015 | 4505 | 5007 | |
| PMP | 5225 | 6000 | 6730 | 7425 | 8085 | 8710 | 9310 | 9870 | 10405 | 10920 | |

TABLA 14

REVISIÓN HIDROLÓGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.
 ESTACION HIDROMÉTRICA VILLALBA
 ESCURRIMIENTO MENSUAL (Mm³)

| AÑO | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC | ANUAL |
|-----------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|----------|
| 1961 | 6.30 | 5.20 | 2.60 | 1.78 | 1.54 | 6.03 | 35.79 | 45.74 | 27.89 | 5.94 | 4.08 | 3.18 | 146.07 |
| 1962 | 3.99 | 3.22 | 2.48 | 1.54 | 0.68 | 0.59 | 12.11 | 9.83 | 69.32 | 35.38 | 5.50 | 4.52 | 179.16 |
| 1963 | 4.33 | 3.33 | 2.41 | 1.21 | 1.86 | 5.73 | 29.03 | 66.78 | 103.75 | 33.40 | 9.77 | 7.26 | 268.86 |
| 1964 | 5.21 | 3.73 | 3.32 | 1.95 | 4.98 | 6.27 | 11.27 | 32.78 | 30.57 | 5.53 | 2.73 | 4.46 | 112.79 |
| 1965 | 4.11 | 3.35 | 2.66 | 1.39 | 1.62 | 8.86 | 3.48 | 54.90 | 70.11 | 5.53 | 3.10 | 5.08 | 169.19 |
| 1966 | 3.98 | 3.59 | 2.56 | 2.76 | 9.80 | 138.81 | 57.05 | 335.60 | 206.00 | 15.95 | 10.03 | 6.22 | 792.35 |
| 1967 | 5.48 | 4.18 | 3.82 | 1.95 | 1.39 | 14.16 | 21.84 | 35.30 | 112.68 | 18.69 | 6.06 | 4.84 | 230.39 |
| 1968 | 4.80 | 4.62 | 4.01 | 3.88 | 2.00 | 2.03 | 305.52 | 151.47 | 282.36 | 17.56 | 9.89 | 8.23 | 796.36 |
| 1969 | 6.78 | 4.74 | 4.15 | 2.80 | 1.67 | 1.84 | 58.33 | 15.00 | 12.53 | 7.13 | 4.27 | 4.26 | 123.50 |
| 1970 | 3.54 | 3.72 | 3.15 | 1.46 | 1.03 | 3.92 | 37.97 | 59.14 | 88.11 | 45.52 | 7.03 | 5.40 | 259.99 |
| 1971 | 4.56 | 3.66 | 3.24 | 1.84 | 1.40 | 1.90 | 37.25 | 93.90 | 31.50 | 135.06 | 10.00 | 7.47 | 331.78 |
| 1972 | 6.13 | 4.77 | 3.43 | 1.84 | 1.85 | 34.69 | 48.18 | 205.86 | 174.01 | 15.29 | 11.35 | 8.31 | 515.71 |
| 1973 | 3.05 | 4.18 | 3.20 | 1.81 | 46.88 | 0.75 | 168.50 | 510.60 | 146.58 | 5.13 | 2.70 | 2.54 | 895.92 |
| 1974 | 5.10 | 3.95 | 3.59 | 1.99 | 1.07 | 0.93 | 25.36 | 69.46 | 482.24 | 39.26 | 14.06 | 9.24 | 656.35 |
| 1975 | 7.82 | 5.65 | 5.10 | 3.60 | 2.32 | 3.88 | 140.30 | 93.50 | 95.44 | 10.74 | 6.80 | 6.95 | 382.10 |
| 1976 | 5.95 | 3.92 | 3.79 | 3.06 | 3.01 | 5.24 | 82.01 | 44.24 | 214.95 | 12.32 | 9.35 | 6.77 | 394.61 |
| 1977 | 6.29 | 5.03 | 4.43 | 3.00 | 1.80 | 17.83 | 55.93 | 9.16 | 7.54 | 47.30 | 3.93 | 4.70 | 166.94 |
| 1978 | 4.55 | 3.83 | 3.60 | 1.70 | 2.13 | 25.90 | 11.43 | 152.39 | 460.77 | 47.13 | 16.75 | 9.18 | 739.36 |
| 1979 | 9.02 | 6.00 | 5.50 | 4.51 | 2.92 | 6.01 | 48.67 | 186.52 | 17.28 | 6.14 | 5.71 | 5.97 | 304.25 |
| 1980 | 5.21 | 4.46 | 3.60 | 2.65 | 1.65 | 1.35 | 2.40 | 44.24 | 236.49 | 27.35 | 5.33 | 9.33 | 344.06 |
| 1981 | 92.25 | 61.58 | 46.52 | 47.16 | 44.49 | 200.63 | 240.76 | 3847.62 | 3384.05 | 394.41 | 90.72 | 75.83 | 8527.02 |
| 1982 | 84.58 | 56.26 | 59.49 | 32.18 | 16.50 | 17.90 | 52.46 | 185.52 | 75.12 | 30.04 | 39.44 | 70.81 | 720.30 |
| SUMA | 284.03 | 202.97 | 176.75 | 125.06 | 152.59 | 505.25 | 1520.64 | 6352.79 | 6329.29 | 960.80 | 278.60 | 270.55 | 17057.06 |
| MAX. | 93.25 | 61.58 | 59.49 | 47.16 | 46.88 | 200.63 | 305.52 | 3847.62 | 3384.05 | 394.41 | 90.72 | 75.83 | 8527.02 |
| MIN. | 3.05 | 3.22 | 2.41 | 1.21 | 0.68 | 0.59 | 2.40 | 9.16 | 7.54 | 5.13 | 2.70 | 2.54 | 112.79 |
| \bar{x} | 12.91 | 9.23 | 8.03 | 5.73 | 6.94 | 22.97 | 69.12 | 288.76 | 287.70 | 43.67 | 12.66 | 12.30 | 775.32 |
| Sx | 2.84 | 2.85 | 2.93 | 3.03 | 2.53 | 2.88 | 1.91 | 804.51 | 687.91 | 81.34 | 18.64 | 19.40 | 1709.15 |
| γ | 2.84 | 2.85 | 2.93 | 3.03 | 2.53 | 2.88 | 1.91 | 4.10 | 4.12 | 3.67 | 3.43 | 2.80 | 4.22 |

REVISIÓN HIDROLÓGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

ESCURRIMIENTOS MENSUALES EN LA PRESA BELISARIO DOMÍNGUEZ,
GENERADOS A PARTIR DE LA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA VILLALBA (Mm³)

| AÑO | ENE | FEB | MAR | ABRI | MAY | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC | ANUAL |
|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|---------|---------|--------|-------|-------|---------|
| 1961 | 1.45 | 0.84 | 0.01 | 0.00 | 0.00 | 1.26 | 7.44 | 9.70 | 7.53 | 14.73 | 0.80 | 0.00 | 43.46 |
| 1962 | 0.04 | 0.00 | 0.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 7.55 | 0.45 | 15.68 | 8.86 | 0.01 | 1.30 | 33.39 |
| 1963 | 0.02 | 0.01 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 5.33 | 9.71 | 21.85 | 6.20 | 0.03 | 0.05 | 44.10 |
| 1964 | 0.00 | 0.05 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.90 | 2.23 | 7.76 | 3.09 | 1.95 | 0.00 | 1.20 | 17.18 |
| 1965 | 0.00 | 0.01 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 2.39 | 1.07 | 4.65 | 8.78 | 0.00 | 0.00 | 0.47 | 17.38 |
| 1966 | 0.03 | 1.07 | 0.00 | 0.00 | 1.41 | 15.23 | 12.97 | 80.54 | 28.81 | 0.00 | 33.72 | 38.62 | 212.40 |
| 1967 | 1.94 | 0.46 | 0.01 | 0.00 | 0.22 | 1.76 | 3.73 | 5.39 | 22.19 | 3.51 | 0.23 | 0.87 | 40.31 |
| 1968 | 0.47 | 0.20 | 0.01 | 0.01 | 0.02 | 0.50 | 31.82 | 20.62 | 50.99 | 4.66 | 0.53 | 1.61 | 111.44 |
| 1969 | 1.26 | 0.02 | 0.04 | 0.00 | 0.25 | 0.00 | 0.18 | 0.02 | 0.04 | 0.01 | 0.00 | 0.02 | 1.84 |
| 1970 | 0.00 | 0.17 | 0.00 | 0.00 | 0.31 | 1.00 | 8.04 | 10.15 | 10.35 | 15.82 | 2.98 | 1.86 | 50.68 |
| 1971 | 0.00 | 0.04 | 0.00 | 0.01 | 0.00 | 0.00 | 4.88 | 13.16 | 7.01 | 8.58 | 4.22 | 0.68 | 38.58 |
| 1972 | 1.04 | 0.00 | 0.53 | 0.00 | 0.50 | 5.51 | 7.98 | 45.32 | 38.00 | 1.70 | 1.69 | 0.13 | 102.40 |
| 1973 | 0.26 | 0.70 | 0.01 | 0.43 | 6.37 | 0.16 | 24.79 | 85.57 | 31.99 | 1.66 | 1.17 | 0.00 | 153.11 |
| 1974 | 0.14 | 1.72 | 0.03 | 0.00 | 0.28 | 0.22 | 3.97 | 8.41 | 114.81 | 8.67 | 1.85 | 1.41 | 141.51 |
| 1975 | 1.80 | 1.00 | 0.00 | 0.03 | 0.29 | 0.86 | 27.09 | 20.16 | 17.06 | 0.75 | 0.06 | 0.76 | 69.86 |
| 1976 | 0.69 | 0.03 | 0.00 | 0.63 | 0.38 | 0.01 | 14.64 | 9.54 | 48.54 | 1.58 | 1.02 | 0.57 | 78.35 |
| 1977 | 0.64 | 0.10 | 0.65 | 0.02 | 0.02 | 2.75 | 10.17 | 1.24 | 1.13 | 9.60 | 0.09 | 0.01 | 26.42 |
| 1978 | 0.17 | 0.09 | 0.49 | 0.01 | 0.44 | 1.50 | 1.97 | 26.87 | 84.28 | 10.72 | 0.02 | 0.69 | 127.35 |
| 1979 | 0.39 | 0.06 | 1.27 | 0.39 | 0.14 | 0.91 | 10.79 | 32.10 | 2.84 | 0.00 | 0.00 | 0.62 | 49.51 |
| 1980 | 1.88 | 0.71 | 0.06 | 0.03 | 0.20 | 0.11 | 0.59 | 8.05 | 37.98 | 2.22 | 1.44 | 0.84 | 54.11 |
| 1981 | 18.57 | 11.68 | 11.52 | 7.47 | 2.61 | 24.59 | 47.66 | 837.56 | 789.47 | 34.61 | 0.31 | 24.23 | 1810.28 |
| 1982 | 17.02 | 5.04 | 0.00 | 3.01 | 0.07 | 6.00 | 6.83 | 22.78 | 23.53 | 0.00 | 7.34 | 16.76 | 108.98 |
| SUMA | 47.21 | 24.30 | 14.67 | 12.06 | 13.51 | 67.66 | 241.72 | 1259.76 | 1365.95 | 135.83 | 57.51 | 93.00 | 3333.18 |
| MAX. | 18.57 | 11.68 | 11.52 | 7.47 | 6.37 | 24.59 | 47.66 | 837.56 | 789.47 | 34.61 | 33.72 | 38.62 | 1810.28 |
| MIN. | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.18 | 0.02 | 0.04 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.84 |
| \bar{x} | 2.15 | 1.10 | 0.67 | 0.55 | 0.61 | 3.08 | 10.99 | 57.26 | 62.09 | 6.17 | 2.61 | 4.23 | 151.51 |
| S | 4.99 | 2.89 | 2.39 | 1.64 | 1.38 | 5.72 | 11.60 | 171.77 | 161.08 | 7.84 | 7.00 | 9.49 | 365.57 |
| γ | 2.77 | 3.28 | 4.29 | 3.56 | 3.38 | 2.80 | 1.72 | 4.24 | 4.17 | 2.17 | 3.97 | 2.65 | 4.23 |

TABLA 16

REVISIÓN HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

ESCURRIMIENTOS MENSUALES EN LA PRESA SAN RAFAEL,
GENERADOS A PARTIR DE LA ESTACION HIDROMETRICA VILLALBA (mm)

| AÑO | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC | ANUAL |
|-----------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|---------|---------|--------|--------|--------|---------|
| 1951 | 1.98 | 2.48 | 1.21 | 0.34 | 0.23 | 1.09 | 12.58 | 14.16 | 8.40 | 2.38 | 1.50 | 1.11 | 48.26 |
| 1962 | 2.58 | 0.04 | 2.48 | 0.01 | 0.00 | 0.12 | 14.71 | 1.99 | 22.32 | 10.46 | 1.70 | 1.44 | 57.85 |
| 1963 | 2.64 | 1.91 | 0.00 | 0.00 | 0.29 | 1.47 | 10.36 | 20.01 | 26.21 | 6.72 | 19.26 | 5.90 | 94.69 |
| 1964 | 0.09 | 3.17 | 1.54 | 0.67 | 0.84 | 2.15 | 3.11 | 9.72 | 10.20 | 1.43 | 0.00 | 1.25 | 34.17 |
| 1965 | 0.52 | 1.13 | 0.00 | 0.00 | 0.05 | 2.28 | 2.58 | 14.32 | 22.39 | 2.14 | 0.60 | 1.27 | 47.28 |
| 1966 | 3.04 | 1.04 | 3.00 | 0.01 | 2.45 | 30.68 | 24.96 | 125.93 | 72.07 | 1.28 | 4.33 | 4.91 | 270.70 |
| 1967 | 1.99 | 3.13 | 1.62 | 0.00 | 0.76 | 4.83 | 7.91 | 12.95 | 34.35 | 10.60 | 4.91 | 3.10 | 86.15 |
| 1968 | 3.01 | 1.99 | 1.28 | 0.99 | 1.64 | 0.71 | 56.87 | 44.59 | 96.96 | 6.38 | 4.47 | 3.17 | 222.06 |
| 1969 | 3.12 | 2.83 | 3.43 | 0.00 | 0.31 | 0.06 | 2.35 | 4.39 | 4.13 | 2.49 | 0.19 | 2.51 | 25.81 |
| 1970 | 0.42 | 1.12 | 0.34 | 0.32 | 0.41 | 0.76 | 11.65 | 21.51 | 30.04 | 10.41 | 1.89 | 2.04 | 80.91 |
| 1971 | 0.00 | 3.64 | 0.00 | 0.97 | 9.08 | 8.63 | 11.25 | 31.90 | 9.89 | 47.12 | 2.67 | 1.21 | 109.36 |
| 1972 | 1.67 | 0.00 | 1.10 | 0.00 | 0.53 | 7.83 | 15.60 | 60.85 | 48.71 | 5.50 | 3.69 | 4.83 | 150.31 |
| 1973 | 1.08 | 1.40 | 1.04 | 0.61 | 7.37 | 0.25 | 47.67 | 130.62 | 48.28 | 1.54 | 0.80 | 0.75 | 241.41 |
| 1974 | 1.75 | 1.18 | 0.50 | 0.00 | 0.37 | 0.29 | 7.17 | 20.26 | 132.72 | 10.37 | 4.64 | 2.72 | 181.97 |
| 1975 | 1.79 | 0.95 | 0.00 | 3.78 | 0.20 | 1.06 | 47.71 | 33.19 | 26.25 | 9.31 | 7.15 | 0.62 | 132.01 |
| 1976 | 2.23 | 4.12 | 0.00 | 1.43 | 0.51 | 1.90 | 23.39 | 12.35 | 66.55 | 3.99 | 3.10 | 2.04 | 121.61 |
| 1977 | 3.11 | 0.07 | 2.42 | 0.35 | 1.06 | 4.33 | 20.40 | 3.48 | 2.53 | 13.73 | 2.03 | 5.51 | 59.12 |
| 1978 | 1.11 | 3.53 | 1.56 | 1.10 | 0.57 | 5.98 | 4.30 | 48.20 | 125.67 | 2.02 | 1.35 | 5.32 | 200.71 |
| 1979 | 4.47 | 3.32 | 2.07 | 0.80 | 1.05 | 1.31 | 14.72 | 48.48 | 5.46 | 0.00 | 1.76 | 2.84 | 86.28 |
| 1980 | 1.83 | 1.12 | 2.38 | 1.72 | 0.25 | 0.51 | 0.85 | 12.97 | 73.54 | 5.45 | 1.63 | 2.52 | 104.77 |
| 1981 | 25.52 | 22.74 | 13.91 | 12.84 | 10.26 | 63.03 | 84.61 | 1072.67 | 1066.49 | 130.61 | 29.16 | 34.44 | 2566.28 |
| 1982 | 25.21 | 15.63 | 0.00 | 10.30 | 0.66 | 5.57 | 15.73 | 29.19 | 30.91 | 0.81 | 16.79 | 22.33 | 173.13 |
| SUMA | 89.16 | 76.54 | 36.88 | 36.24 | 29.88 | 137.64 | 44.48 | 1773.73 | 1964.07 | 284.74 | 113.64 | 112.23 | 5094.84 |
| MAX. | 25.52 | 22.74 | 13.91 | 12.84 | 10.26 | 63.03 | 84.61 | 1072.67 | 1066.49 | 130.61 | 29.16 | 34.44 | 2566.28 |
| MIN. | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.06 | 0.85 | 1.99 | 4.13 | 0.00 | 0.60 | 0.62 | 25.81 |
| \bar{x} | 4.05 | 3.48 | 1.68 | 1.65 | 1.36 | 6.26 | 20.02 | 80.62 | 89.28 | 12.94 | 5.17 | 5.10 | 231.58 |
| Sx | 6.83 | 5.22 | 2.85 | 3.27 | 2.46 | 13.89 | 20.58 | 219.11 | 216.41 | 27.38 | 7.03 | 7.75 | 513.96 |
| γ | 2.72 | 2.79 | 3.54 | 2.61 | 2.77 | 3.31 | 1.71 | 4.20 | 4.16 | 3.66 | 2.23 | 2.91 | 4.24 |

TABLA 17

REVISIÓN HIDROLÓGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

ESCURRIMIENTOS MENSUALES EN LA PRESA BELISARIO
DOMÍNGUEZ, GENERADOS POR EL MÉTODO PROPUESTO POR LA SARH (Mm³)

| AÑO | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC | ANUAL |
|------|-------|-------|------|------|-------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|-------|---------|
| 1961 | 5.21 | 0.41 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 14.57 | 15.15 | 14.32 | 14.02 | 0.75 | 1.34 | 0.00 | 65.77 |
| 1962 | 0.03 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 12.30 | 1.09 | 19.25 | 10.42 | 0.00 | 6.01 | 56.10 |
| 1963 | 0.01 | 0.01 | 0.00 | 0.00 | 0.01 | 4.54 | 15.44 | 16.33 | 13.08 | 9.14 | 0.01 | 0.03 | 59.60 |
| 1964 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 4.18 | 15.22 | 16.04 | 5.52 | 3.33 | 0.00 | 6.40 | 50.69 |
| 1965 | 0.00 | 0.01 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 9.47 | 4.84 | 4.45 | 5.10 | 0.00 | 0.00 | 1.34 | 25.21 |
| 1966 | 0.02 | 3.46 | 0.00 | 0.00 | 5.46 | 9.35 | 13.65 | 34.99 | 9.43 | 0.00 | 0.01 | 0.03 | 81.77 |
| 1967 | 0.87 | 0.68 | 0.01 | 0.00 | 0.93 | 7.17 | 12.79 | 10.52 | 13.93 | 4.08 | 0.33 | 2.33 | 53.64 |
| 1968 | 0.98 | 0.69 | 0.02 | 0.02 | 0.02 | 7.04 | 14.72 | 13.99 | 11.47 | 3.96 | 0.20 | 1.98 | 55.09 |
| 1969 | 0.89 | 0.01 | 0.00 | 0.00 | 0.27 | 0.00 | 0.20 | 0.01 | 0.03 | 0.01 | 0.03 | 0.02 | 1.47 |
| 1970 | 0.00 | 0.58 | 0.00 | 0.00 | 0.74 | 6.22 | 13.04 | 12.43 | 10.27 | 3.50 | 0.20 | 2.01 | 48.99 |
| 1971 | 0.00 | 0.03 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.03 | 5.72 | 12.78 | 18.74 | 3.62 | 6.72 | 0.55 | 43.91 |
| 1972 | 0.32 | 0.00 | 0.40 | 0.00 | 9.49 | 8.43 | 12.89 | 34.79 | 22.71 | 0.82 | 4.16 | 0.02 | 94.03 |
| 1973 | 0.41 | 5.24 | 0.00 | 2.41 | 1.47 | 2.55 | 15.26 | 17.13 | 6.42 | 1.47 | 0.01 | 0.00 | 53.37 |
| 1974 | 0.02 | 0.01 | 0.01 | 0.00 | 2.82 | 0.27 | 14.23 | 9.90 | 48.47 | 2.41 | 2.30 | 1.61 | 82.05 |
| 1975 | 0.94 | 0.27 | 0.00 | 0.00 | 0.01 | 6.15 | 23.72 | 16.88 | 11.38 | 0.30 | 0.00 | 0.40 | 65.05 |
| 1976 | 0.02 | 0.00 | 0.00 | 0.27 | 2.41 | 10.63 | 23.75 | 8.16 | 24.77 | 1.74 | 1.89 | 1.61 | 72.25 |
| 1977 | 0.55 | 0.01 | 0.41 | 0.01 | 0.03 | 10.95 | 23.43 | 5.00 | 3.10 | 10.18 | 0.02 | 0.00 | 50.70 |
| 1978 | 0.02 | 0.02 | 0.68 | 0.03 | 2.40 | 1.18 | 7.95 | 20.77 | 34.20 | 7.88 | 0.00 | 0.57 | 75.70 |
| 1979 | 0.43 | 0.02 | 0.94 | 9.27 | 0.56 | 3.83 | 22.74 | 17.94 | 6.71 | 0.00 | 0.00 | 0.27 | 53.76 |
| 1980 | 0.27 | 0.27 | 0.02 | 0.00 | 0.01 | 0.63 | 17.30 | 16.87 | 27.01 | 1.20 | 4.68 | 0.54 | 69.35 |
| 1981 | 7.81 | 0.96 | 4.52 | 4.79 | 0.41 | 5.81 | 17.26 | 36.68 | 34.57 | 3.87 | 0.00 | 0.55 | 117.23 |
| 1982 | 3.44 | 0.14 | 0.00 | 0.41 | 0.02 | 3.83 | 5.84 | 18.23 | 7.95 | 0.00 | 2.90 | 7.54 | 53.31 |
| SUMA | 22.24 | 12.82 | 7.01 | 8.21 | 27.06 | 116.94 | 325.34 | 339.33 | 348.14 | 68.68 | 19.49 | 33.78 | 1329.04 |
| MAX. | 7.81 | 5.24 | 4.52 | 4.79 | 9.49 | 14.57 | 23.72 | 36.68 | 48.47 | 10.42 | 4.68 | 7.54 | 117.23 |
| MIN. | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.20 | 0.04 | 0.03 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 1.47 |
| X | 1.01 | 0.58 | 0.32 | 0.37 | 1.23 | 5.32 | 14.79 | 15.42 | 15.82 | 3.12 | 0.89 | 1.54 | 60.41 |
| Sx | 1.93 | 1.25 | 0.95 | 1.09 | 2.24 | 4.04 | 5.23 | 9.67 | 11.71 | 3.31 | 1.40 | 2.17 | 22.69 |
| Y | 2.49 | 2.84 | 3.91 | 3.32 | 2.53 | 0.36 | - 0.25 | 0.74 | 1.10 | 1.07 | 1.53 | 1.73 | - 0.04 |

TABLA 1B

REVISIÓN HIDROLÓGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

ESCURRIMIENTOS MENSUALES EN LA PRESA SAN RAFAEL,
GENERADOS POR EL MÉTODO PROPUERTO POR LA SAH (Mm³)

| AÑO | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC | ANUAL |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|-------|---------|
| 1961 | 8.47 | 2.27 | 0.44 | 0.50 | 0.58 | 25.90 | 30.52 | 24.86 | 18.01 | 4.06 | 3.00 | 0.54 | 119.75 |
| 1962 | 2.63 | 0.01 | 0.10 | 0.01 | 0.00 | 2.20 | 44.83 | 5.69 | 32.61 | 14.65 | 0.38 | 7.91 | 111.02 |
| 1963 | 0.88 | 1.24 | 0.00 | 0.00 | 1.51 | 5.83 | 8.00 | 40.07 | 18.67 | 11.81 | 2.34 | 3.54 | 126.89 |
| 1964 | 0.01 | 0.10 | 1.20 | 0.93 | 1.10 | 11.90 | 25.24 | 23.92 | 21.65 | 2.92 | 0.00 | 7.89 | 96.86 |
| 1965 | 0.15 | 2.05 | 0.00 | 0.00 | 0.10 | 10.74 | 13.89 | 16.29 | 15.48 | 0.04 | 0.22 | 4.29 | 63.25 |
| 1966 | 2.95 | 3.99 | 0.00 | 0.01 | 11.27 | 22.42 | 43.59 | 65.11 | 28.07 | 0.43 | 1.23 | 0.41 | 179.48 |
| 1967 | 1.07 | 5.54 | 1.89 | 0.00 | 3.84 | 23.35 | 32.19 | 30.07 | 25.67 | 14.68 | 8.57 | 9.94 | 156.81 |
| 1968 | 7.53 | 8.00 | 3.12 | 3.40 | 1.83 | 11.97 | 31.31 | 36.01 | 25.97 | 6.46 | 1.99 | 4.62 | 142.29 |
| 1969 | 2.63 | 2.56 | 0.30 | 0.00 | 0.41 | 0.20 | 30.74 | 9.68 | 4.28 | 1.82 | 1.20 | 3.23 | 57.05 |
| 1970 | 0.20 | 4.66 | 0.15 | 0.55 | 1.16 | 5.67 | 22.48 | 31.30 | 35.50 | 2.74 | 0.15 | 2.62 | 107.26 |
| 1971 | 0.00 | 3.66 | 0.00 | 0.20 | 0.41 | 8.43 | 18.47 | 36.92 | 31.44 | 23.66 | 1.09 | 1.17 | 125.44 |
| 1972 | 0.62 | 0.00 | 0.99 | 0.00 | 11.75 | 14.25 | 30.04 | 55.62 | 34.66 | 3.14 | 10.83 | 0.87 | 162.77 |
| 1973 | 2.03 | 12.49 | 0.30 | 4.05 | 2.02 | 4.75 | 37.21 | 31.13 | 11.54 | 1.61 | 0.01 | 0.45 | 107.59 |
| 1974 | 0.21 | 0.01 | 0.24 | 0.00 | 4.44 | 0.41 | 30.49 | 28.35 | 66.67 | 3.43 | 6.84 | 3.70 | 144.79 |
| 1975 | 1.11 | 0.30 | 0.00 | 0.41 | 0.01 | 9.07 | 60.24 | 33.10 | 20.85 | 4.44 | 0.20 | 0.39 | 130.12 |
| 1976 | 0.52 | 0.20 | 0.00 | 0.71 | 3.81 | 23.95 | 39.48 | 12.57 | 40.41 | 5.26 | 6.84 | 4.51 | 138.26 |
| 1977 | 3.18 | 0.01 | 1.82 | 0.31 | 1.53 | 20.51 | 48.81 | 16.64 | 8.25 | 17.32 | 0.42 | 0.01 | 118.81 |
| 1978 | 0.01 | 0.92 | 2.55 | 2.68 | 3.64 | 5.24 | 20.68 | 44.36 | 60.71 | 10.01 | 0.10 | 5.24 | 156.24 |
| 1979 | 5.89 | 1.56 | 1.83 | 0.64 | 5.04 | 6.61 | 36.88 | 32.24 | 15.36 | 0.00 | 0.92 | 1.50 | 108.47 |
| 1980 | 0.31 | 0.51 | 0.92 | 0.10 | 0.02 | 3.92 | 30.28 | 32.32 | 62.28 | 3.51 | 6.28 | 1.94 | 142.39 |
| 1981 | 12.16 | 2.13 | 6.18 | 9.33 | 1.84 | 16.89 | 34.72 | 53.23 | 52.91 | 16.53 | 0.30 | 0.89 | 207.11 |
| 1982 | 5.77 | 0.44 | 0.00 | 1.60 | 0.16 | 4.03 | 23.06 | 26.46 | 11.84 | 0.01 | 7.52 | 11.38 | 92.27 |
| SUMA | 58.43 | 52.73 | 22.03 | 25.43 | 56.47 | 241.24 | 723.15 | 686.02 | 643.43 | 148.53 | 60.42 | 77.04 | 2794.92 |
| MAX. | 12.16 | 12.49 | 6.18 | 9.33 | 11.75 | 25.90 | 60.24 | 65.11 | 66.67 | 23.66 | 10.83 | 11.38 | 207.11 |
| MIN. | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.20 | 13.89 | 5.69 | 4.28 | 0.00 | 0.00 | 0.01 | 57.05 |
| X | 2.66 | 2.40 | 1.00 | 1.16 | 2.57 | 10.97 | 32.87 | 31.18 | 29.25 | 6.75 | 2.75 | 3.50 | 127.04 |
| Sx | 3.23 | 3.03 | 1.45 | 2.11 | 3.21 | 7.83 | 10.40 | 14.41 | 17.44 | 6.61 | 3.29 | 3.19 | 34.16 |
| γ | 1.47 | 1.88 | 2.15 | 2.75 | 1.85 | 0.53 | 0.56 | 0.42 | 0.77 | 1.01 | 1.08 | 1.00 | 0.08 |

REVISIÓN HIDROLÓGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.
 ESCURRIMIENTOS MENSUALES, PRESA FRANCISCO I. MADERO
 (Mm3)

| AÑO | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC | ANUAL |
|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|--------|---------|----------|
| 1949 | 6.47 | 4.41 | 2.46 | 1.76 | 2.36 | 5.25 | 4.19 | 67.89 | 223.00 | 24.50 | 7.50 | 6.26 | 355.25 |
| 1950 | 5.56 | 3.90 | 4.08 | 4.44 | 3.02 | 12.03 | 66.98 | 34.39 | 55.92 | 21.11 | 5.25 | 6.37 | 233.04 |
| 1951 | 15.23 | 4.90 | 4.24 | 5.59 | 7.64 | 5.16 | 14.94 | 14.98 | 11.30 | 4.01 | 2.03 | 3.60 | 93.62 |
| 1952 | 4.64 | 2.58 | 2.69 | 6.46 | 4.52 | 3.04 | 235.40 | 17.69 | 16.90 | 3.91 | 2.25 | 3.73 | 303.81 |
| 1953 | 4.05 | 3.28 | 3.78 | 2.53 | 3.42 | 4.72 | 78.31 | 54.55 | 33.97 | 6.40 | 3.33 | 3.26 | 201.60 |
| 1954 | 4.29 | 3.33 | 3.13 | 4.44 | 2.14 | 15.10 | 41.67 | 175.70 | 50.76 | 61.83 | 5.83 | 4.38 | 372.60 |
| 1955 | 4.72 | 3.94 | 4.89 | 1.77 | 3.79 | 4.16 | 79.95 | 151.80 | 75.62 | 127.90 | 7.81 | 4.86 | 471.81 |
| 1956 | 5.22 | 6.12 | 6.16 | 5.65 | 4.12 | 14.21 | 5.17 | 15.00 | 37.55 | 3.22 | 3.83 | 4.21 | 110.46 |
| 1957 | 3.87 | 3.37 | 3.08 | 2.16 | 3.13 | 1.97 | 28.44 | 52.37 | 32.11 | 8.99 | 3.24 | 4.35 | 257.54 |
| 1958 | 5.52 | 4.32 | 3.72 | 2.83 | 1.92 | 4.14 | 28.35 | 76.17 | 448.30 | 245.40 | 17.34 | 10.49 | 848.50 |
| 1959 | 8.59 | 7.15 | 7.02 | 10.84 | 6.25 | 18.34 | 23.75 | 229.20 | 37.64 | 6.11 | 5.26 | 7.04 | 365.89 |
| 1960 | 12.45 | 5.61 | 6.10 | 5.58 | 5.71 | 2.10 | 149.50 | 254.00 | 53.67 | 9.48 | 8.29 | 5.96 | 519.05 |
| 1961 | 7.66 | 7.07 | 4.61 | 18.89 | 18.27 | 13.31 | 53.16 | 62.10 | 54.93 | 7.80 | 4.71 | 4.41 | 256.92 |
| 1962 | 5.05 | 4.77 | 4.28 | 8.68 | 2.48 | 2.15 | 48.59 | 17.24 | 77.97 | 37.65 | 6.01 | 4.70 | 219.87 |
| 1963 | 4.07 | 4.71 | 4.89 | 4.86 | 3.69 | 15.15 | 37.99 | 76.05 | 110.80 | 35.87 | 9.81 | 7.89 | 316.69 |
| 1964 | 5.41 | 4.74 | 7.60 | 11.69 | 14.95 | 12.15 | 18.72 | 41.04 | 39.95 | 6.06 | 3.06 | 5.61 | 170.89 |
| 1965 | 5.18 | 3.99 | 3.75 | 8.04 | 7.39 | 13.73 | 13.03 | 78.80 | 83.32 | 7.18 | 4.63 | 6.13 | 235.17 |
| 1966 | 4.98 | 4.27 | 5.10 | 7.18 | 13.95 | 192.40 | 62.77 | 352.70 | 216.20 | 19.45 | 14.29 | 12.28 | 905.58 |
| 1967 | 10.39 | 7.43 | 12.29 | 12.97 | 12.60 | 21.66 | 20.21 | 52.17 | 124.10 | 20.90 | 7.21 | 5.02 | 315.01 |
| 1968 | 10.31 | 7.84 | 10.32 | 17.45 | 9.65 | 5.63 | 324.00 | 180.30 | 432.20 | 18.28 | 15.06 | 12.25 | 1043.91 |
| 1969 | 12.03 | 15.16 | 11.52 | 20.25 | 15.88 | 9.17 | 65.79 | 19.83 | 17.27 | 9.12 | 4.91 | 5.73 | 206.66 |
| 1970 | 4.66 | 5.78 | 6.89 | 5.44 | 4.22 | 12.16 | 49.62 | 70.10 | 106.80 | 56.18 | 10.41 | 11.15 | 344.71 |
| 1971 | 5.78 | 5.45 | 11.65 | 13.40 | 8.61 | 4.53 | 44.53 | 214.80 | 44.44 | 143.30 | 12.49 | 7.63 | 516.71 |
| 1972 | 9.25 | 7.65 | 8.60 | 9.92 | 5.61 | 34.59 | 49.35 | 216.20 | 174.00 | 15.29 | 11.35 | 8.67 | 550.58 |
| 1973 | 6.30 | 7.32 | 8.20 | 14.34 | 5.34 | 1.36 | 39.64 | 141.70 | 50.50 | 8.28 | 5.87 | 5.19 | 294.04 |
| 1974 | 8.68 | 4.15 | 5.54 | 4.21 | 7.07 | 0.93 | 37.33 | 81.35 | 591.50 | 39.26 | 14.06 | 9.24 | 803.32 |
| 1975 | 7.82 | 5.65 | 5.10 | 3.60 | 2.32 | 3.88 | 140.30 | 93.50 | 95.44 | 10.74 | 6.80 | 6.95 | 382.10 |
| 1976 | 5.93 | 3.92 | 3.79 | 3.05 | 3.01 | 5.24 | 82.01 | 44.24 | 215.00 | 12.32 | 9.35 | 6.77 | 394.66 |
| 1977 | 6.29 | 5.03 | 4.43 | 3.00 | 1.80 | 17.83 | 55.93 | 9.16 | 7.54 | 47.30 | 3.93 | 4.70 | 166.94 |
| 1978 | 5.38 | 3.52 | 1.67 | 0.70 | 1.17 | 29.29 | 18.59 | 162.50 | 469.00 | 33.36 | 4.04 | 2.95 | 732.17 |
| 1979 | 1.75 | 7.60 | 2.83 | 3.51 | 4.98 | 14.18 | 63.63 | 193.70 | 18.81 | 12.38 | 3.94 | 5.60 | 332.91 |
| 1980 | 3.76 | 6.27 | 2.78 | 3.13 | 3.03 | 5.74 | 2.42 | 75.11 | 291.20 | 19.15 | 2.83 | 1.65 | 417.07 |
| 1981 | 3.37 | 10.38 | 9.48 | 9.90 | 7.37 | 13.95 | 23.06 | 227.10 | 202.10 | 30.50 | 2.71 | 1.96 | 546.88 |
| 1982 | 6.34 | 10.17 | 5.51 | 6.89 | 7.88 | 3.97 | 5.64 | 13.86 | 6.68 | 3.24 | 4.21 | 8.91 | 83.50 |
| SUMA | 221.02 | 195.78 | 192.18 | 246.16 | 207.21 | 525.32 | 2021.02 | 3567.59 | 1116.59 | 1116.47 | 233.65 | 209.90 | 12270.46 |
| MAX. | 15.23 | 15.16 | 12.29 | 20.25 | 18.23 | 192.40 | 324.00 | 352.70 | 591.50 | 245.40 | 17.34 | 12.28 | 1043.91 |
| MIN. | 1.75 | 2.58 | 1.67 | 0.70 | 1.17 | 0.93 | 2.42 | 9.16 | 6.88 | 3.22 | 2.03 | 1.65 | 83.50 |
| X | 6.52 | 5.76 | 5.65 | 7.24 | 6.15 | 15.45 | 59.46 | 104.92 | 132.55 | 32.84 | 6.87 | 6.17 | 393.25 |
| Sx | 2.85 | 2.48 | 2.78 | 5.06 | 4.33 | 31.77 | 85.23 | 148.49 | 48.44 | 4.01 | 2.66 | 2.33.67 | |
| Y | 1.21 | 1.78 | 0.92 | 1.01 | 1.26 | 5.06 | 2.56 | 0.95 | 1.63 | 2.99 | 0.99 | 0.68 | 1.12 |

TABLA 20

REVISIÓN HIDROLÓGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

EVAPORACIONES NETAS, PRESA FRANCISCO I. MADERO
(mm)

| AÑO | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC |
|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 1949 | 71 | 133 | 166 | 191 | 180 | - 19 | 35 | 112 | 31 | 100 | 41 | 81 |
| 1950 | 109 | 133 | 176 | 129 | 173 | 126 | 130 | 45 | 63 | 74 | 95 | 70 |
| 1951 | 117 | 145 | 153 | 131 | 117 | -149 | - 47 | 41 | 51 | 22 | 92 | 61 |
| 1952 | 87 | 146 | 146 | 188 | 93 | 76 | 59 | 104 | - 5 | 94 | 40 | 71 |
| 1953 | 98 | 94 | 152 | 122 | 110 | 133 | - 78 | - 21 | 85 | 34 | 94 | 82 |
| 1954 | 76 | 83 | 111 | 123 | 132 | 39 | - 40 | - 3 | 77 | 15 | 91 | 91 |
| 1955 | 52 | 104 | 87 | 118 | 156 | 134 | 109 | 34 | - 76 | - 18 | 81 | 80 |
| 1956 | 95 | 96 | 140 | 105 | 146 | - 2 | - 2 | 54 | - 88 | 92 | 101 | 74 |
| 1957 | 75 | 116 | 178 | 185 | 192 | 51 | 54 | - 24 | 78 | 78 | 101 | 105 |
| 1958 | 113 | 94 | 191 | 200 | 159 | 8 | 54 | 58 | 34 | 108 | 94 | 86 |
| 1959 | 101 | 134 | 121 | 157 | 143 | - 37 | 54 | 16 | - 48 | 12 | 81 | 60 |
| 1960 | 71 | 108 | 170 | 223 | 170 | 154 | 160 | 35 | - 34 | 94 | 60 | 79 |
| 1961 | 120 | 130 | 166 | 223 | 162 | 29 | 79 | 132 | 0 | 105 | 120 | 91 |
| 1962 | 123 | 132 | 156 | 141 | 144 | 74 | 107 | 150 | 88 | 110 | 129 | 114 |
| 1963 | 132 | 141 | 138 | 197 | 119 | 35 | 76 | 26 | - 53 | 76 | 108 | 131 |
| 1964 | 116 | 133 | 205 | 122 | 102 | - 34 | 76 | 49 | 4 | 87 | 68 | 100 |
| 1965 | 121 | 131 | 172 | 200 | 211 | 133 | 15 | - 53 | 9 | 69 | 59 | 75 |
| 1966 | 106 | 107 | 163 | 88 | 108 | 132 | 80 | 22 | 28 | - 30 | 86 | 102 |
| 1967 | 126 | 140 | 190 | 218 | 161 | 138 | - 43 | - 65 | - 88 | 6 | 36 | 85 |
| 1968 | 102 | 140 | 172 | 142 | 122 | 24 | - 52 | - 14 | 28 | 95 | 71 | 74 |
| 1969 | 92 | 116 | 175 | 157 | 170 | 76 | 118 | 109 | 56 | 59 | 84 | 85 |
| 1970 | - 16 | 100 | 182 | 107 | 70 | - 18 | - 22 | 53 | - 12 | - 6 | - 36 | 41 |
| 1971 | 66 | 85 | 141 | 55 | 105 | - 57 | 30 | - 3 | 24 | - 38 | 73 | 86 |
| 1972 | 66 | 138 | 161 | 175 | 151 | 137 | 71 | 0 | 30 | 42 | 92 | 71 |
| 1973 | 68 | 42 | 180 | 209 | 219 | 234 | 5 | - 16 | 131 | 131 | 116 | 82 |
| 1974 | 102 | 112 | 117 | 207 | 236 | 239 | 106 | 92 | - 86 | 93 | 60 | 45 |
| 1975 | 69 | 91 | 186 | 211 | 141 | 236 | 22 | 127 | 88 | 125 | 113 | 67 |
| 1976 | 37 | 112 | 174 | 118 | 169 | 143 | - 10 | 105 | 22 | 76 | 113 | 30 |
| 1977 | 67 | 98 | 170 | 117 | 248 | 131 | 86 | 154 | 121 | 58 | 95 | 83 |
| 1978 | 65 | 95 | 139 | 210 | 244 | 179 | 141 | 3 | - 79 | 32 | 72 | 69 |
| 1979 | 59 | 88 | 142 | 182 | 183 | 133 | 191 | 20 | 88 | 152 | 87 | 54 |
| 1980 | 81 | 96 | 165 | 195 | 257 | 223 | 209 | 33 | - 90 | 77 | 43 | 56 |
| 1981 | 18 | 81 | 105 | 88 | 205 | 149 | 150 | 55 | 30 | 1 | 80 | 40 |
| 1982 | 71 | 89 | 163 | 182 | 205 | 238 | 158 | 121 | 159 | 134 | 75 | 29 |
| SUMA | 2859 | 3785 | 5393 | 5416 | 5603 | 2958 | 2081 | 1551 | 666 | 2159 | 2648 | 2550 |
| MAX. | 132 | 146 | 205 | 223 | 248 | 239 | 209 | 154 | 159 | 152 | 129 | 131 |
| MIN. | - 16 | 42 | 87 | 55 | 70 | -149 | - 78 | - 65 | - 90 | - 38 | - 36 | 29 |
| x | 84 | 111 | 159 | 159 | 165 | 37 | 61 | 46 | 20 | 64 | 78 | 75 |
| Sx | 32 | 24 | 27 | 45 | 48 | 30 | 72 | 57 | 67 | 49 | 31 | 22 |
| γ | 1.0 | 0.5 | 0.8 | 0.3 | 0.2 | 0.4 | 0.0 | 0.2 | 0.2 | 0.1 | 1.4 | 0.0 |

TABLA 21

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

RESULTADOS DEL TRANSITO POR VASO DE LA AVENIDA DE DISEÑO

N = 80

Tr = 10 000 AÑOS

| Tr (AÑOS) | VOLUMEN DEL HIDROGRAMA DE ENTRADA 10 ⁶ m ³ | Q PICO DE ENTRADA m ³ /seg | Q PICO DE SALIDA m ³ /seg | ELEVACION MAXIMA ALCANZADA m.s.n.m. | ALMACENAMIENTO 10 ⁶ m ³ | INVASION DEL BORDO LIBRE % |
|--------------|---|---|--|--|--|----------------------------------|
| 10 | 284.0 | 2362 | 1882 | 1239.92 | 432.4 | 0 |
| 20 | 366.5 | 3049 | 2512 | 1240.39 | 450.7 | 0 |
| 30 | 416.0 | 3462 | 2838 | 1240.63 | 459.4 | 0 |
| 50 | 479.5 | 3993 | 3342 | 1240.95 | 472.3 | 0 |
| 100 | 568.5 | 4732 | 3986 | 1241.36 | 488.4 | 0 |
| 500 | 782.5 | 6513 | 5333 | 1242.11 | 532.0 | 0 |
| 1000 | 877.5 | 7304 | 5716 | 1242.31 | 563.2 | 0 |
| 10000 | 1200.0 | 10000 | 7141* | 1243.04** | 676.9 | 39 |

ELEVACION DE LA CORONA = 1243.80 m.s.n.m.

ELEVACION DEL NAME = 1242.56 m.s.n.m.

ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDORA = 1237.50 m.s.n.m.

* MAYOR QUE LA SALIDA DE DISEÑO

** MAYOR QUE LA DEL NAME DE DISEÑO

TABLA 22

REVISIÓN HIDROLÓGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

EVAPORACIONES NETAS EN LA PRESA BELISARIO DOMÍNGUEZ (mm)

| AÑO | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC |
|------|-------|-------|-------|-------|------|-------|------|------|-------|-------|-------|-------|
| 1961 | 103 | 193 | 241 | 277 | 261 | - 27 | 50 | 163 | 45 | 145 | 60 | 118 |
| 1962 | 158 | 192 | 256 | 187 | 251 | 154 | 189 | 65 | 91 | 108 | 137 | 102 |
| 1963 | 169 | 210 | 222 | 189 | 170 | -216 | - 68 | 60 | 74 | 33 | 133 | 89 |
| 1964 | 126 | 212 | 241 | 273 | 136 | 111 | 85 | 151 | - 7 | 137 | 58 | 103 |
| 1965 | 142 | 135 | 210 | 178 | 160 | 149 | -113 | - 30 | 123 | 50 | 136 | 119 |
| 1966 | 110 | 121 | 162 | 178 | 192 | 99 | - 58 | - 4 | 112 | 21 | 132 | 131 |
| 1967 | 75 | 151 | 127 | 171 | 226 | 151 | 158 | 50 | -110 | - 26 | 118 | 116 |
| 1968 | 138 | 139 | 213 | 151 | 211 | - 2 | - 2 | 79 | -127 | 134 | 147 | 107 |
| 1969 | 109 | 169 | 218 | 269 | 279 | 89 | 78 | - 35 | 113 | 113 | 147 | 152 |
| 1970 | 164 | 134 | 217 | 290 | 231 | 12 | 78 | 84 | - 49 | 150 | 137 | 125 |
| 1971 | 146 | 194 | 175 | 228 | 208 | - 54 | 79 | 24 | - 69 | 17 | 118 | 88 |
| 1972 | 108 | 157 | 247 | 324 | 247 | 238 | 232 | 50 | - 49 | 136 | 87 | 114 |
| 1973 | 99 | 61 | 261 | 303 | 318 | 340 | 8 | - 23 | 190 | 190 | 169 | 119 |
| 1974 | 148 | 163 | 242 | 300 | 342 | 347 | 153 | 134 | 125 | 139 | 88 | 66 |
| 1975 | 100 | 133 | 270 | 306 | 350 | 299 | 31 | 184 | 55 | 182 | 165 | 97 |
| 1976 | 53 | 163 | 253 | 258 | 246 | 207 | - 14 | 152 | 32 | 110 | 67 | 43 |
| 1977 | 98 | 142 | 246 | 257 | 360 | 147 | 125 | 224 | 175 | 77 | 137 | 120 |
| 1978 | 94 | 139 | 202 | 305 | 354 | 259 | 205 | 5 | -115 | 47 | 105 | 101 |
| 1979 | 86 | 127 | 206 | 264 | 266 | 139 | 278 | 29 | 128 | 220 | 126 | 79 |
| 1980 | 117 | 139 | 239 | 284 | 373 | 324 | 304 | 48 | -130 | 111 | 63 | 82 |
| 1981 | 26 | 117 | 132 | 127 | 296 | 215 | 217 | 79 | 43 | 1 | 116 | 58 |
| 1982 | 103 | 129 | 235 | 263 | 296 | 300 | 228 | 175 | 230 | 194 | 108 | 42 |
| SUMA | 2472 | 3321 | 4905 | 5382 | 5773 | 3281 | 2243 | 1664 | 880 | 2285 | 2554 | 2171 |
| MAX. | 169 | 212 | 277 | 324 | 373 | 347 | 304 | 224 | 230 | 220 | 169 | 152 |
| MIN. | 26 | 61 | 132 | 127 | 136 | -216 | -113 | - 35 | -130 | - 26 | 58 | 42 |
| X | 112 | 151 | 223 | 245 | 262 | 149 | 102 | 76 | 40 | 104 | 116 | 99 |
| Y | - 0.4 | - 0.2 | - 0.9 | - 0.6 | 0.0 | - 0.7 | 0.0 | 0.3 | - 0.2 | - 0.2 | - 0.4 | - 0.5 |

TABLA 23

REVISIÓN HIDROLÓGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

EVAPORACIONES NETAS EN LA PRESA SAN RAFAEL (mm)

| AÑO | ENE | FEB | MAR | ABR | MAY | JUN | JUL | AGO | SEP | OCT | NOV | DIC |
|-----------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 1961 | 105 | 197 | 246 | 283 | 266 | - 28 | 51 | 166 | 46 | 148 | 61 | 120 |
| 1962 | 162 | 196 | 261 | 190 | 256 | 157 | 193 | 67 | 93 | 110 | 140 | 104 |
| 1963 | 173 | 214 | 227 | 193 | 174 | -221 | - 69 | 61 | 75 | 33 | 136 | 91 |
| 1964 | 128 | 220 | 216 | 279 | 138 | 113 | 87 | 154 | - 7 | 140 | 59 | 105 |
| 1965 | 145 | 139 | 225 | 181 | 163 | 152 | -116 | - 31 | 126 | 51 | 139 | 121 |
| 1966 | 112 | 123 | 166 | 182 | 196 | 102 | - 59 | - 4 | 114 | 22 | 135 | 134 |
| 1967 | 76 | 154 | 130 | 174 | 231 | 134 | 162 | 51 | -113 | - 26 | 120 | 118 |
| 1968 | 141 | 142 | 207 | 155 | 216 | - 2 | - 3 | 80 | - 56 | 136 | 150 | 109 |
| 1969 | 112 | 172 | 264 | 275 | 285 | 91 | 80 | - 36 | 116 | 115 | 150 | 155 |
| 1970 | 167 | 140 | 282 | 297 | 236 | 12 | 80 | 85 | - 50 | 153 | 140 | 128 |
| 1971 | 149 | 198 | 179 | 233 | 212 | - 55 | 81 | 24 | - 71 | 17 | 121 | 89 |
| 1972 | 110 | 160 | 252 | 331 | 252 | 243 | 237 | 51 | - 50 | 139 | 89 | 117 |
| 1973 | 101 | 62 | 267 | 302 | 324 | 346 | 8 | - 24 | 194 | 194 | 172 | 121 |
| 1974 | 151 | 166 | 247 | 306 | 349 | 354 | 156 | 136 | -128 | 137 | 90 | 67 |
| 1975 | 102 | 136 | 276 | 313 | 357 | 306 | 32 | 188 | 57 | 185 | 168 | 99 |
| 1976 | 54 | 166 | 258 | 264 | 251 | 212 | - 15 | 155 | 33 | 112 | 69 | 44 |
| 1977 | 100 | 145 | 251 | 263 | 367 | 150 | 128 | 228 | 179 | 79 | 140 | 122 |
| 1978 | 96 | 141 | 206 | 311 | 361 | 265 | 209 | 5 | -117 | 48 | 107 | 103 |
| 1979 | 88 | 130 | 211 | 270 | 271 | 197 | 284 | 30 | 131 | 225 | 129 | 80 |
| 1980 | 120 | 142 | 244 | 290 | 381 | 331 | 310 | 49 | -133 | 113 | 64 | 83 |
| 1981 | 27 | 120 | 156 | 130 | 304 | 221 | 222 | 82 | 44 | 2 | 119 | 59 |
| 1982 | 105 | 132 | 241 | 270 | 304 | 308 | 234 | 179 | 236 | 199 | 111 | 43 |
| SUMA | 2524 | 3395 | 5012 | 5492 | 5894 | 3408 | 2292 | 1696 | 717 | 2332 | 2609 | 2212 |
| MAX. | 173 | 220 | 282 | 331 | 381 | 354 | 310 | 228 | 236 | 225 | 172 | 155 |
| MIN. | 27 | 62 | 130 | 130 | 138 | -221 | -116 | - 36 | -128 | - 26 | 59 | 43 |
| \bar{X} | 115 | 154 | 228 | 250 | 268 | 155 | 104 | 77 | 33 | 106 | 119 | 101 |
| γ | -0.4 | -0.2 | -0.9 | -0.6 | 0.0 | -0.7 | -0.1 | 0.3 | 0.0 | -0.2 | -0.5 | -0.5 |

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.
 FUNCIONAMIENTO DE VASO EN EL SISTEMA PARA LAS ELEVACIONES DE
 CONSERVACION DE PROYECTAS

| COMBINACION | ELEVACIONES DE CONSERVACION (m. s. n. m.) | | | EXTRACCION MEDIA ANUAL (Mm ³) DEFICIENCIA (%) | | | | | |
|----------------|---|------|------|---|-----|-----|-----|-----|-----|
| | PFIM | PBD | PSR | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| C ₁ | 1237.5 | 1540 | 1375 | 322 | 335 | 343 | 346 | 348 | 350 |
| C ₂ | 1237.5 | 1555 | 1370 | 322 | 335 | 343 | 345 | 348 | 350 |
| C ₃ | 1237.5 | 1555 | 1405 | 334 | 344 | 347 | 349 | 351 | 353 |
| C ₄ | 1237.5 | 1530 | 1370 | 315 | 332 | 343 | 347 | 348 | 349 |

PFIM: Presa Francisco I. Madero

PBD : Presa Belisario Domínguez

PSR : Presa San Rafael

TABLA 25

REVISIÓN HIDROLÓGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

SUPERFICIE COSECHADA Y VALOR DE LA COSECHA EN EL PERIODO 1969-1981

| CICLO | VOLUMEN TOTAL * DISTRIBUIDO (103 m ³) | LÁMINA BRUTA UTILIZADA (cm) | SUPERFICIE COSECHADA (Ha) | VALOR DE LA COSECHA (\$) | PRODUCTIVIDAD (\$/Ha) |
|-----------|---|-----------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|--------------------------|
| 1969-1970 | 1 110 739 | 183.2 | 70 452 | 241,407,005 | 3,427 |
| 1970-1971 | 1 171 024 | 196.8 | 72 389 | 261,825,220 | 3,618 |
| 1971-1972 | 1 197 173 | 198.7 | 76 615 | 385,239,900 | 5,028 |
| 1972-1973 | 1 114 441 | 194.4 | 76 909 | 648,313,410 | 8,430 |
| 1973-1974 | 1 111 050 | 168.1 | 73 629 | 617,110,585 | 8,381 |
| 1974-1975 | 1 342 617 | 221.3 | 80 859 | 628,792,500 | 7,776 |
| 1975-1976 | 1 315 129 | 154.7 | 84 997 | 781,361,265 | 9,193 |
| 1976-1977 | 1 313 808 | 204.1 | 79 726 | 951,284,615 | 11,932 |
| 1977-1978 | 939 892 | 163.7 | 57 419 | 1 078,587,172 | 18,785 |
| 1978-1979 | 1 173 962 | 182.5 | 78 707 | 1 470,572,300 | 18,685 |
| 1979-1980 | 1 040 770 | 179.0 | 65 672 | 1 545,749,860 | 23,537 |
| 1980-1981 | 1 142 336 | 185.0 | 72 620 | 2 353,623,285 | 32,410 |

* INCLUYE EL VOLUMEN QUE APORTA
LA PRESA LA BUQUILLA.

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

PRODUCTIVIDAD POR UNIDAD DE AREA Y POR UNIDAD DE VOLUMEN

| CICLO | \$/ha | \$/ha en 1981 | \$/m ³ | \$/m ³ en 1981 |
|-----------|-------|---------------|-------------------|---------------------------|
| 1969-1970 | 3427 | 61420 | 0.217 | 3.89 |
| 1970-1971 | 3618 | 49880 | 0.224 | 3.09 |
| 1971-1972 | 5028 | 53320 | 0.322 | 3.42 |
| 1972-1973 | 8430 | 68770 | 0.582 | 4.75 |
| 1973-1974 | 8381 | 52590 | 0.555 | 3.48 |
| 1974-1975 | 7776 | 37530 | 0.468 | 2.26 |
| 1975-1976 | 9193 | 34130 | 0.594 | 2.21 |
| 1976-1977 | 11932 | 34080 | 0.724 | 2.07 |
| 1977-1978 | 18785 | 41270 | 1.148 | 2.52 |
| 1978-1979 | 18685 | 31580 | 1.253 | 2.12 |
| 1979-1980 | 23537 | 30600 | 1.485 | 1.93 |
| 1980-1981 | 32410 | 32410 | 2.060 | 2.06 |

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.
 COSTOS DE CONSTRUCCION PARA LAS COMBINACIONES DE ALTURAS DE LAS PRESAS DEL
 SISTEMA

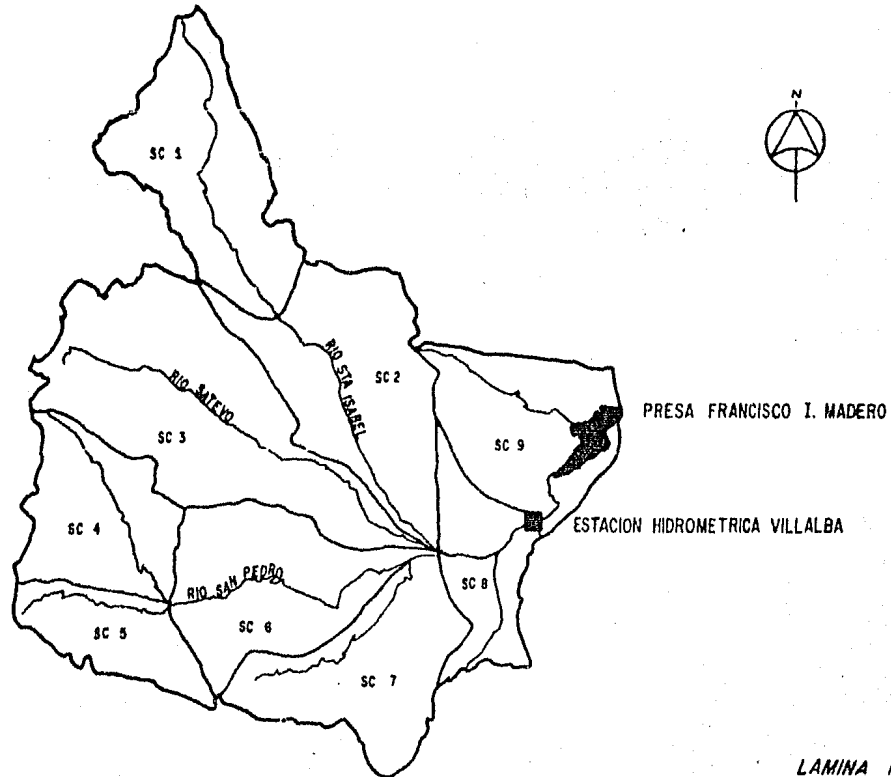
| COMBINACION | ELEV. DE CONSERVACION | ALTURA TOTAL (m) | | COSTO (millones de pesos) | | TOTAL (millones de pesos) |
|-------------|--------------------------|---------------------|-------|------------------------------|--------|------------------------------|
| | | PBD | PSR | PBD | PSR | |
| C1 | 1540-1375 | 44.85 | 33.75 | 212.50 | 111.25 | 323.75 |
| C2 | 1555-1370 | 54.00 | 34.00 | 315.00 | 125.00 | 440.00 |
| C3 | 1555-1405 | 54.00 | 53.50 | 315.00 | 310.00 | 625.00 |
| C4 | 1530-1370 | 41.50 | 34.00 | 182.50 | 125.00 | 307.50 |

TABLA 28

DIVISION POLITICA DE LA REPUBLICA MEXICANA Y POR CUENCAS HIDROLOGICAS
LOCALIZACION DE LA REGION HIDROLOGICA N° 24 PONIENTE

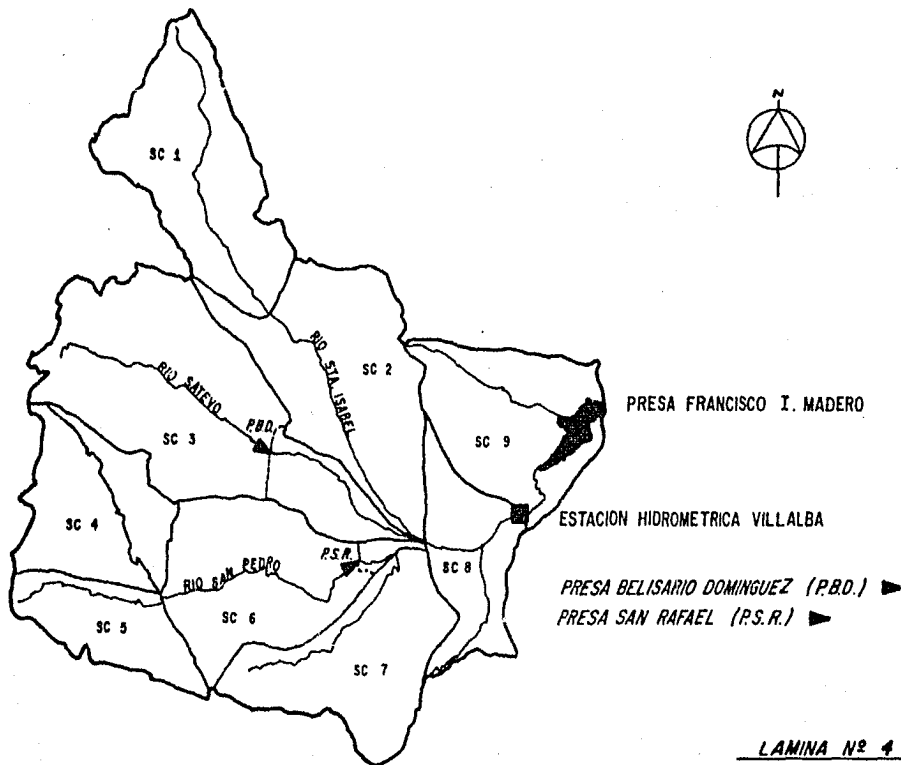


REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.
CUENCA DEL RIO SAN PEDRO CHIH.



LAMINA N° 3

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.
LOCALIZACION DE LAS PRESAS PROPUESTAS



REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.
 ESTACION HIDROMETRICA VILLALBA, CHIH.

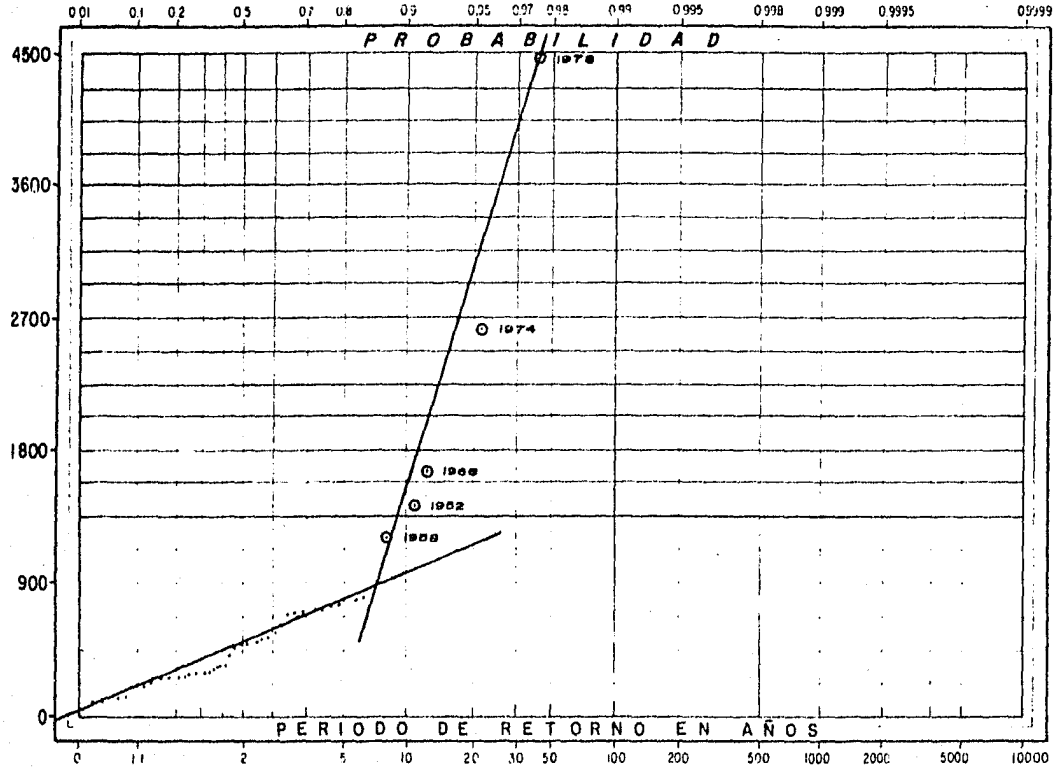


FIG. 1

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

ESTACION HIDROMETRICA VILLALBA, CHIH.

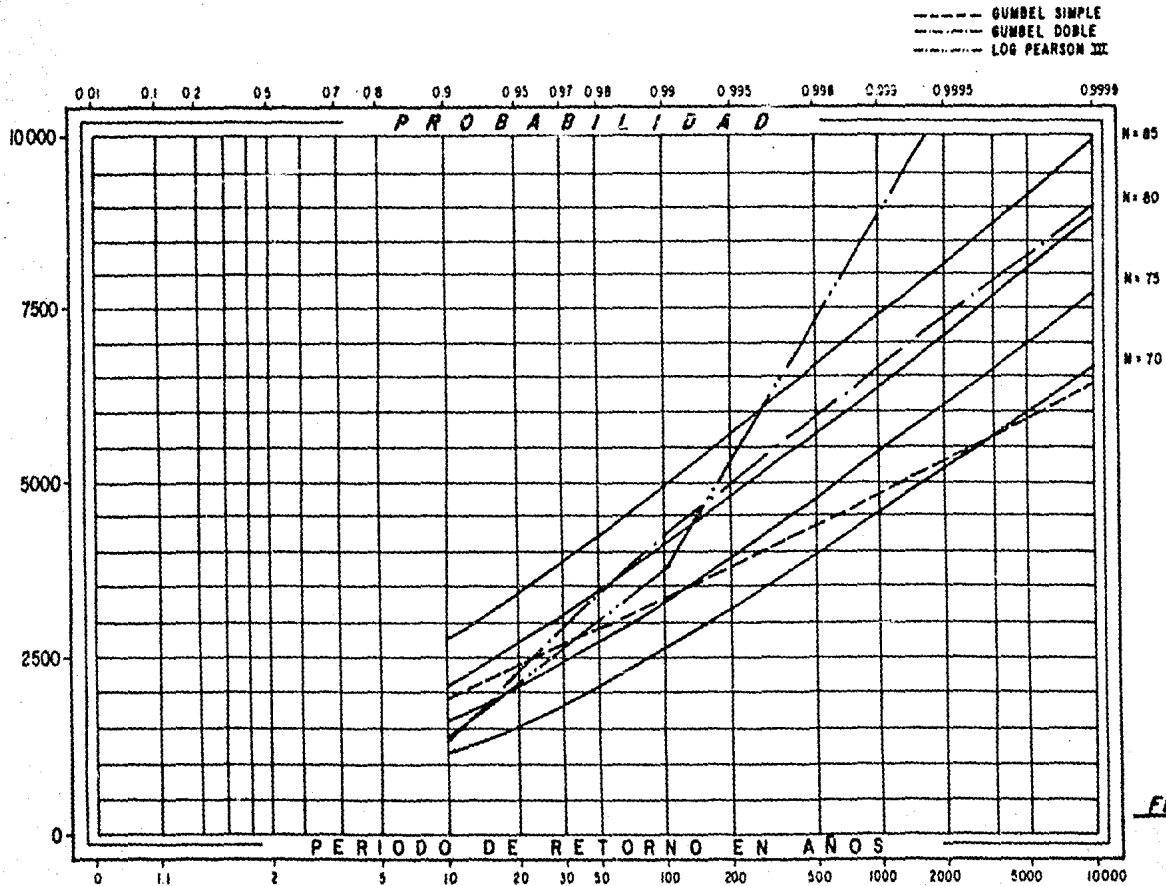
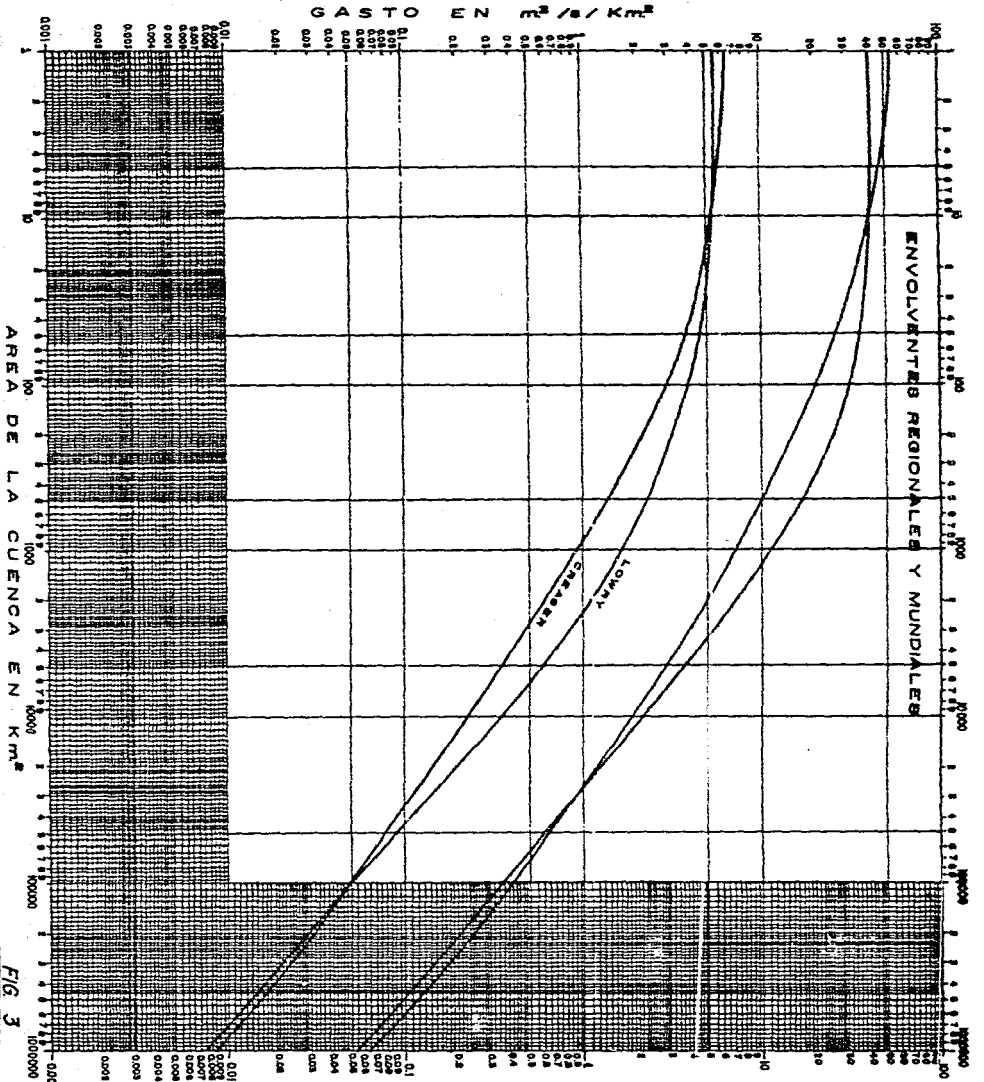
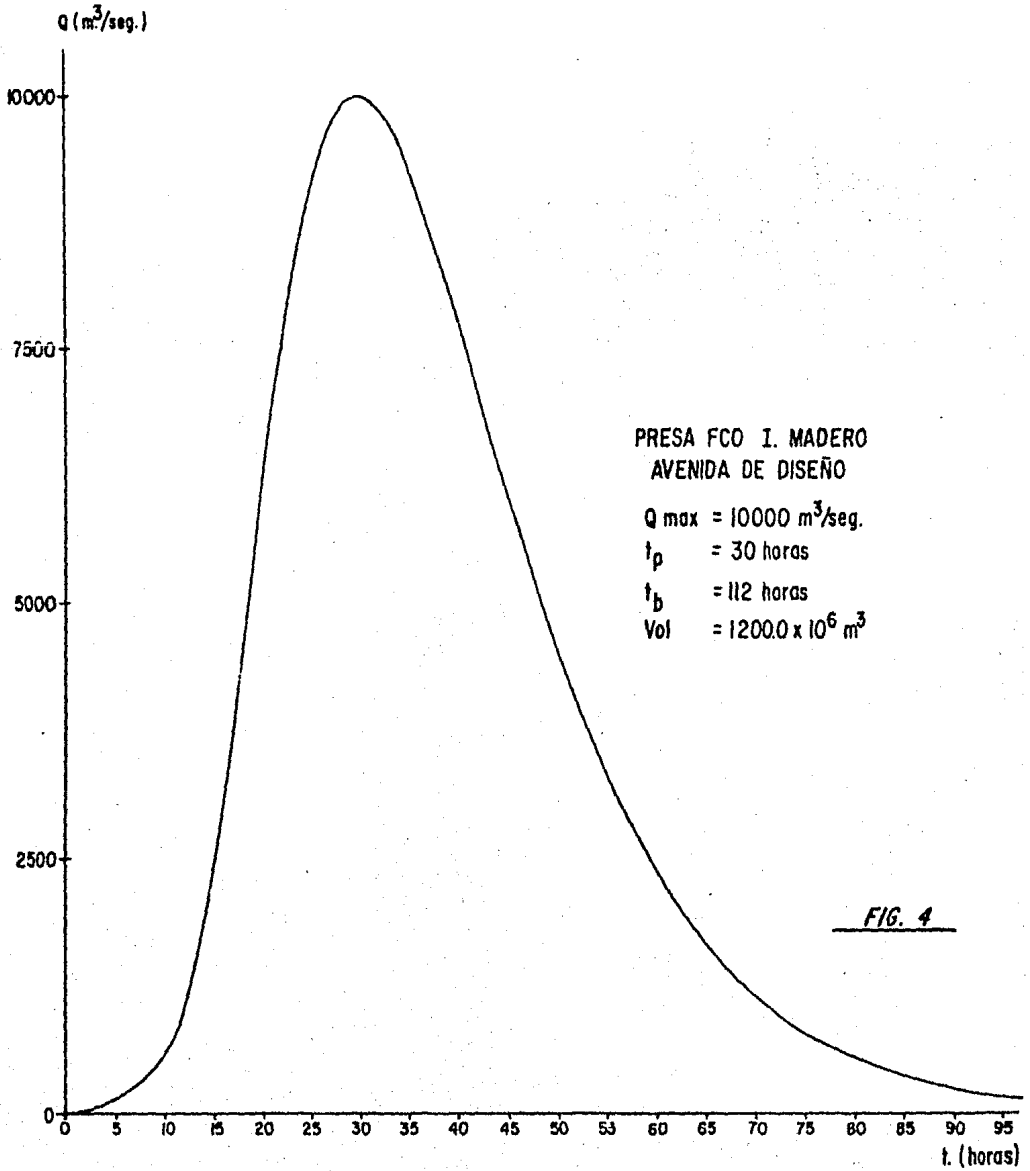


FIG. 2



REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.



REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.
CURVA ELEVACIONES—CAPACIDADES—AREAS. PRESA BELISARIO DOMINGUEZ, CHIH.

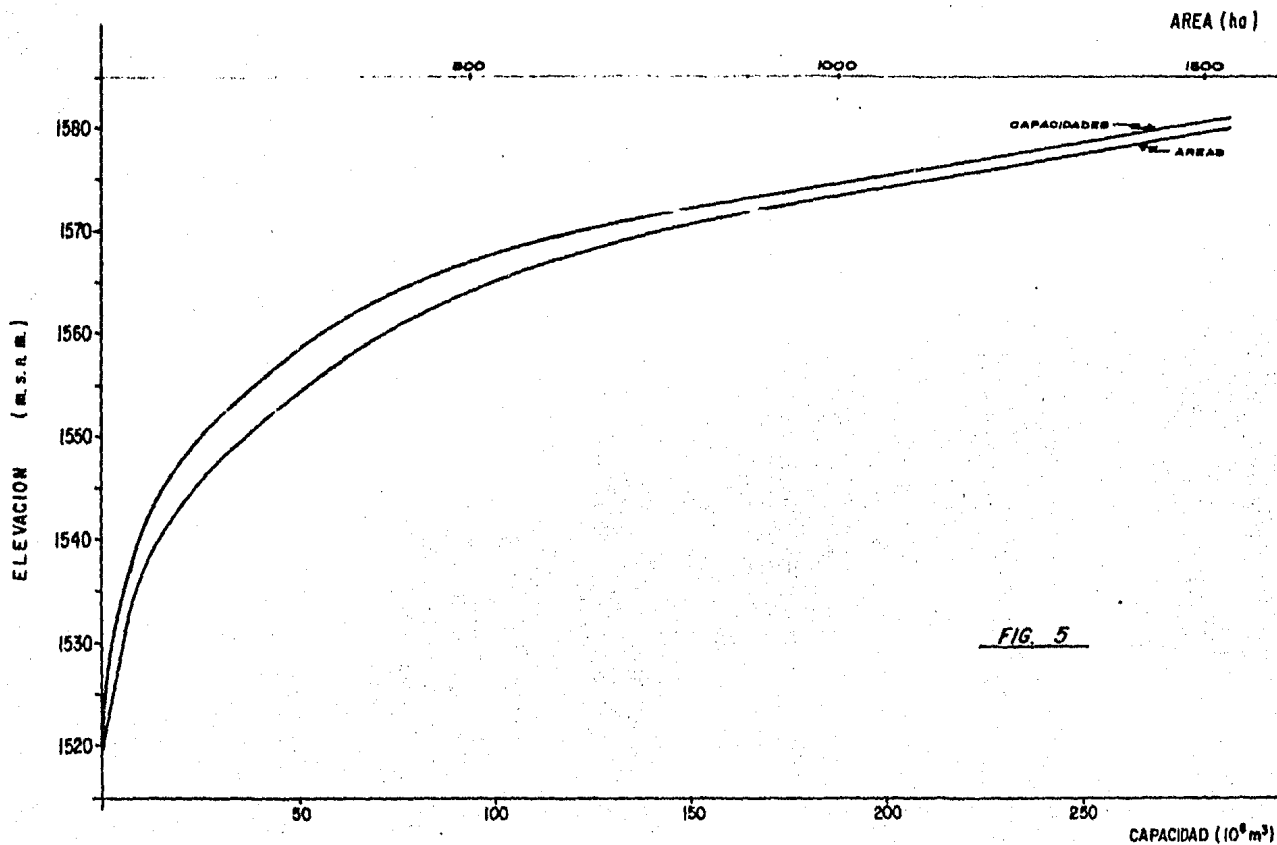


FIG. 5

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.
CURVA ELEVACIONES — CAPACIDADES — AREAS. PRESA SAN RAFAEL, CHIH.

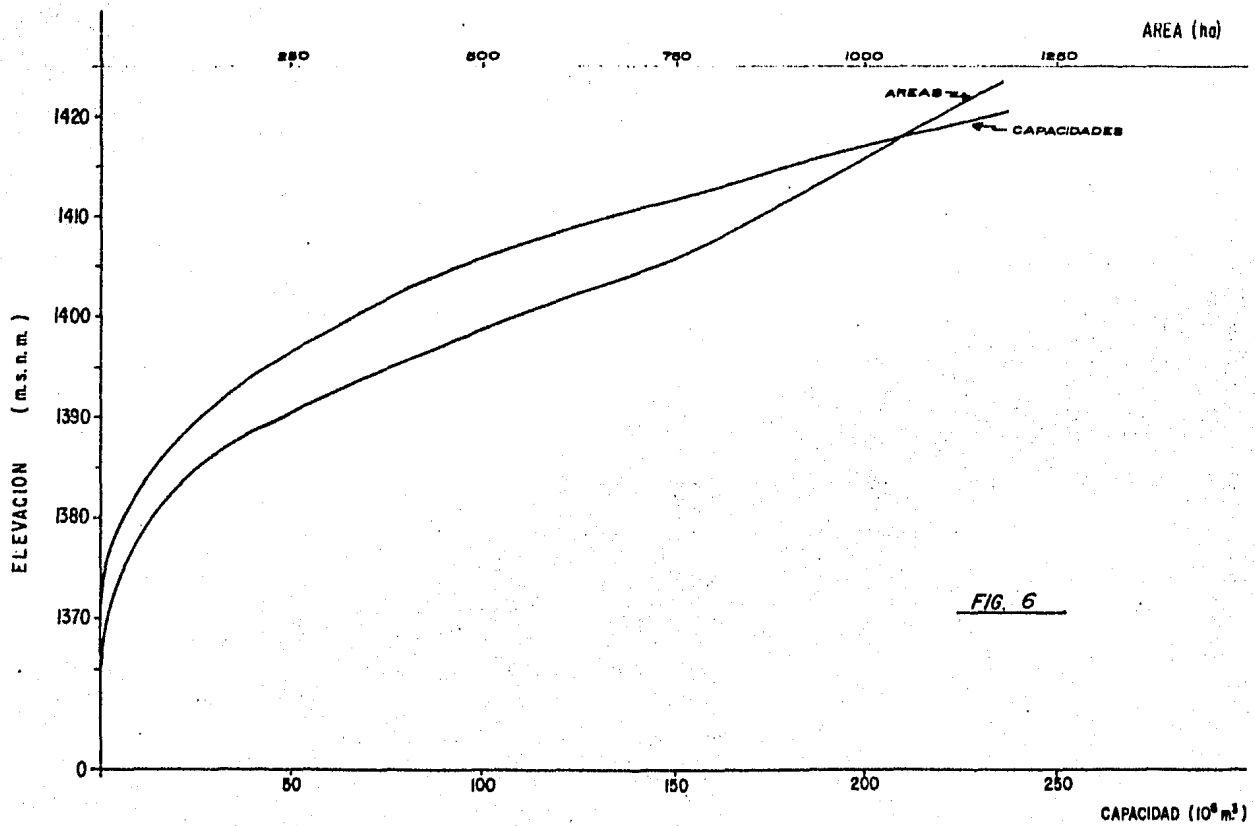
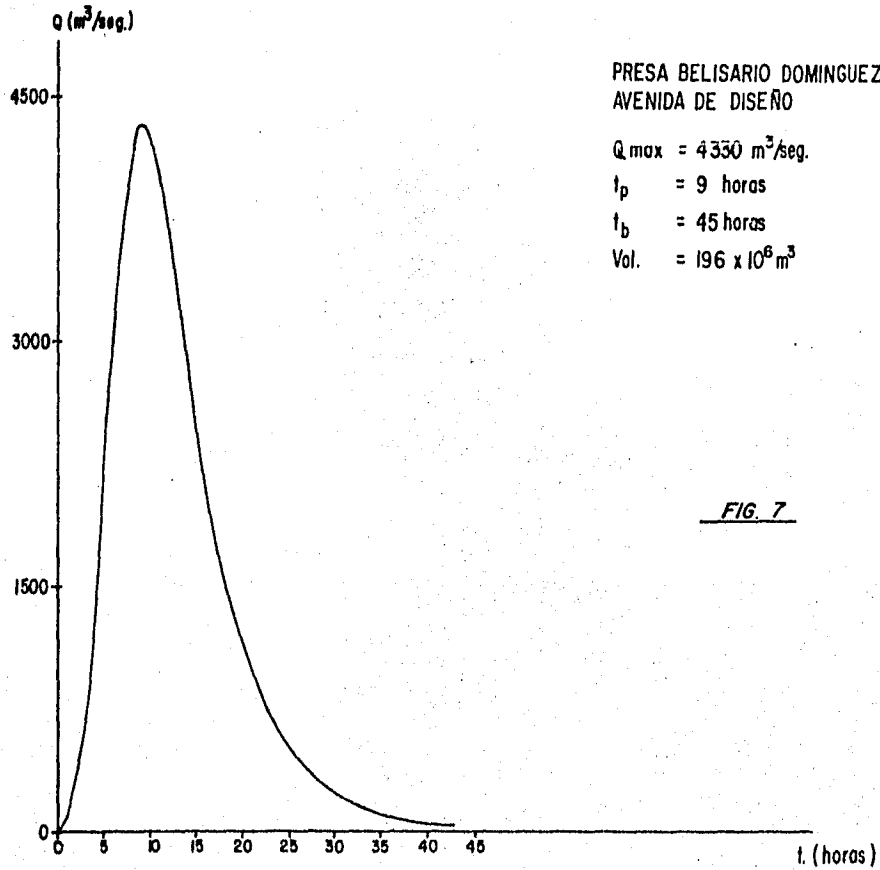
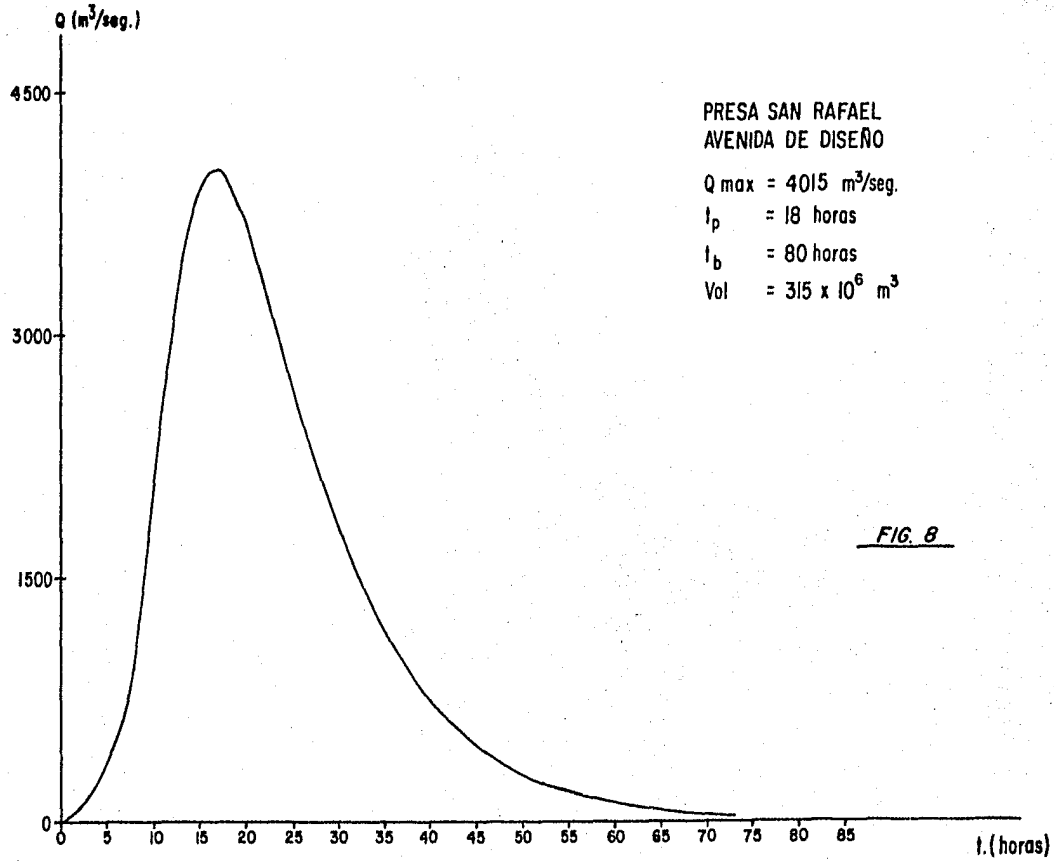


FIG. 6

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.



REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.



REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

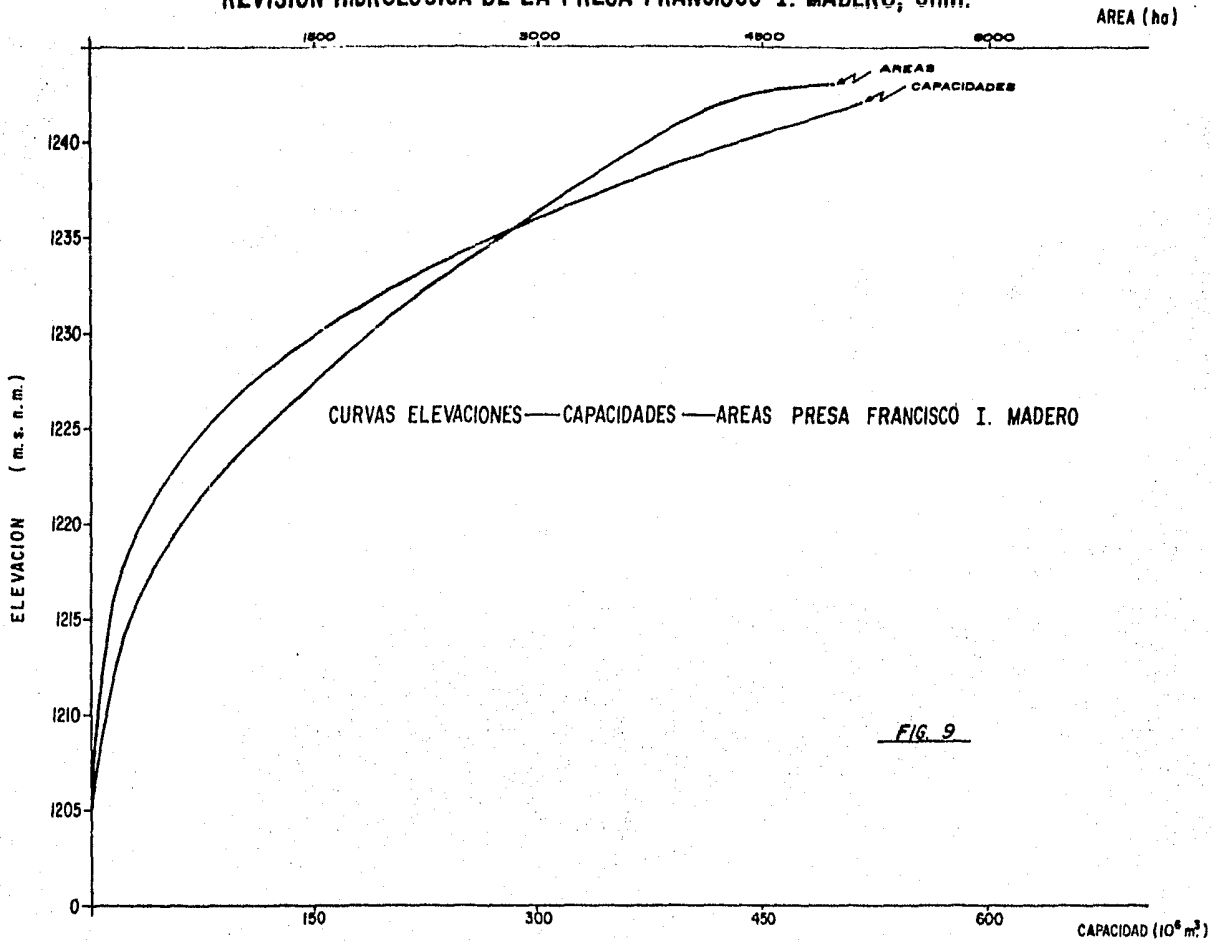


FIG. 9

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.
PRESA FCO. I. MADERO, CHIH.

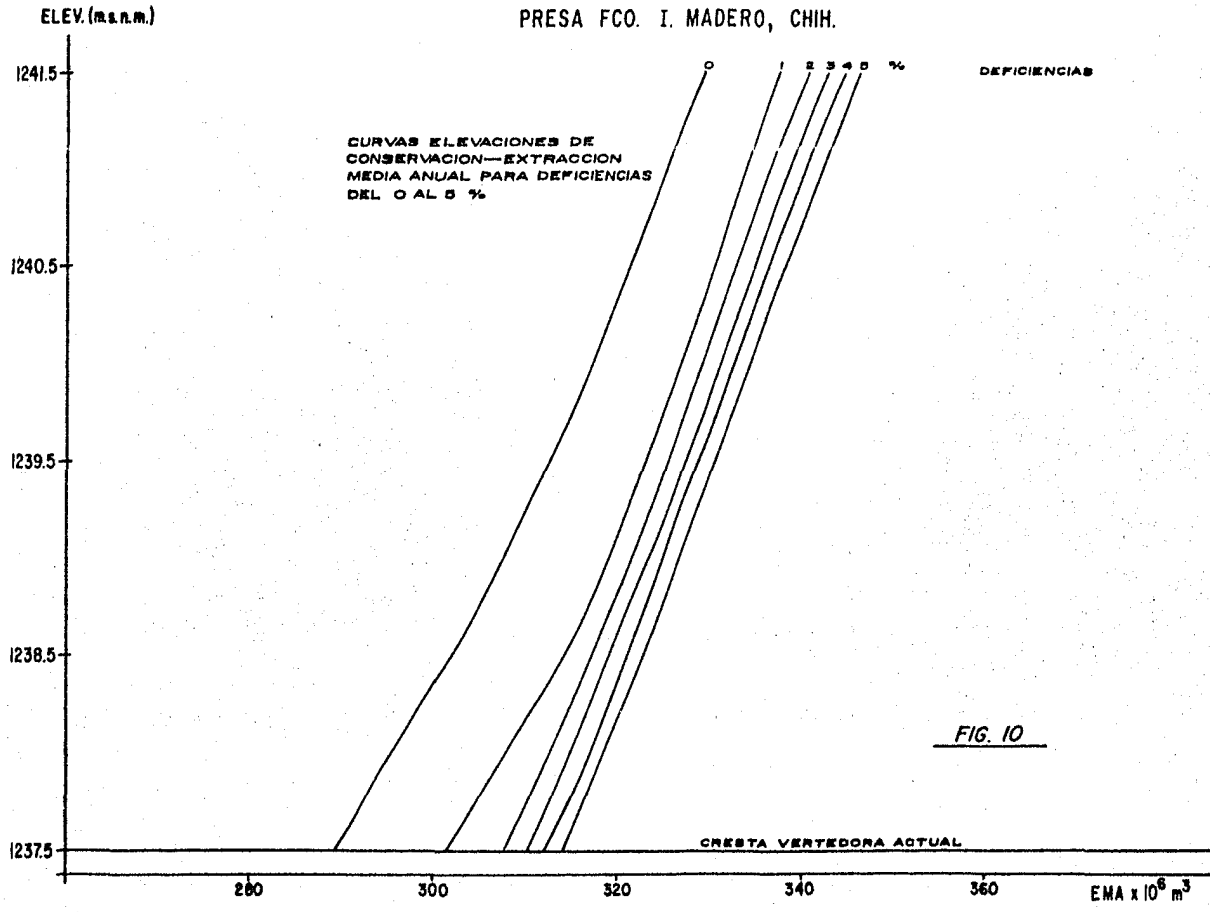


FIG. 10

ELEV ALMAC. INICIAL REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

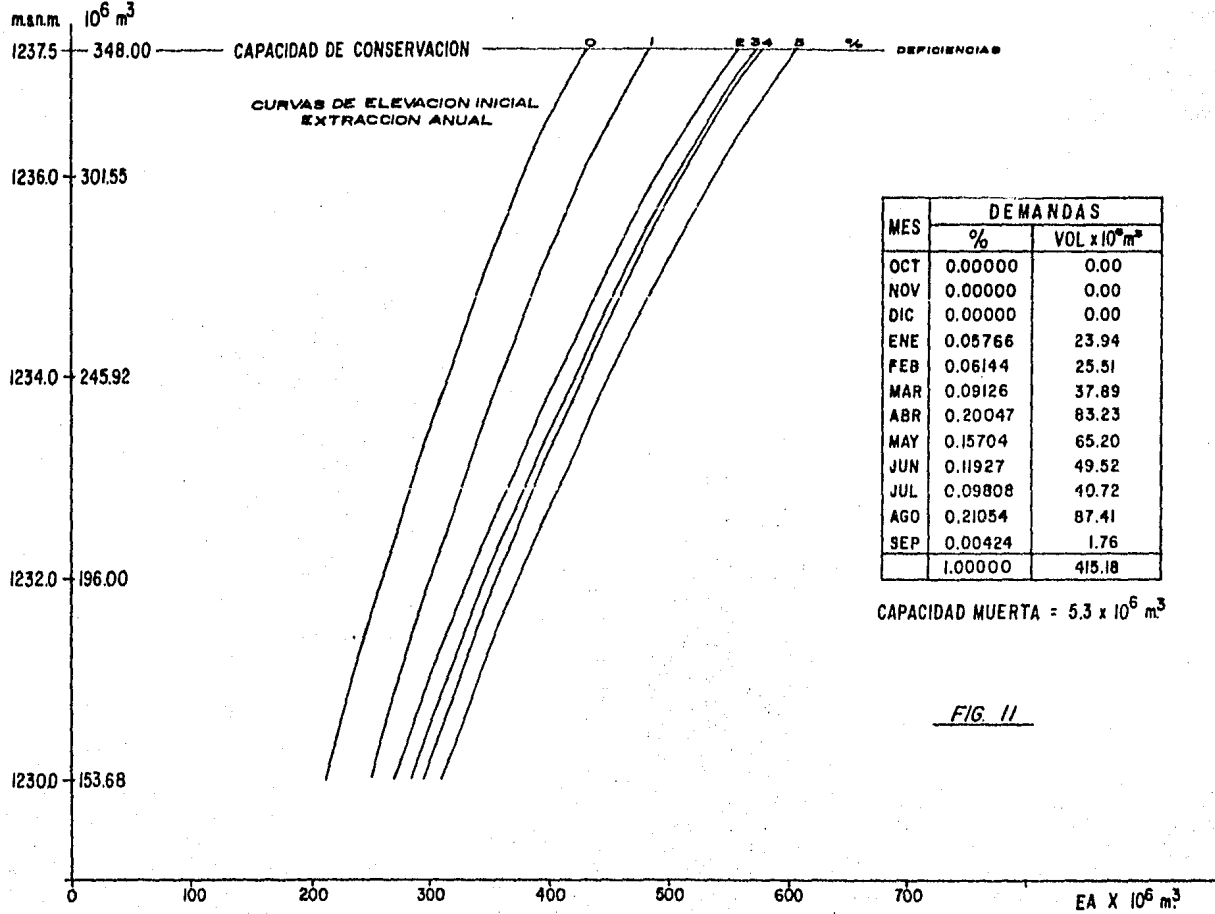


FIG. 11

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

RELACION ALTURA DE CORTINA-COSTO

Altura de
Cortina(m)

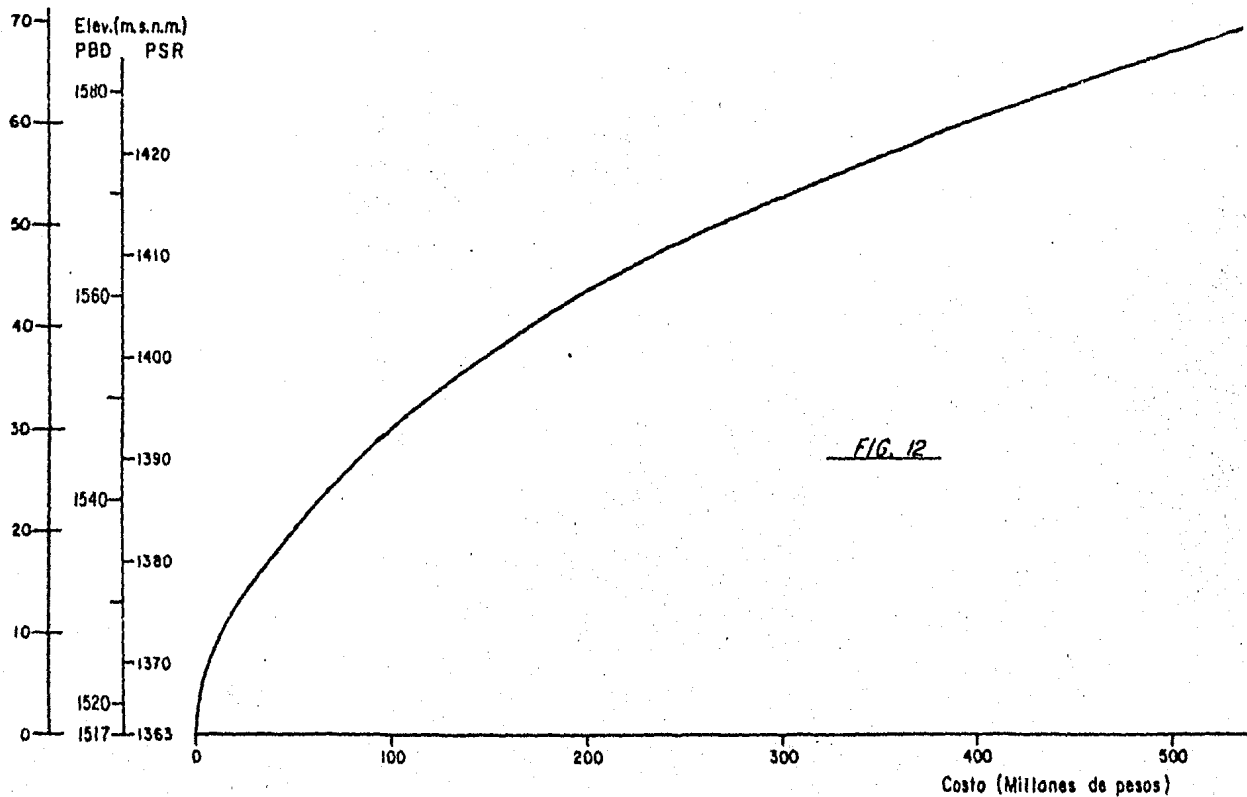


FIG. 12

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.
DAÑOS-GASTO DERRAMADO

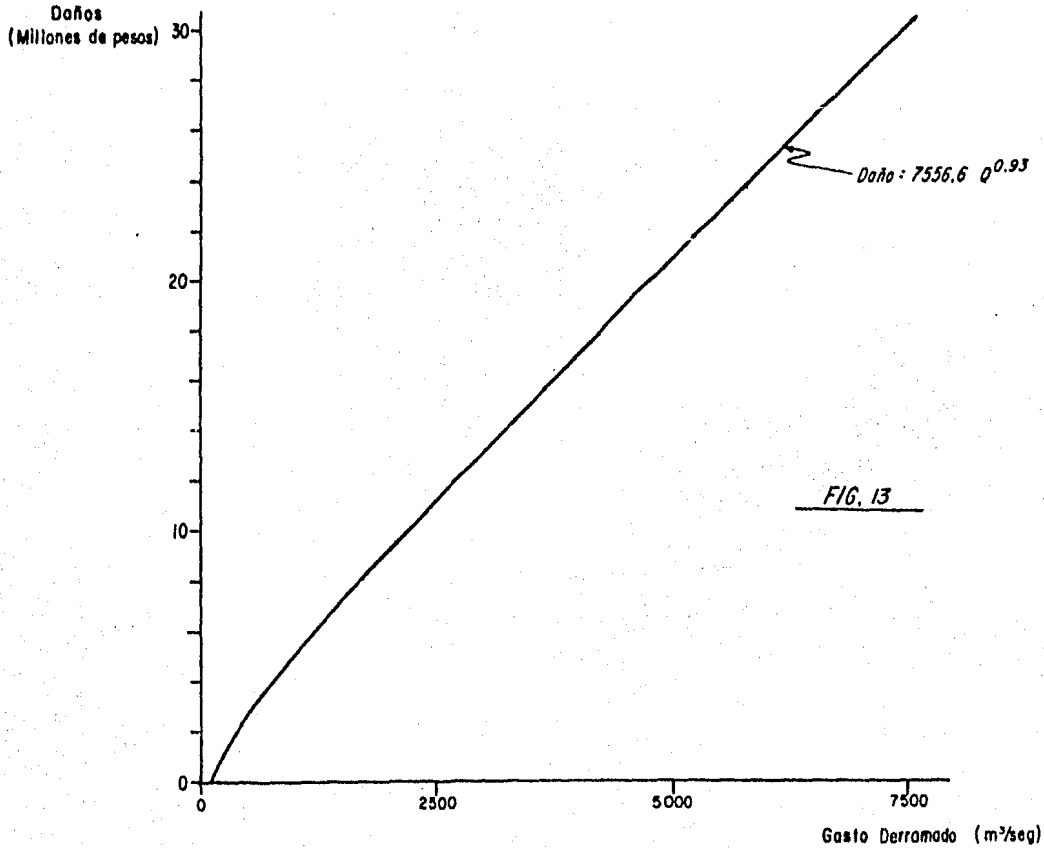
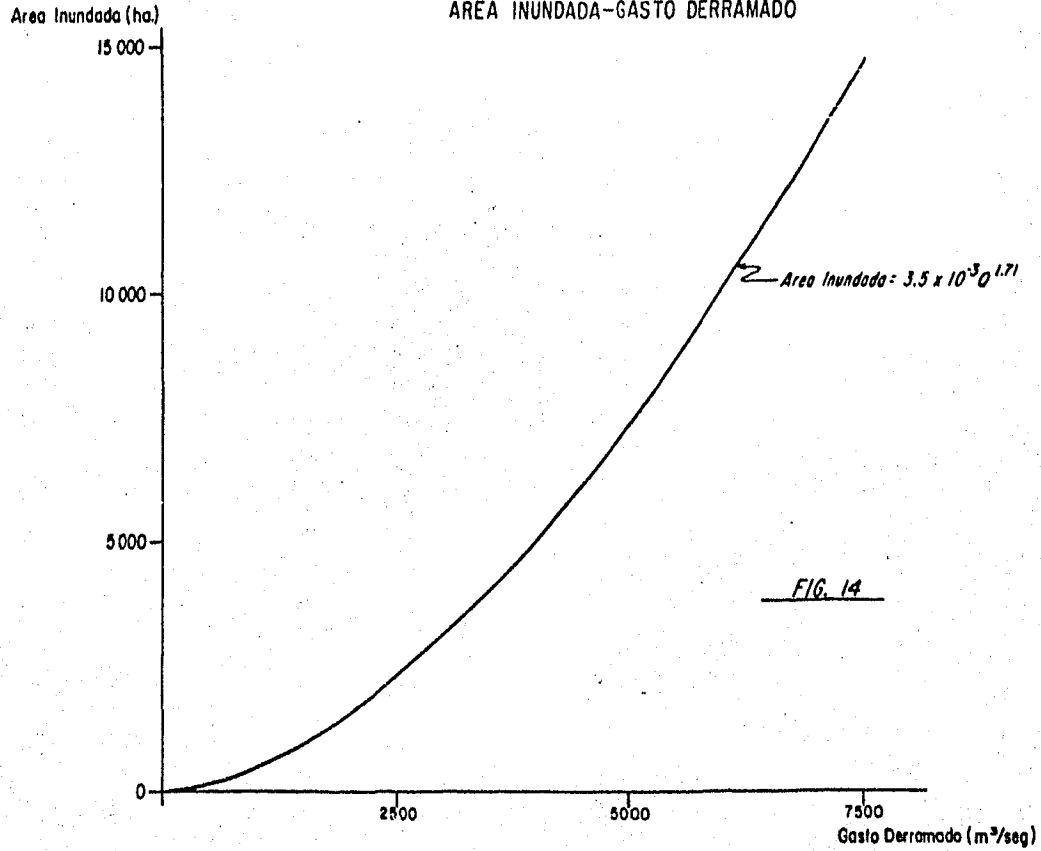


FIG. 13

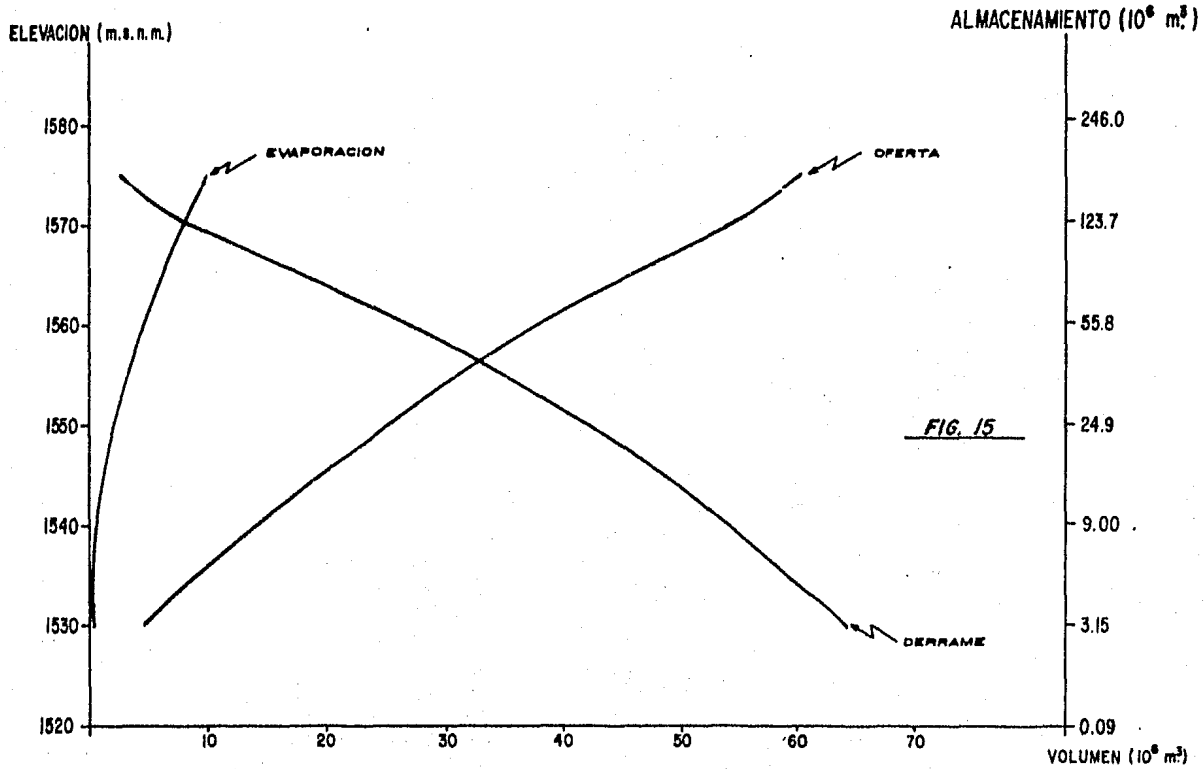
REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

AREA INUNDADA-GASTO DERRAMADO



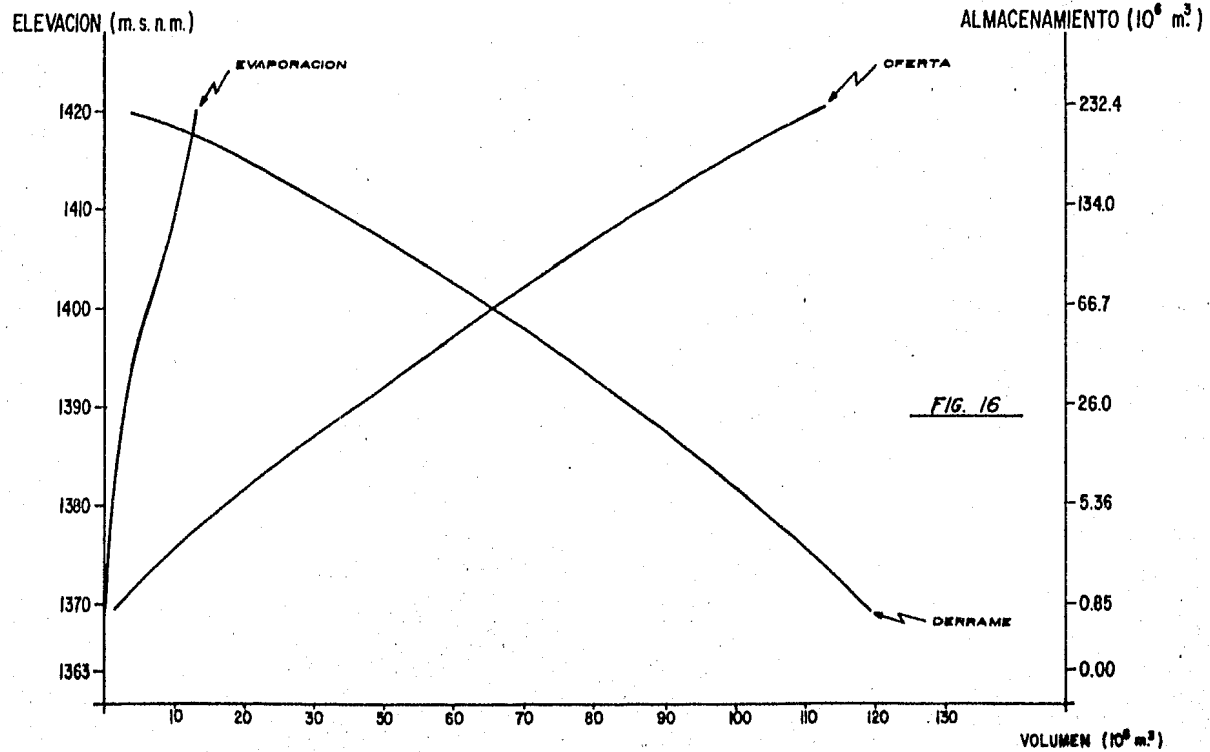
REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

FUNCIONAMIENTO ANALITICO DE VASO. PRESA BELISARIO DOMINGUEZ.



REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

FUNCIONAMIENTO ANALITICO DE VASO PRESA SAN RAFAEL.



REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

ELEVACION-BENEFICIO PRESA BELISARIO DOMINGUEZ

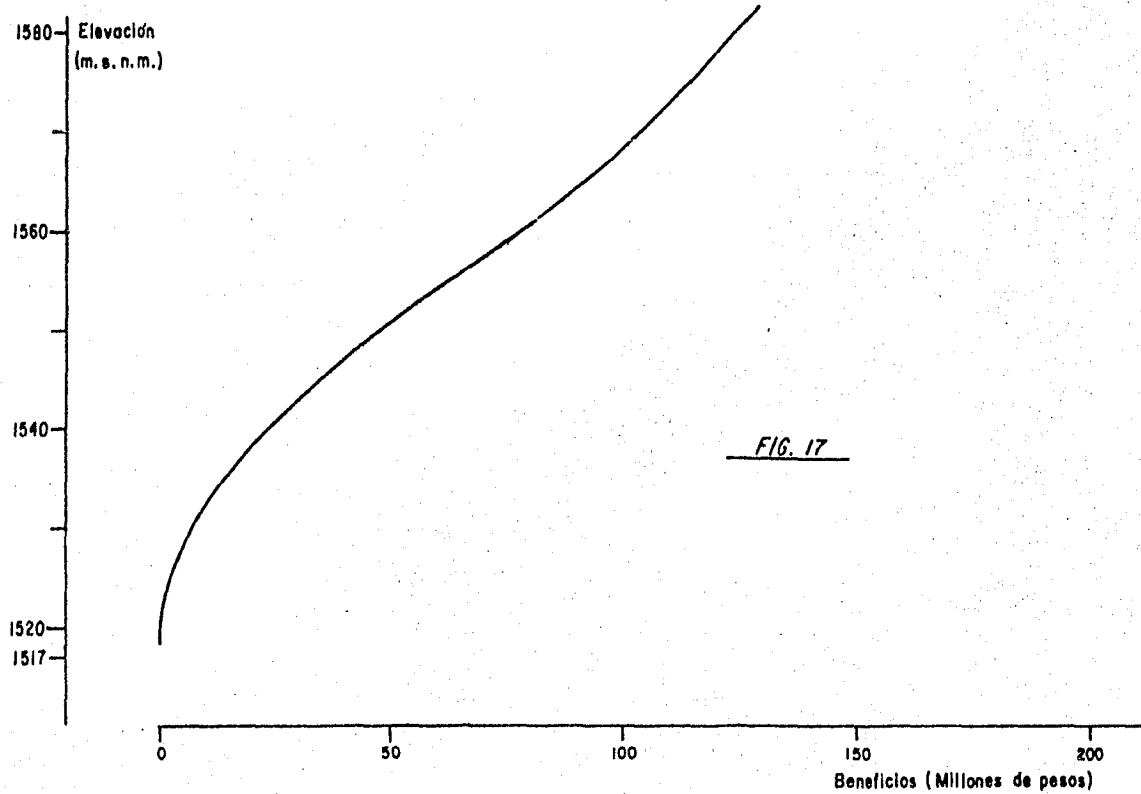
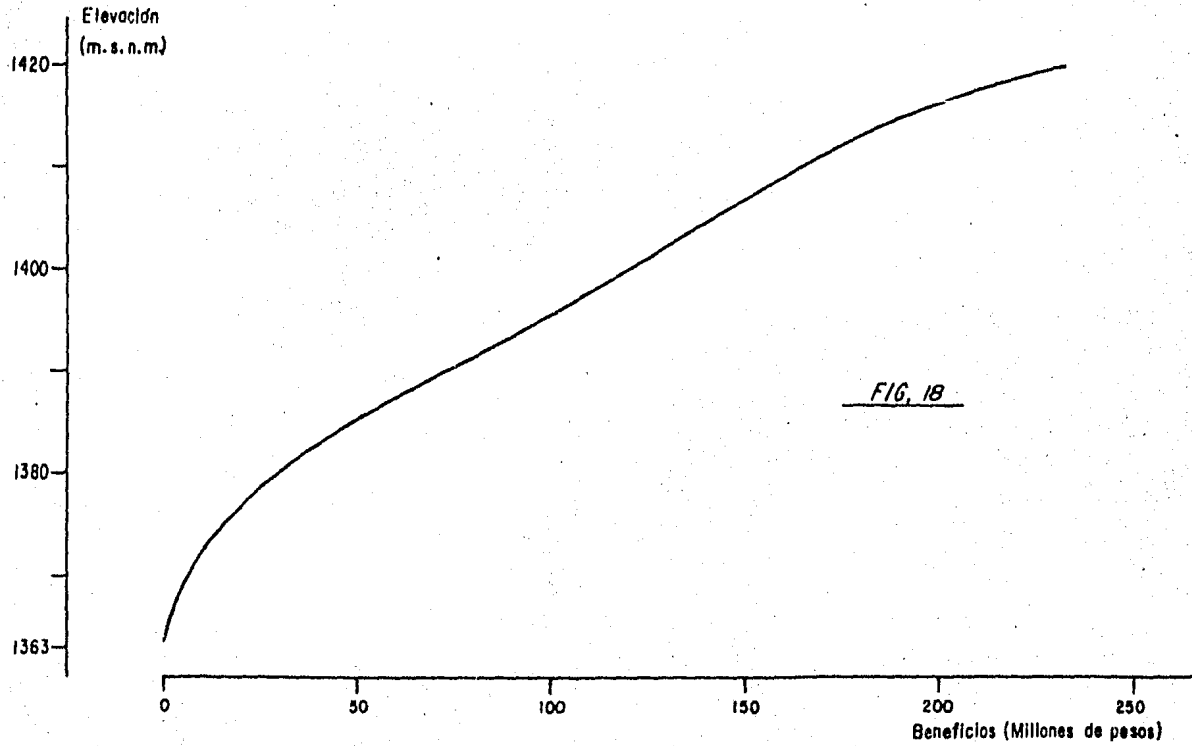


FIG. 17

REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

ELEVACION-BENEFICIO PRESA SAN RAFAEL



REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

RELACION ELEVACION-TASA INTERNA DE RETORNO

PRESA BELISARIO DOMINGUEZ

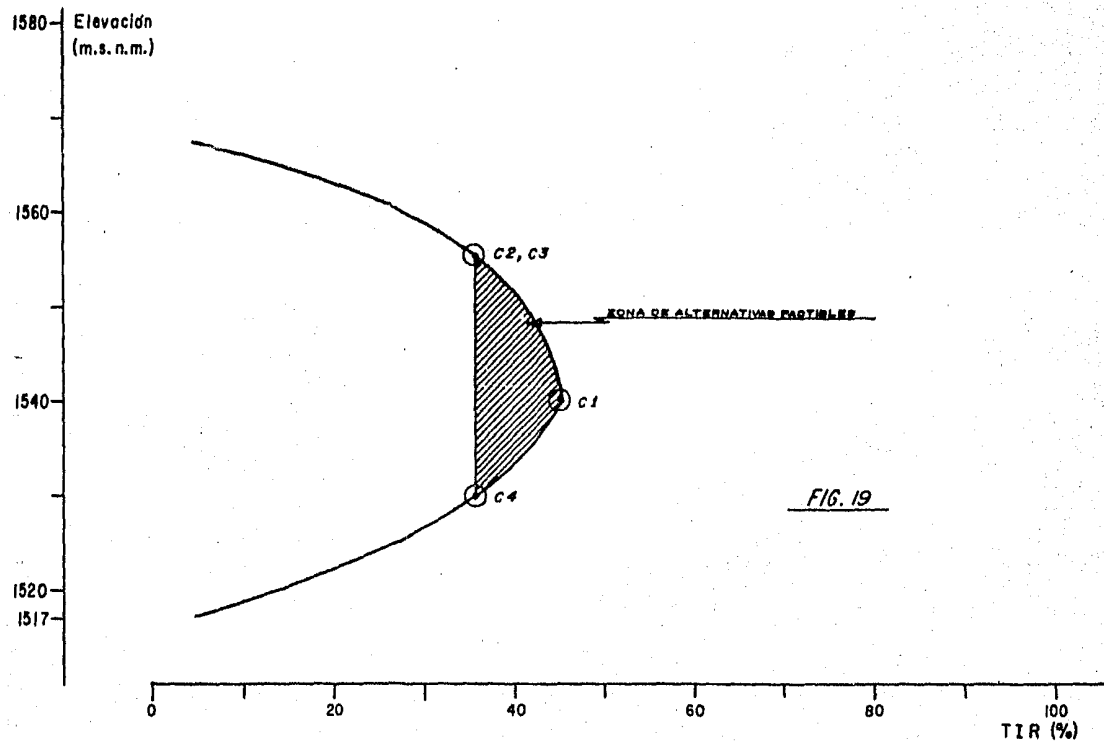
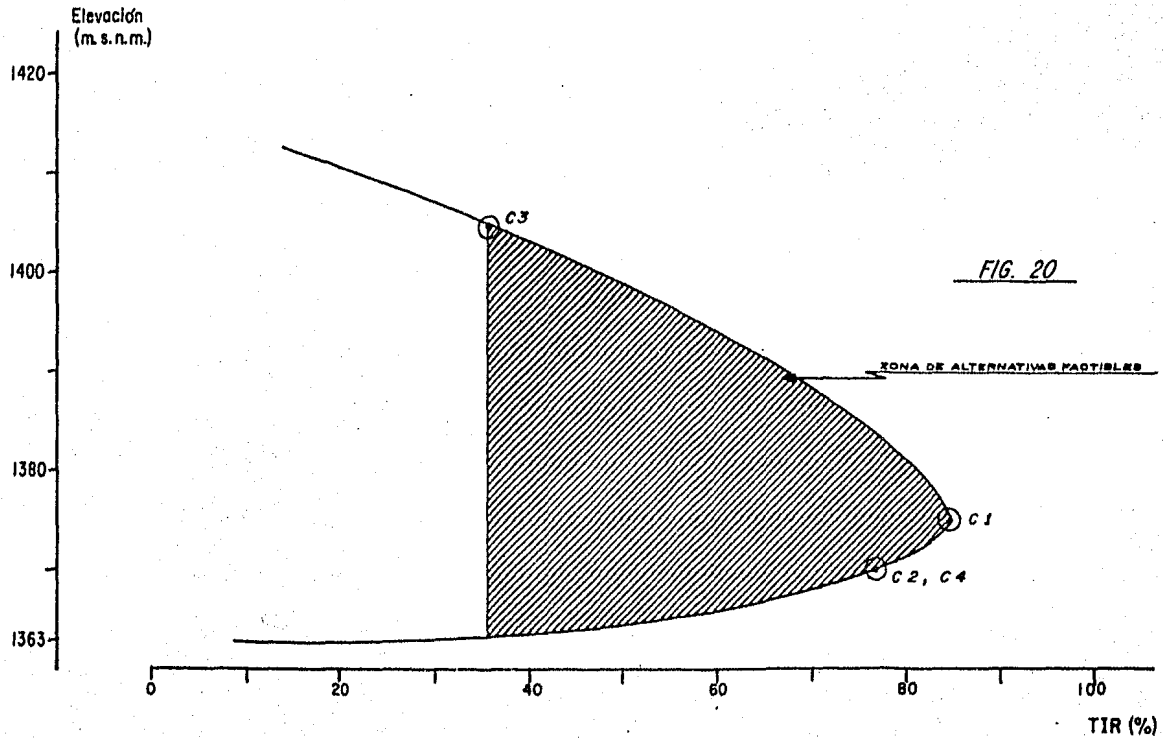


FIG. 19

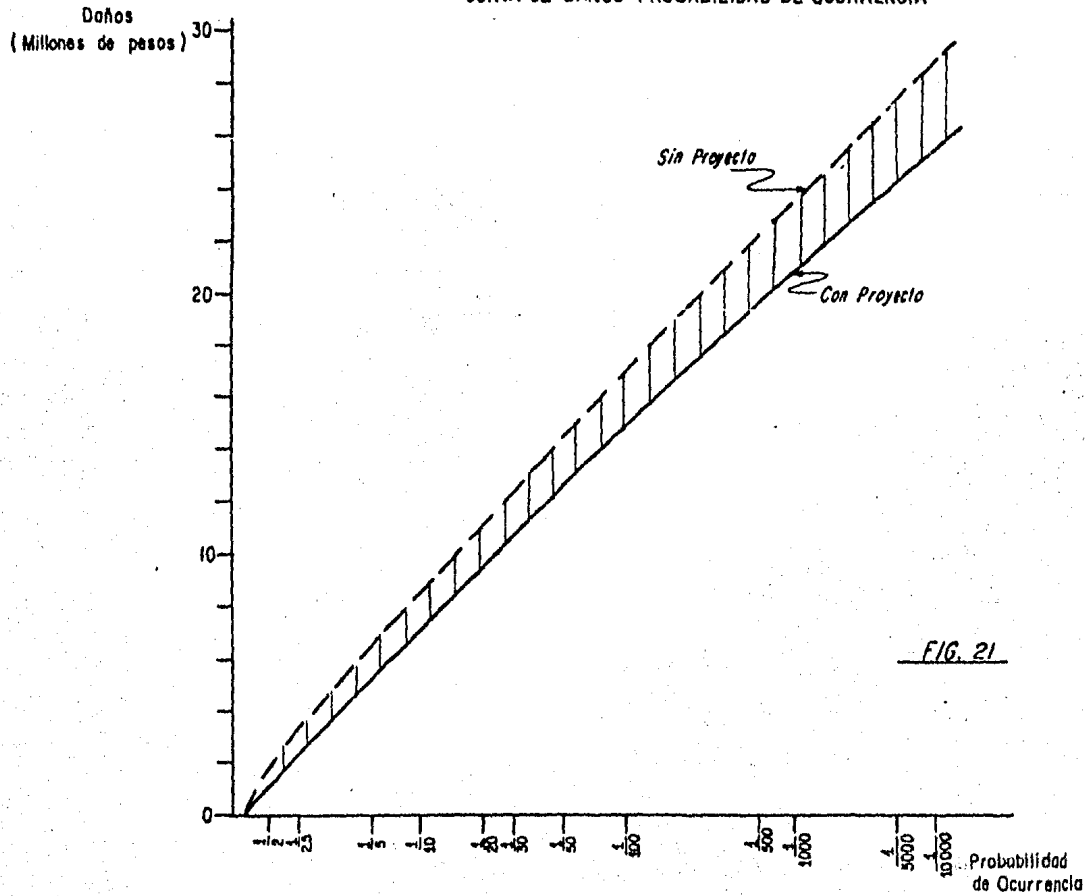
REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

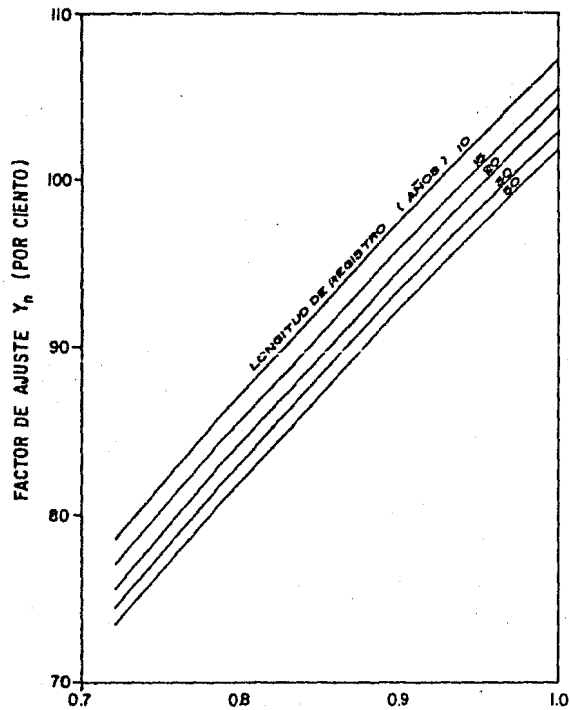
RELACION ELEVACION-TASA INTERNA DE RETORNO PRESA SAN RAFAEL



REVISION HIDROLOGICA DE LA PRESA FRANCISCO I. MADERO, CHIH.

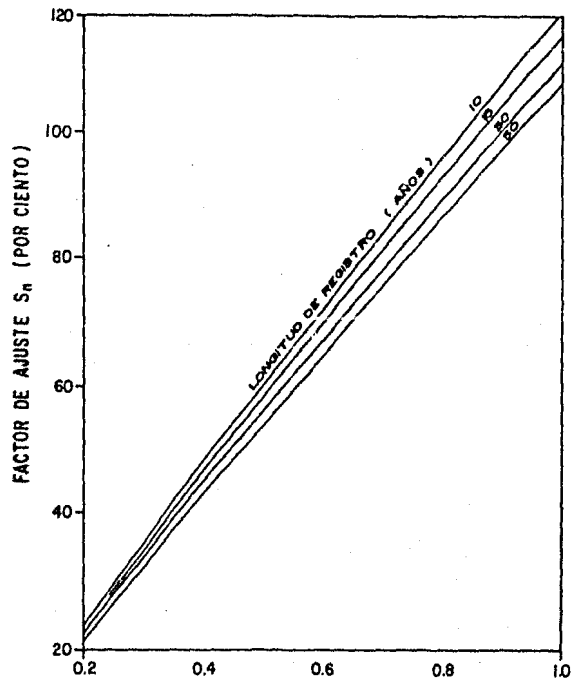
CURVA DE DAÑOS-PROBABILIDAD DE OCURRENCIA





Y_{n-m} / Y_n

FIG. 22



S_{n-m} / S_n

FIG. 23

AJUSTES DE LAS CARACTERISTICAS DE UNA SERIE
ANUAL DE LLUVIAS MAXIMAS OBSERVADAS

AJUSTE DE LA MEDIA Y DESVIACION ESTANDAR DE LAS SERIES ANUALES POR LONGITUD DEL REGISTRO

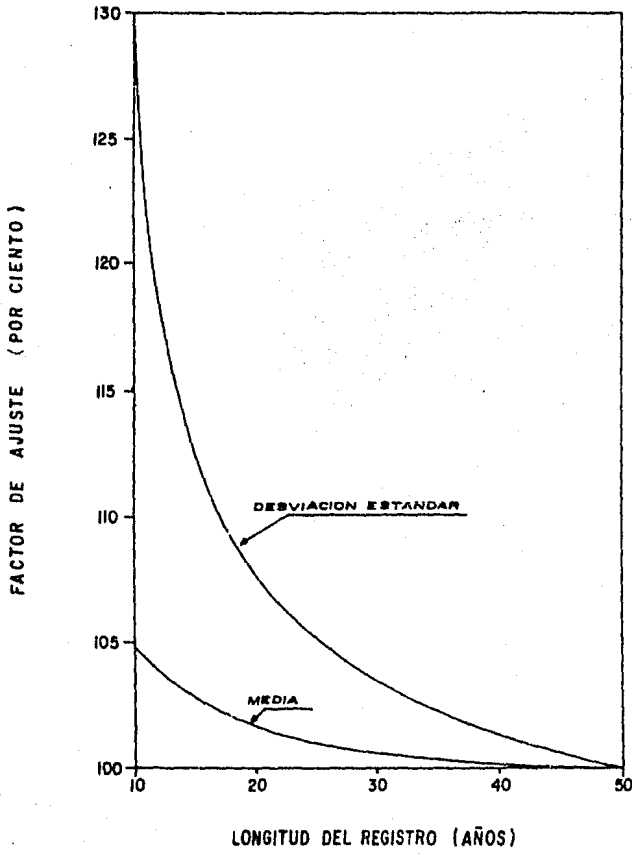


FIG. 24

VARIACION DE Km. DE ACUERDO CON LAS CARACTERISTICAS DE LA LLUVIA

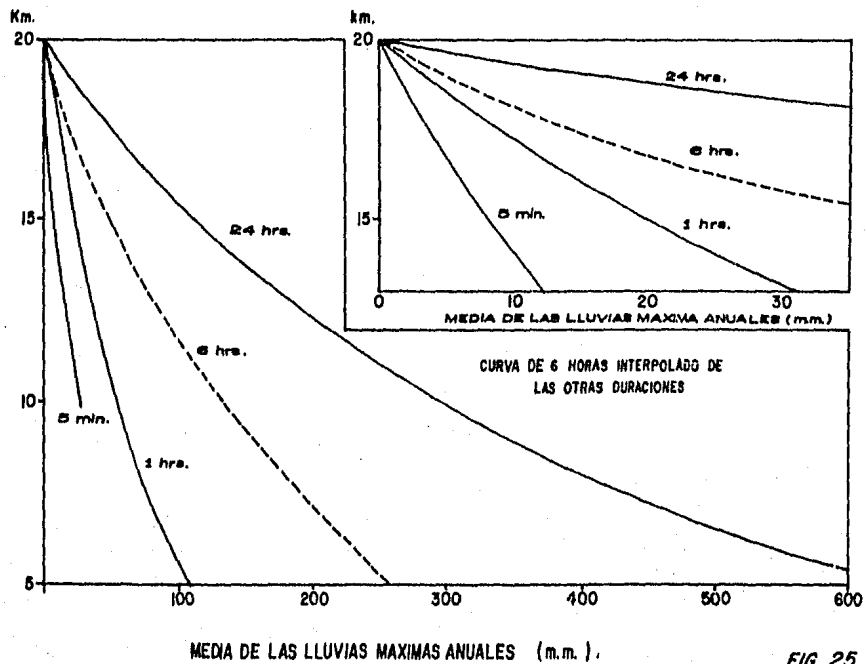


FIG. 25

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Ven Te Chow. "Handbook of Applied Hydrology". Mc. Graw Hill, Inc. 1964.
- 2.- Ray K. Linsley, M.A. Kohler, J.L. Paulhus. "Hidrología para Ingenieros". Mc. Graw Hill, Inc. 1977.
- 3.- Viessman, Knapp, Lewis, Harbaugh. "Introduction to Hydrology". Harper & Row. 2nd ed.
- 4.- Rolando Springall Galindo. "Drenaje en Cuencas Pequeñas". Instituto de Ingeniería de la UNAM. No. 143.
- 5.- Rolando Springall Galindo. "Drenaje en Cuencas Grandes". Instituto de Ingeniería de la UNAM. No. 146.
- 6.- Rolando Springall Galindo. "Hidrología". Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- 7.- Fernando González Villareal. "Contribución del Análisis de Frecuencia de Valores Extremos de Gastos Máximos en un Río". Instituto de Ingeniería de la UNAM. No. 277.
- 8.- Vujica Yevjevich. "Probability and Statistics in Hydrology". Water Resources Publications.
- 9.- Linsley Ray K. y Farzini. "Ingeniería de los Recursos Hidráulicos". Ed. C.E.C.S.A., 1967.
- 10.- Antonio Acosta Godínez. "Modelo de Cuenca P.E.C.R.D.P.", Recursos Hidráulicos, Publicación Técnica. Vol. III, No.1, 1974.
- 11.- Antonio Acosta Godínez. "Volumen Util de un Almacenamiento, un nuevo enfoque". Ed. SARH, 1977.
- 12.- James and Lee. "Economics of Water Resources Planning". Mc. Graw Hill series in Water Resources and Environmental Engineering.
- 13.- José L. López Léautaud. "Evaluación Económica". Mc. Graw Hill.

- 14.- Comisión del Plan Nacional Hidráulico. "Recomendaciones para el Diseño y Revisión de Estructuras para el Control de Avenidas", Ed. SARH, 1976.
- 15.- Dirección de Hidrología de la SARH. "Boletín Hidrológico No. 29. Región Hidrológica No. 24 Poniente; Zona Alta de la Cuenca del Río Bravo incluyendo la Subcuenca del Río Conchos". Dirección General de Estudios de la Subsecretaría de Planeación, 1976.
- 16.- Plan Nacional de Obras de Riego para el Desarrollo Rural. "Pequeños Almacénamientos". Secretaría de Recursos Hidráulicos, 1975.