

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



"ANALISIS DEL APROVECHAMIENTO DEL ALTO RIO
CONCHOS PARA CONTROL DE CRECIENTES Y RIEGO"

TESIS PROFESIONAL
Que para obtener el Título de:
INGENIERO CIVIL
P r e s e n t a

Juan Felipe Zaldivar Jardón

México, D. F.

1983



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.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

INDICE

PAG.

AGRADECIMIENTOS

CAPITULO 1

INTRODUCCION	1
--------------------	---

CAPITULO 2

PREDICCIÓN DE CRECIENTES	6
--------------------------------	---

2.1 Revisión de la avenida máxima de diseño de la Presa La Boquilla	6
--	---

2.1.1 Determinación del pico de la avenida máxima de diseño	6
--	---

2.1.1.1 Aplicación del modelo precipitación- escurrimiento	6
---	---

2.1.1.2 Calibración del número de escurrimiento "N"	8
--	---

2.1.1.3 Deducción del gasto de pico	9
---	---

2.1.1.4 Aplicación del modelo precipitación- escurrimiento con cálculo de PMP	10
--	----

2.1.2 Ecuaciones regionales	10
-----------------------------------	----

2.1.3 Envolventes de Creager	12
------------------------------------	----

2.1.4 Gasto pico adoptado	12
---------------------------------	----

2.1.5 Determinación de la forma de la avenida	13
---	----

2.1.6 Avenida máxima de diseño	14
--------------------------------------	----

2.2 Determinación de avenidas de diseño en sitios donde es factible la construcción de un almacenamiento	14
---	----

2.2.1 Sitios donde es posible la construcción de una presa	14
---	----

2.2.2 Determinación de las avenidas máximas de diseño 16

CAPITULO 3

GENERACION DE ESCURRIMIENTO 17

3.1 Método utilizado para generar escurrimientos mensuales 19

3.2 Volumen de escurrimiento mensual de la Presa
El Durazno 19

3.3 Volumen de escurrimiento mensual de la Presa
La Balleza 19

3.4 Determinación de la capacidad de azolves 20

3.4.1 Presa La Balleza 20

3.4.2 Presa El Durazno 21

CAPITULO 4

ANALISIS HIDROLOGICO DEL SISTEMA 22

4.1 Demandas que se pueden satisfacer 22

4.1.1 Alternativa 1 22

4.1.2 Alternativa 2 30

4.1.2.1 Presa La Balleza 30

4.1.2.2 Presa El Durazno 31

4.1.2.3 Presa La Boquilla 31

4.2 Tránsito de avenidas 32

4.2.1 Alternativa 1 32

4.2.1.1 Tránsito de la avenida de diseño, -
considerando exclusivamente un verted_
dor controlado con compuertas 33

4.2.1.2 Tránsito de la avenida de diseño, con
considerando un vertedor libre y compuertas 33

4.2.1.3 Tránsito de la avenida de diseño, conside_
rando una escotadura en el vertedor actual .. 40

4.2.1.4	Tránsito de la avenida de diseño en condiciones de mantener los datos básicos de diseño, pero mejorando tanto el funcionamiento hidráulico (Perfil Creager) como buscando descarga franca	41
4.2.2	Alternativa 2	42
4.2.2.1	Presa La Balleza	42
4.2.2.2	Presa El Durazno	43
4.2.2.3	Presa La Boquilla	44

CAPITULO 5

ANALISIS HIDROECONOMICO	46
5.1 Consideraciones generales	46
5.2 Alternativa 1	47
5.3 Alternativa 2	49
5.3.1 Determinación de la capacidad de conservación	49
5.3.1.1 Presa La Balleza	49
5.3.1.2 Presa El Durazno	50
5.4 Determinación de la capacidad para control de avenidas, de la alternativa 2	52
5.5 Obtención de la mejor solución	56
5.5.1 Alternativa 2; Solución (a)	58
5.5.2 Alternativa 2; Solución (b)	59
5.5.3 Alternativa 2; Solución (c)	61
5.5.4 Alternativa 1	62
5.5.5 Comparación de alternativas	63

CAPITULO 6

CONCLUSIONES	64
--------------------	----

ANEXOS, TABELAS, GRAFICOS

BIBLIOGRAFIA

SIMBOLOS

Q	Gasto
$Q_{\text{máx}}$	Gasto máximo
t_p	Tiempo pico
t_b	Tiempo base
V_e	Volumen escurrido
NAMO	Nivel de aguas máximas ordinarias
NAME	Nivel de aguas máximas extraordinarias

ABREVIATURAS

SCS	Soil Conservation Service
mm	Milímetros
m	Metros
m ³	Metros cúbicos
km ²	Kilómetros cuadrados
m ³ /seg	Metros cúbicos sobre segundo
m.s.n.m.	Metros sobre el nivel del mar
Mm ³	Millones de metros cúbicos

1. INTRODUCCIÓN.

El Río Conchos forma parte de la vertiente del Golfo de México, es afluente del Río Bravo, el cual sirve de límite entre México y los Estados Unidos de Norteamérica.

La cuenca del Río Conchos se encuentra totalmente dentro de la República Mexicana y se puede afirmar que básicamente constituye a la Región Hidrológica No. 24 poniente. Nace en la parte oriental de la Sierra Tarahumara, en el Estado de Chihuahua y colinda con: las cuencas de los Ríos Yaqui y Fuerte por el poniente; al sur, con la cuenca del Río Nazas; y al oriente, con la cuenca del Balsón de Mapimí. En el plano No. 1, se presenta la delimitación de su cuenca hasta su desembocadura con el Río Bravo. En él, se pueden ver las principales presas de almacenamiento construídas sobre la misma.

En el presente trabajo, se pretende analizar el aprovechamiento del Alto Río Conchos para riego y control de crecientes. Entendiéndose con esto, el estudio de la cuenca hasta la Presa La Boquilla, Chih.

La Presa La Boquilla, se encuentra ubicada, como ya se dijo, sobre el Río Conchos, a 20 Km aguas arriba de la Ciudad de Camargo, Chih. Su construcción la inició en 1910 la Compañía Agrícola y de Fuerza Eléctrica del Río Conchos, S.A., para utilizar las aguas del río en generación de energía eléctrica. La presa comenzó a operar en el mes de septiembre de 1916. A partir de 1929, la Comisión Nacional de Irrigación empezó el estudio para desarrollar el actual distrito de

riego de Delicias, Chih. Este proyecto se realizó en dos etapas: la primera consistió en la regulación de la corriente del Conchos por el sistema de Presas Esquilla-Colina; la segunda etapa, en la construcción de la Presa Francisco I. Madero que regularizaría el régimen del Río San Pedro, Chih.

Las características del proyecto actual de la Presa La Esquilla son las siguientes:

- DATOS GENERALES

	Capacidad 10^6 m^3	Elevación m.s.n.m.
Corriente: Río Conchos		
Corona (b = 5 m)		1320.00
N.A.M.E.	No determinado	
Superalmacenamiento	No determinado	
Cresta del vertedor	2982	1317.00
Almacenamiento útil	2823	
Obra de toma (planta hidroeléctrica)	596	1293.00
Azolves (eje toma baja)	159	1279.80
Gasto máximo avenida de proyecto	No definido	
Gasto máximo medio horario deducido (sep-21-78)	4700 m ³ /seg	

- CORTINA (Concreto)

Longitud total	233.00 m
Altura máxima	11.00 m

- VERTEDOR

Longitud de cresta	720.00 m
Capacidad máxima (H = 3 m)	5533 m ³ /seg
Capacidad obra de toma baja	40 m ³ /seg
Capacidad planta hidroeléctrica	44 m ³ /seg
Area de cuenca	21000 Km ²
Escurrimiento mensual máximo (Sep-1958)	1539 Mm ³

La obra de toma baja tiene una capacidad de 40 m³/seg, más otros 12 m³/seg de cuatro tuberías de drenaje, hacen un total de 52 m³/seg.

Hasta el sitio de la presa, el Río Conchos drena una área de 21000 Km². Los afluentes principales son: el Río Nonoava, el Río Balleza y el Río de Gallos.

En septiembre del año de 1978, la cuenca se vio afectada por fuertes precipitaciones que generaron escurrimientos extraordinarios, alcanzando un pico de 4700 m³/seg y un volumen de 840 Mm³. Afortunadamente, cuando ocurrieron estos escurrimientos la presa se encontraba a un 51% de su capacidad de almacenamiento útil, lo cual permitió que se regulara la avenida, sin llegar a derramar.

Si la presa hubiese estado llena hasta el nivel de la cresta vertedora, al ocurrir el fenómeno anterior, se habrían tenido gastos de descarga superiores a los 3000 m³.seg, ocasionando fuertes inundaciones al Distrito de Riego de Delicias y a la población de Ca-

margo, con las consiguientes pérdidas materiales.

Por otra parte, el vertedor de excedencias está construído en forma deficiente y no cumple los requisitos indispensables para su buen funcionamiento hidráulico. Asimismo, no se dispone de los antecedentes del estudio hidrológico de dicha presa.

Ante el desconocimiento de la avenida de diseño de la presa, la deficiencia hidráulica del vertedor, así como, por encontrarse asentamientos humanos importantes y grandes extensiones de terrenos agrícolas altamente productivos, aguas abajo, se hace indispensable el estudio de la cuenca con fines de control de crecientes y de aprovechamiento de volúmenes de agua para el desarrollo agrícola de la región.

Como ya se mencionó anteriormente, el objetivo de la presente tesis es llevar a cabo el: "Análisis del aprovechamiento del alto río Conchos para el control de crecientes y riego". Para lo cual, además del presente capítulo introductorio, se realizarán los siguientes:

Capítulo 2.- Predicción de Crecientes.- En él, se hará la revisión de la avenida de diseño hasta el sitio de la presa; así como, la obtención de crecientes de diseño en los sitios donde sea factible la construcción de nuevos aprovechamientos.

Capítulo 3.- Generación de Escurrimientos.- En éste, se determinan los volúmenes de escurrimiento mensuales, en los sitios donde sea factible la construcción de nuevos aprovechamientos.

Capítulo 4.- Análisis Hidrológico del Sistema.- Aquí se hace el estudio hidrológico integral, considerando la presa actual y las facilidades por construir.

Capítulo 5.- Análisis Hidroeconómico.- En él, se pretende determinar la mejor forma de solucionar el problema planteado, por medio de una evaluación económica de las distintas alternativas formuladas, a nivel de gran visión.

Capítulo 6.- Conclusiones.- Como su nombre lo indica, aquí se dan las recomendaciones y conclusiones a las que se llegó en este trabajo.

2.1- PREDICCIÓN DE CRECIENTES

2.1 Revisión de la avenida máxima de diseño de la Presa La Boquilla

Primeramente se hizo la revisión de la avenida de diseño hasta el sitio de la Presa La Boquilla, de la siguiente manera.

2.1.1 Determinación del pico de la avenida máxima de diseño

Se acopió la información topográfica e hidrológica de que se dispone, encontrándose que existe, dentro de la cuenca en estudio, una estación hidrométrica llamada Llanitos sobre el Río Balleza, instalada en 1975 y cuyos registros no son suficientes para llegar a resultados satisfactorios; pero sí se dispone de bastante información en cuanto a lluvias. Por lo que a información topográfica se refiere, se contó con la necesaria para determinar las características fisiográficas que requirió el análisis.

Con base en el tipo de información disponible, el análisis se llevó a cabo utilizando el modelo precipitación-escurrimiento, que desarrolló la Subdirección de Procesos Hidrológicos de la SARH, complementándose con la aplicación de las ecuaciones regionales de esa zona (según la regionalización de gastos máximos efectuada también por esta misma Subdirección) y métodos racionales.

2.1.1.1 Aplicación del modelo precipitación-escurrimiento

Los principales procesos que realiza el programa se describen a continuación:

- La magnitud de la cuenca es muy grande, por lo que el modelo requiere de la subdivisión en subcuencas, no mayores de 3000 km²; es por esto que se dividió en 10 subcuencas (Plano 2).
- Para cada una de ellas, se calculó su tormenta de diseño a través de un análisis de lluvias máximas anuales en 24 horas, para las estaciones de influencia; ajustándoles una función de distribución de probabilidad de tipo Gumbel Simple.
- Con esto, se logró tener para cada una de ellas, la altura de lluvia media total, para diferentes períodos de retorno.
- Como el mecanismo de transformación de lluvia a escurrimiento es el uso del hidrograma unitario, este modelo utiliza el del hidrograma unitario sintético triangular del SCS; por tanto, para cada una de las subcuencas, función de las características fisiográficas de las mismas, determina el hidrograma unitario para una duración igual a la del tiempo de concentración.
- De utilizar la relación propuesta por el Dr. Ven Te Chow, para calcular la lluvia efectiva, en función de la lluvia total y del número de escurrimiento N del SCS, se logró el cálculo de la lluvia en exceso, para cada subcuenca y para cada período de retorno.
- Al aplicar el principio de proporcionalidad entre las lluvias efectivas y los hidrogramas unitarios, con la hipótesis de que estas precipitaciones se acumulan en una duración igual a la del hidrograma unitario, se obtienen los hidrogramas del escurrimiento directo por subcuencas.

- Para el cálculo del hidrograma total a la entrada de la presa, procede al tránsito de las avenidas con el método de Muskingum, utilizando como coeficiente K, uno igual al tiempo de concentración entre la entrada y la salida de las subcuencas. Para el parámetro X, utiliza el recomendado por el Dr. Ray K. Linsley en cauces naturales; o sea, $X = 0.35$.
- Por último, a los escurrimientos directos se le suma un gasto base.

De esta manera resumida, es como el programa realiza — los cálculos para la obtención de los hidrogramas de entrada y gastos máximos en la presa.

2.1.1.2.- Calibración del número de escurrimiento "N"

Los gastos máximos resultantes dependen de manera fundamental de los números de escurrimiento N; por tal motivo, si se logra determinar de una manera confiable el número N representativo de la cuenca en estudio, prácticamente se tendrá resuelto el problema de la elección del gasto pico de la avenida de proyecto.

A continuación, se describe la manera de cómo se calibró el valor de N en la cuenca de la Presa La Boquilla.

Dentro de la cuenca en estudio, como ya se dijo, se tiene una estación hidrométrica, con la cual no fue posible aplicar métodos probabilísticos y comparar sus resultados con los del modelo precipitación-escurrimiento.

Pero en septiembre de 1978, ocurrió una avenida que por los efectos se considera que corresponde a un período de retorno grande.

Por una parte, con base en los registros de variación de almacenamiento y de salidas controladas en la Presa La Soquilla, se dedujo el hidrograma de gastos medios horarios de entrada a dicha presa, que resultó tener un gasto máximo medio horario de 4,700 m³/seg y un volumen de escurrimiento de 850 Mm³. En la Fig. 1, se presenta este hidrograma.

Por otro lado, de los registros de las estaciones climatológicas ubicadas dentro de la cuenca, se conocen las alturas de lluvia que produjeron la avenida que se analiza. En el plano No. 3, aparecen las isoyetas correspondientes.

El modelo de cuenca de la Subdirección de Procesos Hidrológicos, SARH, además de ejecutar los procesos precipitación-escurrimiento, antes descritos, está estructurado de tal manera que, dadas las alturas de precipitación y el hidrograma generado en una cuenca cualquiera, es posible calibrar los valores de N, K y X, tales que excitando el programa con la lluvia registrada, se genere, con aproximación de 10% en pico y en volumen, el hidrograma registrado.

En el caso que nos ocupa, se procesó el programa con las lluvias que generaron la avenida ya comentada, hasta encontrar valores de N que produjeran el hidrograma de entrada a la presa. El valor medio de N representativo de toda la cuenca resultó ser de 50.

2.1.1.3 Deducción del gasto de pico

Una vez calibrado el valor de N, se corrió el programa considerando altura de lluvia con período de retorno de 10,000

año y, por lo tanto, el resultado que se obtuvo es el siguiente:

Período de retorno	10,000 años
Coefficiente de escurrimiento	C = 80
Gasto máximo	Q = 14,000 m ³ /seg

2.1.1.4.- Aplicación del modelo precipitación-escurrimiento con cálculo de PMP.

Para aplicar el modelo con cálculo de PMP, se siguieron los mismos procesos ya descritos, excepto que se consideró como tormenta de diseño, para cada subcuenca, la que resultó ser la PMP, calculada a través de estimados estadísticos. El resultado obtenido es el siguiente:

PMP	
Coefficiente de escurrimiento	C = 80
Gasto máximo	Q = 21,150 m ³ /seg

2.1.2.- Ecuaciones regionales

En la exploración de las variaciones de gastos máximos - promedio de flujo a lo largo del desarrollo de una tormenta, se realizó un estudio de las variaciones de la máxima de diseño de un río en un punto de afluencia de una subcuenca a la región I. Se ha observado que los gastos máximos de diseño de una subcuenca, en un punto de afluencia, se relacionan con el tiempo de tránsito de la tormenta a lo largo de la subcuenca, y con el tiempo de tránsito de la tormenta a lo largo de la región I. Se ha observado que los gastos máximos de diseño de una subcuenca, en un punto de afluencia, se relacionan con el tiempo de tránsito de la tormenta a lo largo de la subcuenca, y con el tiempo de tránsito de la tormenta a lo largo de la región I.

$$A = \frac{A \cdot 30 \quad PM \cdot 32}{201.31 \quad 5 \cdot 98 \quad L \cdot 31}$$

$$B = \frac{A \cdot 1.6 \quad P \cdot 4.26}{2.833 \cdot E^{10} \quad L \cdot 2.12}$$

Donde:

- S = Pendiente del cauce (adimensional)
- P = Precipitación media anual en mm (obtenida del plano de isoyetas de 1931-1970)
- PM = Precipitación máxima en 24 horas en mm, para un período de retorno de 10 años
- L = Longitud del cauce principal en Km

Para la cuenca en estudio se obtuvieron los siguientes valores:

- S = 0.00238
- P = 530 mm
- PM = 75 mm
- L = 390 Km

Una vez obtenidos los valores A y B, se aplicó la distribución de Gumbel, dando como resultado para un período de retorno de 10,000 años, un gasto de 2960 m³/seg que comparado con los 4700 m³/seg, ya registrados en 1978, no es confiable.

2.1.3.- Envolventes de Creager

La cuenca en estudio pertenece a la región hidrológica No. 9, cuyas envolventes regionales y mundiales de Creager y de Lowry, produjeron los siguientes gastos:

Creager Mundial	$Q = 25,000 \text{ m}^3/\text{seg}$
Lowry Mundial	$Q = 25,400 \text{ m}^3/\text{seg}$
Creager Regional	$Q = 3,066 \text{ m}^3/\text{seg}$
Lowry Regional	$Q = 3,576 \text{ m}^3/\text{seg}$

2.1.4.- Gasto pico adoptado

De todo lo anteriormente expuesto, se puede concluir - lo siguiente:

El gasto que producen las ecuaciones regionales, para un período de retorno de 10,000 años, está muy por abajo del gasto máximo deducido para la avenida que se presentó en septiembre de 1978; por lo que automáticamente queda descartado. Lo mismo se puede decir de las envolventes regionales de Lowry y de Creager.

Los valores que producen las envolventes mundiales de Lowry y de Creager, parecen exageradas y se considera difícil que se puedan presentar, dado el tipo de suelo y precipitaciones de la cuenca en estudio. Por otro lado, se requeriría una altura de precipitación mayor que la PMF para producir este caudal.

Por lo que se refiere al gasto que produce la PMF, se considera que es alto y que sería muy conservador aceptar este valor como gasto de diseño, dado que si bien existen asentamientos importantes aguas abajo de la presa, la corona es de concreto y hay menos riesgo de falla, en caso de vertido por la corona, que si fuera de materiales graduados.

En cuanto al valor que produce el modelo precipitación-escorrimento, alimentado con alturas de lluvia para período de retorno de 10,000 años y $N = 30$, es el que se sugiere como gasto de diseño debido a que se considera razonable, si tenemos en cuenta que: la magnitud de la cuenca es grande (21,000 Km²) y, por otra parte, ya se presentó un gasto medio horario alto (4,700 m³/seg).

En conclusión, con base en las anteriores consideraciones, se propone como gasto de pico de la avenida máxima de diseño el valor de 14,000 m³/seg.

2.1.5.- Determinación de la forma de la avenida

Debido a que se cuenta con escasa información de formas de hidrograma en la presa, y considerando que en otros estudios hidrológicos para la determinación de avenidas de diseño; las formas de hidrogramas que produce el modelo precipitación-escorrimento han resultado muy similares a las respuestas reales, se propone que se adopte como forma de la avenida de diseño, la que resulta de aplicar dicho modelo para una $N = 30$, $X = 0.35$ y valores de K iguales a los tiempos de concentración entre cuencas.

Con el objeto de reforzar más la proposición anterior, respecto a la firma de la avenida, se realizó a cabo un análisis probabilístico de volúmenes mensuales máximos anuales de entrada a la Presa La Boquilla, determinándose, con los métodos de Gumbel Simple y - Gumbel Doble, los volúmenes mensuales asociados a diferentes períodos de retorno; los resultados se presentan en la tabla siguiente:

Tr (AÑOS)	GUMBEL SIMPLE (VOL. EN Mm3)	GUMBEL DOBLE (VOL. EN Mm3)
10	1020	1050
20	1240	1270
30	1370	1370
50	1520	1500
100	1740	1660
500	2230	2020
1000	2440	2130
5000	2930	2540
10000	3140	2690

Como puede observarse, para un período de retorno de 10,000 años el volumen mensual con Gumbel Simple es de 3,143 Mm3. - De la Fig. No. 2, se tiene que el volumen de la avenida que se está considerando es de 2,600 Mm3; de estos valores se tiene que ésta -- avenida produce el 83% del volumen mensual para Tr de 10,000 años. Esta relación de volúmenes indica que en la forma como se está tratando de dimensionar el río, se está considerando un río de 10,000 años de retorno.

El río de 10,000 años de retorno

El río de 10,000 años de retorno

✓

mente, respecto al punto de pico y a la forma de la avenida de diseño, se llegó finalmente a determinar el hidrograma de dicha avenida, el cual se muestra en la Fig. No. 2, y a continuación se anotan los valores característicos de éste.

Q máx.	=	14,000 m ³ /seg
tp	=	33 horas
tb	=	160 horas
Ve	=	2,500 Mm ³

2.2 Determinación de avenidas de diseño en sitios donde es factible la construcción de almacenamientos

2.2.1 Sitios donde es posible la construcción de una presa

Se localizó la existencia de boquillas sobre la cuenca, aguas arriba de la Presa La Boquilla, teniendo en cuenta el aspecto topográfico únicamente, quedando por comprobar la factibilidad geológica, geotécnica y de bancos de materiales. En estas condiciones, se localizaron dos posibles sitios ubicados: uno sobre el Río Conchos, a la altura del poblado El Durazno, con coordenadas Long. W 106°20' 40" y Lat. N 27°26'30"; el otro sobre el Río Balleza, a 30 Km aproximadamente, aguas abajo del poblado del mismo nombre. En el plano No. 4 se puede ver la localización de ambos sitios. En las Figs. Nos. 2 y 4 respectivamente, se presentan las curvas de Elevación-Areas y Elevaciones-Capacidades de los vasos de dichos sitios, obtenidas de los planos de DETENAL a escala 1:50,000.

2.3. Determinación de las avenidas máximas de diseño

Con el fin de diseñar las estructuras de excedencias y las capacidades de regulación de los probables almacenamientos, se llevaron a cabo los análisis hidrológicos para determinar las avenidas de diseño. Para lo cual se aplicó el modelo precipitación--escurrimiento con el número de escurrimiento $N = 80$, ya calibrado para la zona, dando por resultado las avenidas máximas de diseño -- que se presentan en las Figs. Nos. 5 y 6; y cuyos valores característicos son los siguientes:

Sitio El Durazno:

Q máx.	=	6,400 m ³ /seg
t_p	=	38 horas
t_b	=	190 horas
V_e	=	1,000 Mm ³

Sitio Balleza:

Q máx.	=	4,200 m ³ /seg
t_p	=	25 horas
t_b	=	125 horas
V_e	=	540 Mm ³

Sitio La Boquilla (cuenca propia)

Q máx.	=	6,500 m ³ /seg
t_p	=	21 horas
t_b	=	105 horas
V_e	=	510 Mm ³

3.- GENERACION DE ESCURRIMIENTO

Con el fin de determinar la capacidad útil de las presas para poder satisfacer una determinada demanda de volumen de agua, es necesario el conocimiento de los volúmenes de escurrimiento mensual.

3.1 Método utilizado para generar escurrimientos mensuales

Por lo que respecta a la Presa La Boquilla, se utilizó la información de volúmenes mensuales de entrada a dicha presa, que aparecen en los boletines hidrológicos editados por la Subdirección de Hidrología de la SARH.

En cuanto a los volúmenes mensuales de las dos presas propuestas, como no se dispone de estaciones hidrométricas, en los sitios donde se pueden construir dichas presas, se utilizó el siguiente método de generación de escurrimientos.

Para determinar el volumen de escurrimiento mensual se aplicó la siguiente fórmula:

$$V_{emij} = C_{ij} \times A \times P_{mij}$$

En donde:

V_{emij} = Volumen de escurrimiento mensual Mm³

A = Area de la cuenca en Km²

C_{ij} = Coeficiente de escurrimiento (mes i, año j)

P_m = Precipitación media mensual en la cuenca,
en mm

El área de cuenca y la precipitación media mensual son fáciles de calcular, ya que generalmente siempre se cuenta con información topográfica y climatológica.

La dificultad más seria en la aplicación de esta sencilla -- fórmula, es el conocimiento del coeficiente de escurrimiento. Para -- los casos que se están estudiando, los coeficientes mensuales de escurrimiento se determinaron de la siguiente manera:

- a) Se acopiaron los volúmenes mensuales V_{em} de entrada a la presa La Boquilla, en el período 1957 a 1977.
- b) Se determinó la altura de lluvia media mensual h_p , para el lapso -- anterior.
- c) Se consideró el área de la cuenca hasta el sitio de La Boquilla.
- d) Se calcularon los coeficientes de escurrimiento mensual aplicando la siguiente fórmula.

$$C_{ij} = \frac{V_{em_{ij}}}{A \cdot h_{p_{ij}}}$$

De esta manera, es como se logró determinar los coeficientes de escurrimiento mes a mes de cada cuenca de la Presa La Boquilla. -- Mismos coeficientes que se consideraron para el estudio de las Presas El Durazno y La Salleza, ya que forman parte de dicha cuenca.

3.2 Volumen de escurrimiento mensual de la Presa El Durazno

Una vez deducidos los coeficientes de escurrimiento mensual, se generan los volúmenes de entrada a la Presa El Durazno, aplicando la misma fórmula anterior.

$$Vem_{ij} = C_{ij} \times A \times Pm_{ij}$$

Vem_{ij} = Volumen de entrada mensual a la Presa El Durazno (mes i , año j).

A = Area de cuenca hasta la Presa El Durazno.

Pm_{ij} = Altura de lluvia media mensual, en mm

C_{ij} = Coeficiente de escurrimiento deducido en el paso anterior

La altura de lluvia media mensual se calculó por medio de polígonos de Thiessen, y con base en las alturas de lluvia mensual registradas en las estaciones pluviométricas dentro y cercanas a la cuenca en estudio.

Los valores de los volúmenes mensuales generados se presentan en la tabla 1.

3.3 Volúmen de escurrimiento mensual de la Presa La Balleza

Se determinaron siguiendo el mismo procedimiento que la anterior, y los valores de los volúmenes de escurrimiento mensual se presentan en la tabla 2.

3.4 Determinación de la capacidad de azolves

No se dispone de registros de sólidos en suspensión aguas arriba de la Presa La Boquilla. Para estimar este concepto en los sitios de las presas en estudio, se procedió de la siguiente manera:

Se buscó una estación hidrométrica que contara con este tipo de registros, lo más cercanos a las cuencas que nos interesan, resultando ser la estación San Antonio, sobre el Río Florido, Dgo.; -- con registros de 1949 a 1974.

Con base en los registros anteriores, tabla 3, se calculó un porcentaje medio anual de sólidos en suspensión de 0.189.

Este valor se consideró representativo para las cuencas en estudio.

3.4.1 Presa Balleza

De la tabla No. 1 se tiene que el volumen de escurrimiento medio anual es de 455 Mm³. Considerando una vida útil de la presa -- de 50 años, se calculó el volumen de sólidos en suspensión que llega a la presa en ese lapso.

$$VSS = 0.00189 \times 455 \times 50 = 43 \text{ Mm}^3$$

Incrementando en un 33% el volumen de sólidos en suspensión para tomar en cuenta el arrastre de fondo, se tiene:

$$VST = 43 + 1.17 = 44.17 \text{ Mm}^3$$

Finalmente, se adoptó una capacidad para azolves de 60 Mm³.

3.4.2 Presa El Durazno

De la tabla No. 2 se observa que el volumen de escurrimiento medio anual es de 414 Mm³. Siguiendo un procedimiento similar al anterior, se llegó a calcular un voluemn total de azolves que podría llegar a la presa durante una vida útil de 50 años; el que resultó - de 52 Mm³. Se adoptó una capacidad para azolves de 55 Mm³.

4. ANALISIS HIDROLOGICO DEL SISTEMA

En este capítulo se estudiarán los dos aspectos siguientes:

- Demandas que se pueden satisfacer considerando como alternativa 1 a la Presa La Boquilla Únicamente; y como alternativa 2, las Presas La Boquilla, El Durazno y La Balleza.
- Tránsito de las avenidas de diseño, con el fin de conocer cómo se regularizan dichas avenidas, para las dos alternativas anteriores.

4.1 Demandas que se pueden satisfacer

4.1.1 Alternativa 1

Esta alternativa consiste en determinar el mejor aprovechamiento del Río Conchos, tomando en cuenta únicamente la Presa La Boquilla, con las capacidades actuales de proyecto.

Se aplicó la metodología que se utiliza en la Subdirección de Procesos Hidrológicos de la SARH, para determinar el mejor aprovechamiento de una presa, la cual se describe a continuación.

Antonio Acosta y Vicente Gastélum: "Método de Selección de la Licencia de Agua para el Incremento de la Presa La Boquilla en el VI Congreso Nacional de Hidrología, 20 de Noviembre, 1961, in

- Funcionamiento analítico de vasos

El funcionamiento analítico de vasos, consiste en simular la evolución de los volúmenes almacenados, evaporaciones y derrames, de acuerdo a los volúmenes de escurrimientos y extracciones propuestas. Ello no es otro asunto más que resolver la ecuación de conservación de materia de la manera siguiente:

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

De resolver por incrementos finitos y despreciando pérdidas por infiltración en vaso y cortina, se tiene:

$$S(i + 1) = S(i) + E N(i + 1) - E V(i + 1) - DM(i + 1)$$

Sujeta a las restricciones:

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

$$1 \leq i \leq M$$

$$M = N \times 12$$

donde:

i = Número de años de registro

S(i + 1) = Almacenamiento al final del mes

S(i) = Almacenamiento al inicio del mes

EN(i + 1) = Entrada neta al vaso en el mes (i + 1)

$EV(i + 1)$ = Volumen de pérdidas por evaporación; función de las áreas inundadas del vaso, al inicio y al final del intervalo y de la evaporación neta del mes $(i + 1)$.

$DM(i + 1)$ = Volumen demandado en el mes $(i + 1)$

SM = Capacidad muerta

SC = Capacidad de conservación

Asimismo:

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

Con las restricciones

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

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

$PD(j)$ = % de demanda, respecto al anual, del mes j

VDA = Volumen de demanda medio anual; constante para todos los años de la simulación.

Al final de cada mes, se calculan los derrames o "déficit" que hubiera, con las ecuaciones:

$$DR(i + 1) = S(i + 1) - 0$$

$$DF(i + 1) = SM - S(i + 1)$$

Cuando se diseña la presa, el funcionamiento de vaso se efectúa considerando el volumen de demanda medio anual como constante para todos los años de simulación. Sin embargo, en la práctica, las extracciones anuales son variables, función del almacenamiento que se tenga al comienzo de cada ciclo anual (octubre-septiembre).

Luego entonces, también en el diseño se debe utilizar el volumen de extracción anual como variable y función del almacenamiento - al inicio de cada ciclo, o sea:

$$VA(k) = f \text{ ALM}(i)$$

Donde:

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

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

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

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

Las operaciones reales de las presas indican que una relación de volúmenes de almacenamiento inicial y extracciones pueden ser:

$$VA(k) = \alpha \{ALM(i)\}^\beta$$

En forma más sencilla podría ser:

$$VA = \alpha + \beta (ALM(i))$$

Deben existir valores de α y β que den lugar a máximo al volumen de extracción anual (VDA), cumpliendo las restricciones y específicas imuestas. Así, el problema consiste en encontrar dichos valores.

Desde luego, el VDA que se obtiene con este criterio, es mayor que el VDA que se obtiene considerando constante la demanda, como se podrá comprobar en los casos que se presentan. Lo cual justifica la mayor complejidad de los cálculos.

La solución puede acelerarse a través del criterio de prueba y error (tanteos), o programación no lineal (FIBONACCI). A continuación se presentan los dos métodos.

- Método de tanteos

En este método, los valores de α y β se obtienen con la siguiente secuela de cálculo.

- a) Fijar un valor de α y mover los valores de β (la pendiente p.e.: desde 10° a 30° , con incrementos de 10°).
- b) Estableciendo un valor de α y otro de β , sustituirlos en la ecuación $VA(k) = \alpha + \beta (AV(1))^k$ y proceder al cálculo del funcionamiento de vaso a través de la simulación, como se hizo anteriormente, sólo que obteniendo $VA(k)$ para cada uno de los k .
- c) Encontrar los dos intervalos entre los cuales se encuentre el máximo de VDA que satisficiera el problema planteado.

para proceder a disminuir el intervalo de β (p.e.: de 10^4 a 1^0).

- d) Volver a efectuar lo indicado en el párrafo (b) y seleccionar el valor de β que hace máximo VDA y que cumple con las restricciones de deficiencias.
- e) Proponerse otro valor de α y repetir lo mencionado en los apartados de (b) hasta (d).
- f) Escoger de todos los valores que se seleccionen en el párrafo (d), el que proporcione el máximo VDA (máximo de máximos).

Con lo anterior, se obtienen valores de α y β que hacen posible, para una determinada capacidad de conservación, alcanzar el máximo valor del volumen medio anual que se puede ofrecer.

Este método es demasiado largo y tardado, aún con ayuda del computador; es por ello que en la SPH se decidió por el siguiente método.

- Método de Fibonacci

El método de Fibonacci, permite reducir al mínimo, el máximo número de iteraciones necesarias para encontrar el máximo de una función unimodal, cuando al hacer una evaluación de la función, no se conoce el signo de su pendiente en ese punto. El método de Bolzano es similar, pero se aplica a funciones que al evaluarlas se conoce también el signo de su pendiente en ese punto.

La secuencia de cálculo que se sigue es:

- a) Fijar un intervalo de α en el que se supone estará el valor correspondiente a la máxima extracción media anual (VDA).
- b) Determinar por el método de Fibonacci, el número de iteraciones -- que serán necesarias para reducir el intervalo al tamaño deseado.
- c) Encontrar también, por el método de Fibonacci, un valor comprendido en el intervalo (α inf., α sup.) fijado en el punto -- (a).
- d) Proponer un intervalo (β inf., β sup.) en el que se encuentre un valor β , $\beta \neq \alpha$, tal que al combinarlo con el de -- α establecido en el punto (c), se tenga un déficit anual promedio igual al requerido, al realizar el funcionamiento de vaso, determinando el volumen de demanda para el ciclo anual (k) con base en la ecuación:

$$VA(k) = \alpha \text{ ALM}(i, \beta \neq \alpha)$$

- e) Definir, por el método de Bolzano, un valor de β localizado dentro del intervalo (β inf., β sup.).
- f) Realizar el funcionamiento del vaso, con el valor de β con base en la expresión anterior, para α ya determinado en los puntos (c) y (e) respectivamente.
- g) Reducir el intervalo (β inf., β sup.) con la bisectriz resultante del punto (f). El intervalo resultante para el (f) --

resulta menor que la deficiencia promedio buscada (PDP), β pasará a ser β inferior y β superior permanecerá sin cambio. - En caso contrario, β superior tomará el valor de β y β inferior no cambiará.

- h) Regresar al punto (e) tantas veces como sea necesario, hasta llegar a la deficiencia media buscada (PDP), con tanta aproximación como se desee.
- i) Si sólo se ha ejecutado el punto (c) una vez, volver a ejecutarlo; en caso contrario reducir el intervalo (α inf., α sup.) en el que se encuentra α *.
- j) Ejecutar nuevamente los puntos de (c) a (i) tantas veces como se determinó en el punto (b), hasta que la amplitud del intervalo en que se encuentra α * sea igual o menor a la aproximación deseada para α .
- k) En caso de que los valores α * y β * fueran iguales a algún extremo de su intervalo original, esto sería indicio de que el intervalo supuesto fué incorrecto y entonces es necesario ampliar y repetir el proceso desde el punto (a).
- l) La máxima extracción media anual (VMA) para una deficiencia media buscada (PDP) será aquella obtenida para α * y su correspondiente β *.

Como se ve, el procedimiento sigue siendo largo e iterativo pero se cuenta con un programa para computador digital, en lenguaje --

FORTRAN IV, que realiza los pasos anteriores.

La aplicación de la metodología anterior arrojó los resultados que aparecen en la Fig. 7.

En el eje vertical se anota la elevación y el almacenamiento iniciales, al principio del ciclo agrícola; en el eje horizontal se lee la demanda que se puede programar en el ciclo anual agrícola, de acuerdo a las deficiencias admitidas, las cuales se recomienda no excedan al 5%.

Debido a que este aprovechamiento se está utilizando actualmente para riego, puede permitirse una deficiencia del 5% y en estas condiciones, la extracción media anual que puede proporcionar la presa sería de 1090 Mm³, y la programación anual se puede hacer con la gráfica correspondiente al 5% de déficit (Fig. 7).

4.1.2 Alternativa 2

Como ya se dijo anteriormente, en esta alternativa se estudió el sistema integrado por las Presas La Boquilla (ya construída), La Balleza y El Durazno (en estudio las dos).

Como esta alternativa es a nivel de planeación, se aplicó el funcionamiento de vaso en la forma tradicional.

4.1.2.1 Presa La Balleza

La aplicación del programa de control del funcionamiento

de vaso, en la Presa La Balleza, para diferentes niveles de conservación y porcentajes de demanda similares a los de La Boquilla, dio como resultado los valores de la Fig. 8, cuyo significado es el siguiente: en el eje vertical se leen los diferentes niveles de conservación y en el eje horizontal los volúmenes de oferta que se pueden satisfacer. A reserva de justificarlo en el siguiente capítulo, el proyecto más económico es el correspondiente a una capacidad de conservación de 136 Mm³, con un volumen de oferta de 175 Mm³ anuales en promedio.

4.1.2.2 Presa El Durazno

Se aplicó la misma metodología anterior y haciendo consideraciones similares, se llegó a los resultados que se presentan en la gráfica de la Fig. 9, con idéntico significado a la 8. Con base en dicha gráfica, se dedujo que el mejor proyecto es el relacionado con una capacidad de conservación de 225 Mm³ y una oferta media anual de 285 Mm³; como se demostrará más adelante.

4.1.2.3 Presa La Boquilla

Primeramente se generaron los escurrimientos mensuales por cuenca propia, suponiendo la construcción de las dos presas anteriores. A estos escurrimientos se les adicionaron los derrames de las dos presas de aguas arriba (La Balleza y El Durazno).

Con estos datos de entrada, se efectuó el funcionamiento de vaso, dando como resultado una demanda media anual que se puede satisfa--

cer de 535 Mm3, con un déficit del 51, como se puede ver en la Fig. 10.

4.2 Tránsito de avenidas

También en este caso se estudiarán las dos alternativas anteriores.

4.2.1 Alternativa 1

Esta alternativa consiste, como ya se dijo, en considerar exclusivamente la Presa La Boquilla.

El tránsito de la avenida de diseño, se realizó tomando en cuenta las siguientes condiciones:

Longitud del vertedor = 720 m
Elevación de la cresta del vertedor = 1317 m.s.n.m.
Curva de Elevaciones-Áreas-Capacidades
de la presa tomadas del plano (S.S.C. 1605)
Noviembre de 1978, SAR-.
Corona a la elevación = 1320 m.s.n.m.
Curvas de descarga deducidas en
condiciones actuales

Por otra parte, se supuso la situación más desfavorable que es aquella en que el nivel inicial del embalse está a la altura de la cresta de la vertedora.

En estas circunstancias, los resultados que produjo la simulación del tránsito de la avenida máxima de diseño, son los siguientes:

Q máx. = 9970 m³/seg
Elevación máxima alcanzada = 1324.24 m.s.n.m.

Como puede observarse, el nivel máximo alcanzado rebasó la corona de la cortina en 1.24 m.

Con base en estos resultados, se concluye que son necesarios cambios en la Presa La Boquilla, como pueden ser: de vertedor libre a controlado con compuertas; la sobreelevación de la cortina de la presa y rehaciendo el cimacio del vertedor libre con la construcción de un parapeto de concreto reforzado, que funcionaría como cordo libre; y, por último, una combinación de compuertas y vertedor libre.

Con el objeto de determinar la posible modificación del vertedor libre, se estudiaron las siguientes alternativas:

4.2.1.1.- Tránsito de la avenida de diseño, considerando exclusivamente un vertedor controlado con compuertas.

Alternativa (1)

Número de compuertas	10
Dimensiones	10 x 10 m.
Nivel de inundación	1324.24 m.s.n.m.

Para determinar el efecto del número de compuertas en la elevación de la avenida de diseño, se estudió la alternativa (1) con el número de compuertas variable.

Nivel de compuertas elev. $x + y$.

Nivel de conservación elev. $x + y$.

Elevación (m.s.n.m.)	Número de compuertas operando				Carga (m)
	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	
Elev. $x + y$	4	2	0	0	y
Elev. $x + y + 1$	8	6	6	6	$y - 1$
Elev. $x + y + 2$	12	12	12	12	$y - 2$

Una vez fijados los niveles de compuertas y de conservación, se compararon los resultados que arrojaron cada una de estas políticas de operación de compuertas, obteniéndose que los mejores valores los produce la política (P₁). En la Fig. No. 11, se presentan las gráficas en donde se resumen los resultados de esta política de operación.

La forma de manejar estas gráficas es como sigue: en el eje horizontal se anota la elevación del umbral de compuertas. en el eje vertical se lee la elevación máxima alcanzada al transitar la avenida de diseño; de los números en el extremo superior de cada recta, el primero indica la carga inicial por arriba del umbral y a partir del cual se inicia la apertura de las compuertas; o sea, el Nivel de Conservación en cada caso se obtiene sumándole al nivel del umbral de compuertas la carga, en metros, representada por este primer número de cada paréntesis.

Por ejemplo, si se desea mantener el nivel de conservación, el umbral de compuertas debe ser a la elevación 1375 m.s.n.m., por lo que la carga inicial de compuertas es:

Elevación del umbral (x) = 1308 m.s.n.m.
 Elevación máxima alcanzada (y) = 1320 m.s.n.m.
 Nivel de conservación (x - y) = 1308 + 9 = 1317 m.s.n.m.
 Para esta condición el gasto = 10200 m³/seg
 máximo de descarga resultó:

En cualquier otra combinación de la Fig. No. 11, se requiere bajar el actual nivel de conservación, a fin de no rebasar la elevación de la corona actual (1320).

Alternativa (1B)

Número de compuertas = 15
 Dimensiones = 10 X H
 Umbral de compuertas = Elevación X (Variable)

Para cada elevación del umbral de compuertas se manejaron las siguientes alternativas:

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

Elevación (m.s.n.m.)	Número de compuertas operando				Carga (m)
	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	
Elev. x + y	5	3	4	2	y
Elev. x + y + 1	10	8	9	9	y + 1
Elev. x + y + 2	15	15	15	15	y + 2

En este caso, los mejores resultados se obtuvieron con la política No. (P1), los cuales aparecen resumidos en la Fig. 12. La forma de leer e interpretar las gráficas es similar a la de la Fig. 11.

Con base en los resultados contenidos en esta gráfica, se tiene que si se desea mantener el nivel actual de conservación, la elevación del umbral de compuertas debe ser la elevación 1310 m.s.n.m. aproximadamente, con lo cual se alcanzan los resultados siguientes:

Elevación umbral compuertas	=	1310 m.s.n.m.
Elevación máxima alcanzada	=	1320 m.s.n.m.
Nivel de conservación	=	$1310 + 7 = 1317$ m.s.n.m.
Para esta condición el gasto máximo de descarga resultó:	=	10000 m ³ /seg

Para cualquier otra combinación, dentro de esta alternativa, se requiere bajar el actual nivel de conservación, a fin de no rebasar la elevación de la corona actual (1320).

Según los resultados que arrojan las alternativas anteriores, se requiere construir un murete reforzado de 1.50 m de alto, que sería el bordo libre y al mismo tiempo el parapeto del lado de aguas arriba de la corona. Igual sobreelevación tendría que aplicarse al dique que cierra la depresión entre el vertedor y la cortina; a menos que se confirme, el que la corona del mismo esté a 1.70 m por arriba de la corona de la cortina, en cuyo caso no sería necesario sobrelevar dicho dique.

4.2.1.2 Tránsito de la avenida de diseño, considerando una combinación de vertedor libre y compuertas

Se estudiaron las siguientes alternativas:

- Alternativa A) Longitud de vertedor libre = 568 m
 N compuertas de b = 10 m y h = 10 m
 Umbral de compuertas = elevación x (variable)
- Alternativa B) Longitud de vertedor libre = 720 m
 N compuertas de b = 10 m y h = 10 m
 Umbral de compuertas = elevación x (variable)

Para cada alternativa, se consideraron las políticas de operación de compuertas siguientes:

Umbral de compuertas elev. x

Nivel de conservación elev. 1317 m.s.n.m.

m.s.n.m.	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄	P ₅	P ₆	P ₇
1317 - 1317.5	200	500	500	500	1000	1000	1000
1317.5 - 1318	500	1000	1000	1000	2000	2000	2000
1318 - 1318.5	1000	1500	2000	2000	3000	3500	3500
1318.5 - 1319	2000	2000	2500	3000	4000	4500	5000
1319	2000	2500	2500	3000	4000	4500	5000

Cabe mencionar que los gastos anteriores se ven incrementados por la descarga del vertedor libre.

Los resultados que se obtuvieron con la alternativa (A), se presentan a continuación:

Política	Elevación Máxima	Q Máximo (Libre + Controlado)
P1	1320.87	10000
P2	1320.84	10010
P3	1320.71	10080
P4	1320.59	10220
P5	1320.29	10320
P6	1320.16	10440
P7	1320.04	10600

Con base en estos valores, la mejor política de operación, con la cual no se rebasa la elevación 1320 m.s.n.m., es la número siete (P7). Esta política se satisface con seis compuertas de 10 m de ancho y con umbral a 10 m abajo de la cresta del vertedor libre.

En resumen, los valores a los que se llega son los siguientes:

Longitud del vertedor libre	=	658 m
Elevación de la cresta vertedora	=	1317 m.s.n.m.
Número de compuertas	=	6
Dimensiones	=	10 x 10 m

Umbral de compuertas = 1307 m.s.n.m.
 Nivel de conservación = 1317 m.s.n.m.
 Elevación máxima alcanzada = 1320 m.s.n.m.

Para esta alternativa resultó que el gasto máximo de descarga combinada es de 10250 m³/seg; asimismo, para cualquier otra política, dentro de esta combinación, se rebasa la elevación 1320 m.s.n.m.

En cuanto a la alternativa (B), los resultados que se obtuvieron fueron:

Política	Elevación Máxima	Q Máximo
P1	1320.73	10250
P2	1320.70	10270
P3	1320.58	10340
P4	1320.46	10460
P5	1320.14	10590
P6	1320.06	10670
P7	1319.95	10830

De la observación de estos resultados, se deduce que la mejor política de operación, con la cual no se rebasa la elevación 1320 m.s.n.m., es la número (P6). Como ya se dijo anteriormente, esta política se satisface con seis compuertas de ancho y con umbral a 10 m abajo de la cresta del vertedor libre.

Para resumir, los valores a los que se llega son los siguientes:

Longitud del vertedor libre = 720
Elevación de la cresta del vertedor = 1317 m.s.n.m.
Número de compuertas = 6
Dimensiones = 10 x 10 m
Cota de compuertas = 1307 m.s.n.m.
Nivel de conservación = 1317 m.s.n.m.
Gasto máximo de descarga = 10830 m³/seg
Elevación máxima alcanzada = 1319.95 m.s.n.m.

Las otras políticas de operación rebasan la elevación 1320 m.s.n.m., aunque la política número (P6) se podría tomar como satisfactoria y con gasto de descarga menor (10673 m³/seg).

Ahora bien, comparando los resultados de las alternativas (A) y (B), se concluye que prácticamente son iguales, por lo que se considera que la mejor alternativa es la (A), en virtud de que para construir la alternativa (B), se debe realizar en el dique que existe en la depresión entre el vertedor libre y la cortina de la presa.

4.2.1.3 Tránsito de la avenida de diseño, considerando una escotadura en el vertedor actual

Se tomó en cuenta la siguiente información técnica:

Longitud del vertedor actual = 100 m
Elevación de la cresta del vertedor = 1317 m. s.n.m.
Cota de la cortina a la izquierda = 1307 m. s.n.m.

línea de descargas deducida y considerando las "condiciones" de trabajo actual: esto es, por coeficiente de descarga bajado debido a la obstrucción en la descarga del manto basáltico, así como el mal estado de los concretos del cimacio.

Basados en la información anterior y de considerar escotaduras sobre el vertedor actual, se analizaron alternativas que consistieron en lo siguiente: buscar combinaciones de longitudes y profundidades de escotadura tales que, iniciando el tránsito a la elevación de la escotadura, el nivel máximo alcanzado fuera la elevación actual de la corona; es decir, la 1320 m.s.n.m.

Con los resultados obtenidos de los tránsitos correspondientes, se elaboraron las gráficas que aparecen en la Fig. No. 13, en donde se relacionan: longitudes de escotadura-profundidades de las mismas gastos máximos derramados.

Del análisis de estos valores, se puede ver que si no se permite que, al transitar la avenida de diseño, se rebase la elevación actual de la corona, aún cuando los gastos de descarga son menores, que en las anteriores alternativas, se requiere bajar el nivel de conservación, lo cual va en perjuicio de la utilización del agua al disminuir el volumen útil, en virtud de necesitar escotadura con profundidad de 4 a 5 m para longitudes de la misma que irían de 120 a 60 m, respectivamente.

4.2.1.4 Tránsito de la avenida de diseño en condiciones de mantener los datos básicos de diseño, pero mejorando tanto el funcionamiento hidráulico (Perfil Creager) como buscando descarga franca.

Como ya se mencionó, las condiciones físicas del vertedor y del funcionamiento hidráulico, actualmente son precarias.

El objeto de esta alternativa es presentar los resultados de si en caso de mejorar las condiciones de descarga, mediante la eliminación del manto basáltico superficial del cimacio, y de que sirva también de punto básico de comparación con las demás.

Los resultados que se obtuvieron bajo la consideración de -- usar los datos actuales, pero haciendo que los coeficientes de des-- carga varíen según un "Perfil Creager", con carga de diseño -- $H = 3$ m, fueron:

Nivel de aguas máximas normales	= 1317.00 m.s.n.m.
Elevación máxima alcanzada	= 1320.70 m.s.n.m.
Gasto máximo de descarga	= 10860 m ³ /seg

Por lo anterior, la corona de la cortina se ve superada en -- 0.70 m.

4.2.2 Alternativa 2

En esta alternativa se estudió el efecto de la regulación en la Presa La Boquilla, considerando la construcción de las Presas La Balleza y El Durazno, como a continuación se describe:

4.2.2.1 Presa La Balleza

En el Capítulo 2, se definió la avenida de diseño de esta presa, lo cual aparece en la Fig. 6, y cuyo gasto máximo es de 4200 m³/seg, con volumen de escurrimiento de 141 Mm³.

Definida la capacidad de conservación que es de 136 Mm³, a la elevación de 1520 m.s.n.m., se transitó esta avenida, para diferentes longitudes de vertedor, con la siguiente información básica:

- Curva de Elevaciones-Areas-Capacidades: deducida de la topografía de La Soquilla (Fig. 4).
- Elevación inicial del tránsito 1520 m.s.n.m.
- Curvas de descargas deducidas y considerando un "Perfil Creager".
- Longitudes de vertedor: 40, 60, 100, 120 y 150 m.

Los resultados que se obtuvieron, se presentan en las Figs. 14 y 15; en donde, en el eje horizontal, se anotan las longitudes de vertedor y en el eje vertical, se anotan el gasto máximo de descarga y la elevación máxima alcanzada, respectivamente.

Para determinar la elevación de la corona en cada caso, se adicionó un bordo libre de 2.0 m.

La longitud más conveniente, se elige considerando todo el sistema y de acuerdo a un análisis económico, como se verá en el capítulo siguiente.

4.2.2.2 Presa El Durazno

La avenida de diseño de esta presa, definida en el Capítulo 2, se presenta en la Fig. 5; con gasto máximo de 6400 m³/seg y volumen de 1000 Mm³.

Tomando la capacidad de conservación de 220 Mm³, a la elevación de 1545 m.s.n.m., se transitó esta avenida, también para diferentes longitudes de vertedor y con la siguiente información básica:

- Curvas de Elevaciones-Áreas-Capacidades; deducidas de la topografía de La Boquilla (Fig. 3).
- Elevación inicial del tránsito 1545 m.s.n.m.
- Curva de descargas deducidas; considerando un "Perfil Creager".
- Longitudes del vertedor: 40, 60, 100, 120 y 150 m.

Los resultados que arrojan los tránsitos se presentan en las Figs. 16 y 17; con significado idéntico al de las gráficas 14 y 15.

4.2.2.3 Presa La Boquilla

Al considerar las construcciones de las Presas La Balleza y El Durazno, se calcularon las descargas en cada una de ellas, para diferentes longitudes del vertedor e iguales para cada presa; dichas descargas se sumaron a los gastos por cuenta propia de la Presa La Boquilla, resultando así las nuevas avenidas de diseño, de esta última presa, según las condiciones establecidas.

Por medio del modelo precipitación-escurrimiento, se estudiaron todas estas condiciones de funcionamiento y los resultados obtenidos se presentan en la Fig. 18, en la cual, en el eje horizontal

aparecen las longitudes de vertice de las dos cressas, y en el eje vertical el gasto máximo de la avería que se genera a la entrada de la Fresa La Boquilla.

A continuación, se transitaron estas averías a través del vaso, en condiciones actuales, obteniéndose los resultados de la Fig. 19. En el eje horizontal se anota el gasto máximo de entrada; en los ejes verticales derecho e izquierdo se anotan los valores de los gastos máximos de descarga y la elevación máxima alcanzada, respectivamente.

5. ANALISIS -ECONOMICO-

5.1 Consideraciones generales

Dado que existen varias alternativas para resolver el problema que se tiene en la Presa La Boquilla, Crih., debido a la escasa capacidad para el control de avenidas, en este capítulo se tratará de seleccionar la que dé los máximos beneficios; es decir, se buscará el mejor uso de los recursos disponibles.

Para ello, se hará una evaluación económica de las distintas alternativas, utilizando los costos y beneficios de cada una de ellas.

Por lo que se refiere a los beneficios de cada alternativa, se consideraron exclusivamente los que se obtienen por aprovechamiento de los volúmenes para riego y los que resultan de evitar los daños causados por inundaciones.

En cuanto a los costos, se determinaron los que se requieren para la construcción de todas las obras.

Es importante resaltar que la finalidad de este trabajo es hacer un estudio de "gran visión"; o sea, que prácticamente se pretende investigar si vale la pena profundizar en la alternativa 2, de construir las presas de aguas arriba. Si es así, sugerir los estudios de topografía, geología y de mecánica de suelos; para hacer un estudio más detallado.

determinar la solución óptima cuando se cuenta con información suficiente y confiable. Debido al alcance y finalidad de este trabajo y en virtud de la escasa información de que se dispone, se logró realizar el siguiente análisis hidroeconómico.

5.2 Alternativa 1

De acuerdo a los resultados de la alternativa 1, si se quiere conservar la capacidad útil original y, por consecuencia, el volumen de oferta que actualmente puede proporcionar dicha presa, es necesaria la modificación y sobreelevación de la corona, a fin de dotarla de una capacidad adecuada para el control de avenidas.

Respecto a las diferentes soluciones de la alternativa 1, se puede decir lo siguiente:

En primer lugar, en cuanto a los gastos de descarga de todas las soluciones propuestas, no presentan condiciones favorables unas u otras, en virtud de ser prácticamente iguales; por ejemplo, para un período de retorno de 10,000 años, todas andan en el entorno de los 10,000 m³/seg. Esto quiere decir que los beneficios del control de avenidas, son los mismos para todas las soluciones.

En cuanto a utilizar una modificación del vertedor que considere una estructura, resulta inconveniente, dado que ello implica que los volúmenes de capacidad para uso directo se reducirán, en la proporción en que desciende el umbral de la escotadura.

También se investigó que la solución que contempla la resabi

litación del vertedor actual. a través de resolver la construcción del manto basáltico, inmediato a la descarga, buscar una descarga franca, con un buen funcionamiento hidráulico, es muy difícil: además de ser muy costoso.

Así las cosas, las soluciones más convenientes se reducen a considerar un vertedor controlado con compuertas exclusivamente, o -- uno combinado: es decir, vertedor libre y controlado con compuertas.

Los beneficios por aprovechamiento son iguales, ya que el nivel de conservación es el mismo en las dos soluciones. Por otra parte, los beneficios por control de avenidas también son iguales, por las razones que ya se expusieron. En estas circunstancias, la mejor solución será aquella que cueste menos, ya que los beneficios son idénticos.

Se encontró que la mejor solución es la combinación de un vertedor libre con otro controlado con compuertas; así como la construcción de un murete a lo largo de toda la corona de la cortina y cuyos valores de diseño son los siguientes:

5 compuertas de 10 X 12 m	
Umbral de compuertas	= 1307 m.s.n.m.
Longitud del vertedor libre	= 255 m
Elevación de la cresta del vertedor libre	= 1317 m.s.n.m.
Murete de concreto reforzado de 1.5 m, a lo largo de toda la corona	
Costo de las obras	= \$ 1.400 Millones

Los costos y beneficios de esta alternativa, así planteada, - son los que se compararán con los de la alternativa 2, para determinar cuál es la más conveniente.

5.3 Alternativa 2

Por lo que respecta a la alternativa 2, se determinaron primeramente las capacidades óptimas para aprovechamiento; una vez calculadas éstas, se hizo el análisis en conjunto de las tres presas, para dimensionar en forma óptima la capacidad para control de avenidas de las Presas La Balleza y El Durazno; y, por último, se eligió la mejor de éstas.

5.3.1 Determinación de la capacidad de conservación

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

5.3.1.1.- Presa La Balleza

- a) Por medio del funcionamiento de vaso y con base en los volúmenes de escurrimiento generados en el Capítulo 4, considerando un "déficit" del 5%, se obtuvo la curva de la Fig. 8, cuyo significado es el siguiente: en el eje vertical se anota el nivel de conservación y en el eje horizontal se anota el volumen de oferta.
- b) Con base en la curva anterior y adicionándole la altura para el control de avenidas más un bordo libre de 2m, se encontró la altura total de la presa.

- c) Se accopió información de costos de proyectos similares en la región y, con ellos y la altura de la presa requerida en cada caso, se elaboró la curva de elevaciones-costos, mostrada en la Fig. 20. Se aclara que se supuso un período de construcción de 3 años.
- d) Con el volumen de oferta que se tiene para cada elevación y con base en la información de productividad económica de la presa La Boquilla, se determinaron los beneficios anuales: se consideró un horizonte económico de 30 años. Con la información anterior, resultó la curva de elevaciones-beneficios, presentada en la Fig. 21.
- e) Se combinaron las dos curvas anteriores, y se obtuvo la curva de la Fig. 22, la cual significa lo siguiente: en el eje vertical se anota la elevación y en el eje horizontal se anota la relación Beneficio entre Costo.
- f) Con base en la curva anterior, se concluyó que la altura óptima de esta presa es de 34 m; o sea, un nivel de conservación a la cota - 1520 m.s.n.m.; con lo cual se tiene un volumen de oferta de 175 Mm³.

5.3.1.2 Presa El Durazno

- a) Por medio del funcionamiento de vaso y con base en los volúmenes de escurrimiento generados en el Capítulo 4, considerando un "déficit" del 5%, se obtuvo la curva de la Fig. 9, cuyo significado es igual al de la Fig. 8. Con base en esta curva, y adicionando la altura para el control de avenidas más un bordo libre de 2 m, se encontró la altura total de la presa.
- b) De igual manera a como se señala en los incisos (c) y (d) del apartado 5.3.1.1, se elaboró la curva de elevaciones-costos, mostrada -

en la Fig. 23, y la curva de elevaciones-beneficio, presentada en la Fig. 24.

- c) Se combinaron las dos curvas anteriores, y se obtuvo la curva de la Fig. 25, la cual tiene el mismo significado situado en el inciso (e) del apartado 3.3.1.1.
- d) Con base en la curva anterior, se concluyó que la altura óptima de esta presa es de 67.5 m; o sea, un nivel de conservación a la cota - 1545 m.s.n.m.; con lo cual se tiene un volumen de oferta de 285 Mm³.

Por lo que se refiere a la Presa La Boquilla, se puede decir lo siguiente: la capacidad de conservación ya está fijada y es la que corresponde a la elevación 1317 m.s.n.m. Para la alternativa 1, se tiene un volumen de oferta de 1090 Mm³; mientras que para la alternativa 2, se tiene un volumen de oferta de 865 Mm³, en adición a lo que las de aguas arriba precantan.

En función de todos estos resultados, se deduce que con la alternativa 2 se puede ofrecer un volumen de oferta de 1315 Mm³; en tanto que con la alternativa 1 se pueden ofrecer 1090 Mm³; lo cual significa que con la alternativa 2 se logran 225 Mm³ más, que con la alternativa 1.

Los beneficios por aprovechamiento provienen del volumen de oferta que se tenga en cada alternativa; desde este punto de vista, con la alternativa 2 se logran mayores beneficios, justamente en la medida en que los generan los 225 Mm³. Claro que la mejor alternativa deberá ser aquella que produzca los mayores beneficios netos; es decir, incluyendo los costos y beneficios totales.

Como no fue posible obtener suficiente información, tanto de costos como de beneficios, se tratará de llegar a una conclusión respecto a la mejor alternativa en conjunto, haciendo ciertas hipótesis simplificadoras y análisis comparativos. Es por ello que, sin olvidar los beneficios que producen los 225 Mm³, se buscará enseguida acotar el rango de soluciones, tomando en cuenta el aspecto del control de avenidas, y una vez logrado este fin, se manejarán los dos aspectos simultáneamente.

5.4 Determinación de la capacidad para control de avenidas, de la alternativa 2

Primeramente se hizo un análisis en su conjunto, con el fin de desechar aquellas alternativas que de antemano se ven que son inconvenientes. Así, se logró determinar que para longitudes de vertedor de las dos presas en proyecto, de 100 metros en adelante, proporcionan los mismos beneficios desde el punto de vista del control de inundaciones. Con lo cual se logró acotar las longitudes de vertedor a valores menores que 100 metros. A continuación, se aclaran estas afirmaciones.

De la Fig. 18, se observa que para longitudes de vertedor de 100 metros, en las dos presas, se tiene un gasto máximo de entrada a la presa La Boquilla de 13,500 m³/seg.

Con la Fig. 19, se deduce que para un gasto de entrada de 13,500 m³/seg en la Presa La Boquilla, se descarga un gasto máximo, en condiciones actuales, de 9500 m³/seg y se alcanza una elevación máxima de 1321 m.s.n.m.

...son prácticamente los mismos que en la alternativa 1, en la cual no se construyen las dos presas: esto significa que se requieren las mismas modificaciones en la Presa La Boquilla; construyendo, o no, las presas.

Como ya se dijo, más adelante se incluirá el aspecto de los beneficios por aprovechamiento, para concluir cuál es la mejor de las posiciones alternativas, al considerar todos los aspectos que deben intervenir. Por el momento, interesa acotar el número de éstos por estudiar.

Con base en la Fig. 18, se puede concluir que para longitudes de vertedores en las Presas El Durazno y La Balleza mayores que 100 metros, ya resulta innecesaria la construcción de las mismas, debido a que la avenida de diseño en la Presa La Boquilla resulta ser prácticamente la misma que si no se construyen las presas y las modificaciones que requeriría aquella serán las mismas que las de la alternativa 1.

El otro extremo es cuando se considera el 100% de regulación en las presas La Balleza y El Durazno, en cuyo caso se toma como avenida de diseño en la presa La Boquilla la que se genera en la cascata propia. La magnitud del pico de esta avenida es de 7,500 m³/seg. De la Fig. 18, se aprecia que transitar esta avenida se requieren las siguientes calores.

Caudal de diseño: 7,500 m³/seg.

Regulación: 100% (Balleza y Durazno).

de dar ya como se hizo en la lámina de las soluciones. La construcción de este murete de concreto, forma parte de las modificaciones propuestas en la alternativa 1, cuyos valores de diseño se dieron anteriormente.

Desde el punto de vista del control, con la alternativa 1, se propone adoptar como nivel de aguas máximas extraordinarias la elevación 1320 m.s.n.m. que es el nivel original de la corona, con la finalidad de que el murete funcione como bordo libre y dado que ya se está -- construyendo el murete, volviendo a la alternativa 2, se buscó aquella solución tal que, sin modificar el vertedor de la Presa La Soquilla, se alcance como nivel de aguas máximas extraordinarias la elevación 1320 -- m.s.n.m.

De la Fig. 19, se puede observar que se alcanza esta elevación, con una avenida de diseño de 10,900 m³/seg y se descargan 6000 -- m³/seg. Por tanto, con la Fig. 18, se infiere que para longitudes de -- vertedores de 33 metros en las Presas La Salleza y El Durazno, se genera en la Presa La Soquilla la avenida de diseño de 10,900 m³/seg.

Resumiendo todo lo que hasta aquí se ha descrito, para la alternativa 2 se estudiaron las tres soluciones siguientes:

a) Tomando longitudes de vertedor en las tres presas en proyecto de 11 m, con lo cual no se requieren las modificaciones en la Presa La Soquilla. Se eligió que esta alternativa se estudió para tener más elementos de comparación, ya que naturalmente se está construyendo el murete de concreto en la Presa La Soquilla, para elevar el nivel

b) Tomando longitudes de vertedor en las tres presas en proyecto de 11 m, con lo cual no se requieren las modificaciones en la Presa La Soquilla. Se eligió que esta alternativa se estudió para tener más elementos de comparación, ya que naturalmente se está construyendo el murete de concreto en la Presa La Soquilla, para elevar el nivel

de 100 metros de longitud.

- a) Utilizando longitudes de vertederos en las dos presas en el punto de hasta 100 metros, y considerando en la Presa La Boquilla la construcción del murete de concreto, con las mismas modificaciones del vertedor que se proponen en la alternativa 1.

Desde luego que se pueden generar más alternativas que estén en el rango de longitudes de vertedores entre los 10 y los 100 metros; sin embargo, se juzga que con estos tres casos de la alternativa 2, se puede definir si es atractiva, o no, la construcción de las nuevas presas estudiadas.

6.5 Obtención de la mejor solución

Aunque ya se ha insistido demasiado, se recuerda que se trata de un análisis a gran visión. Por otra parte, no obstante los esfuerzos que se hicieron, no fue posible recabar suficiente información, tanto de costos como de beneficios, que permitieran llevar a cabo una evaluación completa.

Es por ello que en este trabajo, se hizo la evaluación de una manera aproximada, sin pretender llegar a conclusiones definitivas. Más bien, la finalidad es definir si vale la pena profundizar en la alternativa 2. De ser así, ordenar los trabajos de campo necesarios para las investigaciones que se requieran para obtener toda la información que necesite el estudio, a fin de realizar una evaluación definitiva.

Los parámetros necesarios que se requieren posteriormente

la evaluación con las que provienen por el lado del aprovechamiento y del control de avenidas.

En cuanto al aprovechamiento, ya se mencionó que con la alternativa 1 se tiene un volumen de oferta de 1393 Mm³, y en la alternativa 2, un volumen de oferta de 1316 Mm³. Esto quiere decir que los tres casos (a), (b) y (c) de la alternativa 2, producen beneficios mayores que la alternativa 1. La diferencia de beneficios sería precisamente igual a los que producen los 225 Mm³ de oferta, e imputables a las presas superiores.

Por lo que se refiere al control de avenidas, se encontró que para períodos de retorno de 500 años en adelante, se descargan gastos diferentes en la Presa La Boquilla para cada solución planteada, llegando a ser máxima la diferencia para períodos de retorno de 10,000 años, como a continuación se puede ver:

Alternativa 1

$$Q \text{ máx de descarga} = 10,600 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Alternativa 2

Solución (a)	Q máx de descarga	=	3,800 m ³ /seg
Solución (b)	Q máx de descarga	=	6,000 m ³ /seg
Solución (c)	Q máx de descarga	=	9,500 m ³ /seg

Para períodos de retorno menores que 500 años, se descargarán gastos en la Presa La Boquilla del mismo orden de magnitud para todas las soluciones propuestas, ya que la alternativa 1 y la solución (c) -

de la alternativa 2, contemplando verificaciones controladas con frecuencia en la Presa La Cuchilla. Por base en esta última afirmación, se establece que para períodos de retorno menores que 500 años, los beneficios que provienen del control de avenidas son los mismos para todas las soluciones en estudio.

Para períodos de retorno de 500 años en adelante, y sobre todo para 10,000 años, cada una de las soluciones que se analizan producen diferentes beneficios, desde el punto de vista del control de avenidas.

Dado el nivel del estudio, se hizo la suposición de que los beneficios por control de inundaciones son los mismos para todos los casos que se analizan y, una vez que se defina la alternativa de menor costo, se harán algunas consideraciones de los beneficios por control de inundaciones.

Con estas simplificaciones y suposiciones, se hizo la evaluación como a continuación se describe:

3.3.1 Alternativa 2: Solución (a)

Esta solución consiste en ampliar las Presas La Ballena, El Barzano, sin modificar la Presa La Cuchilla, con las características que a continuación se describen.

- Presa La Ballena

ESTADO DE GUATEMALA

1970

MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS

10-11

Hectáreas regadas	=	17,000
Capacidad Útil	=	136 Mm3
Capacidad para control de avenidas	=	279 Mm3
Altura de cortina	=	37 m
Elevación de la corona	=	1537 m.s.n.m.
Capacidad de azolve	=	50 Mm3
Elevación de la cresta vertedora	=	1520 m.s.n.m.
Elevación del NAMO	=	1520 m.s.n.m.
Elevación del NAME	=	1535 m.s.n.m.
Costo total de la obra	=	\$ 1,000 Millones

- Presa El Durazno

Longitud del vertedor	-	10 m
Volumen de oferta	=	285 Mm3
Hectáreas regadas	=	24,000
Capacidad Útil	=	225 Mm3
Capacidad para control de avenidas	=	700 Mm3
Altura de cortina	=	33 m
Elevación de la corona	=	1583 m.s.n.m.
Capacidad de azolve	=	55 Mm3
Elevación de la cresta vertedora	=	1545 m.s.n.m.
Elevación del NAMO	=	1545 m.s.n.m.
Elevación del NAME	=	1581 m.s.n.m.
Costo total de la obra	=	\$ 5,000 Millones

5.5.2 Alternativa 2, Solución (b)

Esta solución contempla la construcción de las Presas La Belleza, El Durazno y la construcción del murete de concreto de la Presa

El costo de la obra de la presa El Durazno, en el caso de que se construyera en el sitio de la presa El Durazno, es de \$ 750 Millones.

Presas de Control

Longitud del vertedor	=	33 m
Volumen de oferta	=	118 Mm ³
Hectáreas regadas	=	17,000
Capacidad Útil	=	138 Mm ³
Capacidad para control de avenidas	=	194 Mm ³
Altura de la cortina	=	34 m
Elevación de la corona	=	1634 m.s.n.m.
Capacidad de azolve	=	60 Mm ³
Elevación de la cresta vertedora	=	1520 m.s.n.m.
Elevación del NAMO	=	1520 m.s.n.m.
Elevación del NAME	=	1632 m.s.n.m.
Costo total de la obra	=	\$ 750 Millones

•

- Presa El Durazno

Longitud del vertedor	=	33 m
Volumen de oferta	=	118 Mm ³
Hectáreas regadas	=	17,000
Capacidad Útil	=	138 Mm ³
Capacidad para control de avenidas	=	194 Mm ³
Altura de la cortina	=	34.5 m
Elevación de la corona	=	1637 m.s.n.m.
Capacidad de azolve	=	60 Mm ³
Elevación de la cresta vertedora	=	1520 m.s.n.m.
Elevación del NAMO	=	1520 m.s.n.m.
Elevación del NAME	=	1632 m.s.n.m.
Costo total de la obra	=	\$ 750 Millones

- Presa La Boquilla

Murete de concreto sobre la cortina actual	=	1,5 m
Elevación del NAMG	=	1310 m.s.n.m.
Elevación del NAME	=	1320 m.s.n.m.
Costo total de la obra	=	\$ 80 Millones

S.E.3 Alternativa 2, Solución (c)

Para esta solución se requiere construir las dos presas La Balleza y El Durazno, el murete de concreto y la modificación del vertedor de la Presa La Boquilla. Las características que debe tener cada obra son las siguientes:

- Presa La Balleza

Longitud del vertedor	=	100 m
Volumen de oferta	=	175 Mm ³
Hectáreas regadas	=	17,000
Capacidad útil	=	135 Mm ³
Capacidad para control de averías	=	98 Mm ³
Altura de la cortina	=	29 m
Elevación de la corona	=	1529 m.s.n.m.
Capacidad de azules	=	50 Mm ³
Elevación de la cresta vertedera	=	1520 m.s.n.m.
Elevación del NAMG	=	1521 m.s.n.m.
Elevación del NAME	=	1527 m.s.n.m.
Costo total de la obra	=	\$ 500 Millones

- Presa El Durazno

Longitud del vertedor	=	100 m
Volumen de oferta	=	285 Mm ³
Hectáreas regadas	=	24,000
Capacidad Útil	=	225 Mm ³
Capacidad para control de avenidas	=	95 Mm ³
Altura de la cortina	=	56.7 m
Elevación de la corona	=	1556.7 m.s.n.m.
Capacidad de azolves	=	55 Mm ³
Elevación de la cresta vertedora	=	1545 m.s.n.m.
Elevación del NAMO	=	1545 m.s.n.m.
Elevación del NAME	=	1554.7 m.s.n.m.
Costo total de la obra	=	\$ 2,750 Millones

- Presa La Boquilla

Cambio de vertedor libre a uno
combinado, con valores:

Vertedor libre: Longitud	=	655 m
Elevación de la cresta	=	1317 m.s.n.m.

Construcción de un murete de concreto
de 1.5 m de altura, sobre toda la co-
rona de la cortina:

Nivel de aguas ordinarias (NAMO)	=	1317 m.s.n.m.
Nivel de aguas máximas extraordi- narias	=	1320 m.s.n.m.
Costo total de la obra	=	\$ 1,400 Millones

5.2.4 Alternativa 1

La mejor solución de esta alternativa consiste en efectuar en la Presa La Escuilla, las siguientes modificaciones:

- Presa La Escuilla

* Cambio de vertedor libre a uno combinado,
con valores:

Vertedor libre: Longitud	=	655 m
Elevación de la cresta	=	1317 m.s.n.m.

Vertedor controlado: 3 compuertas de 10 X 12 m

Elevación del umbral de compuertas	=	1307 m.s.n.m.
------------------------------------	---	---------------

* Construcción de un murete de concreto de 1.50 m
de altura, sobre toda la corona de la cortina

Nivel de aguas	=	1317 m.s.n.m.
----------------	---	---------------

Nivel de aguas máximas extraor- dinarias	=	1320 m.s.n.m.
---	---	---------------

Costo total de la obra	=	\$ 1,400 Millones
------------------------	---	-------------------

5.2.5 Comparación de alternativas

Los costos totales de cada una de las soluciones son:

Alternativa 1, Solución (a)	=	\$ 2,000 Millones
Alternativa 1, Solución (a')	=	\$ 2,350 Millones
Alternativa 2, Solución (a)	=	\$ 1,400 Millones
Alternativa 3	=	\$ 1,400 Millones

Los beneficios por aprovechamiento son iguales para todas las soluciones de la Alternativa 2. La magnitud en valor de los beneficios de la Alternativa 2, que exceder a los de la Alternativa 1, son los que producen los 225 Mm3.

Tomando como base la productividad en la Presa La Boquilla, y considerando un horizonte económico de 30 años, así como una tasa del 30% (precios de 1957), se obtiene un valor presente de los beneficios que producen los 225 Mm3, de \$ 1,275 Millones.

Si a los costos totales de las soluciones de la Alternativa 2, se les restan los \$ 1,275 Millones por los beneficios adicionales que producen por aprovechamiento, resultan los siguientes valores:

Alternativa 2, Solución (a)	= \$ 4,725 Millones
Alternativa 2, Solución (b)	= \$ 3,075 Millones
Alternativa 2, Solución (c)	= \$ 3,475 Millones
Alternativa 1	= \$ 1,400 Millones

De esta manera, las cuatro soluciones propuestas (a, b, c) de la Alternativa 2, más la Alternativa 1, se transforman a un sistema en el que los beneficios por aprovechamiento son los mismos en los cuatro casos.

En consecuencia, la mejor solución es aquella de mínima costo, la cual resulta ser la Alternativa 1 (\$ 1,400 Millones).

El costo de la Alternativa 2, tomando en cuenta los beneficios por aprovechamiento, es de \$ 3,475 Millones (Solución (c)).

Para poder realizar la mejor solución se debe tener en cuenta los beneficios por control de averías. Sin embargo, a pesar de los beneficios por este concepto, estos son mayores en la Alternativa 2 (Solución B) que los de la Alternativa 1, dada la enorme diferencia de costos -- entre estas dos mejores soluciones, se considera que la mejor solución desde todos los puntos de vista es la Alternativa 1.

Es interesante observar que al comparar las dos mejores soluciones; o sea, la (B) de la Alternativa 2 contra la Alternativa 1, en realidad se está decidiendo entre hacer las modificaciones al vertedor de la Presa La Boquilla, o construir las Presas La Balleza y El Durazno; ya que en las dos se requiere hacer el murete de concreto a lo largo de toda la cortina de la Presa La Boquilla; el cual por cierto, ya se está construyendo.

En conclusión, de todo lo que se ha dicho, se puede afirmar que resulta más atractivo hacer las modificaciones al vertedor que construir nuevas presas.

Desde luego, que la rentabilidad o conveniencia económica del proyecto, se debe determinar con base en la evaluación completa, incluyendo información real de costos y beneficios, sobre todo, los beneficios -- que se pueden imputar al proyecto en el aspecto del control de averías.

4. CONCLUSIONES

Con base en todos los resultados presentados en los capítulos anteriores, se llegó a las siguientes conclusiones:

- 1.- Debido a que se desconoce la avenida de diseño de la Presa La Boquilla, se propone que se adopte la que aparece en la Fig. 2, cuyos valores característicos principales son: gasto máximo, 14,000 m³/seg; tiempo de pico, 33 horas; volumen de la avenida, 2,500 Mm³. Para el caso en que no existan presas aguas arriba.
- 2.- Al efectuar el tránsito de la avenida anterior a través del vaso de la Presa La Boquilla, en condiciones actuales, se encontró que se rebasa la corona de la cortina con un tirante de 1.24 m y se descarga un gasto máximo de 9,970 m³/seg.
- 3.- Los resultados del inciso anterior revelan que son necesarios cambios radicales en la obra de excedencias, así como la sobreelevación de la cortina, a fin de dotar a la presa La Boquilla de una capacidad de control adecuada y una obra de excedencias acorde con los requerimientos de la avenida de diseño y normas de diseño actuales.
- 4.- Otra manera de solucionar el problema referente la construcción de otras presas aguas arriba de ésta: cuya función principal sería controlar parte de los escurrimientos de la cuenca total, a fin de que la avenida de diseño que se presenta en la Presa La Boquilla, pueda controlarse sin complicaciones.

1.- Dada la importancia de esta obra y debido a la edad de la misma (10 años), se desea lo conveniente garantizar su seguridad; así como procurar un mayor aprovechamiento. Por estos motivos, en los cálculos anteriores, se estudiaron las dos alternativas antes mencionadas, y cuyos resultados permiten concluir lo siguiente:

2.- Alternativa 1

- a) En primer lugar, en cuanto al control de avenidas, las soluciones planteadas no presentan condiciones favorables unas a otras, en virtud de ser prácticamente iguales los gastos de descarga; por ejemplo, para un período de retorno de 10,000 años, todas las descargas andan en el entorno de los 10,000 m³/seg.
- b) En cuanto a utilizar una modificación del vertedor que considere una escotadura, resulta inconveniente, dado que ello implica que los volúmenes de capacidad para uso directo se reduzcan.
- c) La solución que contempla la rehabilitación del vertedor actual, a través de reemplazar el manto basáltico, inmediato a la descarga y buscar una descarga fresca con un buen funcionamiento hidráulico, es muy difícil, además de ser muy costosa.
- d) Las soluciones más convenientes son las que consideran un vertedor controlado por compuertas eclusivamente, o una combinación.
- e) La solución más recomendable es una obra que consista en un vertedor, con compuertas eclusivamente, y un vertedor de control de avenidas.

... (b) ... (c) ...

f) De estas dos mejores soluciones, la de menor costo de la que contempla una combinación de vertidos sobre otros vertidos con complementos, con un costo de \$ 1,400 Millones. ... es la mejor de la alternativa 1, por lo tanto la mejor de todas.

4.- Alternativa 2

a) Con base en el análisis hidroeconómico efectuado en el inciso 3, con las limitaciones que ahí se señalan, se encontró que la mejor solución es la segunda de las que se plantean en el inciso (c) con un costo de \$ 3,075 Millones.

5.- De todo lo que hasta aquí se ha presentado, se desprende que la mejor solución es la Alternativa 1. Aún cuando el análisis hidroeconómico se hizo en forma aproximada, la gran diferencia que existe en el costo de la alternativa 1 y la alternativa 2, permite darle crédito a la aseveración anterior, ya que se tiene un gran margen para asegurar la certeza que pudiera haberse cometido. Por otra parte, se advierte que en razón únicamente de los costos, debería de darse prioridad a la alternativa 1, ya que el costo de la alternativa 2 es superior al de la alternativa 1. En consecuencia, se recomienda la alternativa 1, ya que es la mejor de las que se plantean en el inciso 3.

6.- En el presente informe se han presentado los resultados de los análisis hidroeconómicos efectuados en el inciso 3, con las limitaciones que ahí se señalan, y se ha encontrado que la mejor solución es la segunda de las que se plantean en el inciso (c) con un costo de \$ 3,075 Millones.

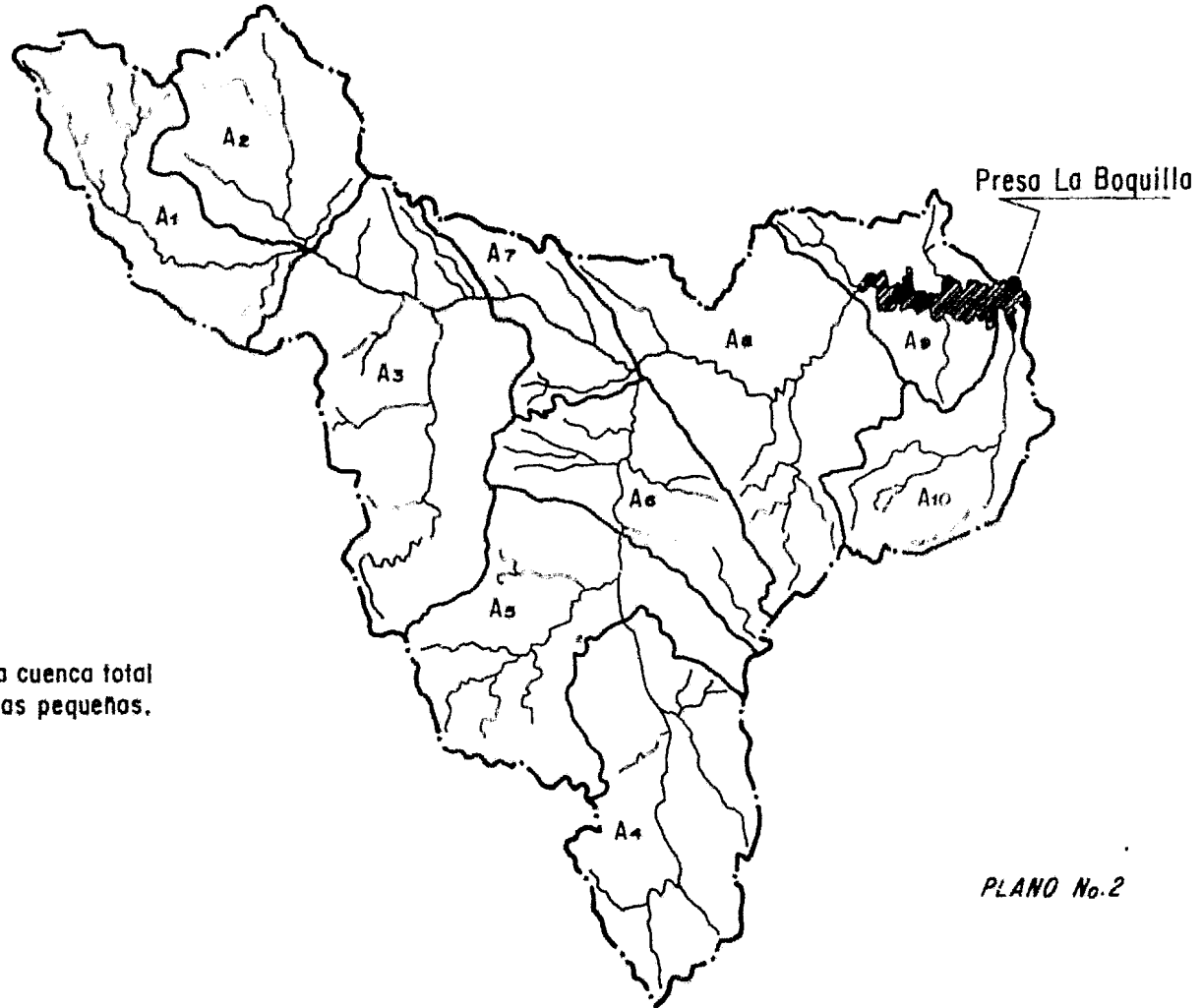
riesgo, el resultado atractivo la introducción de las dos nuevas pre-
tes ya mencionadas. A menos que la inclusión de otros beneficios --
como por ejemplo: turísticos, salud, etc., o incluso, una evalu-
ación de tipo social, revelen lo contrario.

10.- Se considera que tan solo el hecho de garantizar la seguridad de
la presa, es suficiente como para justificar la inversión que se
haga para lograr esta última solución; ya que en las condiciones
actuales es insegura la Presa La Escuilla y una falla de la ma-
quina provocaría pérdidas materiales muy cuantiosas y, lo que es --
más lamentable, pérdidas de vidas humanas.

11.- Por lo que se refiere a la alternativa 1, la verdadera bondad --
económica de esta solución, deberá provenir de un análisis econó-
mico en el que se mejoren tanto los beneficios totales que pro-
porcione, como los costos reales de todas las modificaciones que
se requieran.

ANEXOS

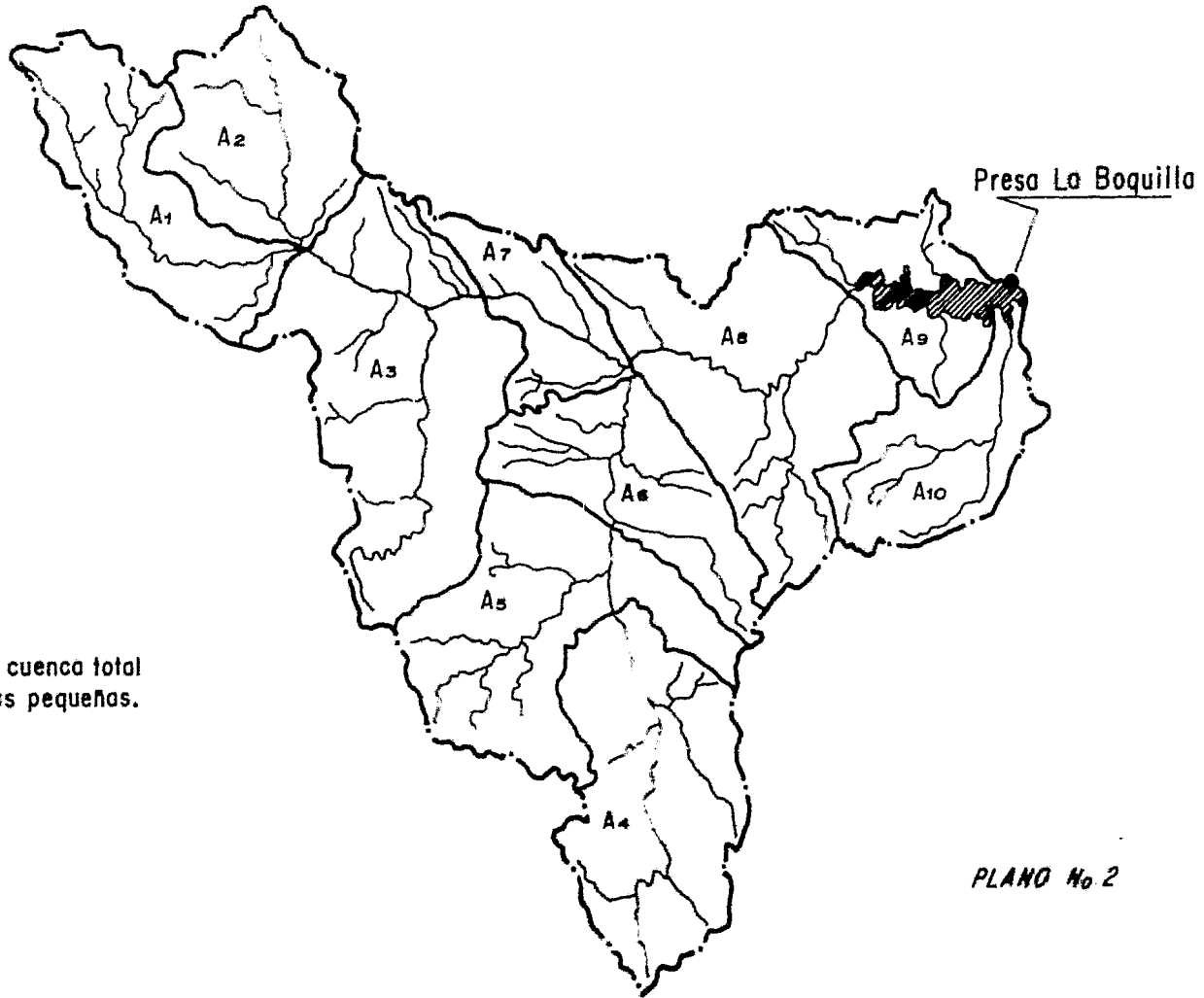
PRESA LA BOQUILLA, CHIH.



División de la cuenca total
en subcuencas pequeñas.

PLANO No.2

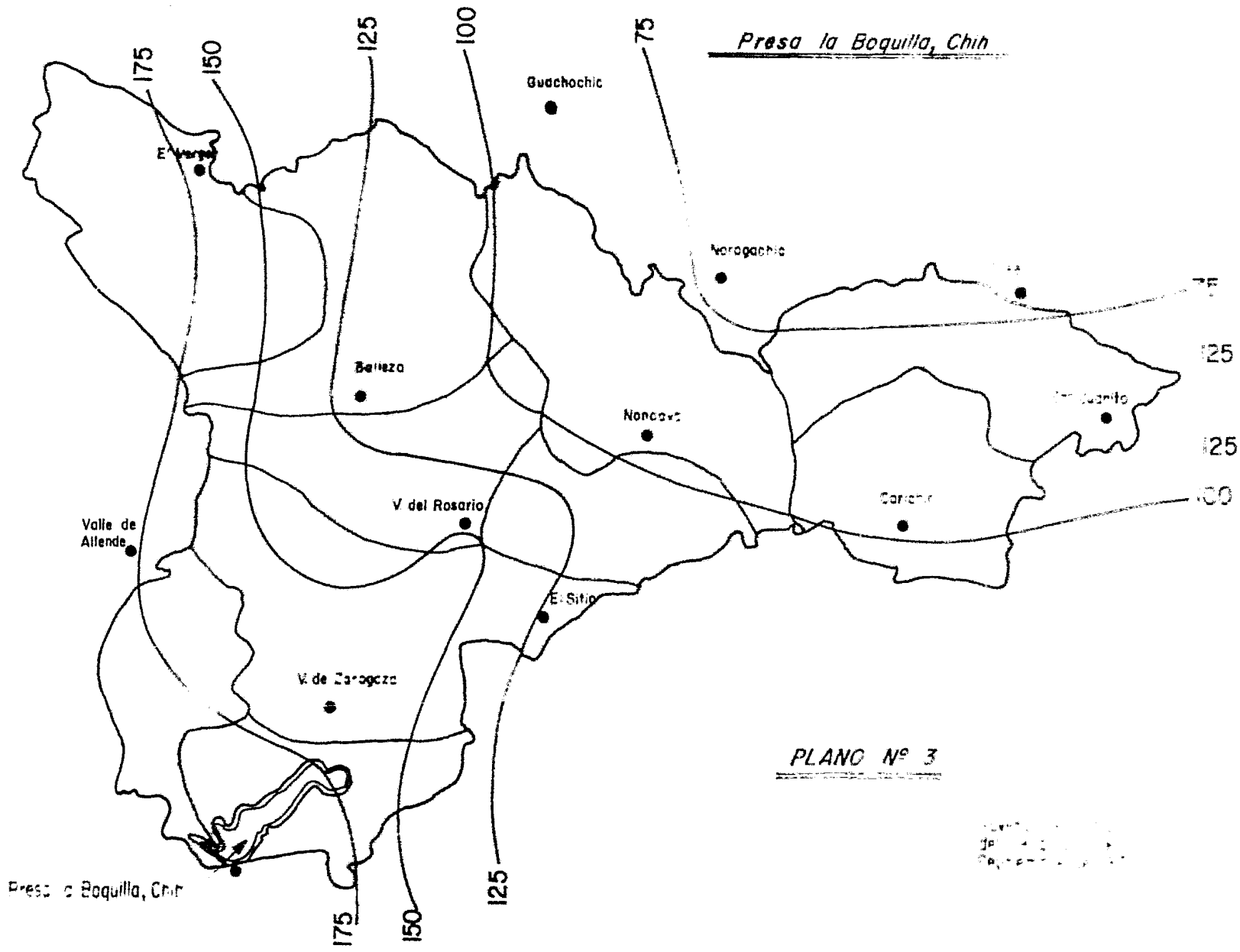
PRESA LA BOQUILLA, CHIH.



División de la cuenca total
en subcuencas pequeñas.

PLANO No 2

Presa la Boquilla, Chih

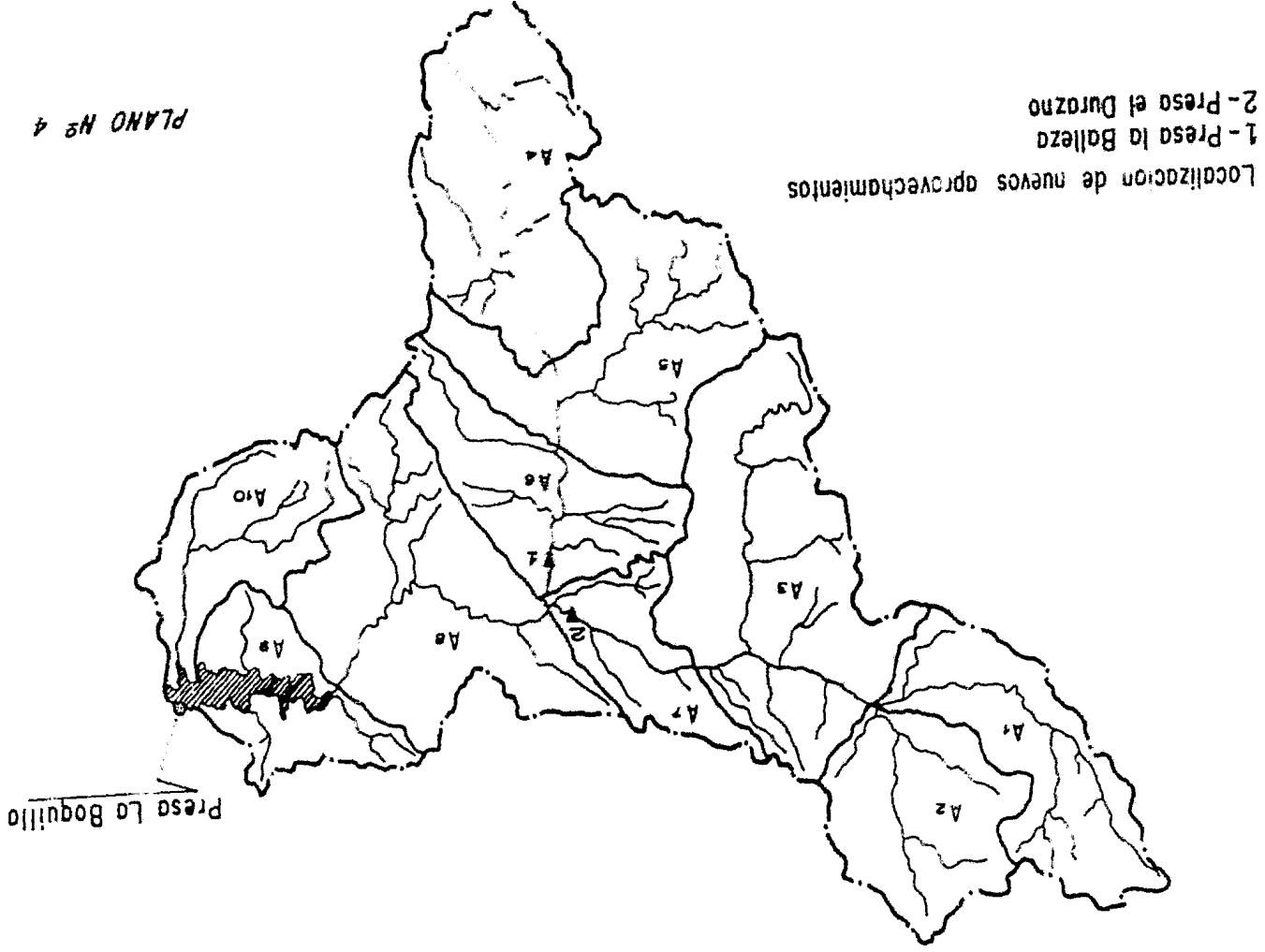


PLANO N° 3

Escuela Nacional de Ingenieros
Carr. a Cuernavaca, No. 100
Ciudad de Mexico

Pres a Boquilla, Chih

PRESA LA BOQUILLA, CHIH.



PRESA LA BOQUILLA, CHIH.

Av. SEP. 1978

Q m³/seg.

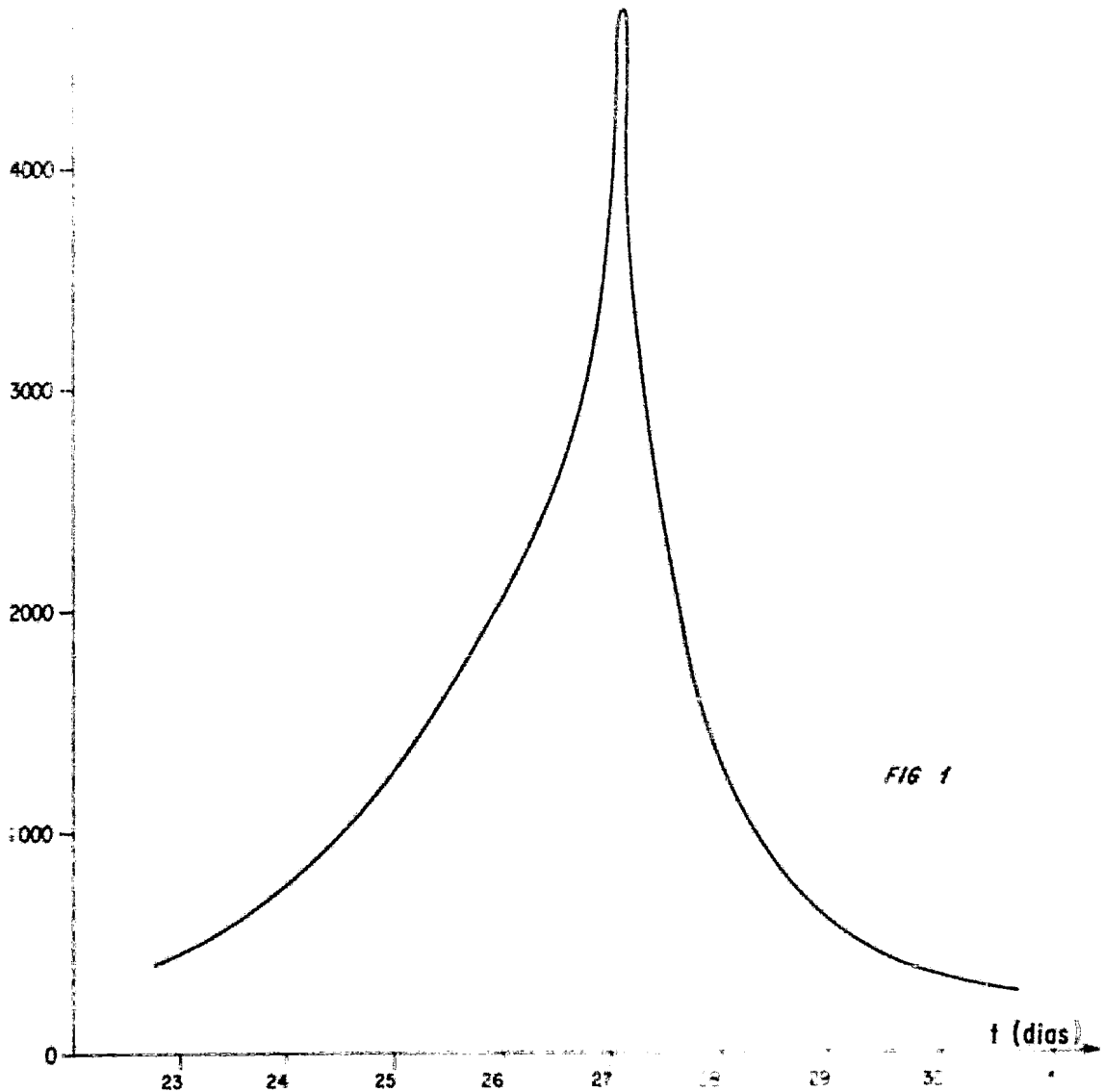


FIG 1

SEPTIEMBRE

PRESA LA BOQUILLA, CHIH.,

$Q (m^3/s \times 10^3) \#$

3-
2-
1-
0-
1-
2-
3-
4-
5-
6-
7-
8-
9-
10-
11-
12-
13-
14-
15-
16-
17-
18-
19-
20-
21-
22-
23-
24-
25-
26-
27-
28-
29-
30-
31-
32-
33-
34-
35-
36-
37-
38-
39-
40-
41-
42-
43-
44-
45-
46-
47-
48-
49-
50-
51-
52-
53-
54-
55-
56-
57-
58-
59-
60-
61-
62-
63-
64-
65-
66-
67-
68-
69-
70-
71-
72-
73-
74-
75-
76-
77-
78-
79-
80-
81-
82-
83-
84-
85-
86-
87-
88-
89-
90-
91-
92-
93-
94-
95-
96-
97-
98-
99-
100-

Hidrograma de la avenida
maxima de diseño de la-
presa la Boquilla, Chih.

$Q \text{ max} = 14000 \text{ m}^3/\text{seg}$
 $\text{Volumen} = 2500 \text{ Mm}^3$

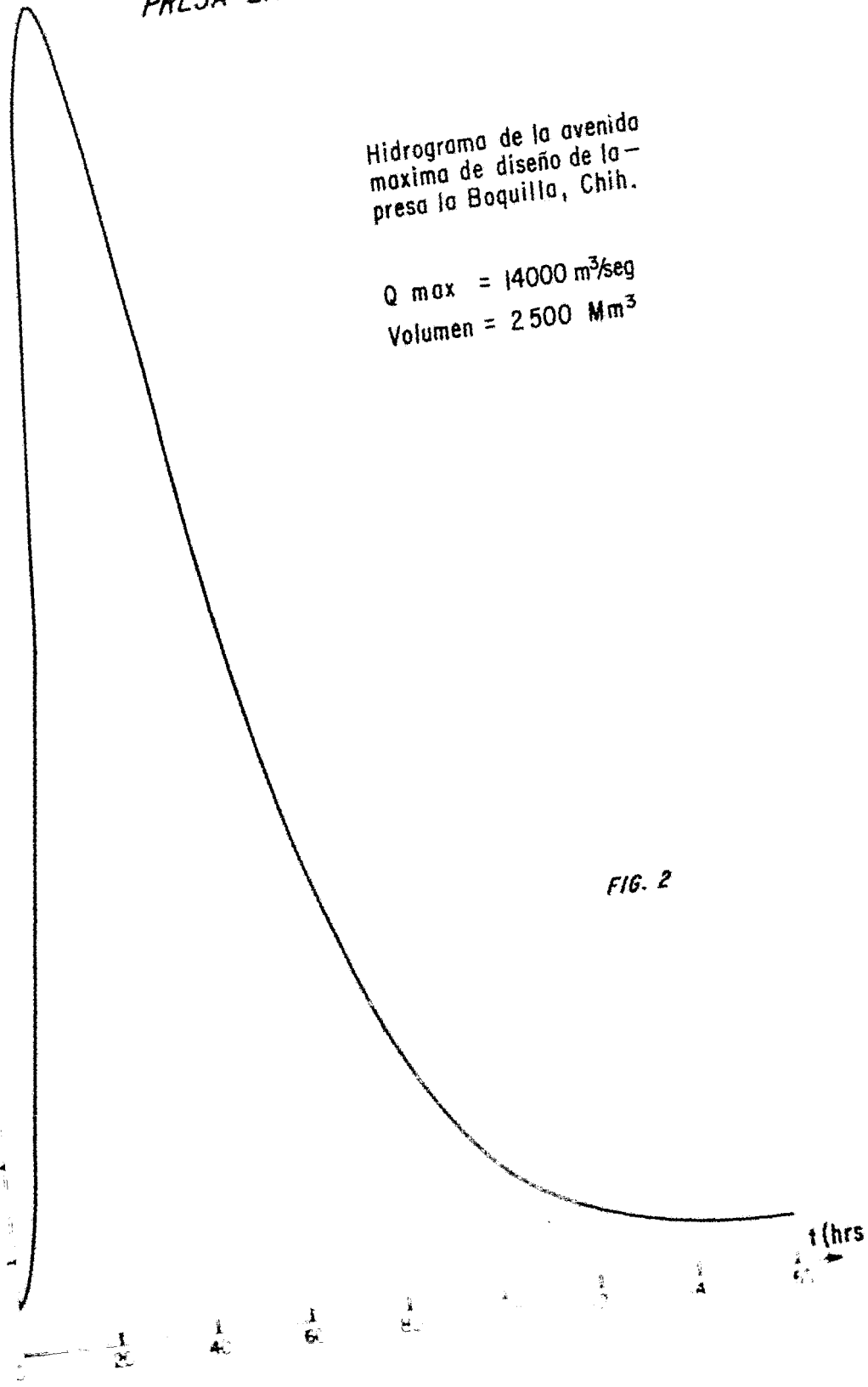


FIG. 2

t (hrs)

AREAS EN HECTAREAS

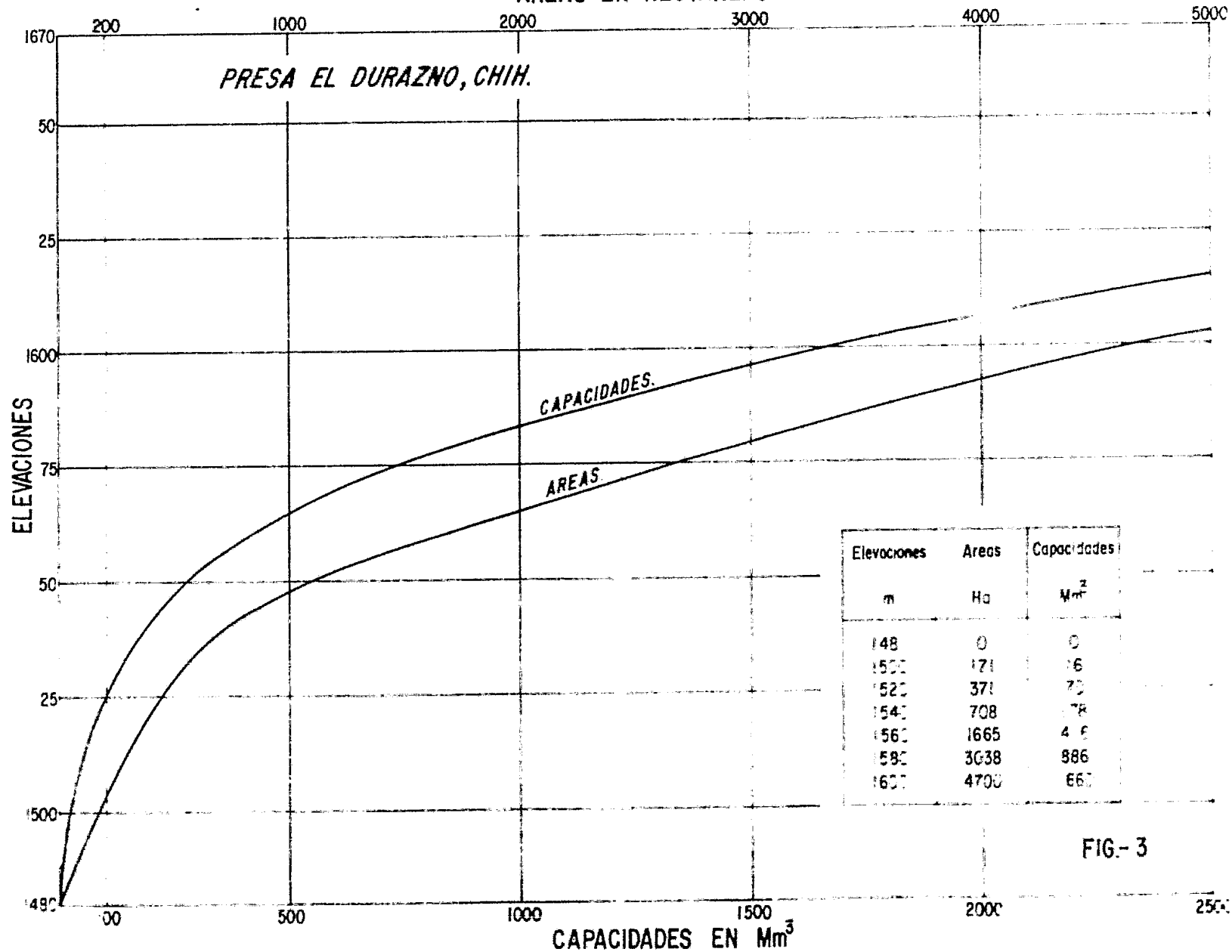


FIG- 3

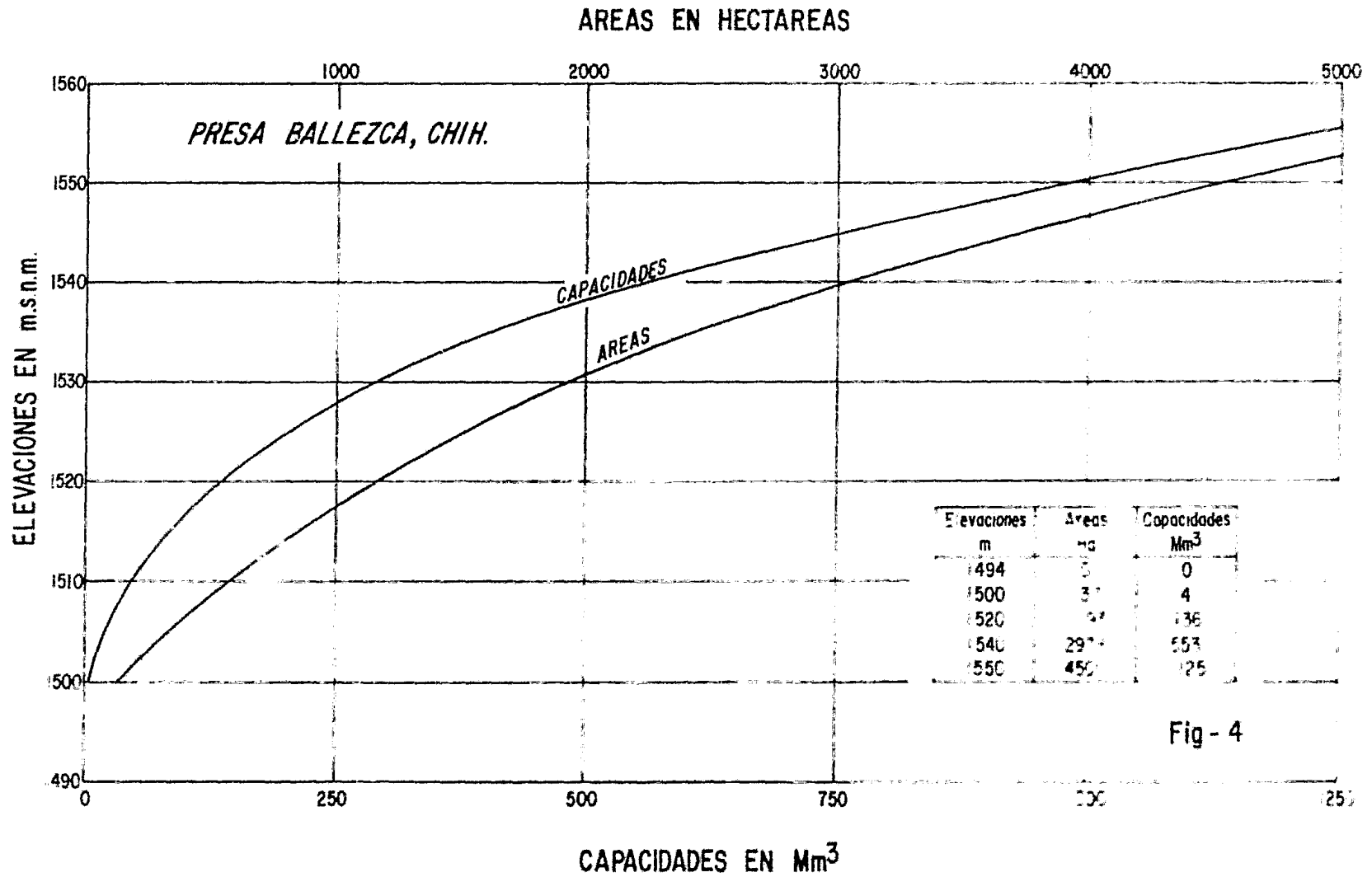


Fig - 4

PRESA EL DURAZNO, CHIH.

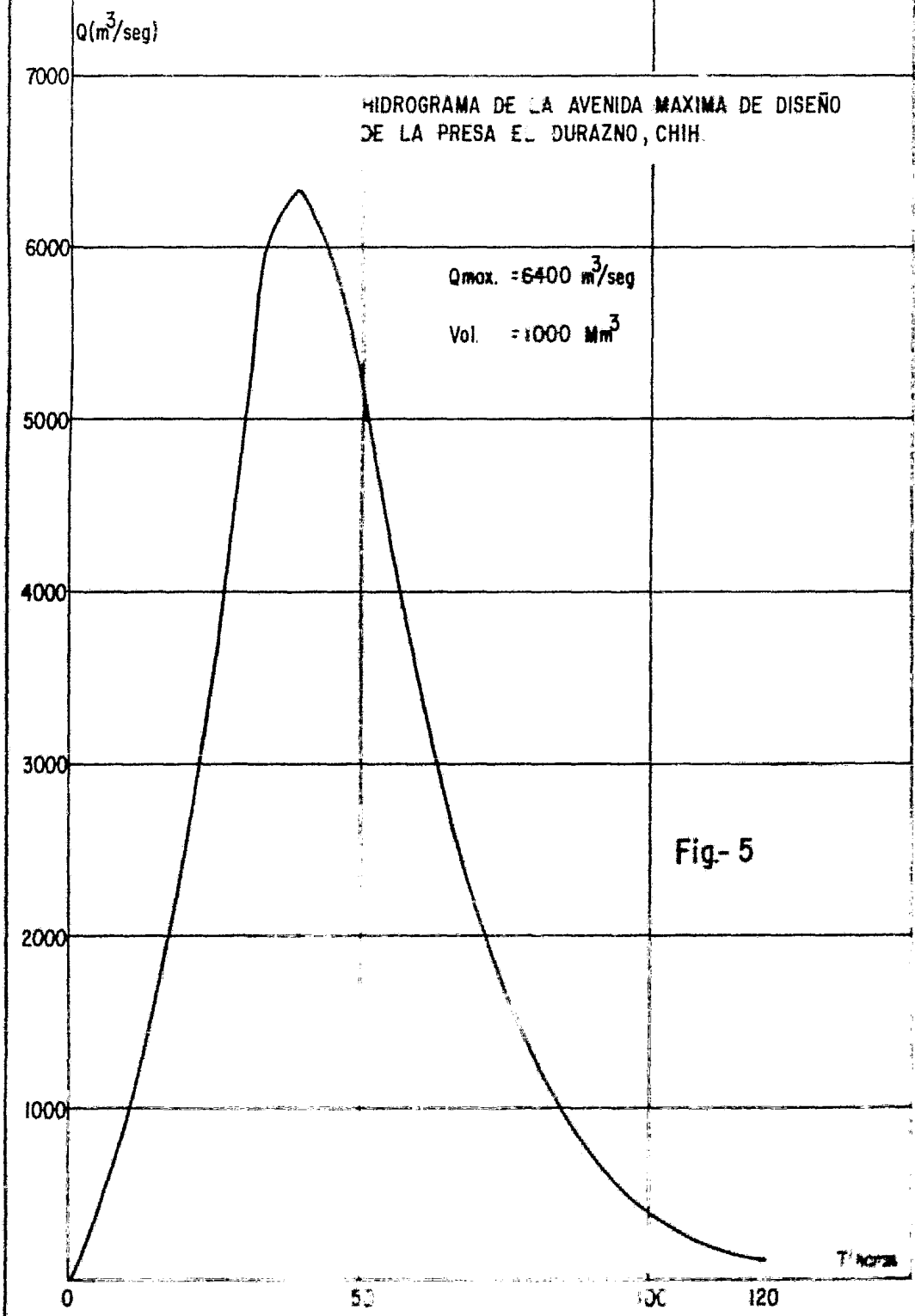


Fig- 5

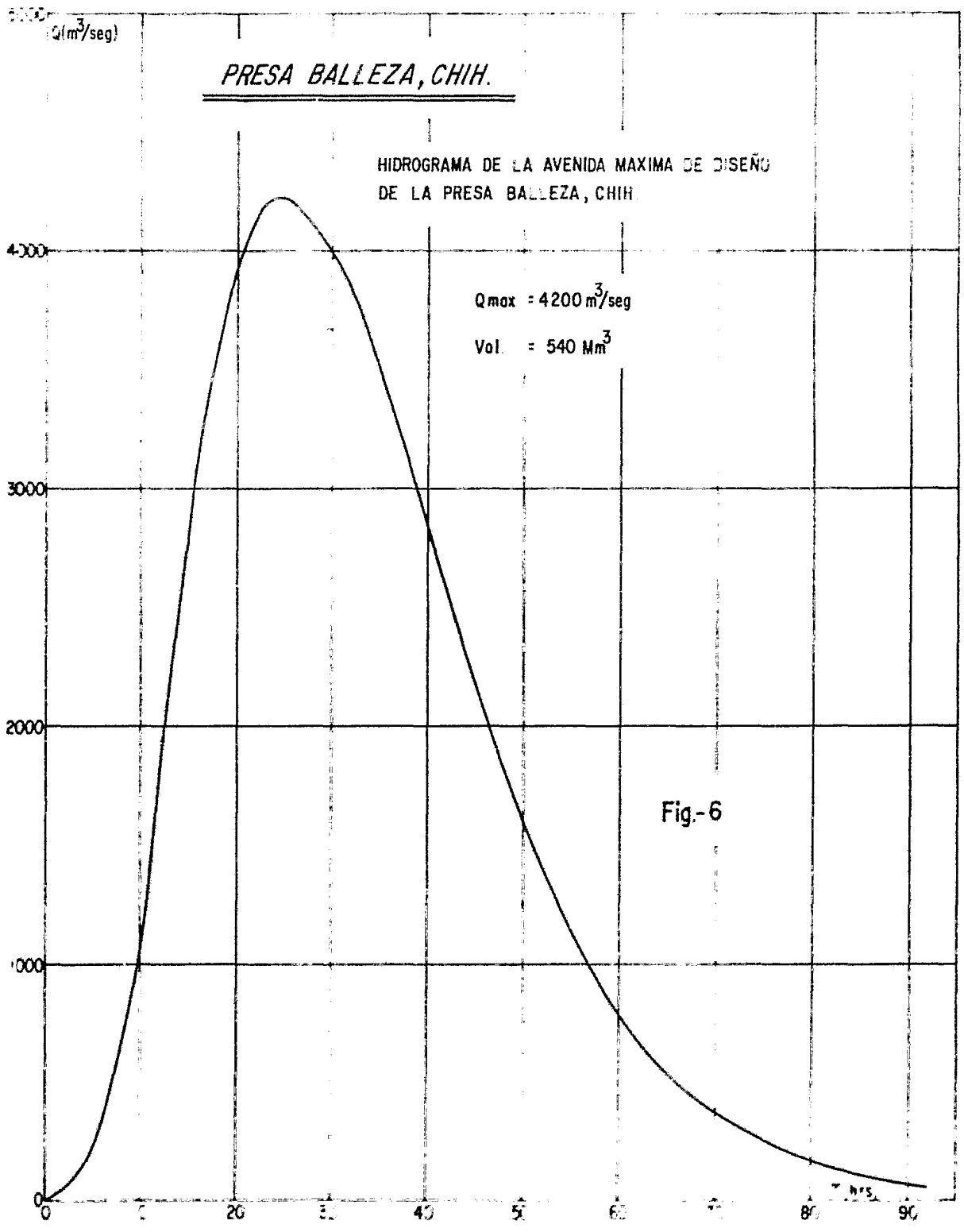


Fig.-6

PRESA LA BOQUILLA, CHIH.

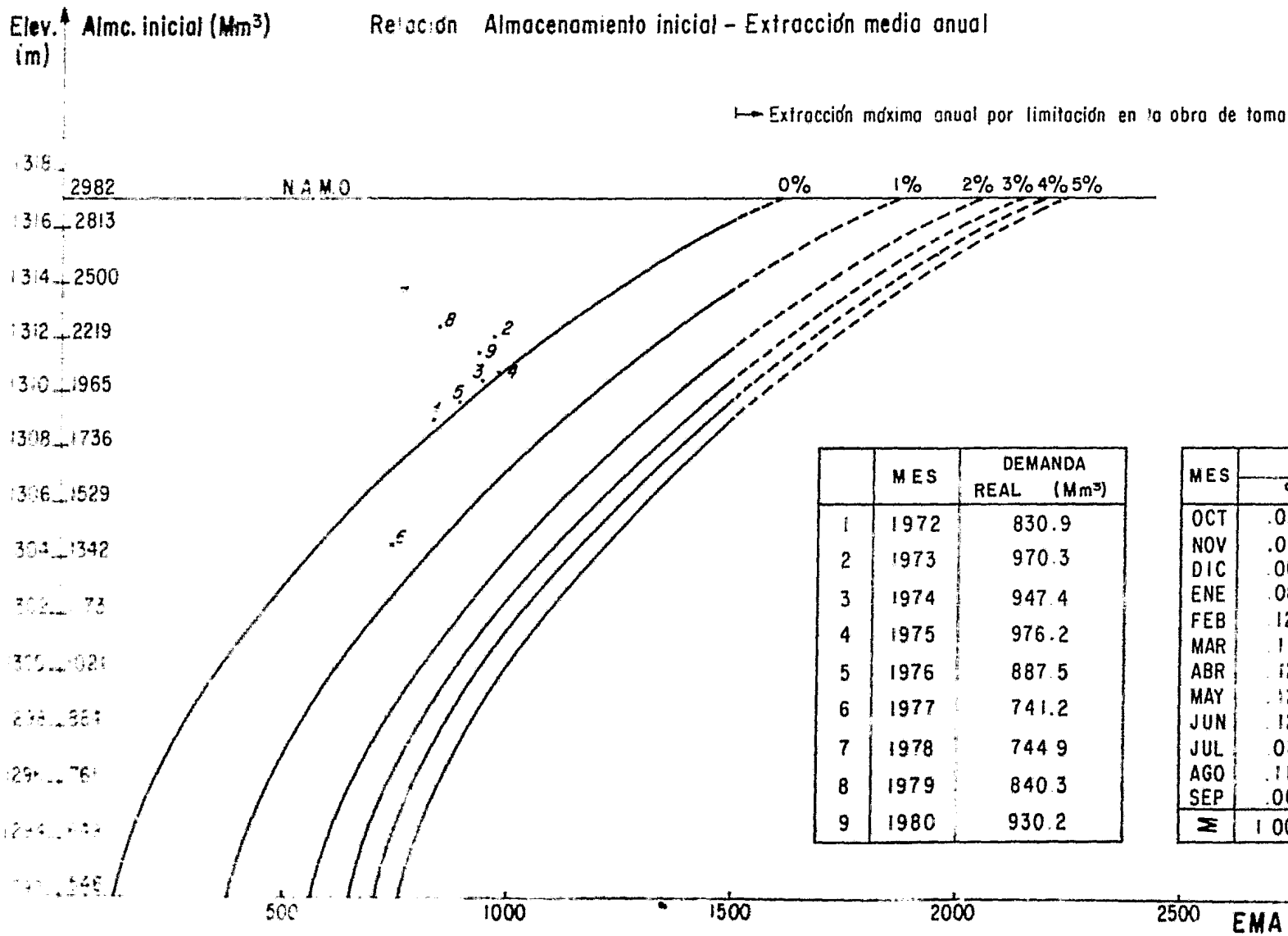


FIG. 7

	MES	DEMANDA REAL (Mm ³)
1	1972	830.9
2	1973	970.3
3	1974	947.4
4	1975	976.2
5	1976	887.5
6	1977	741.2
7	1978	744.9
8	1979	840.3
9	1980	930.2

MES	DEMANDAS	
	%	Vol. Mm ³
OCT	.0266	40
NOV	.0200	30
DIC	.0067	10
ENE	.0840	125
FEB	.1234	185
MAR	.1134	170
ABR	.1234	185
MAY	.1234	85
JUN	.1234	185
JUL	.0840	125
AGO	.1100	165
SEP	.0633	95
Σ	1.0000	1500

Elev. ▲ Almc. inicial (Mm³)
(m s n m)

PRESA LA BALLEZA, CHIH.

Curva de almacenamiento inicial-volumen de oferta
Resultados del funcionamiento de vaso para un def. del 5 %

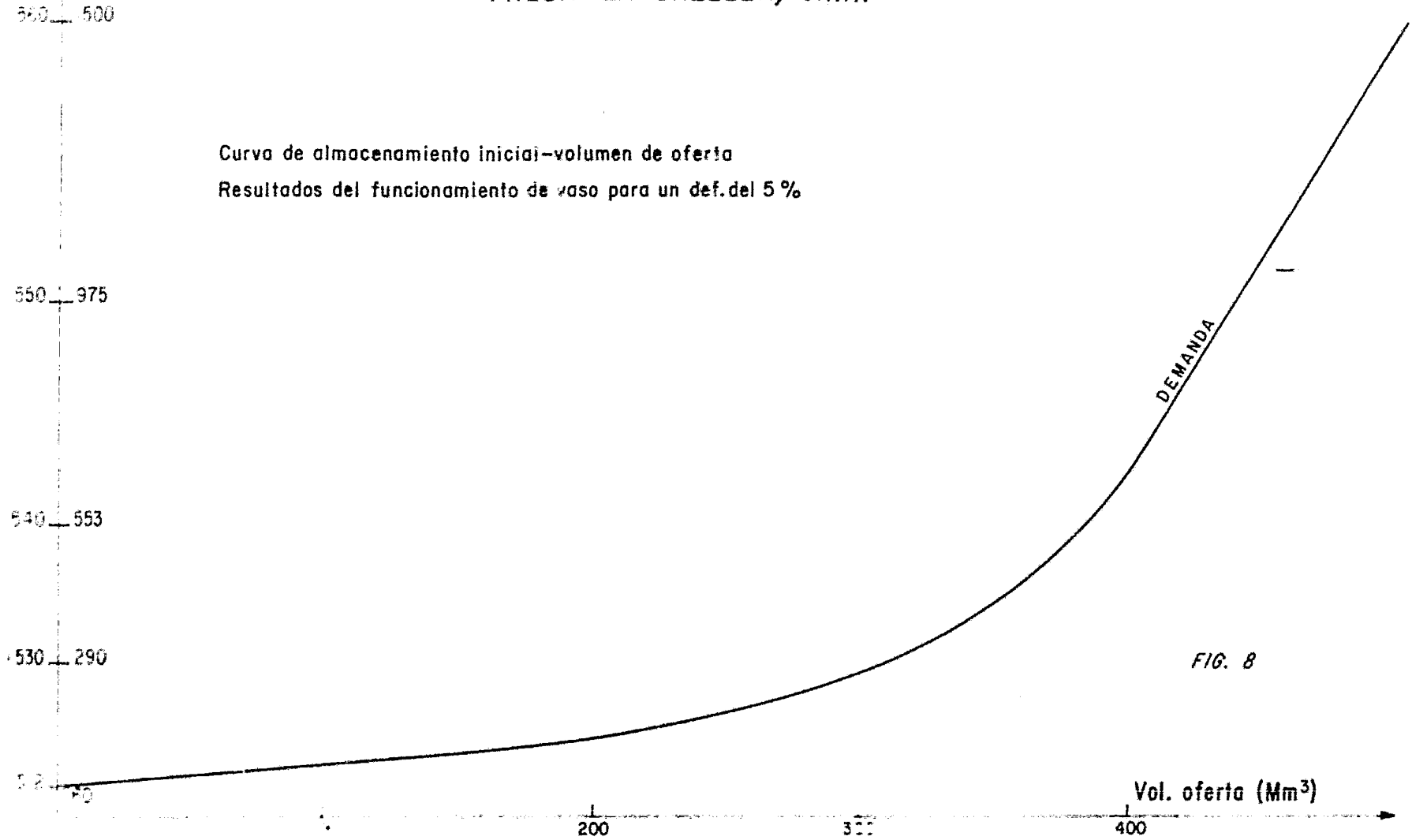


FIG. 8

PRESA EL DURAZNO, CHIH.

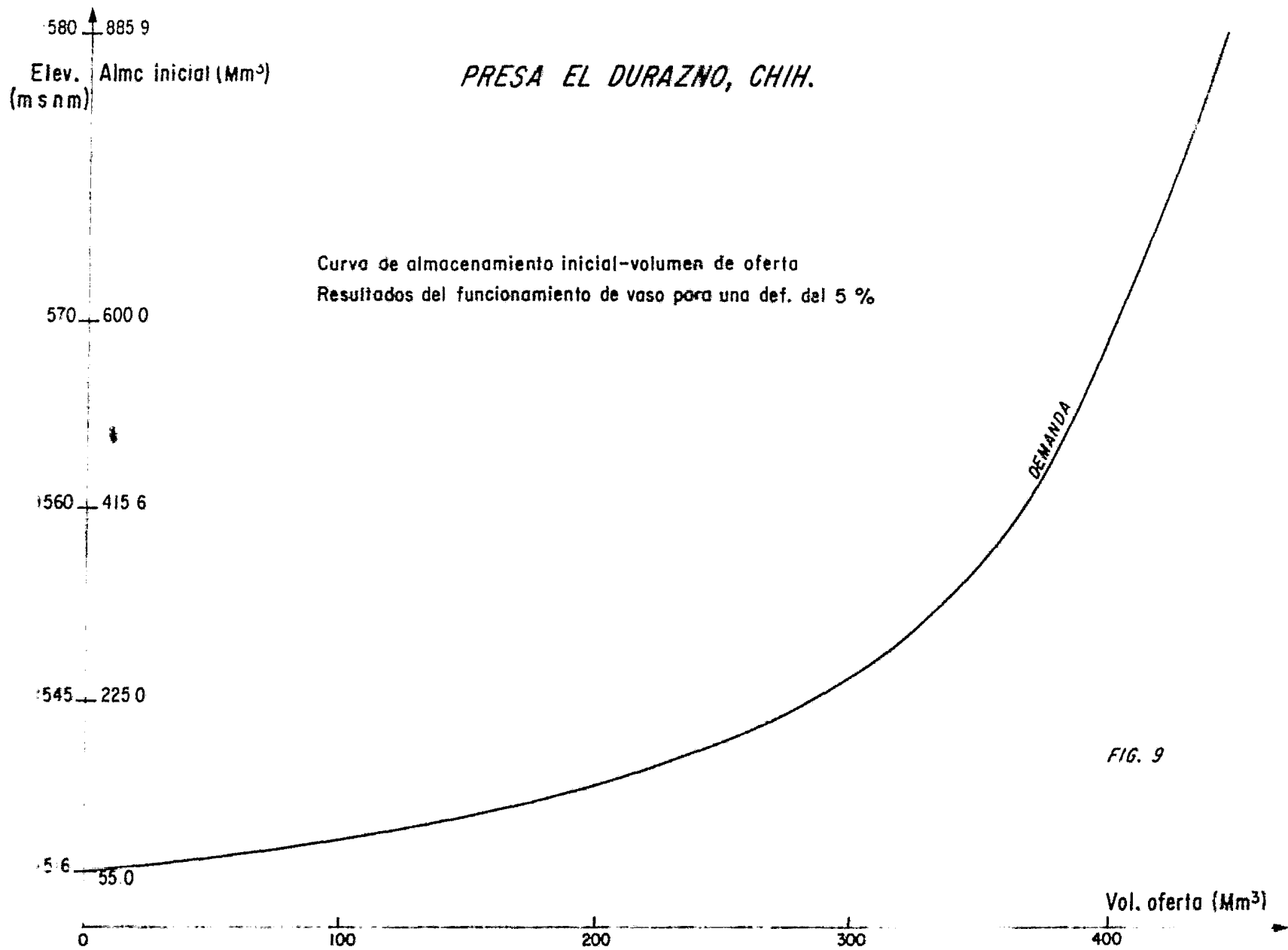


FIG. 9

PRESA LA BOQUILLA, CHIH.

Curva de almacenamiento inicial-volumen de oferta
Resultados del funcionamiento de vaso para una def. del 5%

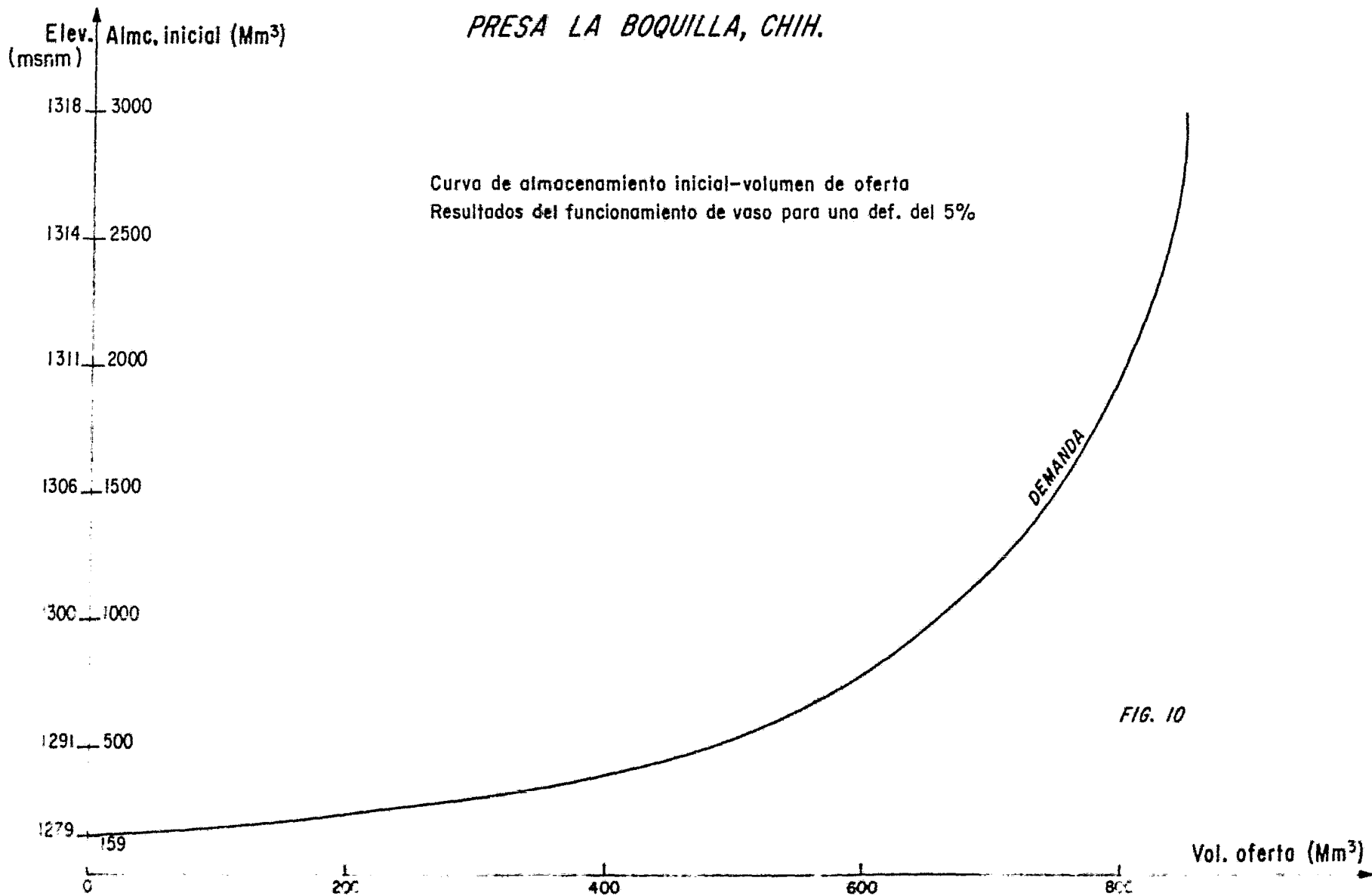
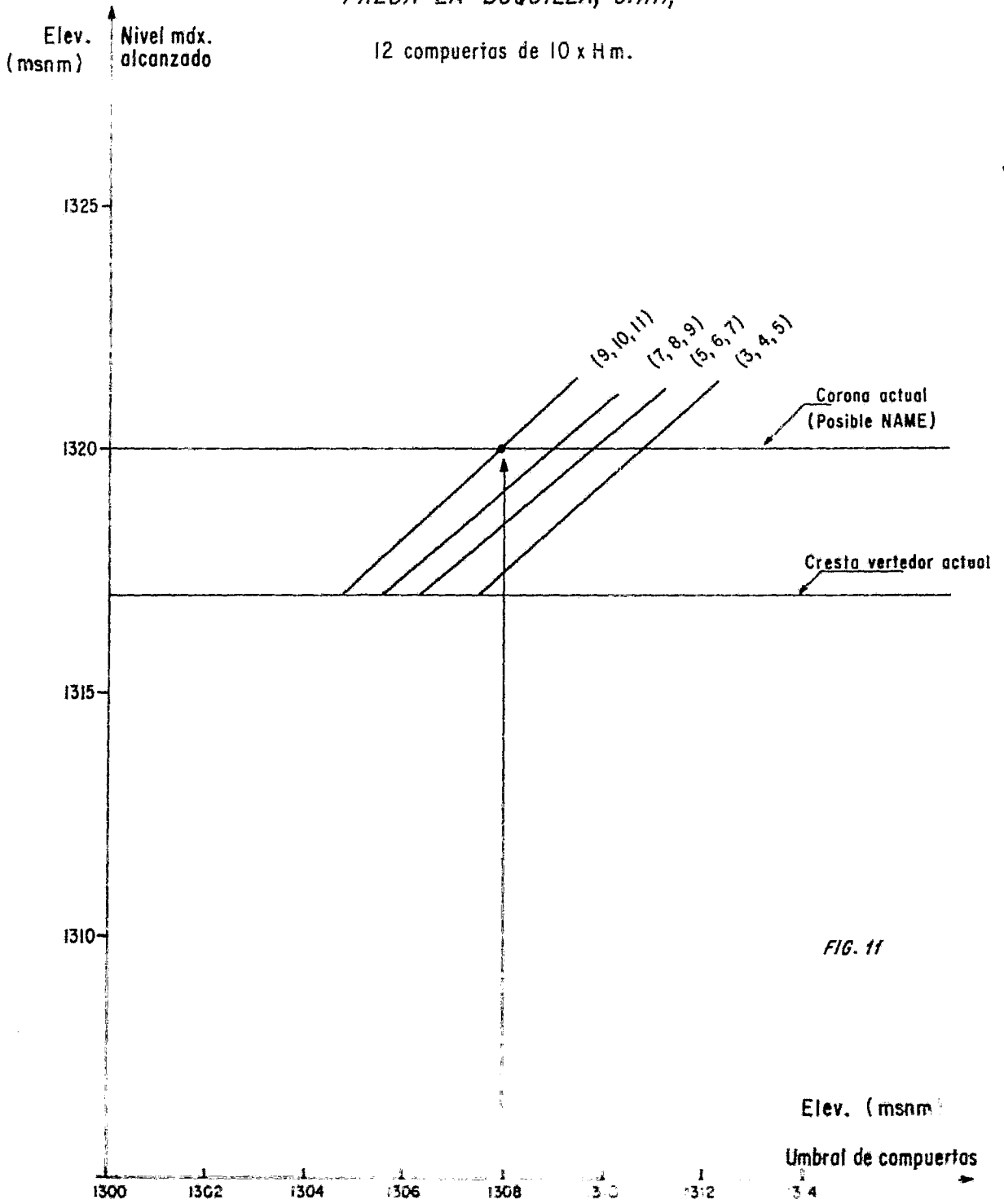
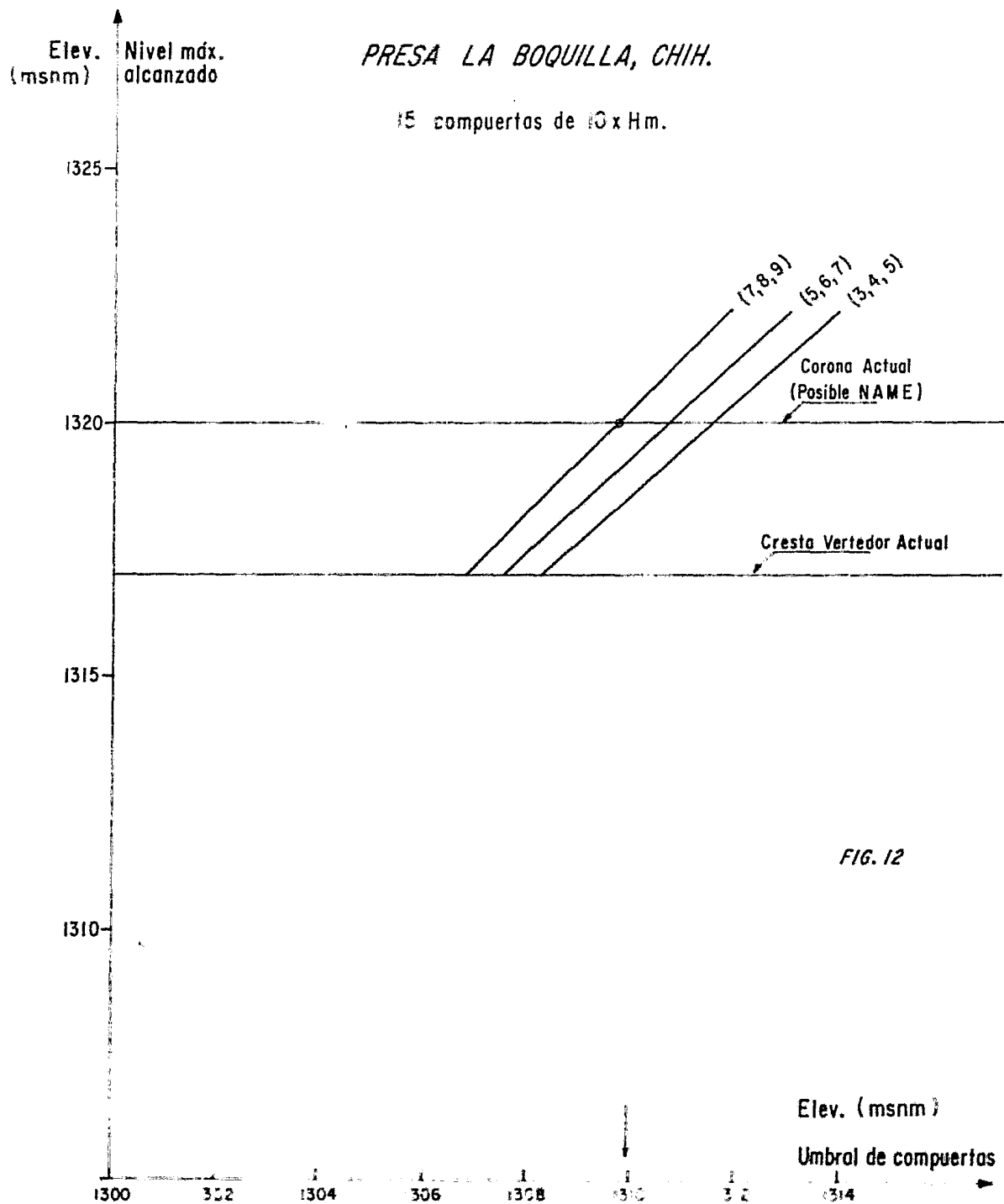


FIG. 10

PRESA LA BOQUILLA, CHIH,

12 compuertas de 10 x 11 m.





PRESA LA BOQUILLA, CHIH.

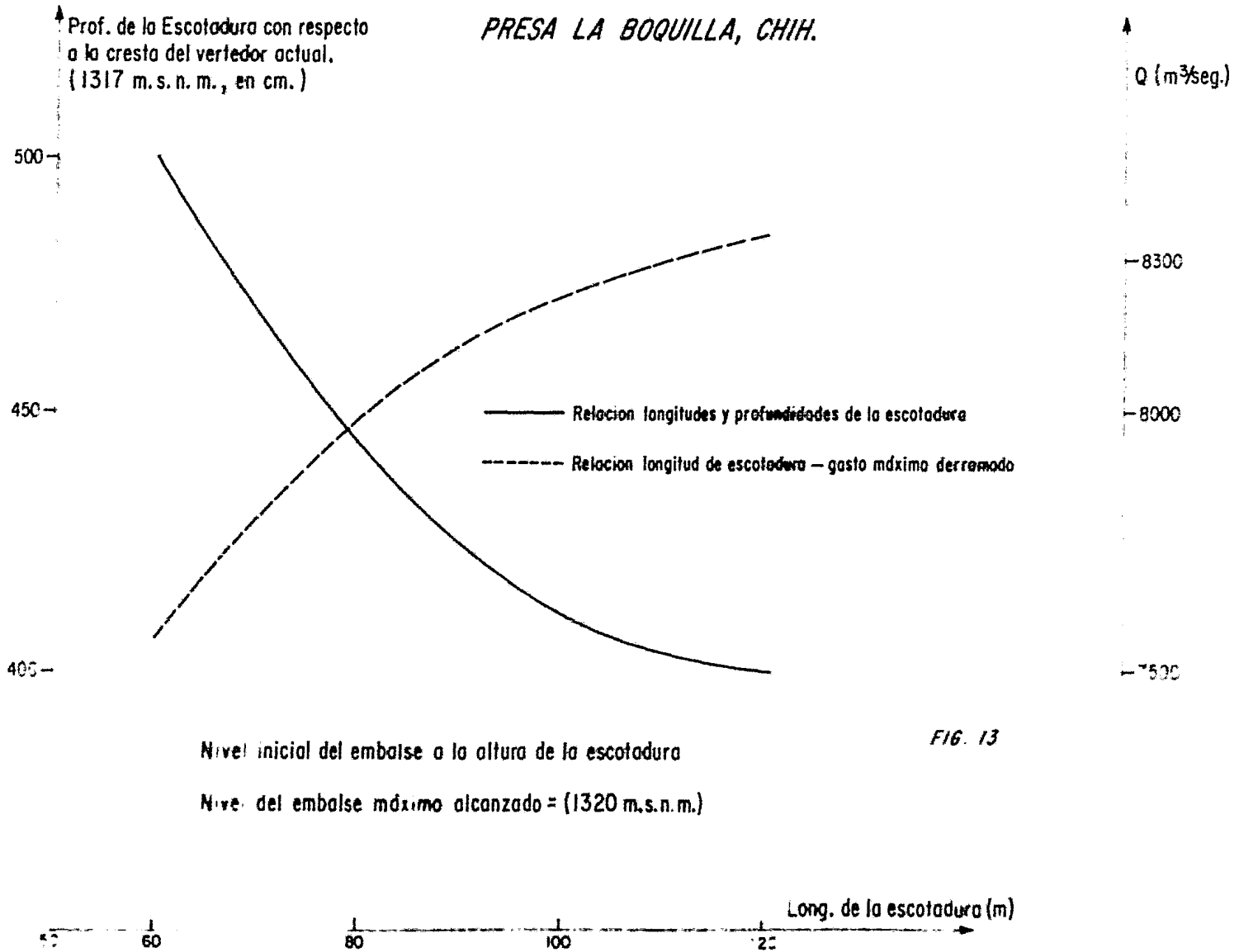
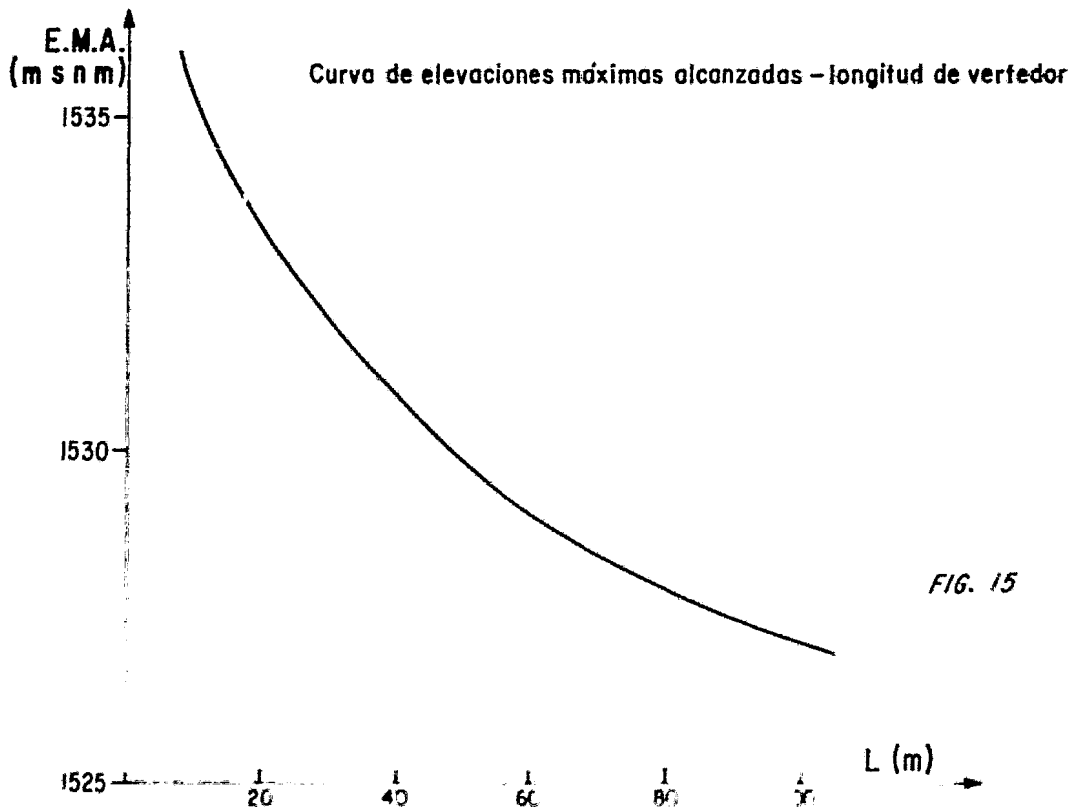
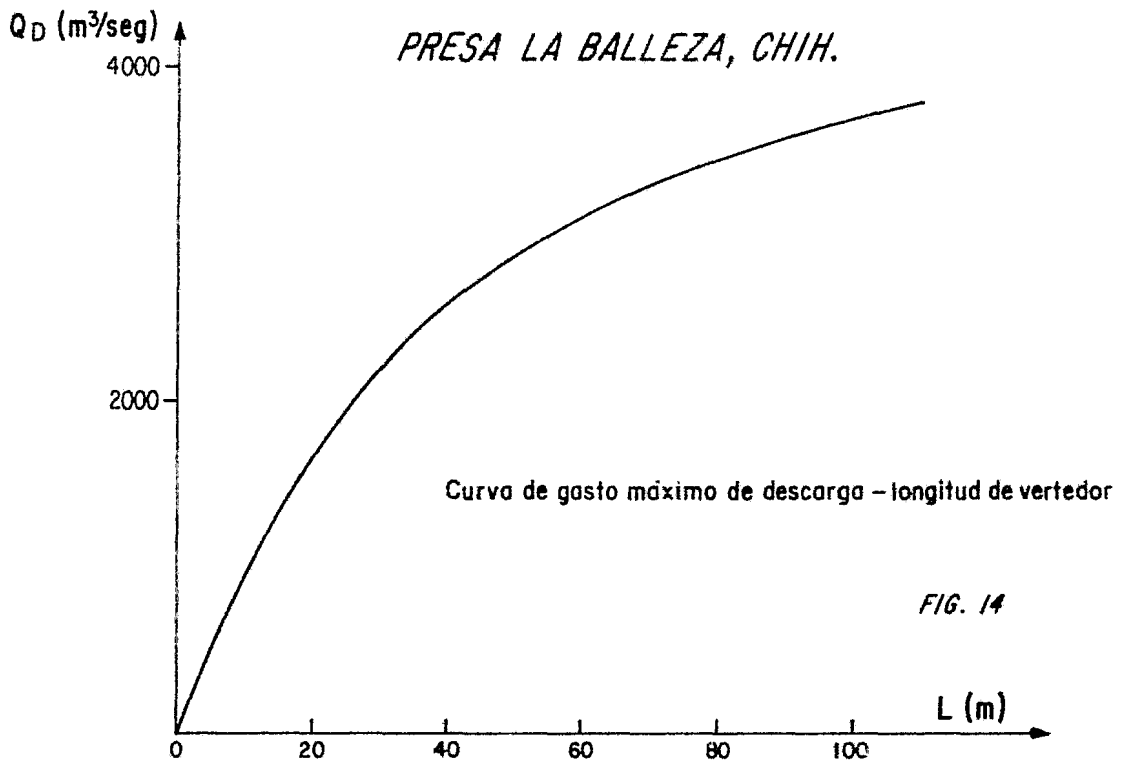
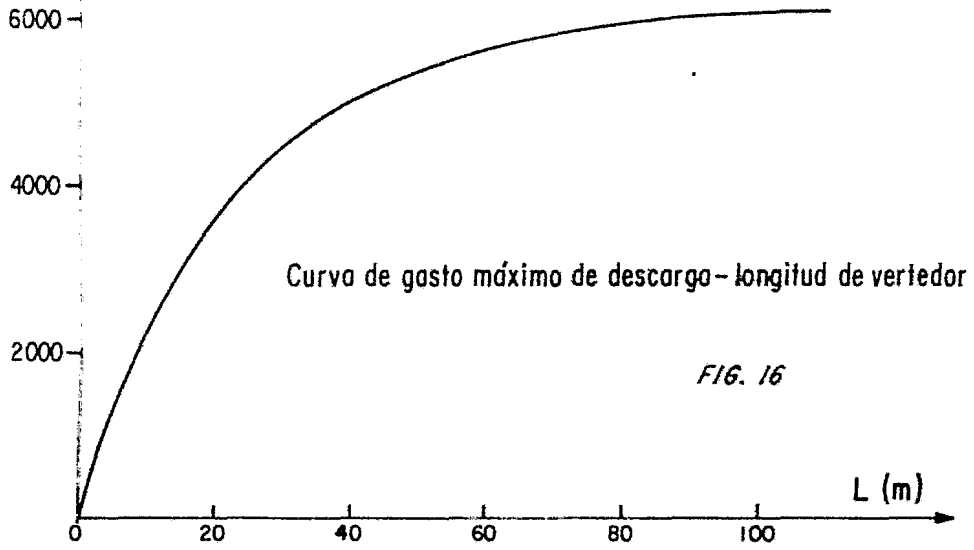


FIG. 13

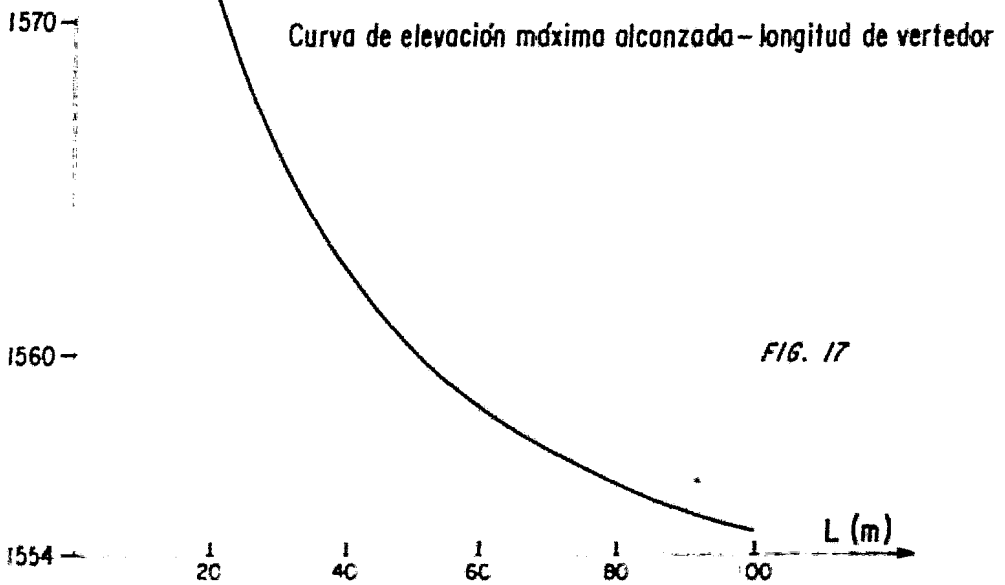


Q_D (m³/seg) ↑

PRESA EL DURAZNO, CHIH.



E. M. A.
(m s n m) ↑



PRESA LA BOQUILLA, CHIH.

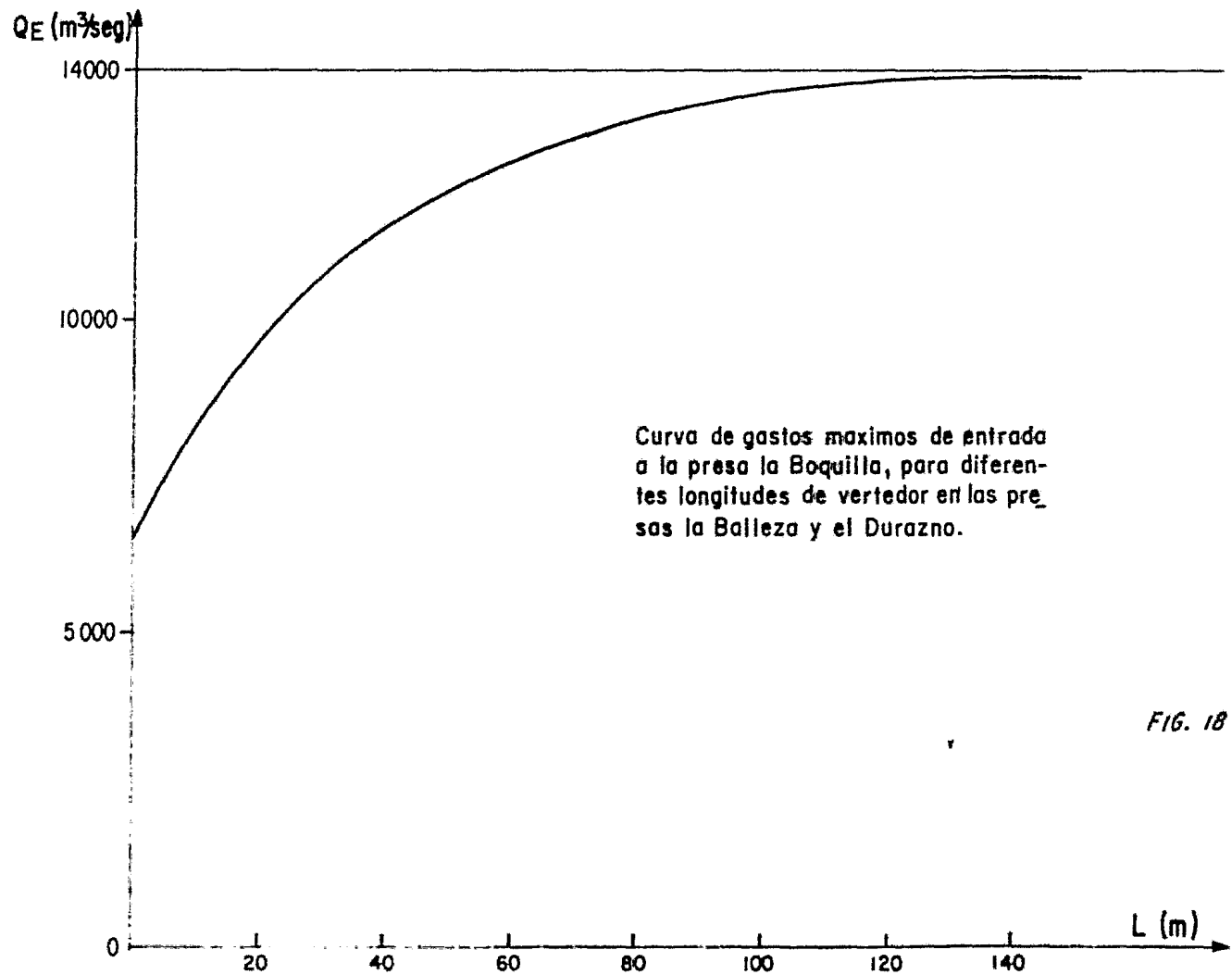


FIG. 18

PRESA LA BOQUILLA, CHIH.

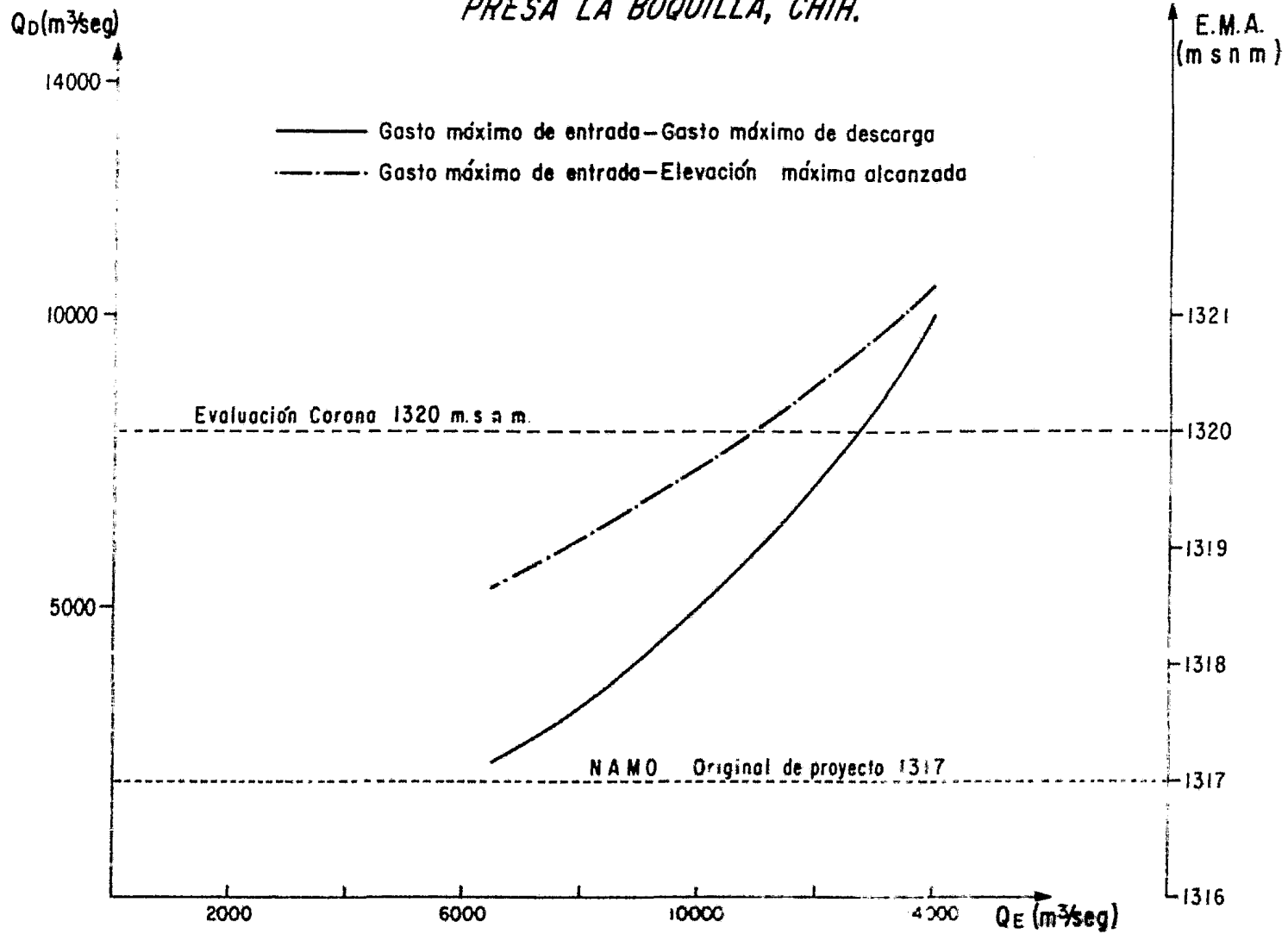


FIG. 19

PRESA LA BALLEZA, CHIH.

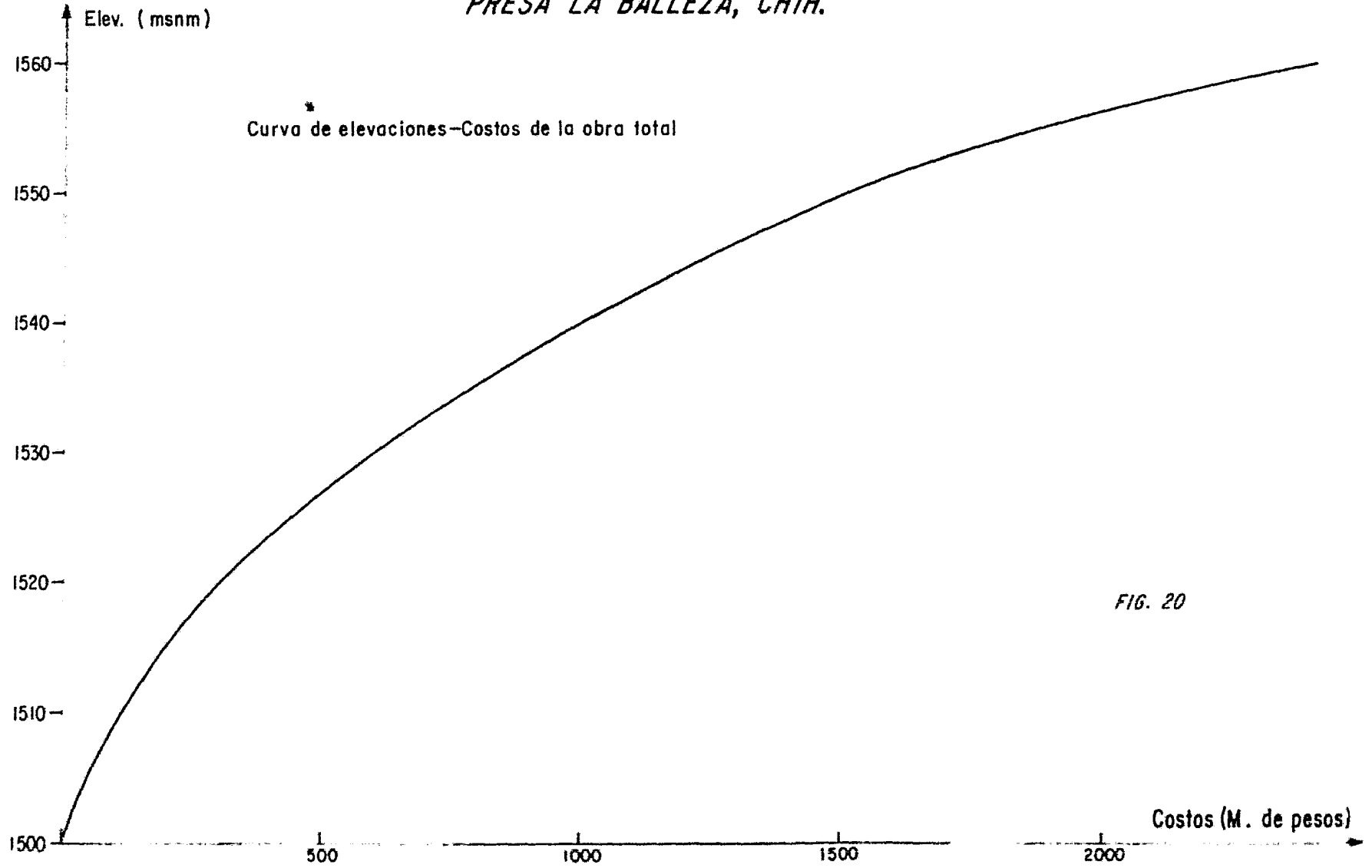


FIG. 20

Costos (M. de pesos)

Elev. (msnm) ↑ Costos (M de Pesos)

PRESA LA BALLEZA, CHIH.

1560 2400

1550 1500

1540 1000

1530 600

1520 300

1510 150

Curva de elevaciones-beneficios por aprovechamiento

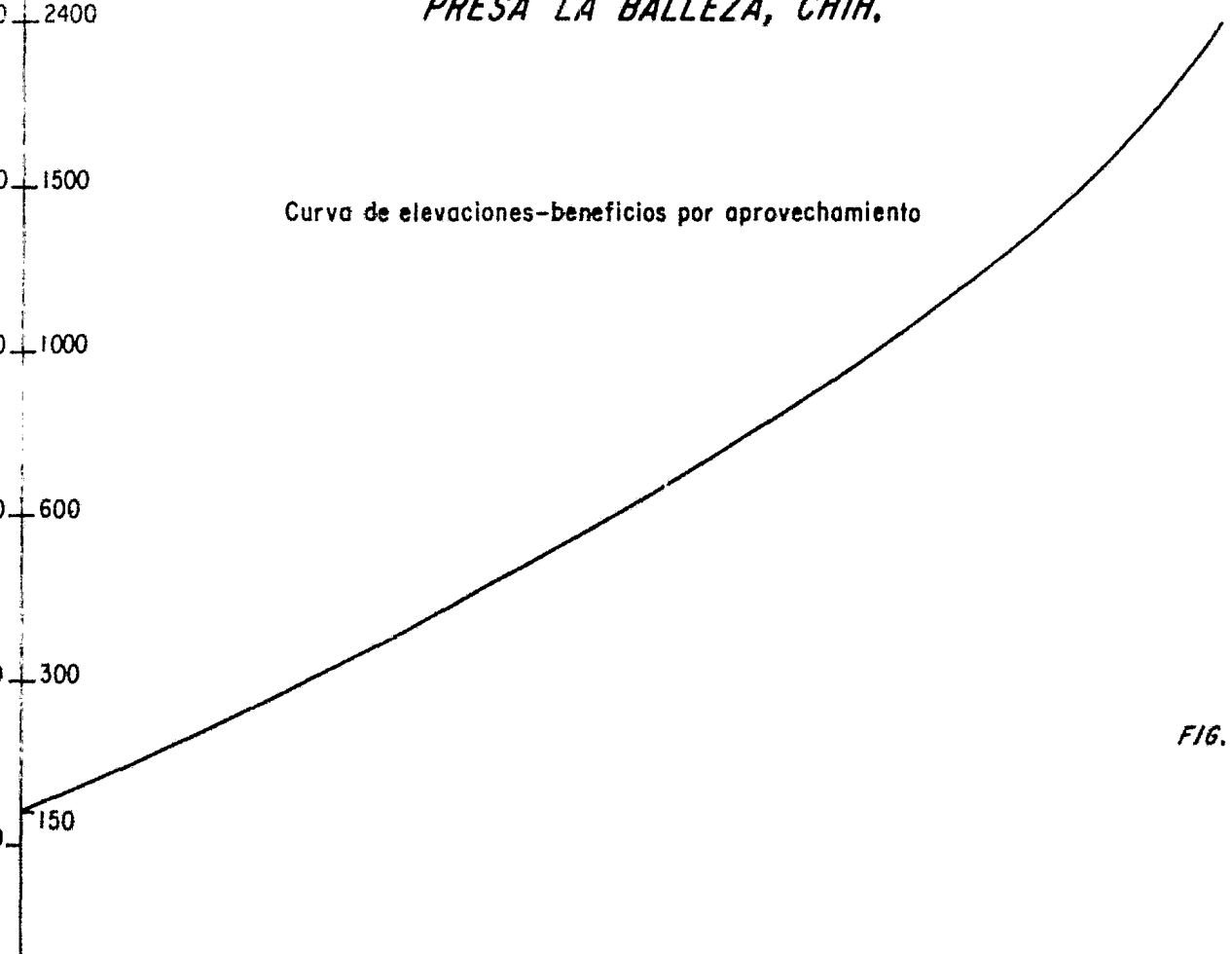
500

500

Beneficios (M. de pesos)

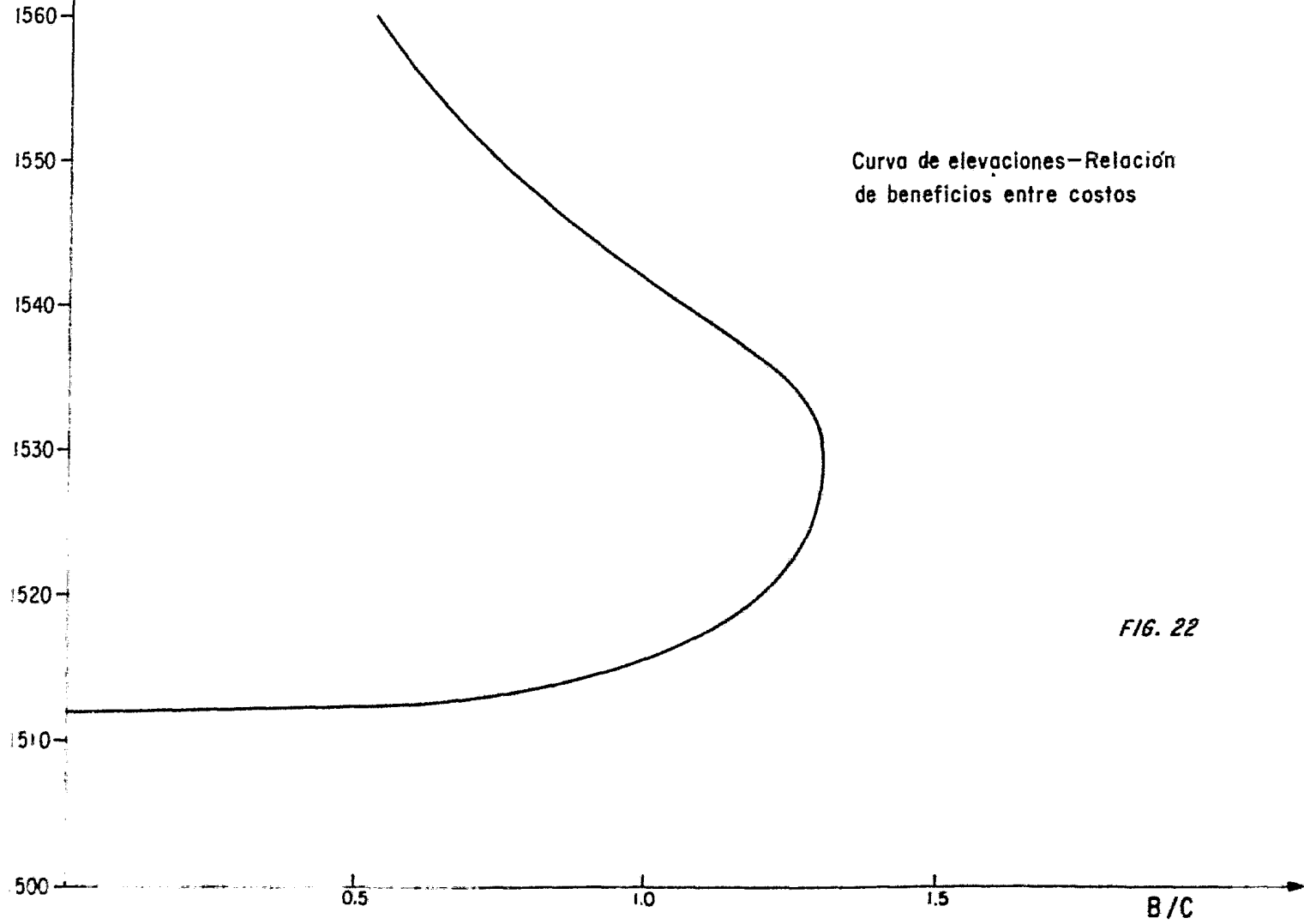
1000

FIG. 21



Elev.
(msnm)

PRESA LA BALLEZA, CHIH.



Curva de elevaciones—Relación
de beneficios entre costos

FIG. 22

PRESA EL DURAZNO, CHIH.

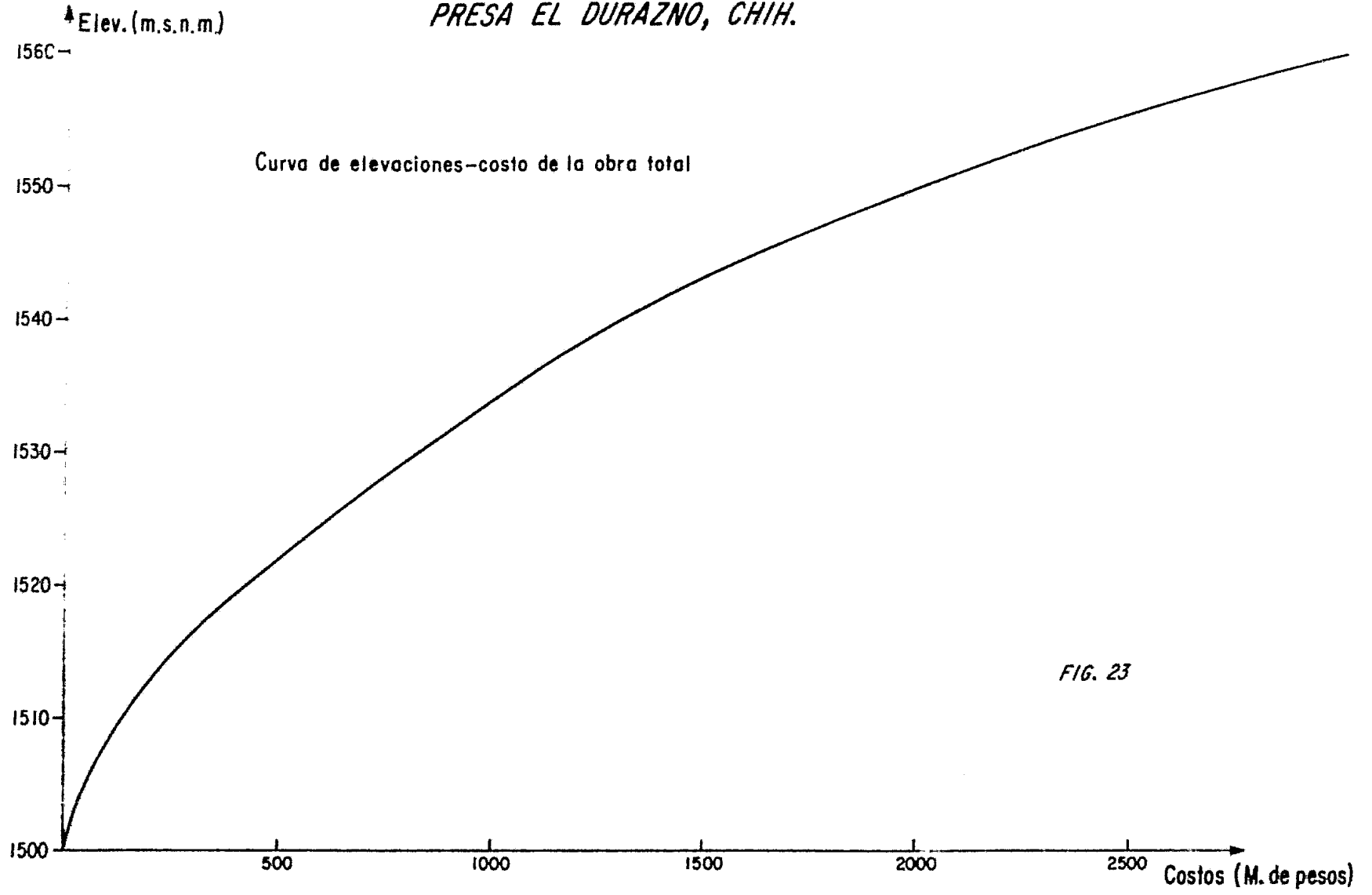


FIG. 23

Elev. Costos
(m s n m) (M. de pesos)

PRESA EL DURAZNO, CHIH.

Curva de elevaciones-beneficios por aprovechamiento

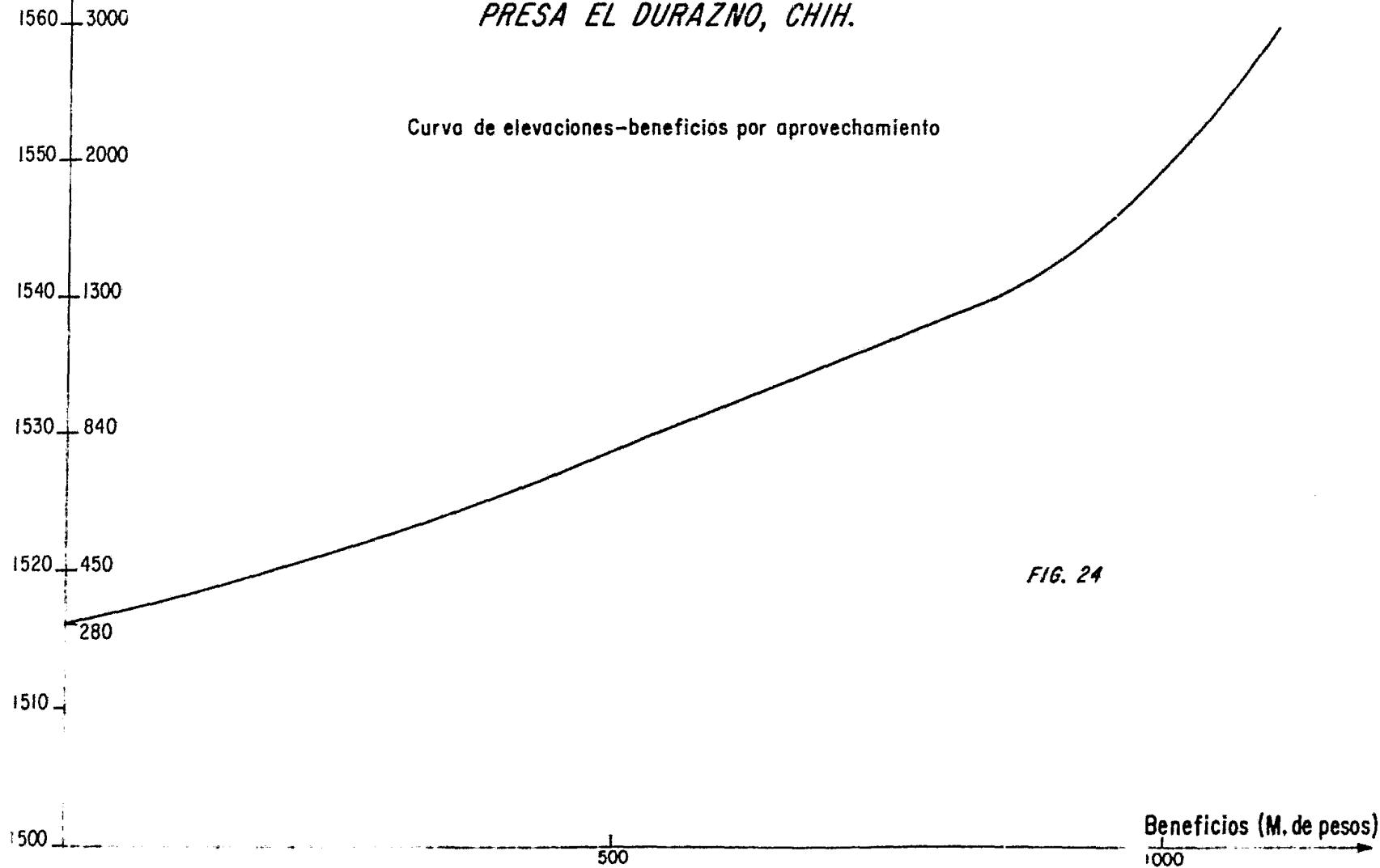


FIG. 24

Elev.
(m s n m)

PRESA EL DURAZNO, CHIH.

Curva de elevaciones-Relacion
de beneficios entre costos

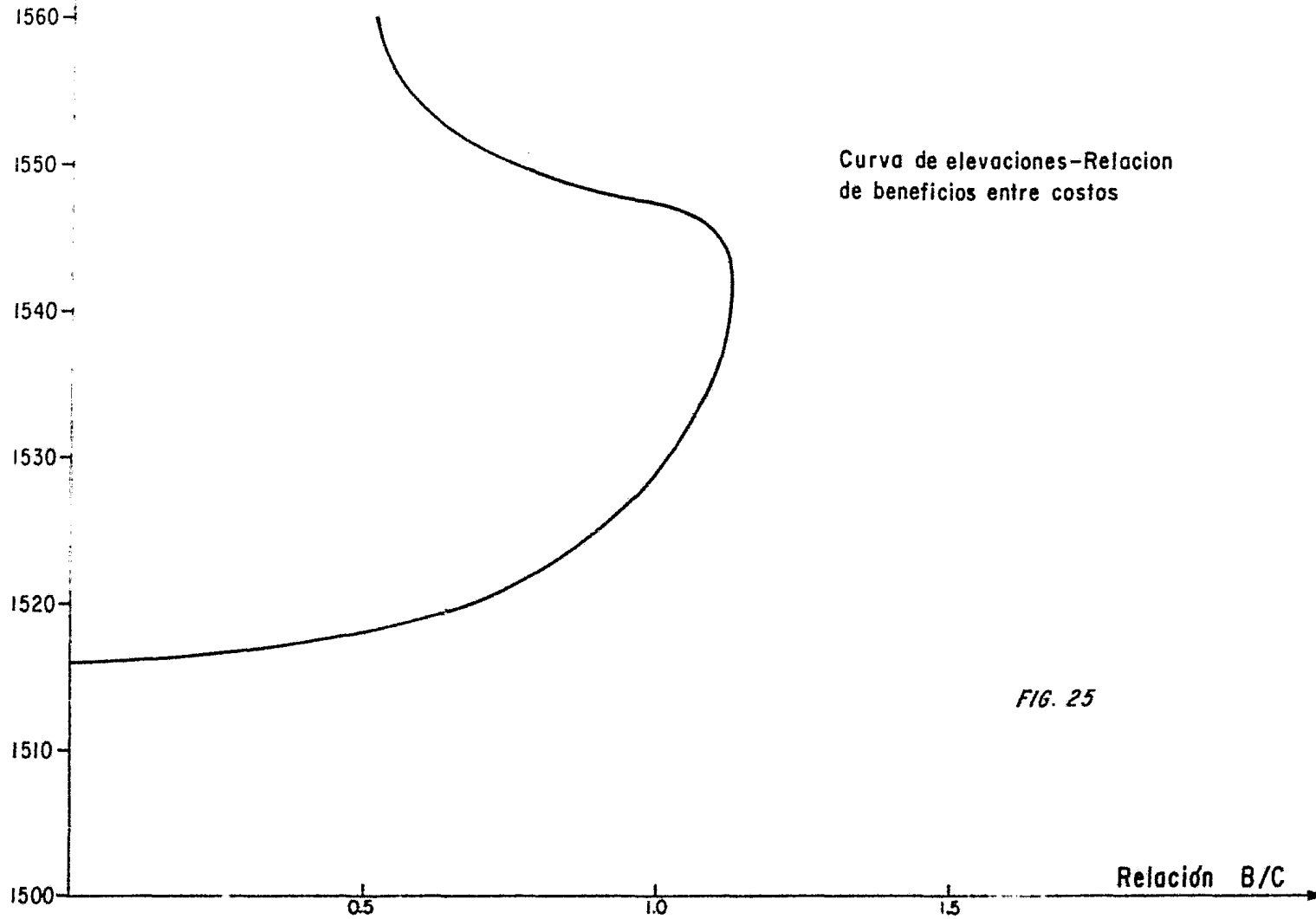


FIG. 25

FRESA LA BALLEZA

VOLUMENES DE ESCURRIMIENTO MENSUAL (Mm3)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1957	2.573	3.393	4.986	9.541	1.858	5.840	21.110	61.353	23.706	5.794	6.425	4.359	151.239
1958	3.004	2.608	5.304	2.118	7.269	15.238	25.514	108.873	473.043	216.200	3.566	6.028	868.755
1959	8.172	7.640	5.859	5.631	10.808	6.953	19.781	142.849	27.357	3.104	1.509	8.681	248.344
1960	175.990	8.676	27.260	16.549	5.530	10.682	57.360	188.343	35.787	11.792	2.905	7.082	548.956
1961	7.562	2.583	12.511	12.435	5.259	14.548	74.940	64.426	68.297	10.452	4.097	10.602	287.732
1962	7.095	16.411	9.243	6.836	8.164	6.106	64.513	34.561	43.807	36.333	4.356	1.655	239.113
1963	4.505	5.569	7.049	7.612	5.312	9.389	21.956	63.495	95.227	110.113	1.785	57.886	389.999
1964	16.473	5.501	4.436	5.353	7.280	22.871	84.974	96.666	66.639	16.929	7.201	4.944	335.257
1965	2.752	2.381	3.149	7.745	2.274	1.683	17.930	37.676	74.846	7.971	6.750	11.130	176.292
1966	13.157	10.240	7.054	4.383	4.010	24.607	43.712	493.337	224.095	21.074	3.325	7.135	856.133
1967	11.504	9.608	3.125	15.729	8.570	18.538	72.792	120.719	88.391	22.565	3.081	15.631	390.539
1968	10.202	13.368	29.704	13.007	17.617	5.600	1065.596	109.595	261.879	43.363	5.477	3.249	1579.361
1969	6.095	9.973	14.751	15.355	2.399	17.169	73.883	16.765	19.668	4.733	0.405	2.396	183.597
1970	6.533	6.810	2.310	0.414	2.867	7.593	11.191	52.895	212.257	36.419	0.362	1.204	341.562
1971	3.732	3.536	21.884	17.894	187.790	9.649	34.843	202.875	31.712	79.877	40.900	6.435	651.139
1972	15.377	8.978	7.567	0.000	4.752	14.109	39.572	51.032	153.528	11.763	18.255	0.439	405.076
1973	11.552	41.073	3.202	0.074	11.287	6.979	47.645	351.914	36.693	7.662	0.187	3.973	520.561
1974	2.434	0.000	5.197	16.879	2.391	10.308	30.047	164.311	186.254	4.868	11.005	5.845	443.057
1975	17.327	4.621	0.000	0.066	9.189	3.929	68.331	132.298	68.566	3.621	1.241	2.013	304.277
1976	1.397	0.000	0.000	8.983	2.387	12.372	207.481	53.502	143.401	22.121	11.055	10.234	473.807
1977	2.251	4.159	1.352	6.787	7.467	38.331	49.154	46.001	47.539	24.501	0.017	0.707	230.421
SUMA	325.125	157.158	185.943	173.392	314.480	262.494	2132.325	2596.088	2382.692	701.355	133.951	172.337	9518.203
PROM.	15.525	7.960	9.360	8.257	14.975	12.499	101.539	123.623	113.461	33.399	6.375	8.200	454.570
MAX.	175.990	41.073	31.884	17.894	187.790	38.331	1065.596	493.337	473.043	216.200	40.900	57.886	1579.361
MIN.	1.357	0.000	0.000	0.000	1.038	1.683	11.191	16.765	19.668	3.621	0.017	0.435	151.239

TABLA 1

PRESA EL DURAZNO

VOLUMENES DE ESCURRIMIENTO MENSUAL (Mm³)

AÑOS	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1957	8.815	4.413	5.045	0.443	5.074	6.327	26.148	64.601	40.872	6.313	0.922	6.193	175.772
1958	4.694	7.070	7.176	3.871	1.730	16.966	35.551	104.121	550.862	141.546	17.801	4.644	907.032
1959	0.700	18.676	7.243	4.439	8.642	4.822	25.730	166.578	18.989	9.005	3.760	19.829	288.417
1960	240.085	8.633	0.000	0.000	0.000	2.111	43.695	139.160	74.594	4.531	5.003	3.288	521.100
1961	5.119	8.418	1.699	3.779	0.011	17.869	80.611	73.149	109.595	19.151	11.146	0.003	330.550
1962	2.952	4.073	1.539	11.504	6.301	6.743	78.299	28.257	50.292	31.213	4.160	8.265	233.590
1963	4.944	6.740	0.951	2.971	4.934	8.239	34.249	135.752	98.422	108.386	9.273	46.878	461.738
1964	0.880	9.352	9.957	3.763	2.448	13.942	132.491	132.515	58.521	2.703	4.444	6.499	376.516
1965	6.409	4.166	4.603	2.069	2.713	3.443	26.149	50.274	89.547	3.895	2.613	13.606	209.587
1966	7.944	10.620	9.311	1.775	4.473	39.517	64.325	499.242	179.705	12.822	4.062	1.403	834.899
1967	1.273	7.800	5.889	4.079	17.450	20.724	94.955	100.132	142.117	32.219	11.695	17.536	455.871
1968	8.882	21.631	26.988	10.373	4.849	10.975	219.571	181.104	168.141	37.835	6.990	6.600	705.939
1969	4.062	11.133	4.701	3.459	17.573	7.410	74.760	20.850	10.903	3.567	2.162	3.772	154.352
1970	6.150	6.425	8.781	2.904	13.598	10.364	17.466	94.294	93.567	5.167	0.000	14.124	272.830
1971	3.873	10.009	0.208	3.830	2.552	4.702	44.660	151.609	35.349	101.081	0.000	6.438	314.371
1972	8.006	5.521	10.637	16.220	6.275	13.724	39.782	52.909	203.311	40.233	36.686	20.403	403.007
1973	24.358	57.503	33.311	14.306	2.387	4.521	32.313	128.907	47.656	9.543	11.243	1.003	367.251
1974	16.905	15.229	11.707	0.053	7.731	0.269	21.948	49.564	174.257	64.291	36.301	4.611	403.089
1975	8.519	10.339	19.709	26.738	0.000	7.523	157.817	152.714	120.066	24.427	5.946	2.812	536.510
1976	11.613	15.455	18.889	3.703	1.506	9.058	134.774	31.775	102.002	20.948	11.253	2.348	364.234
1977	13.381	13.753	19.442	4.677	5.296	8.270	71.193	43.613	42.704	27.503	10.755	1.074	262.216
SUM.	389.571	256.759	209.386	124.956	115.543	217.519	1457.486	2401.12	2421.772	706.598	195.215	192.208	8089.723
PROM.	19.551	12.236	9.971	5.950	5.502	10.358	69.404	114.339	115.322	33.666	9.343	9.151	413.211
MAX.	240.085	57.503	33.311	26.738	17.573	39.517	219.571	499.242	550.862	141.546	36.686	46.878	834.899
MIN.	0.700	4.373	0.000	0.000	0.000	0.269	17.466	20.850	18.989	2.703	0.000	0.003	154.352

TABLA 2

ESTACION SAN ALFONSO SOBRE EL RIO FLORIDO, D.C.R.

AÑO	ESCURRIMIENTO MILES M ³	VOL. DE ADOLVES M ³	% MEDIO POR VOLUMEN
1949	180628.4	160.43	0.000882
1950	95449.2	63.13	0.06579
1951	23199.9	11.26	0.04653
1952	40831.0	142.89	0.34978
1953	85756.0	338.72	0.39498
1954	126440.8	347.46	0.27480
1955	323164.2	261.43	0.08090
1956	30469.4	39.20	0.04871
1957	48292.9	-	-
1958	538935.6	-	-
1959	100637.7	-	-
1960	167851.0	187.83	0.11190
1961	120174.1	77.25	0.06428
1962	25047.0	33.03	0.13187
1963	102523.0	170.07	0.16588
1964	78660.3	119.15	0.15147
1965	45333.3	115.62	0.25504
1966	334838.1	357.89	0.10688
1967	236387.1	225.74	0.09529
1968	372051.8	417.68	0.12839
1969	38073.8	53.04	0.13935
1970	89771.5	121.52	0.33651
1971	136029.6	624.21	0.45676
1972	155550.6	430.01	0.41541
1973	401100.3	6170.18	0.59307
1974	191001.7	575.62	0.45998
Promedio	150488.0	250.00	0.18500

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Ven Te Chow "Handbook of Applied Hydrology", Mc Graw Hill, Ink 1964.
- 2.- Ray K. Linsley, M. A. Kohler, J. L. Paulhus "Hidrología para Ingenieros", Mc. Graw Hill, Inc. 1977
- 3.- Rolando Springall G. "Hidrología", Instituto de Ingeniería de la UNAM.
- 4.- Rolando Springall G. "Drenaje en Cuencas Pequeñas" Instituto de Ingeniería de la UNAM. No. 143.
- 5.- Rolando Springall G. "Drenaje en Cuencas Grandes", Instituto de Ingeniería de la UNAM. No. 146.
- 6.- Linsley Ray K. y Franzini "Ingeniería de los Recursos Hidráulicos", Ed. C.E.C.S.A., 1967.
- 7.- F. González V. "Contribución del Análisis de Frecuencia de Valores Extremos de Gastos Máximos en un Río", Instituto de Ingeniería de la UNAM. No. 277.
- 8.- Acosta G. Antonio "Modelo de Cuenca P.E.C.R.D.P.", Recursos Hidráulicos, Publicación Técnica. Vol. III, No. 1, 1974.
- 9.- H. G. Thuesen, W. J. Fabrycky. G. J. Thuesen "Economía del Proyecto en Ingeniería".
- 10.- Plan Nacional de Obras de Riego para el Desarrollo Rural.- "Pequeños Almacenamientos" Secretaría de Recursos Hidráulicos, 1976.
- 11.- Acosta G. Antonio "Volumen Util de un Almacenamiento, un nuevo enfoque", Ed. SARH (1977).
- 12.- Comisión del Plan Nacional Hidráulico "Recomendaciones para el Diseño y Revisión de Estructuras para el Control de Avenidas", Ed. SARH (1976).
- 13.- Dirección de Hidrología de la SARH: "Boletín Hidrológico - No. 29. Región Hidrológica No. 14: Bravo (Lanzos)". Dirección General de Estudios de la Subsecretaría de Planeación (1976).