

5  
2 ej



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
"ACATLAN"

"TRANSITO DE AVENIDAS EN EL VASO DE LA  
PLANTA HIDROELECTRICA ING. CARLOS  
RAMIREZ ULLOA, ESTADO DE GUERRERO"

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :  
**I N G E N I E R O     C I V I L**  
P R E S E N T A :  
**R A M O N   M A R I O   B R I Z U E L A   M A D R I D**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

# I N D I C E

INTRODUCCION	1
ANTECEDENTES	3

## C A P I T U L O I

### Zona del Proyecto

1.1	Localización	4
1.2	Condiciones naturales	4
1.2.1	Clima	4
1.2.2	Topografía	5
1.2.3	Geología	6
1.2.4	Suelos	6
1.2.5	Vegetación	7
1.2.6	Hidrografía	7
1.2.7	Sismicidad	9

## C A P I T U L O I I

### Descripción General del Proyecto

2.1	Objetivo	11
2.2	Introducción	11
2.3	Descripcion General	12

2.3.1	Camino de acceso	13
2.3.2	Obra de desvío	14
2.3.3	Cortina	15
2.3.4	Obra de toma	18
2.3.5	Tubería a presión	19
2.3.6	Casa de Máquinas	20
2.3.7	Desfogues	20
2.3.8	Obra de excedencias	21
2.3.9	Subestacion	21

## C A P I T U L O I I I

### Estudio Hidrológico

3.1	Datos disponibles	23
3.1.1	Topografía y geología	23
3.1.2	Hidrometría	23
3.1.3	Climatología	25
3.2	Selección del período de retorno	25
3.3	Estudio de avenidas	26
3.4	Gasto de diseño	26
3.5	Estudio de riesgos	32

## C A P I T U L O I V

### Factores que intervienen en el Cálculo de un Tránsito de Avenidas

4.1	Introducción	34
4.2	Objetivo	35
4.3	Componentes del vaso de almacenamiento	36
4.4	Formula del Tránsito de Avenidas	35
4.5	Factores Necesarios para calcular el Tránsito de una Avenida	39
4.6	Métodos de Cálculo para Tránsito de Avenidas en Vasos	42
4.7	Reglas de operación	47

## C A P I T U L O V

### Cálculo del Tránsito de la Avenida Máxima

5.1	Hidrograma de entrada al vaso	49
5.2	Gasto de salida en la obra de toma	51
5.3	Curva elevaciones - capacidades de almacenamiento	52
5.4	Curva elevaciones - gastos de salida de la obra de excedencias	53

<b>5.5</b>	<b>Método numérico de la C.F.E.</b>	<b>55</b>
<b>Conclusiones</b>		<b>65</b>
<b>Bibliografía</b>		<b>68</b>

# I N T R O D U C C I O N

Para poder satisfacer la creciente demanda de energía eléctrica, la Comisión Federal de Electricidad ha tenido que estudiar el aprovechamiento de todos los recursos posibles de generación, con el objeto de canalizar sus esfuerzos en la utilización racional de nuestros recursos.

De esta manera se han venido construyendo Plantas Termicas convencionales de vapor, Nucleares, Geotermicas e Hidroeléctricas.

De los sistemas Hidroeléctricos mas importantes en el Pais, uno de ellos es el del Río Balsas. Su aprovechamiento integral está planeado por siete plantas: Tres de ellas en operacion. La Villita, El Infiernillo, Ing. Carlos Ramírez Ulloa y cuatro en estudio: Chiltepec, Huicastla, San Juan Tetelcingo y Tepoa.

En ésta Tesis se explicará como está construída la Planta Hidroeléctrica Ing. Carlos Ramírez Ulloa, desde las características de la zona hasta las obras con las que actualmente trabaja y un calculo del tránsito de la avenida

máxima con el que se conocerá el Hidrograma de Salidas por la obra de excedencias.

El Proyecto Hidroeléctrico que aquí se describe lleva el nombre de "Ing. Carlos Ramírez Ulloa" en reconocimiento a su mística de servicio a México, a su entrega, que unidas a su extraordinaria preparación como Ingeniero y a sus cualidades personales, lo llevaron a fundar y organizar la Comisión Federal de Electricidad, dirigiendo sus destinos como Vocal Ejecutivo y Director General de los primeros 16 años de la Institución, y quién recorrió la cuenca del Río Balsas a lo largo de la misma por todos los medios a su alcance, justo homenaje a este gran Ingeniero Nacionalista a quien se le ha concedido la primera medalla al Mérito Lázaro Cárdenas de la C.F.E., el Premio Nacional de Ingeniería Académico de Honor de la Academia de Ingeniería y quien descansa en la Rotonda de los Hombres Ilustres.



## A N T E C E D E N T E S

De acuerdo con las crecientes necesidades de energía eléctrica que requiere nuestro País y después de haber realizado estudios hidrometeorológicos, geológicos, topográficos, de factibilidad y de diseño en el año de 1979, con el apoyo del Gobierno del Estado de Guerrero, de los habitantes de los municipios de Apaxtla, Teloloapan, Tlacotepec, Cuetzala del Progreso, Cocula, Iguala y Zumpango del Río, de la Secretaría de la Reforma Agraria, de la Confederación Nacional Campesina y del decidido esfuerzo de los técnicos trabajadores electricistas de la Comisión Federal de Electricidad, se inició la construcción de las obras del Proyecto Hidroeléctrico "Ing. Carlos Ramírez Ulloa" en el sitio llamado "El Caracol", el cual se encuentra en el Río Balsas a 73 kilómetros aguas abajo de la población Mezcala.

C A P I T U L O I

---

---

ZONA DEL PROYECTO

## **I. ZONA DEL PROYECTO.**

### **1.1 Localización.**

La Planta Hidroeléctrica "Ing. Carlos Ramírez Ulloa" se localiza en un meandro del Río Balsas en el lugar llamado "El Caracol", en el Estado de Guerrero.

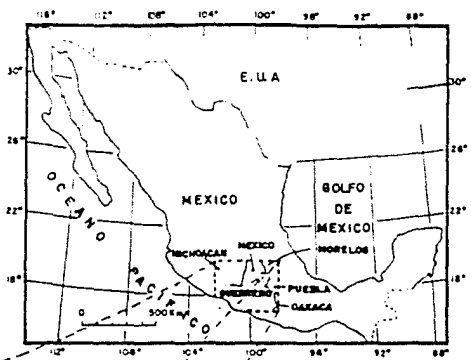
La boquilla se encuentra en la parte noroeste del mismo estado a 73 km. aguas abajo del cruce del río con la carretera nacional México - Acapulco en el puente Mezcala. Las coordenadas geográficas correspondientes son 17° 57' 30" de latitud norte con 99° 59' 08" de longitud oeste. Figura 1.

La cuenca de captación hasta el sitio de proyecto tiene un área de 45,597 km<sup>2</sup>, la cual no incluye el área de 3,240 km<sup>2</sup> correspondiente a la presa Valsequillo, Puebla.

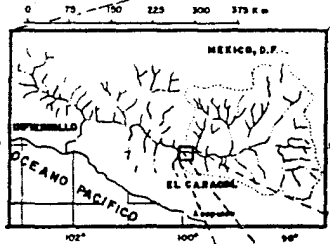
### **1.2 Condiciones Naturales.**

#### **1.2.1 Clima.**

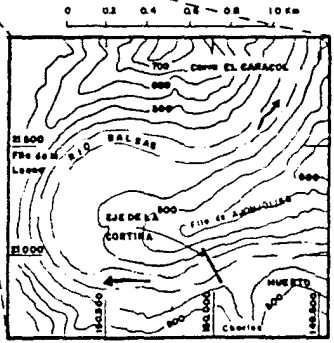
El clima en la zona del proyecto es cálido y seco. Su



MAPA INDICE DE MEXICO



RIO BALSAS Y CUENCA DEL P.H.  
EL CARACOL  
45,397 Km<sup>2</sup>



SITIO DE LA CORTINA DEL PROYECTO

FIG.1.- LOCALIZACION DEL P.H.  
"ING. CARLOS RAMIREZ VILLOA"

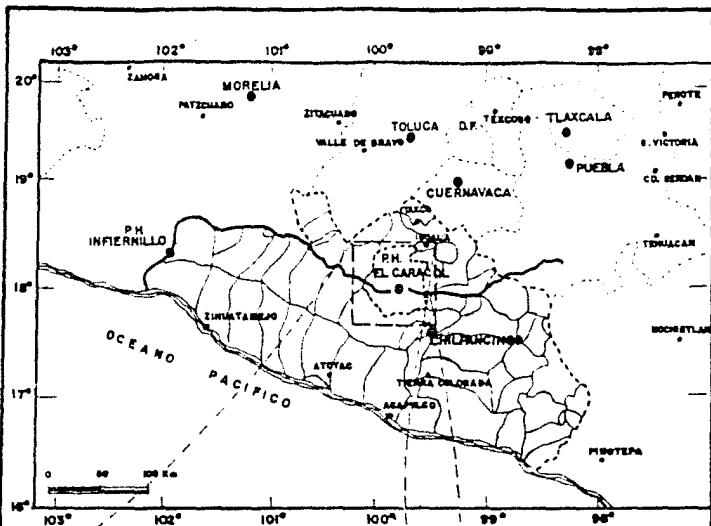
temperatura varía de 19 a 20 grados centígrados como mínimo en la noche y de 45 a 48 grados centígrados durante el día.

En la región de El Caracol la lluvia alcanza una altura máxima de 1000 mm. Cuando llueve por las tardes o por las noches, lo hace con vientos cuyas velocidades llegan hasta 150 km/hr. Generalmente los primeros 15 a 20 minutos la lluvia es horizontal. (Figura 2).

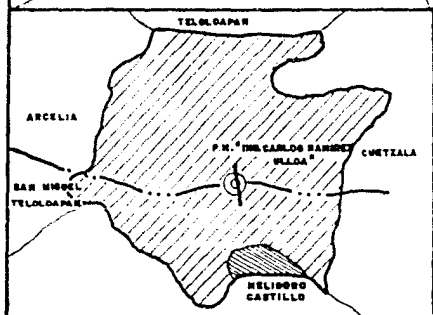
### 1.2.2 Topografía.

El primer levantamiento fotogramétrico que se utilizó para los estudios de la zona fue realizado a escala 1:5,000, con curvas de nivel a cada 10.00 m. que incluye la totalidad del vaso y un levantamiento topográfico local a escala 1:1,000 con curvas de nivel a cada metro.

Simultáneamente, se usaron las cartas aeronáuticas (CJ-24) hechas por el U.S. Department of Commerce, escala 1:1,000,000 y las preparadas por el Departamento Cartográfico Militar de la Secretaría de la Defensa Nacional a escala 1:100,000.



LOCALIZACION DE LOS MUNICIPIOS EN GUERRERO



MUNICIPIO APAXTLA DE CASTREJON

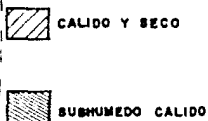


FIG. 2.- CLIMA DE LA ZONA

### 1.2.3 Geología.

El Proyecto está localizado en un sitio altamente plegado y fracturado. La mayoría de las fracturas están rellenas de calcita, aunque algunas de ellas permanecen abiertas y otras con rellenos de arcilla.

Para llevar a cabo los estudios geológicos se hicieron más de 200 sondeos de longitudes variables, 44 socavones y 15 crucesos.

El Proyecto se desplanta sobre rocas de formación Mezcala cuya edad se remonta al Cretácico Superior, sus características más importantes son la alternancia de areniscas, lutitas y tobas de composición andesítica o graboide que intrusionan en las rocas sedimentarias. Fig. 3.

### 1.2.4 Suelos.

En esta zona los suelos ofrecen condiciones difíciles para la agricultura, éstos son aluviales y de pradera. Predomina la cubierta vegetal de pastos.

El Proyecto se encuentra dentro de la depresión del Río Balsas o depresión Austral, desde el punto de vista técnico





es un sinclinal intermontano. Las dimensiones de esta depresión alcanzan 300 km. de longitud, 150 km. anchura media y se estima relativamente baja.

#### 1.2.5 Vegetación.

La selva baja caducifolia es de tipo de vegetación dominante en esta región, donde la temperatura anual promedio es superior a 20 grados centígrados y la precipitación es del orden de 300 mm. Esta selva es densa aún en los lugares menos accesibles al hombre y mejor protegidos como los escurrimientos y las laderas abruptas. En otras partes, y en relación directa con la presión demográfica, la selva ha sido perturbada por el hombre; los lugares dedicados al cultivo (zona de temporal) representan solamente el 5% de toda el área y se concentran a lo largo del Río Balsas; la abundancia de las áreas de pastizales inducidos indica que se practica una ganadería extensiva y que la técnica de roca, tumba, y quema está generalizada ya que el 70% de los cerros están ocupados por tlacoles.

#### 1.2.6 Hidrografía.

En agosto de 1975 se instaló la estación hidrométrica en el

sitio del proyecto, por consiguiente para deducir los escurrimientos, se utilizó la información de las estaciones San Juan Tetelcingo, con datos de 1951 a la fecha, y la de Santo Tomás con datos de 1954 a la fecha, localizadas ambas sobre el río Balsas, la primera aguas arriba y la segunda aguas abajo del Proyecto.

Los escurrimientos se dedujeron para el periodo 1953 - 1981 de la manera siguiente:

Se determinaron las áreas tributarias totales para las dos estaciones y para el sitio en estudio resultando los siguientes valores:

Sitio	Area Tributaria
San Juan Tetelcingo	42,707 km <sup>2</sup>
El Caracol	48,837 km <sup>2</sup>
Santo Tomás	52,020 km <sup>2</sup>

Se obtuvo una constante la que sirvió para determinar los volúmenes escurridos en "El Caracol" relacionando las tres áreas anteriores, en la forma siguiente:

$$V_c = K V_1 + (1 - K) V_2 \quad (*)$$

donde:

(\*) Referencia bibliográfica número 4 .8

Vc = Volumen escurrido en el Caracol

V1 = Volumen escurrido en Santo Tomás

V2 = Volumen escurrido en San Juan Tetelcingo

K = Constante que relaciona las áreas de las estaciones

$$K = \frac{\text{Área Caracol} - \text{Área San Juan Tetelcingo}}{\text{Área Santo Tomás} - \text{Área San Juan Tetelcingo}}$$

por lo que el resultado de la constante es:

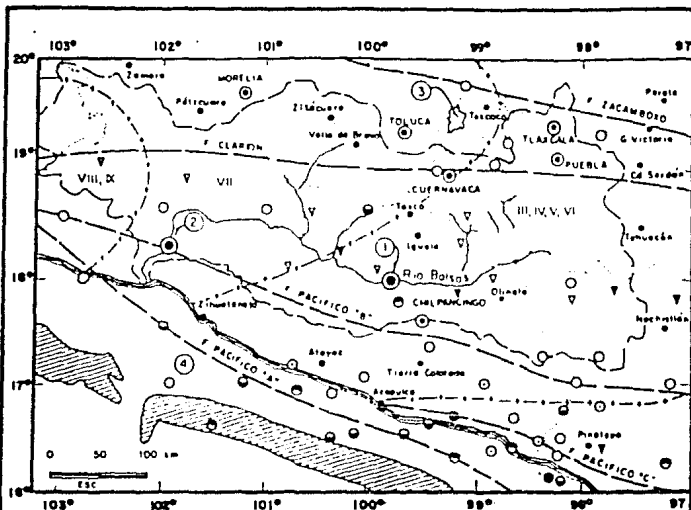
$$K = \frac{48,637 - 42,707}{52,020 - 42,707} = 0.6582$$

Con lo que deducimos que la constante  $K = 0.6582$  de donde se podrá obtener el volumen escurrido en la estación El Caracol.

### 1.2.7 Sismicidad.

Los sismos que afectan al sistio de El Caracol están asociados principalmente con la subducción de la placa de Cocos, bajo la zona continental del sur de México y se generan en la interfase de dicha placa con la zona continental (Trinchera Mesoamericana) y en la superficie de ésta zona.

El Río Balsas se localiza en una de las zonas de gran alta sismicidad en el país. La figura 4 muestra la distribución de focos en la zona, las intensidades registradas durante el macroterramoto del 15 de abril de 1941 de magnitud 7.0 (Richter). El desplazamiento de la falla F-4 en la cimentación de la presa dio por resultado que la C.F.E. encargara al Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. a partir de 1951 una serie de estudios para verificar si la falla en cuestión es o no activa sin que a la fecha se tengan conclusiones definitivas.



PROF.		ESQ. RICHTER	MM-ISM
50 Km	60 Km	MAG.	INT.
∇	●	7.8 - 8.5	XI & XII
∇	⊙	7.0 - 7.7	IX & X
∇	⊖	6.0 - 7.0	VIII
∇	○	5.5 - 6.0	VII
∇	○	5.0	V & VI

- ○ PRINCIPALES POBLACIONES
- FALLAS PRINCIPALES (P)
- ZONA NEOTECTONICA TEHUACANA
- - - LIMITE DE LA CUENCA
- + - + CURVAS DE ISOGAL INTENSIDAD

- PROF. PROFUNDIDAD DEL EPICENTRO  
 ESQ. ESCALA  
 MM-ISM ESCALA MERCALLI MODIFICADA  
 EN ISM  
 MAG. MAGNITUD  
 INT. INTENSIDAD
- ① PIEDRA EL CAROL
  - ② PIEDRA EL NEPIERRELLLO
  - ③ CIUDAD DE MEXICO
  - ④ OCEANO PACIFICO

FIG. 4.- INFORMACION SIGMICA DE LA CUENCA DEL RIO BALISAS

C A P I T U L O      I I

---

---

**DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO**

## II. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO.

### 2.1. Objetivo.

El Proyecto "Ing. Carlos Ramírez Ulloa", persigue varios objetivos; los más relevantes son:

1. La generación de energía eléctrica.
2. Regulación de las aguas del río Balsas.
3. El control de la erosión.

### 2.2. Introducción.

Debido a la geomorfología del sitio de "El Caracol", es posible ubicar las estructuras que integran el aprovechamiento en diferentes alternativas, cuyas ventajas y desventajas han sido objeto de cuidadosos análisis con la finalidad de lograr un aprovechamiento seguro, minimizar los riesgos durante la construcción, limitar los problemas de operación y mantenimiento y reducir las inversiones.

Se estudiaron 23 alternativas de los 4 sitios estudiados, seleccionando como definitivo el eje número 4. Véase capítulo 2.5).

El aprovechamiento que se seleccionó, está compuesto por las obras siguientes:

Caminos de acceso  
Obra de desvío  
Cortina  
Tubería a presión  
Casa de máquinas  
Desfogues  
Obra de Excedencias  
y Subestación (ver Figura 5)

Cuyas características se describen a continuación.

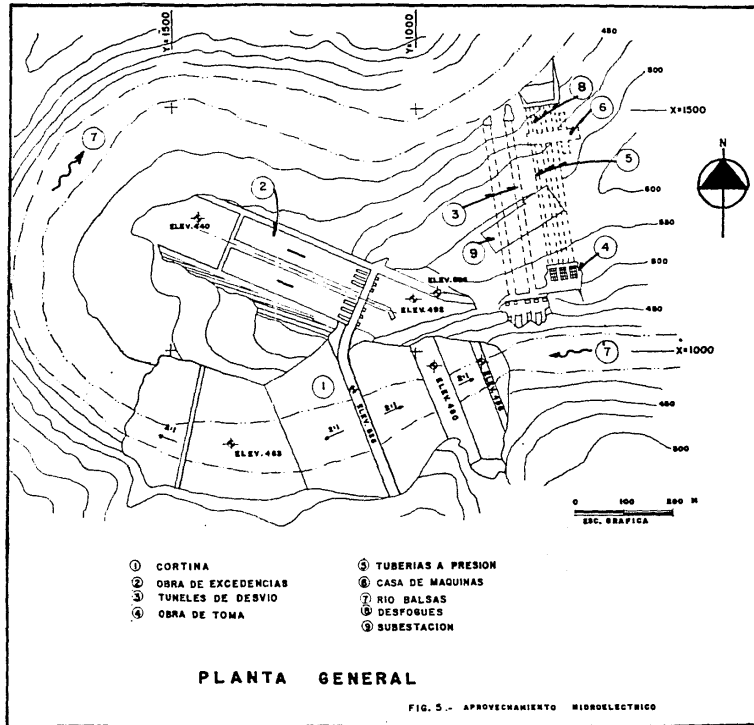
## 2.3 Descripción General.

En este capítulo se hablará de cada una de las obras que componen el Aprovechamiento Hidroeléctrico "Ing. Carlos Ramírez Ulica" en el sitio "El Caracol", así como sus



# APROVECHAMIENTO HIDROELECTRICO

## PLANTA GENERAL



PROYECTO HIDROELECTRICO  
"ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA"

FIG. 5.- APROVECHAMIENTO HIDROELECTRICO

características principales.

### 2.3.1 Caminos de acceso.

El camino de acceso al Proyecto se inicia en la población de Teloloapan, Guerrero, en el kilómetro 61 de la carretera Iguala - Cd. Altamirano.

Por las condiciones que imponía la construcción de la Central Hidroeléctrica era necesario comunicarla hacia la carretera más próxima existente. Para ello se escogió una carretera tipo "C" con una velocidad de proyecto de 30 km/hr, ancho de la corona 8 m. y ancho de la carpeta 7.5 m. El grado de curvatura máximo fue de  $56^{\circ}$ .

Tiene una longitud de 78 km, pasando por las poblaciones de Acatempan, Ostotitlan, Apaxtla y El Caracol. Este camino podría considerarse dividido en dos grandes tramos, por lo que a su pendiente se refiere. En el primer tramo, Teloloapan-Apaxtla, el camino va sobre un terreno que podría considerarse de lomerío de suave a mediana pendiente, es decir, entre 0 y 5%, el segundo tramo Apaxtla-Caracol entre lomerío de pendiente fuerte 6%, camino en franca ladera de pendiente 8%.

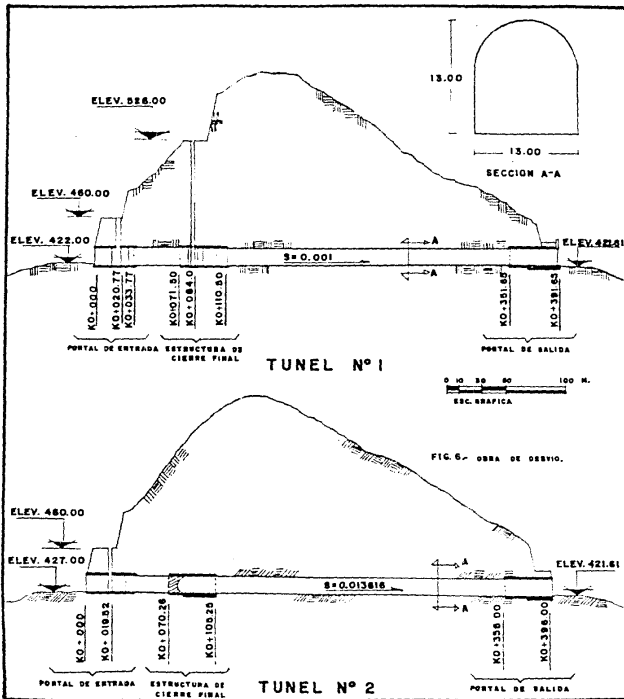
### 2.3.2 Obra de desvío

La función de ésta obra es desviar las aguas del río que escurren en el sitio del proyecto, con la finalidad de ejecutar la construcción de la cortina.

Existen dos túneles de 400 m. de longitud y 13 m. de diámetro en sección portal, revestidos únicamente 15 m. en las entradas y en las salidas. la entrada tiene una diferencia de elevación de 5 m. entre ellas. El túnel No. 1 se encuentra en la cota 422 m.s.n.m. y el túnel No. 2 en la cota 427 m.s.n.m.. La avenida máxima registrada fue de 3.665 m<sup>3</sup>/seg. con una recurrencia de 100 años, para poder pasar esta avenida se determinó que la altura de la ataguía aguas arriba tuviera una cota superior a los 455 m.s.n.m.. las características principales de la ataguía son: 44 m. de altura sobre el lecho del río, 5 m. de corona, 319 m. en la base y una longitud de 208 m. de materiales graduados con corazón impermeable de arcilla, un volumen aproximado de 952.140 m<sup>3</sup>.

En la figura 6, se muestran los túneles de desvío No. 1 y No. 2.

La ataguía aguas abajo tiene 59 m. en la base, longitud de



OBRA DE DESVIO

TUNELES 1 y 2

CORTE LONGITUDINAL

FIG. 6.- OBRA DE DESVIO.

PROYECTO HIDROELECTRICO  
"ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA"

130 m., altura de 11 m. y un volumen de 45.717 m<sup>3</sup>.

En el túnel No. 1 se instalaron dos compuertas para una capacidad de carga de 31 m. y en el túnel No. 2 se instaló una compuerta con capacidad de 15 m. de carga. Aguas abajo se hizo la lumbrera para la compuerta de dierra definitivo.

### 2.3.3 Cortina.

La cortina es de tipo de materiales graduados, con una altura máxima de 126 m., la elevación de la corona es la cota 526 m.s.n.m., el ancho de la corona es de 12 m. y el que corresponde a la base de 540 m., con una longitud de la corona de 349 m., el volumen total de la cortina es de 6 262,000 m<sup>3</sup>.

Los bancos de materiales fueron seleccionados por el punto de vista técnico y económico en cuanto a calidad y ubicación. Los bancos de arcilla se localizaron en 3 diferentes lugares que fueron necesarios para el corazón impermeable conteniendo material fino en un 20 y 30% con grava del mismo porcentaje. El banco de grava y arena se localizó a lo largo del río aguas abajo a 10 km. desde el eje de la cortina. En los bancos de roca se necesitaron

3 500.000 m<sup>3</sup>. Este lugar se encuentra a una distancia de 2 km. aguas arriba de la boquilla. El material está constituido por arenizas y lutas con estratos delgados de escarres. (Figura 7.)

Los taludes hacia aguas arriba son como sigue:

Partiendo de la corona, 2:1 hasta encontrar una bermá a la elevación 460 m.s.n.m., sigue el talud de 2:1, hasta llegar a otra bermá a la elevación 436 m.s.n.m., y continúa con el mismo talud hasta finalizar con el terreno natural a la cota 417 m.s.n.m.

Los taludes aguas abajo son:

Partiendo de la corona, el talud es 2:1 hasta topar con una bermá de 200 m. de longitud a la elevación 463 m.s.n.m., y continúa con el mismo talud para finalizar con el terreno natural a la elevación 416 m.s.n.m.

Se incorporan a la cortina las dos ataguías construídas para el desvío, así como una plataforma al pie de aguas abajo, diseñada originalmente con una longitud variable entre 110 y 200 m. y cuya corona alcanzaba la elevación 440 m.s.n.m. Se ha construído con el material de desperdicio producto de las excavaciones del vertedor y otras estructuras. Sin embargo,

débito a que el volumen de roca de mala calidad resulto' mucho mayor del estimado incrementaron tanto en longitud (aproxinadamente 300 m.) como en altura (Elev. 463 m.s.n.m.) segun se indica en la figura.

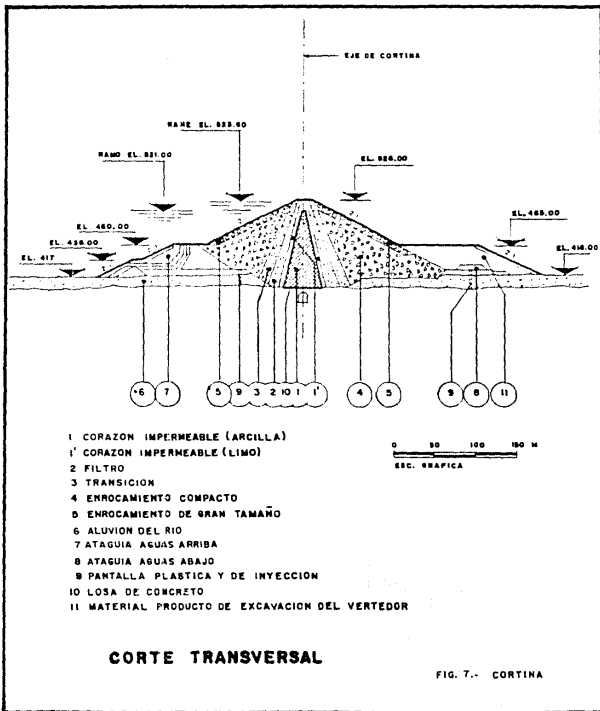
El corazón impermeable corresponde a una arena arcillosa con gravas.

Los filtros para la protección del nucleo impermeable estan compuestos por arenas con gravas procedentes de playones del río.

Las transiciones se forman en los fragmentos de arenisca sana proveniente de la cantera Chachalacas. Los enrocamientos compactados es material de arenisca sana al igual que el enrocamiento de protección.

El enrocamiento de gran tamaño (protección contra el oleaje) son fragmentos de 1 tonelada de peso o mayor provenientes de la cantera Chachalacas.

Con respecto al material de apoyo de los respaldos impermeables es el que corresponde al depósito en el fondo del río y la plataforma de aguas abajo es producto de las



## CORTINA

### CORTE TRANSVERSAL

PROYECTO HIDROELECTRICO

"ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA"

FIG. 7.- CORTINA



excavaciones para el vertedor (roca muy alterada, generalmente lutitas).

#### 2.3.4 Obra de toma.

La función principal de una obra de toma es permitir y controlar la extracción del agua de la presa en cantidad y momento que se requiera y conducirla hacia la tubería a presión.

La obra de toma cuenta con tres unidades, una toma por cada unidad generadora, separadas 21.50 m. entre ejes, localizadas en la margen derecha aproximadamente a 445 m. aguas arriba del eje de la cortina. La plantilla del canal de acceso de la estructura de las tres tomas se encuentran a la elevación 475.50 m.s.n.m. La estructura de las rejillas forman un ángulo de  $60^{\circ}$  con respecto a la horizontal.

La entrada de las tomas es de forma abocinada de sección rectangular de 7.50 m. de alto por 6.50 m. de ancho donde apoyan las rejillas terminando una sección circular de 3 m. de diámetro interior por medio de una transición de 23.5 m. de longitud. También está compuesta por una compuerta auxiliar en rampa para las 3 unidades y compuertas de

operación en la lumbrera vertical operadas por servomotor.

Cada toma que alimenta una unidad, está diseñada para un gasto de 243.40 m<sup>3</sup>/seg. (Figura 8 )

### 2.3.5 Tubería a presión

La tubería a presión consiste en 3 túneles de 313.40 m. de longitud, sección circular, 7.50 m. de diámetro cada una, en su rama descendente inclinada, y horizontal inferior tendrá un blindaje de acero de 38.10 mm. a 44.55 mm. de grueso, empacado en concreto.

La tubería a presión consiste en dos tramos, uno semi-horizonta l y otro inclinado, conectados entre sí por curvas verticales.

El tramo semi-horizonta l de 210 m. de longitud 8.62% de pendiente y 8.0 m. de diámetro estará revestido de concreto; sigue una curva vertical de 75 y 25 m. de longitud que se conecta al tramo inclinado de 12 m. de longitud y 8 m. de diámetro que se reduce a 7.5 m. para conectarse con su correspondiente turbina. (Figura 8 )

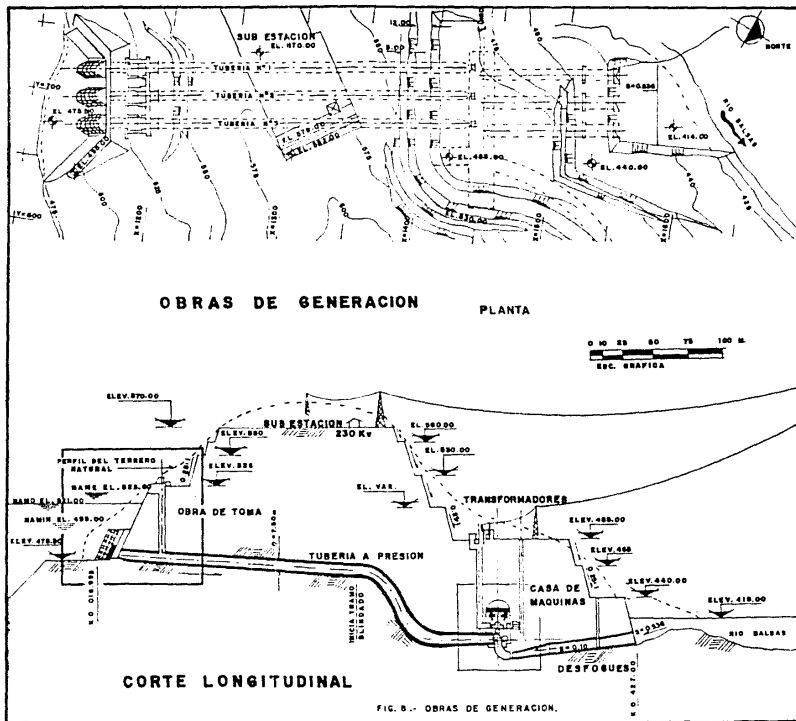
### 2.3.6 Casa de máquinas.

Es de tipo subterránea de 113 m. de largo. 20 m. de ancho, en su parte mas profunda 48 m. de alto, están instaladas dos grúas viajeras con una capacidad de 270 ton. cada una.

Contiene tres turbinas tipo Francis de eje vertical de 190 MW cada unidad, con una carga de diseño de 91.20 m., así como equipos auxiliares. El piso de generadores se encuentra a la elevación 420 m.s.n.m. y el desplante mas bajo a la elevación 393.95 m.s.n.m. (Figura 8 y 9)

### 2.3.7 Desfogues.

Enseguida de las turbinas existen tres túneles de descarga ahogada, longitud de 37.2 m. desde el inicio de la pila hasta la salida, en dos ductos de sección variable desde 4.5 m. x 4.05 m. hasta 4.5 m. x 7.29 m. en donde termina la pila y transición a una sola sección portal de 9.00 m. de diametro, obturada por compuerta deslizante 20 m. antes de la salida, las cuales están operadas por un sistema de malacates sobre un pórtico, con una medida de 9.50 x 9.30 m. (Figura 8).



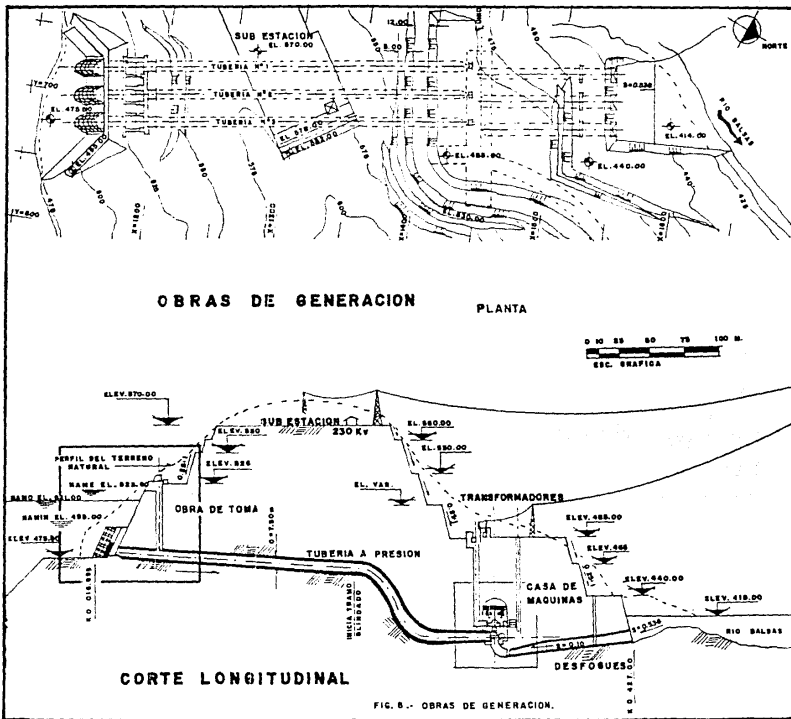
## OBRAS DE GENERACION

OBRA DE TOMA  
 TUBERIA A PRESION  
 SUBESTACION  
 DESFOGUES

PLANTA  
 Y  
 CORTE LONGITUDINAL

PROYECTO HIDROELECTRICO  
 "ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA"

FIG. 8.- OBRAS DE GENERACION.



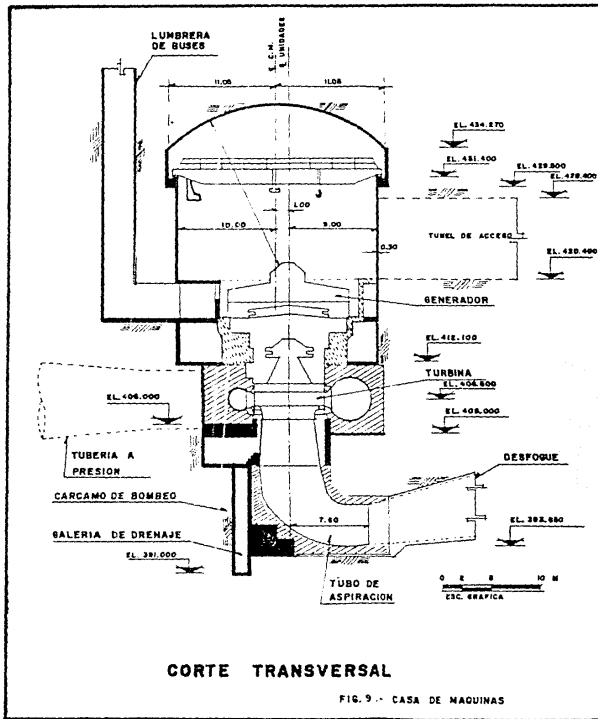
## OBRAS DE GENERACION

OBRA DE TOMA  
TUBERIA A PRESION  
SUBESTACION  
DESFOGUES

PLANTA  
Y  
CORTE LONGITUDINAL

PROYECTO HIDROELECTRICO  
"ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA"

FIG. 6.- OBRAS DE GENERACION.



**CASA DE MAQUINAS**

**CORTE TRANSVERSAL**

PROYECTO HIDROELECTRICO  
 "ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA"

**CORTE TRANSVERSAL**

FIG. 9 - CASA DE MAQUINAS

### 2.3.8 Obra de Excedencias.

La finalidad de la obra de excedencias es controlar la descarga de los volúmenes de agua que no pueden almacenarse dentro de la capacidad útil del vaso de almacenamiento.

Es llamado también vertedor de densidades, está ubicado en la margen derecha y construido por un canal de llanada, estructura de control con 3 compuertas radiales de 9,70 m. x 22 m.

La capacidad del vertedor es de 17,600 m<sup>3</sup>/seg. que corresponde a una avenida de 18.000 m<sup>3</sup>/seg.

La elevación de la cresta es 498 m.s.n.m. y la descarga se efectúa por un canal revestido de concreto con pendiente de 18% hasta la zona del deflector tipo salto de esquí a la elevación 440 m.s.n.m. con un gasto máximo de descarga de 17,600 m<sup>3</sup>/seg.

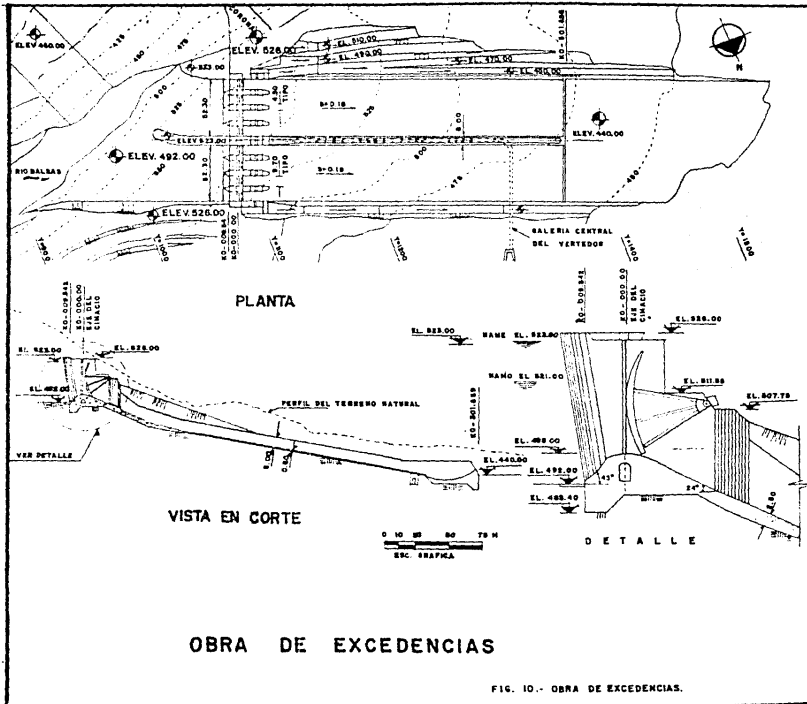
La obra de excedencias se indica en la Figura 10.

### 2.3.9 Subestación.

Está dividida en dos secciones: subestación de

**OBRA DE EXCEDENCIAS**

**PLANTA  
CORTE  
Y  
DETALLE**



PROYECTO HIDROELECTRICO  
"ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA"

FIG. 10.- OBRA DE EXCEDENCIAS.



transformadores y subestación de distribución. La subestación de distribución esta en la cota 570 m.s.n.m. y de ella saldrán dos circuitos de 230 KV cada uno, con una interconexión al sistema de 2 líneas a Mezcala. (Figura 3)

C A P I T U L O     I I I

---

---

**ESTUDIO HIDROLOGICO**

### III. ESTUDIO HIDROLOGICO.

#### 3.1 Datos Disponibles.

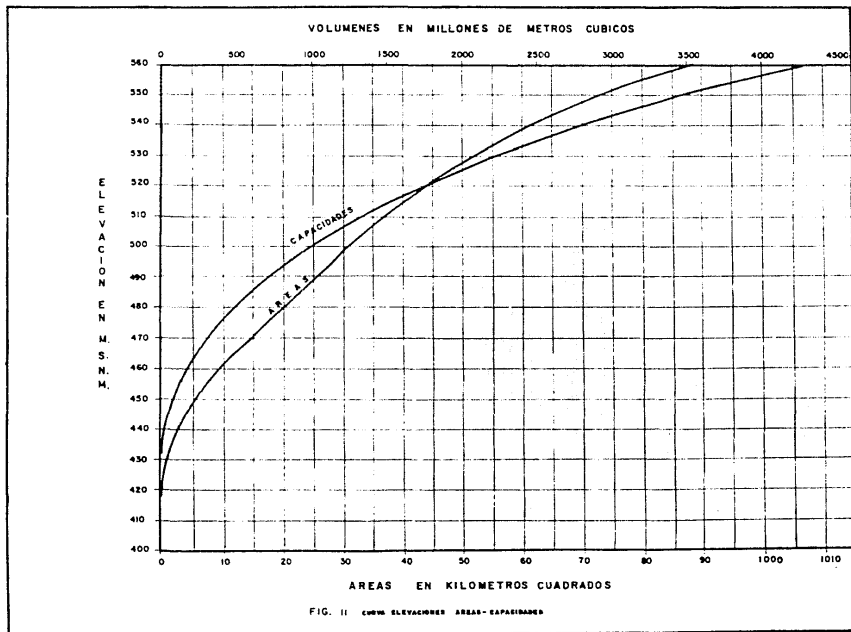
##### 3.1.1 Topografía y Geología.

Actualmente existe levantamiento topográfico del Río Balsas con planos a escalas 1:5,000, con curvas de nivel a cada 10 m., incluyendo la totalidad del vaso del proyecto y en la boquilla a escala 1:1,000 con curvas de nivel a cada metro. La curva elevaciones - áreas - capacidades del vaso, utilizadas en el proyecto, corresponden a la Figura 11 .

La boquilla se localiza sobre rocas sedimentarias compuestas de lutitas y areniscas.

##### 3.1.2 Hidrometría.

Se utilizaron los gastos máximos anuales de las estaciones de San Juan Tetelcingo y Santo Tomás, las relaciones de áreas y la constante K mencionada en el subcapítulo 1.2.6, se dedujeron los gastos máximos anuales para El Caracol (periodo de 1953 - 1981) y con esto se construyó una curva de frecuencia de gastos que permite conocer los picos para



## CURVA ELEVACIONES AREAS-CAPACIDADES

ELEVACION en m	AREAS en Km <sup>2</sup>	VOLUMENES en m <sup>3</sup> x 10 <sup>6</sup>
412	0	0
425	0.856	5.564
430	5.940	90.744
475	18.388	364.114
500	31.256	1015.664
520	44.044	1769.664
530	51.829	2248.029
540	62.458	2819.454
550	74.444	3503.954

PROYECTO HIDROELECTRICO  
"ING. CARLOS, RAMIREZ ULLOA"

distintos períodos de retorno.

A continuación se muestran algunos valores:

Período de retorno en años	Gasto en m <sup>3</sup> /seg
10	2,495
20	2,808
25	3,130
30	3,250
50	3,316
100	3,665

El gasto medio anual del río resultó ser de 200 m<sup>3</sup>/seg, produciéndose avenidas en los meses de julio a agosto, los estiajes en los meses de noviembre a junio.

Los gastos medios mensuales extremos correspondientes a un período de 10 años llegan a los 1150 m<sup>3</sup>/seg, como máximo y a 40 m<sup>3</sup>/seg, como mínimo.

### 3.1.3 Climatología.

Dentro de la cuenca se distinguen 3 climas principales: cálido, semicálido y templado.

La precipitación media anual varía entre 600 mm. y 1400 mm.

La temperatura media anual varía entre 13 y 30 grados centígrados con respecto a la evaporación media anual presenta variaciones entre 1,300 y 3,000 mm.

La llegada de la corriente húmeda de los alisios determina la estación lluviosa en la cuenca del Balsas, las precipitaciones formales comienzan en junio y terminan en septiembre.

### 3.2 Selección del Período de Retorno.

Cuando se dedujeron los gastos máximos anuales de El Caracol (1953 - 1981), mencionado en el capítulo 3.1.2, se seleccionó como gasto de diseño el de 3,665 m<sup>3</sup>/seg., que corresponde a un período de retorno de 100 años. Ésto es para obra de desvío. Para la avenida máxima se escogió un período de retorno de 10,000 años.

### 3.3 Estudio de Avenidas.

En la parte meteorológica se determinó la precipitación máxima probable transportando un ciclón del Pacífico que se presentó tres días antes que el ciclón del Golfo.

Una vez obtenido el Hidrograma Unitario en el sitio de El Carrizol, para lo cual se utilizó principalmente la tormenta ocurrida en la cuenca del Río Balsas en septiembre de 1967, el cual se alimentó con las precipitaciones antes mencionadas y se obtuvo así la avenida máxima probable que resultó tener un pico de 18,000 m<sup>3</sup>/seg y un volumen de 9,012 <sup>6</sup> m<sup>3</sup>/seg, para un periodo de retorno de 10,000 años.

### 3.4 Gasto de Diseño.

Para determinar el gasto de diseño se utilizó el método estadístico de Gumbel, utilizando el criterio de Nash.

Con la expresión:

$$q = a + c \cdot \ln \ln \frac{T_m}{T_m - 1} \quad (*)$$

(\*) Referencia bibliográfica número 9 .26

donde:

$$q_i = \text{Ln Ln} \frac{T_m}{T_m - 1} \quad (4)$$

se obtienen los gastos correspondientes a diferentes períodos de retorno.

$q_i$  = Gasto con período de retorno  $T_m$

a.c = Parámetros de la función. Se estima a partir de los gastos máximos anuales registrados.

Ln = Logaritmo natural

$T_m$  = Frecuencia en años, asociada al gasto  $q_i$ , cuyo recíproco es la probabilidad de que en un año cualquiera ocurra ese gasto o uno mayor.

$$T_m = \frac{n + 1}{r_1}$$

$n$  = años sucesivos

$r_1$  = número de orden del trabajo

La tabla 3.1 presenta los gastos máximos anuales y el procedimiento de como se llega al gasto de diseño para un periodo de retorno.



T A B L A 3.1

ri	Año	Gasto $m^3/seg$ $qi$	$Tm$	$\frac{Tm}{Tm - 1}$	$X1$	$qi^2$ $\times 10^6$	$X1^2$	$X1 qi$
1	1976	2,845	30.00	1.03	-3.38	8.09	11.42	-9,616.10
2	1955	2,828	15.00	1.07	-2.67	8.00	7.13	-7,550.76
3	1973	2,534	10.00	1.11	-2.25	6.42	5.06	-5,701.50
4	1969	2,417	7.50	1.15	-1.94	5.84	3.76	-4,688.98
5	1959	2,151	6.00	1.20	-1.70	4.63	2.89	-3,656.70
6	1958	2,047	5.00	1.25	-1.49	4.19	2.22	-3,050.03
7	1961	1,970	4.28	1.30	-1.32	3.88	1.74	-2,600.40
8	1962	1,850	3.75	1.36	-1.17	3.42	1.37	-2,164.50
9	1965	1,749	3.33	1.43	-1.02	3.06	1.04	-1,783.98
10	1979	1,705	3.00	1.50	-0.90	2.91	0.81	-1,534.50
11	1956	1,701	2.72	1.58	-0.78	2.89	0.61	-1,326.78
12	1971	1,692	2.50	1.67	-0.67	2.86	0.45	-1,133.64
13	1960	1,662	2.30	1.77	-0.56	2.76	0.31	- 930.72
14	1981	1,613	2.14	1.88	-0.46	2.60	0.21	- 741.98
15	1970	1,606	2.00	2.00	-0.36	2.58	0.13	- 578.16

T A B L A 3.1 (Continuación)

ri	Año	Gasto m <sup>3</sup> /seg qi	Tm	$\frac{Tm}{Tm - 1}$	X1	$\frac{qi^2}{x 10^6}$	X1 <sup>2</sup>	X1 qi
16	1954	1,591	1.87	2.15	-0.26	2.53	0.07	- 413.66
17	1974	1,586	1.76	2.32	-0.17	2.52	0.03	- 269.62
18	1980	1,482	1.66	2.52	-0.08	2.20	0.01	- 118.56
19	1972	1,352	1.57	2.75	0.013	1.83	0.00	17.58
20	1975	1,312	1.50	3.00	0.094	1.72	0.01	123.33
21	1964	1,234	1.42	3.38	0.19	1.52	0.04	234.46
22	1966	1,223	1.36	3.78	0.28	1.50	0.08	342.44
23	1968	1,149	1.30	4.33	0.38	1.32	0.14	436.62
24	1977	1,144	1.25	5.00	0.47	1.31	0.22	537.68
25	1967	1,125	1.20	6.00	0.58	1.27	0.34	652.50
26	1957	1,075	1.15	7.67	0.71	1.16	0.50	763.25
27	1968	935	1.11	10.09	0.83	0.87	0.69	776.05
28	1963	882	1.07	15.29	1.00	0.78	1.00	882.00
29	1953	780	1.03	34.33	1.26	0.61	1.59	982.80
		47,240			-15.373	85.27	43.87	-42,111.86

Los resultados del análisis estadístico son:

$$n = 29$$

$$x_1 = - 15,373$$

$$x_{12} = 43,87$$

$$q_1 = 47,240$$

$$q_{12} = 85'270,000$$

$$x_1 q_1 = - 42,111,86$$

$$\bar{q} = \frac{q_1}{n}$$

$$\bar{q} = \frac{47,240}{29} = 1,628,97$$

$$\bar{x} = \frac{x_1}{n}$$

$$\bar{x} = \frac{- 15,373}{29} = - 0,53$$

$$\bar{x}_2 = 0,28$$

Los valores de los parámetros a + c de la función de linealización son:

$$c = \frac{x_1 q_1 - (n \bar{x} \bar{q})}{x_{12} - n \bar{x}_2}$$

$$c = \frac{(- 42,111,86) - (29 (-0,53) (1,628,97))}{(43,87) - (29 (0,28))}$$

$$c = \frac{17,074,59}{35,75}$$

$$c = - 477.61$$

$$a = \bar{q} - c \bar{x} = 1.628.97 - ((- 477.61) (- 0.53))$$

$$a = 1,375.84$$

quedando la función:

$$q = 1,375.84 - 477.61 \operatorname{Ln} \operatorname{Ln} \frac{T}{T - 1}$$

A continuación se enlistan algunos valores de la función con su intervalo de confianza correspondiente:

Frecuencia en años T	Gasto q en (m3/s)	Intervalo de confianza q en m3/seg
5	2,092	32
10	2,451	44
20	2,750	58
50	3,240	76
100	3,574	91
500	4,365	124
1,000	4,676	139
5,000	5,446	173
10,000	5,777	188

Los resultados anteriores presentan un gasto de diseño para cada período de retorno y por lo tanto el gasto de diseño para el período de retorno, considerando de 100 años, corresponde a 3.574 m<sup>3</sup>/seg, con un intervalo de confianza de 91 m<sup>3</sup>/seg obteniéndose un total de 3.665 m<sup>3</sup>/seg.

En la figura 12 se muestra la gráfica que representa la recta de ajuste utilizando la distribución de Gumbel (criterio de Nash).

### 3.5 Estudio de Riesgos.

Si P es la probabilidad de que ocurra un evento en cualquier año:

$$P = 1/T$$

Entonces la probabilidad de que dicho evento no ocurra en un año cualquiera es:

$$\bar{P} = 1 - 1/T \quad (*)$$

Si se supone que la no ocurrencia de un evento en un año cualquiera es independiente de la no ocurrencia del mismo en

(\*) Referencia Bibliografica No. 10 ,32

PRECUCNCIA EN AÑOS

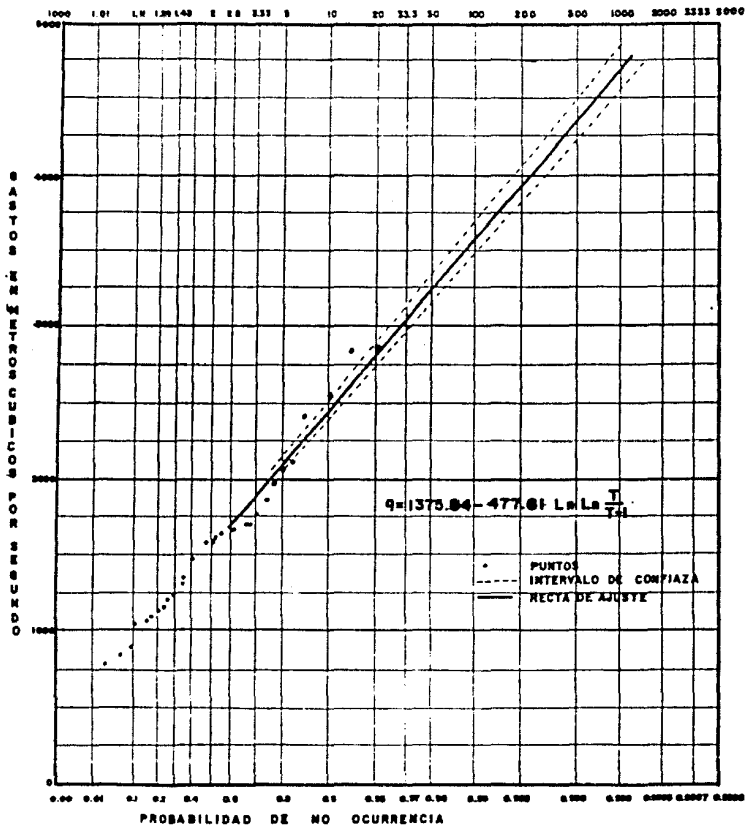


FIG. 12 DIAGRAMA PROBABILISTICO DE GUMBEL

los años anteriores y posteriores como entonces la probabilidad de que el evento no ocurra en n años sucesivos es:

$$\bar{P} + \bar{P} + \bar{P} + \bar{P} \dots \bar{P} = \bar{P}^n = (1 - 1/T)^n$$

Y por lo tanto la probabilidad de que el evento ocurra al menos una vez en n años sucesivos es:

$$R = 1 - \bar{P}^n = 1 - (1 - 1/T)^n \quad (*)$$

R es llamada Riesgo.

Como tenemos que el período de retorno es de  $T = 10.000$  años en la vida útil de la obra de excedencias  $n = 100$  años:

$$R = 1 - (1 - 1/10.000)^{100}$$

$$R = 0.0099506613$$

El riesgo resulta entonces del 0.995%, es decir, se tiene una probabilidad del 0.995% de las características de la obra se vean superadas por las condiciones de servicio, durante la vida útil de la misma.

## C A P I T U L O      I V

---

---

### FACTORES QUE INTERVIENEN EN EL CALCULO DE UN TRANSITO DE AVENIDAS



#### IV. FACTORES QUE INTERVIENEN EN EL CALCULO DE UN TRANSITO DE AVENIDAS.

##### 4.1 Introducción.

El estudio de tránsito de avenidas se utiliza generalmente en proyectos de almacenamiento, predicción de avenidas, análisis de cuencas y estudios sobre aprovechamientos hidráulicos.

A diferencia del funcionamiento de un vaso, en el tránsito de avenidas no se consideran variables como la evaporación y la infiltración, ya que su magnitud es varias veces inferior al volumen de las entradas y salidas por escurrimiento; esto puede apreciarse comparando el intervalo de tiempo que se emplea en el tránsito de avenidas (horas) con el que se usa en el funcionamiento de un vaso (meses).

El tránsito de avenidas en vasos es el procedimiento analítico para determinar la forma del hidrograma de salida del vaso de almacenamiento de una presa, cuando se presenta una avenida o se conoce el hidrograma de entrada.

En este capítulo solo se explicará los factores necesarios para el cálculo del Tránsito de una Avenida.

#### 4.2 Objetivo.

El tránsito de la avenida presenta el calculo para obtener el hidrograma de salida de una presa mediante el tránsito, a través de su vaso de almacenamiento, de su hidrograma de entrada.

tiene el propósito de conocer la evolución de los niveles a partir de uno inicial para confirmar si la regla de operación seleccionada (políticas de salidas por la obra de excedencias y la obra de toma) es adecuada, de manera que al presentarse la avenida no se ponga en peligro la presa, bienes materiales o vidas humanas; dimensionar la obra de excedencias durante la etapa de estudios y proyecto y fijar la altura de cortina.

En este trabajo el objetivo principal es sólo dar a conocer el hidrograma de salida de la presa mediante el tránsito de la avenida máxima.

#### 4.3

#### Componentes del vaso de almacenamiento.

La función de un vaso de almacenamiento es regular los escurrimientos de un río, es decir, para almacenar el volumen de agua que escurre en exceso en las temporadas de lluvia para poder usarlo después en las épocas de sequía, cuando los escurrimientos son escasos.

Los principales parámetros de un almacenamiento son los siguientes:

El NAMINO (Nivel de Aguas Mínimas de Operación) es el nivel más bajo con el que puede operar la presa. Cuando la presa es para irrigación y otros, el NAMINO (también llamado en este caso NAMIN, o nivel de aguas mínimas) coincide con el nivel al que se encuentra la entrada de la obra de toma. En el caso de presas para generación de energía eléctrica, el NAMINO se fija de acuerdo con la carga mínima necesaria para que las turbinas operen en buenas condiciones.

El volumen muerto es el que se encuentra abajo del NAMINO: es el volumen del que no se puede disponer. El volumen de azolves es el que queda abajo del nivel de la toma y se reserva para recibir el acarreo de sólidos por el río

durante la vida útil de la presa.

La operación de la presa se lleva a cabo entre el NAMINO y el NAMO (Nivel de Aguas Máximas Ordinarias o de Operación). El NAMO es el máximo nivel con que puede operar la presa para satisfacer las demandas; cuando la obra de emergencia no es controlada por compuertas, el NAMO coincide con la cresta. En el caso de que la descarga por el vertedor esté controlada, el NAMO puede estar por arriba de la cresta, e incluso puede cambiar a lo largo del año.

El volumen que se almacena entre el NAMO y el NAMINO se llama volumen o capacidad útil y es con el que se satisfacen las demandas de agua.

El NAME (Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias) es el nivel más alto que debe alcanzar el agua en el vaso bajo cualquier condición. El volumen que queda entre este nivel y el NAMO, llamado superalmacenamiento, sirve para controlar las avenidas que se presenten cuando el nivel en el vaso esté cercano al NAMO.

El espacio que queda entre el NAME y la máxima elevación de la cortina (corona) se denomina bordo libre y está destinado

a concentrar el oleaje y la marea producidos por el viento.

En la Figura 13 se muestra el esquema donde se describen los niveles y volúmenes que componen el vaso de almacenamiento.

#### 4.4 Formula del Tránsito de Avenidas.

La representación matemática del tránsito de una avenida, en el caso de vasos reguladores, se puede considerar como válida la ecuación de continuidad:

$$I - O = \frac{dv}{dt} \quad (1)$$

donde:

I = Gasto de entrada al vaso

O = Gasto de salida del vaso

$\frac{dv}{dt}$  = Variación del almacenamiento v en el tiempo t a partir de la cresta del vertedor

El método para la resolución de la ecuación anterior que se utiliza es el Método Numérico de Aproximaciones Sucesivas para calcular el volumen y el gasto de salida en el intervalo [i]. Las condiciones iniciales se toman cuando I,

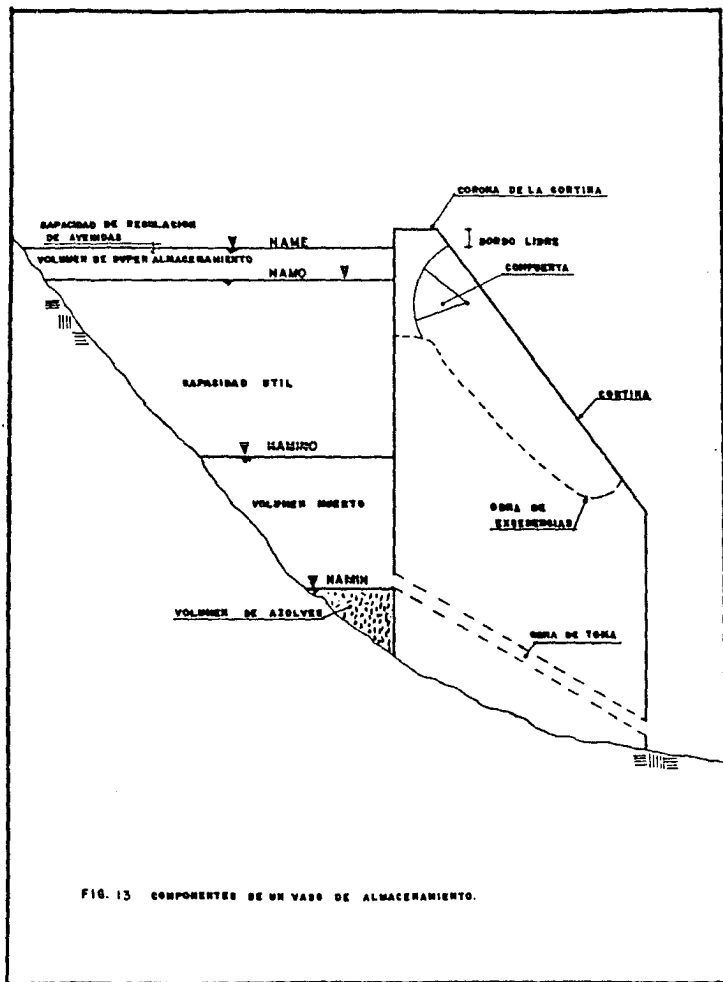


FIG. 13 COMPONENTES DE UN VASO DE ALMACENAMIENTO.

el gasto de entrada, es cero, por lo que  $Q_1$  el gasto de salida, también sería cero, no habiendo incremento de volumen  $\Delta V$ , no importando el tiempo transcurrido,  $\Delta t$ .

Si se considera como  $I_1$  el gasto de entrada al principio del instante  $\Delta t$  y  $I_2$  el gasto de entrada al final del mismo instante y asimismo  $O_1$  y  $O_2$  los gastos de salida al principio y final del tiempo considerando, tenemos que:

$$\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} = \frac{V_2 - V_1}{\Delta t}$$

donde:

$\Delta t$  = Intervalo del tiempo seleccionado para efectuar los cálculos del tránsito.

#### 4.5 Factores necesarios para calcular el Tránsito de una Avenida.

Para poder efectuar el Tránsito de una Avenida se requiere de datos que a continuación se definen :

a) El Hidrograma de Entrada.

La determinación del Hidrograma de Entrada o Avenida de Diseño requiere de información hidrológica que consiste en

registros de la variación del gasto con el tiempo en el sitio de la presa, así como en registros de la variación en el tiempo de las alturas de lluvia en la cuenca que drena hacia ese sitio. esto es, de hidrogramas e hitogramas, de preferencia obtenidos simultáneamente.

b) Curva de Elevaciones-Capacidades de Almacenamiento.

Esta curva relaciona la elevación de la superficie libre con el volumen almacenado. Estas curvas se construyen con datos obtenidos por la topografía de la zona. En la mayoría de los ríos, la forma de las secciones transversales cambia continuamente debido a los procesos de erosión y sedimentación, por lo que es conveniente revisar aforos con frecuencia para contar con una curva mas actualizada.

c) Curva Elevaciones-Gasto de Salida por la Obra de Excedencias.

Para obtener esta curva se necesitan : el número de compuertas del vertedor (n), ancho de la compuerta (B) y el coeficiente de descarga (C), con estos datos se calcula una constante C1:

$$C1 = n B C \sqrt{2g}$$



Una vez obtenido lo anterior se calcula el gasto para cada elevación de la compuerta parcialmente abierta como sigue:

$$Q = C1 a \sqrt{16 + a/2}$$

Con todo lo mencionado se obtiene la curva elevaciones-gasto de descarga a partir de la cresta del vertedor.

d) Incremento del Tiempo.

Para no afectar la precisión de los cálculos conviene utilizar un intervalo pequeño. Se sugiere  $\Delta t = 0.1 t_p$ , donde  $t_p$  es el tiempo pico del hidrograma de entrada. Utilizar un incremento de tiempo cercano a cero, se aproxima al concepto de derivada, en el cual se basa al esquema de diferencias finitas empleado para resolver la ecuación de continuidad.

e) Gastos de Salida por la Obra de Toma y la Obra de Excedencias.

Se consideran gastos de salidas los que egresan por la obra de excedencias y/o por la obra de toma, dependiendo del tipo de aprovechamiento hidráulico. Los gastos que salen por la obra de toma pueden ser variables, según la demanda a satisfacer: para riego, generación de energía eléctrica, entre otras, y la que se refiere a las obras de excedencias

para mayor comodidad en el tránsito de la avenida al iniciar el hidrograma de entradas se considera igual a cero.

#### 4.6 Métodos de cálculo para Tránsito de Avenidas en vasos.

De los procedimientos existentes para el tránsito de avenidas en vasos se presentan aquí dos. Uno semigráfico, útil para cálculos manuales, y uno numérico, que conviene utilizar cuando se cuenta con una computadora digital o una calculadora programable.

##### 1) Método Semigráfico.

En éste método se usa la ecuación mencionada en el subcapítulo 4.4., de donde los valores de  $V_2$  y  $Q_2$  dependen del nivel en el vaso. Antes de realizar el tránsito conviene trazar una gráfica auxiliar que relaciona  $2V/At + 0$  con  $Q$  para cada elevación. Para trazar dicha gráfica puede usarse el siguiente procedimiento:

a) Se fija el intervalo del tiempo  $At$  que se usara en el cálculo.

b) Se fija una elevación en el vaso mayor que el de la cresta del vertedor.

c) Se calcula  $Q$  con la ecuación  $Q = Q_v + Q_t$ , donde  $Q_v$  = gasto de salida por la obra de exoneración;  $Q_t$  = gasto de salida por la obra de toma.

d) Se determina  $V$  con la curva elevaciones-capacidades de almacenamiento.

e) Se calcula  $2V/At + Q$ .

f) Se regresa al punto b) tantas veces como sea necesario para definir suficientes puntos.

g) Se dibuja la curva.

Una vez dibujada la curva, se puede usar el siguiente procedimiento para el tránsito de la avenida:

a) Se fija un nivel inicial en el vaso  $E_1$ .

b) Se calculan las salidas  $Q_1$  y el volumen  $V_1$  correspondientes a la elevación  $E_1$ .

c) Se calcula  $2V_1/At + Q_1$ .

d) Con los gastos  $I_1$  e  $I_2$ , conocidos de la avenida de entrada y el resultado del inciso c), se calcula  $2V_2/At + Q_2$  usando la ecuación de continuidad:

$$2V_2/At + Q_2 = I_1 + I_2 + (2V_1/At + Q_1)$$

e) Con el resultado del inciso anterior y la curva  $2V/At + Q$  contra  $Q$ , se determina  $Q_2$ .

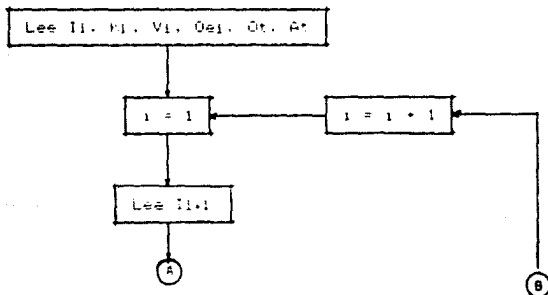
f) Se resta  $Q_2$  dos veces de  $IV_2/At + Q_2$ , con esto se tiene  $IV_2/At - Q_2$ .

g) Se pasa al siguiente intervalo (esto es, se hace  $I_1=I_2$ ) y se vuelve al paso d) tantas veces como sea necesario para terminar con el hidrograma de entrada.

Con lo antes mencionado se llega al cálculo del Tránsito de la Avenida.

## 2) Método Numérico.

Este método es un procedimiento de aproximaciones sucesivas para calcular el volumen y el gasto de salida en cualquier intervalo de tiempo. A continuación se describe el diagrama de flujo que indica los pasos que sigue el método numérico.



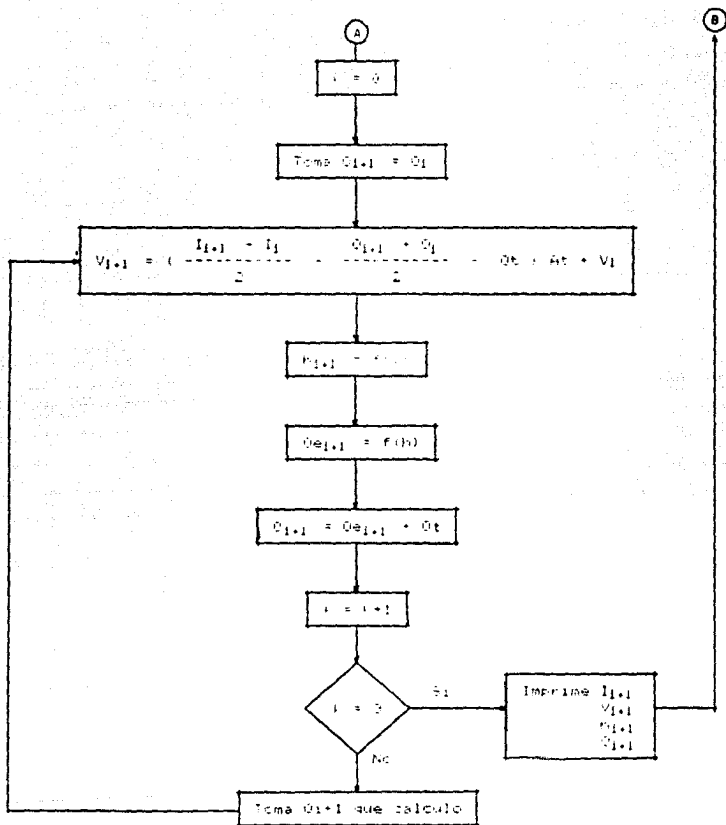


FIG. 14.- DIAGRAMA DE FLUJO DEL METODO NUMERICO.

donde:

- $I$  = gasto de entrada al vaso, en  $m^3/seg$
- $O$  = gasto de salida del vaso, en  $m^3/seg$
- $O_e$  = gasto de salida por la obra de excedencias, en  $m^3/seg$
- $O_t$  = gasto de salida por la obra de toma, en  $m^3/seg$
- $V$  = volumen de almacenamiento, en millones de  $m^3$
- $h$  = elevación en el vaso, en  $m$
- $\Delta t$  = intervalo de tiempo, en  $seg$
- $f(V)$  = curva elevaciones-volumenes de almacenamiento
- $f(h)$  = curva elevaciones-gastos de salida por la obra de excedencias
- $i, i+1$  = subíndices que representan los valores de las variables al inicio y al final del intervalo de tiempo, respectivamente

Primero se supone que el gasto de salida es igual al que se tuvo en el instante anterior y con ésto se calcula una primera aproximación del volumen almacenado,  $V_1^i$  (notese que los números no son exponentes, sino superíndice y subíndice que cuentan las iteraciones. Con este volumen y la curva elevaciones-volumenes, se determina la elevación y con ella

una nueva estimación de gasto de salida. Con este gasto de salida  $Q_2$  se calcula un nuevo volumen y, si es similar al cálculo en la iteración anterior, se imprimen los resultados y se pasa a un nuevo intervalo de tiempo; en caso contrario se hace otra iteración.

#### 4.7 Reglas de Operación.

Los principales objetivos que cumple una política de operación de compuertas son:

1. Garantizar la seguridad de la presa evitando que el nivel del agua sobrepase el NAME.
2. Reducir los gastos de descarga para evitar daños aguas abajo de la presa.
3. Permitir un almacenamiento adicional una vez que la avenida empieza a descender y termina el periodo de avenidas.

Las restricciones más importantes a las que debe estar sujeto el gasto de descarga durante el paso de una avenida

sont

- a) La descarga será menor o igual que la capacidad del vertedor libre.
- b) El gasto de descarga en un instante dado será menor o igual que el gasto máximo de la avenida de entrada al vaso hasta ese instante.
- c) El nivel del agua no debe rebasar el nivel del listón superior de las compuertas.
- d) El nivel del agua no debe rebasar el NAME.
- e) La limitación que impone el buen funcionamiento hidráulico de la obra vertedora, como pueden ser: abrir las compuertas en forma simétrica para evitar ondas.

Con estas restricciones se llega a la política de operación óptima, que consiste en alcanzar lo mas rápidamente posible un gasto constante que mantenga un mismo nivel en el vaso, y que al terminar la avenida se cierran las compuertas.



C A P I T U L O V

---

---

CALCULO DEL TRANSITO DE LA  
AVENIDA MAXIMA

## V. CALCULO DEL TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA.

### 5.1 Hidrograma de Entrada al Vaso.

Con el estudio que se describe en el subcapítulo 3.4 se construyó un hidrograma que es el que corresponde a la entrada del vaso y se representa en la Figura 15 .

Los datos más importante son:

Volumen medio anual escurrido	$6,144 \times 10^6 \text{ m}^3$
Precipitación media anual	1,100 mm
Avenida máxima probable	frecuencia 10,000 años
Pico de la avenida máxima probable	18,000 m <sup>3</sup> /seg
Duración de la avenida	17 días
Volumen de la avenida máxima probable	$9.012 \times 10^6 \text{ m}^3$

Este hidrograma es uno de los datos que se ocuparan en el programa para el cálculo del Tránsito de la avenida con los puntos que se describen a continuación.

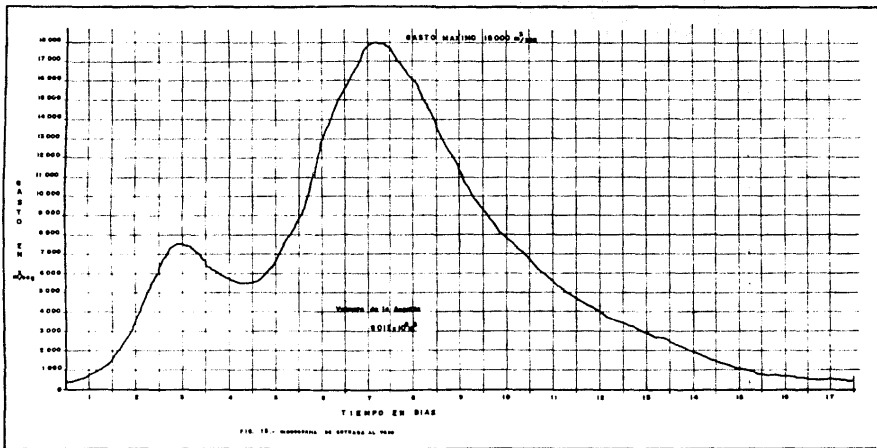


FIG. 18.- HIDROGRAMA DE ENTRADA AL VASO

**HIDROGRAMA DE ENTRADA  
AL VASO**

"PROYECTO HIDROELECTRICO"  
"ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA"

No.	Tiempo		Gasto m <sup>3</sup> /seg	No.	Tiempo		Gasto m <sup>3</sup> /seg
	dia	hora			dia	hora	
1		0	420	23		132	13047
2		6	465	24	6	138	14410
3	1	12	710	25		144	15520
4		18	1050	26		150	16725
5		24	1550	27		156	17846
6		30	2350	28	7	162	17954
7		36	3605	29		168	17005
8	2	42	5105	30		174	16750
9		48	6207	31		180	16042
10		54	7152	32	8	186	14903
11		60	7583	33		192	13600
12	3	66	6986	34		198	12310
13		72	6525	35	9	204	12238
14		78	5980	36		210	10272
15		84	5650	37		216	9222
16	4	90	5455	38		222	8509
17		96	5510	39		228	7986
18		102	5903	40	10	234	7358
19		108	6672	41		240	6776
20	5	114	8000	42		246	6
21		120	8856	43		252	5530
22		126	10530	44	11	258	5083

No.	Tiempo		Gasto m <sup>3</sup> /seg	No.	Tiempo		Gasto m <sup>3</sup> /seg	
	día	hora			día	hora		
45		264	4800	57		336	1495	
46		770	4403	58		342	1230	
47		275	4004	59		348	1050	
48	12		282	3700	60	15	354	945
49		288	3500	61		360	800	
50		294	3210	62		366	755	
51		300	2905	63		372	700	
52	13		306	2720	64	16	378	680
53		312	2456	65		384	605	
54		318	2200	66		390	490	
55		324	2100	67		396	485	
56	14		330	1908	68	17	402	480
				69		408	478	

## 5.2 Gasto de Salida en la Obra de Toma.

Este gasto está considerado como si se estuvieran trabajando con las tres unidades.

Como cada unidad está diseñada para un gasto de 143.40 m<sup>3</sup>/seg. el gasto que se tomará en cuenta para el cálculo será 720.26 m<sup>3</sup>/seg. que corresponde a las tres unidades. el cual se obtiene para el cálculo de tránsito de la avenida en el caso.

### 5.3 Curva Elevaciones-Capacidades de Almacenamiento.

Para el cálculo el tránsito de la avenida es necesario tomar en cuenta la curva elevaciones-capacidades de almacenamiento. Esta curva nos dice que para cada elevación del vaso existe un volumen de agua almacenado, el cual en la gráfica, se da en millones de metros cúbicos. En esta grafica existe una curva de elevaciones-areas que no se ocupará para el cálculo.

La curva se muestra en la figura 11, subcapítulo 3.1.1

Los puntos que a continuación se describen son los que se ocuparan para el programa de cálculo:

Elevación en mts.	Volumenes en m <sup>3</sup> x 10 <sup>6</sup>
498	955.364
500	1,015.664
502	1,087.435
504	1,174.928
506	1,276.563

Elevacion en mts.	Volúmenes <sup>6</sup> en m <sup>3</sup> x 10
508	1.304.472
510	1.382.234
512	1.440.117
514	1.516.593
516	1.603.233
518	1.692.453
520	1.768.664

#### 5.4 Curva Elevaciones-Gastos de Salida de la Obra de Excedencias.

Para obtener la curva elevaciones-gastos de salida por la obra de excedencias se aplicará la siguiente expresión:

$$Q = C1 a \sqrt{16 + a/2} \quad (*)$$

donde:  $C1 = n B c \sqrt{2 a} \quad (**)$

- y:
- n = número de compuertas
  - B = ancho de la compuerta
  - c = coeficiente de descarga
  - a = abertura de la compuerta

(\*) Referencia bibliografica numero 3 (A.1.8.) .53

Esto se calcula con la finalidad de saber que gasto vamos a tener para una abertura cualquiera de la compuerta, con los datos obtenidos, hacer una curva y así ocuparla en el programa de cálculo del tránsito de la avenida.

Tomando en cuenta que el número de compuertas  $n = 8$ , el ancho de la compuerta  $B = 9.70$  m. y el coeficiente de descarga  $c = 0.7$ , se empieza el cálculo :

$$C1 = 8 \times 9.70 \times 0.70 \times \sqrt{2 \times 9.81}$$

$$C1 = 240.60$$

En la siguiente tabla se describe la abertura de la compuerta que provoca un gasto vertido y el nivel del agua para cada elevación.

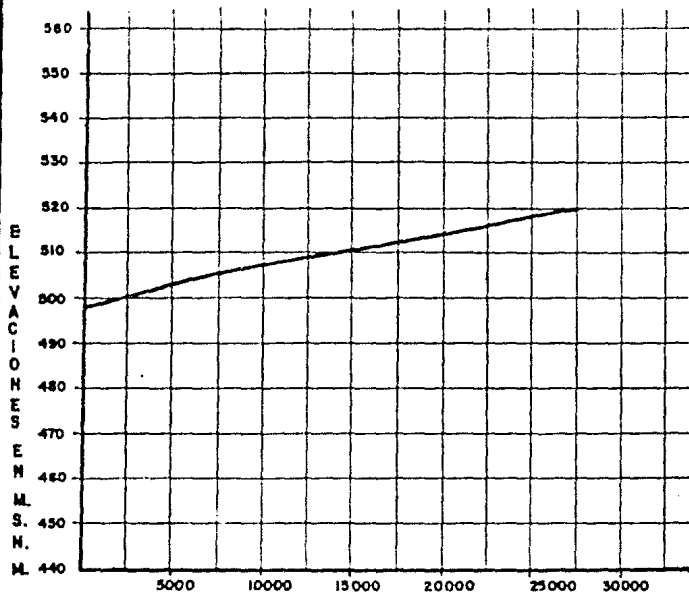


a en m	$Q = C1 a \sqrt{16 + a/2}$ en m <sup>3</sup> /seg	Elevación del agua en m.s.n.m.
0	0	498
2	1,984	500
4	4,063	502
6	6,293	504
8	8,608	506
10	11,026	508
12	13,543	510
14	16,155	512
16	18,860	514
18	21,655	516
20	24,538	518
22	27,505	520

Se hace una curva para ver estos resultados gráficamente.  
Figura 16 .

### 5.5 Método de la Comisión Federal de Electricidad.

Un aspecto importante en el tránsito de avenidas es la selección del método de diseño hidráulico.



GASTOS DE SALIDA POR LA  
 OBRA DE EXCEDENCIAS EN  $\frac{3}{m^3/seg}$   
 ( APERTURA DE OCHO COMPUERTAS )

FIG. 16.- CURVA ELEVACIONES-GASTOS DE SALIDA POR LA  
 OBRA DE EXCEDENCIAS

Esto dependerá de la precisión en el estudio, del número de veces que habrá de aplicarse y disponibilidad en una computadora para calcular con el método numérico.

Para el cálculo del tránsito se escogió el método numérico de la Comisión Federal de Electricidad, el cual se describe en el subcapítulo 3.6 junto con el diagrama de flujo que indica la secuencia de cálculo.

A continuación se menciona como se introducen los datos en el programa de computadora.

Al correr el programa los primeros datos que pide son:

a) Puntos del hidrograma de entrada  $NPH = 69$ , esto es porque son 17 días y como se toma el intervalo de tiempo de 6 horas nos quedan 69 puntos.

b) Puntos de la curva elevaciones-capacidades de almacenamiento  $NP = 12$ , esto es porque se toma desde la cresta del vertedor a la altura de las compuertas en secciones de 2.00 m.

c) El intervalo de tiempo  $\Delta t = 6$  horas.

d) Gasto de la obra de toma es de  $QT = 730.20$  m<sup>3</sup>/seg.

Porque son 3 tomas de 243.40 m<sup>3</sup>/seg.

e) La elevación inicial es la que tiene el diámetro es de 496.00 m.s.n.m.

f) El gasto de la obra de excedencias al correr el hidrograma es igual a cero.

g) Los tipos de problemas son de 0, 1 o 2 y para este caso es 2 (esto se explica mas adelante).

h) El gasto máximo de descarga por la obra de excedencias es igual a 17,600 m<sup>3</sup>/seg.

En seguida se introducen los puntos de la curva elevación-capacidades junto con los de la curva elevación-gasto de descarga por la obra de excedencias y despues se meten los gastos de entrada del hidrograma para su At de 6 horas.

Lo anterior es introducido al programa de computadora, junto con tipos de restricciones que para el caso especifico de éste trabajo se interpretan con la letra "KI" considerando 3 alternativas:

Si "KI" = 0, no hay restricciones. Existe gasto de entrada y gasto de salida.

Si " $KI$ " = 1, antes del tiempo de pico, el gasto de salida debe ser menor o igual al de la entrada. Hay gasto de salida y de entrada.

Si " $KI$ " = 2, el gasto de salida deber ser mas pequeño que: la capacidad de descarga, gasto máximo de entrada hasta el instante en estudio y el gasto de descarga con las compuertas totalmente abiertas. Existe gasto máximo de descarga por la obra de excedencias y no hay gasto de entrada ni de salida.

El listado de computadora para calcular el tránsito de avenidas en el vaso, fue obtenido del Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, A.2.16 Métodos Numéricos. Este programa originalmente se encuentra en lenguaje Fortran IV, con tarjetas y el que se menciona en este trabajo fue traducido al lenguaje Basic para ser ocupado por las computadoras que existen actualmente.

A continuación se presenta el listado del programa de computadora en lenguaje Basic, los datos de entrada y los resultados del Hidrograma de salida del vaso, así como la curva del hidrograma comparativo de gastos de entrada y salida.

## LISTADO DEL PROGRAMA

```

110 REM
120 REM PROGRAMA PARA EL CÁLCULO DE LA CANTIDAD DE TIEMPO DE TRAYECTO
130 REM DE UN PUNTO A OTRO EN UN SISTEMA DE CARRETERAS CON UNO O MÁS
140 REM PUERTOS.
150 REM
160 REM Descripción del programa: Este programa calcula el tiempo de viaje
170 REM entre dos puntos de un sistema de carreteras con uno o más
180 REM puentes. El tiempo de viaje se calcula considerando el tiempo de
190 REM viaje en cada tramo de carretera y el tiempo de cruce en cada
200 REM puente. El tiempo de cruce en un puente se calcula considerando
210 REM el tiempo de cruce de cada vehículo que debe cruzar el puente.
220 REM El tiempo de cruce de un vehículo se calcula considerando el
230 REM tiempo de cruce de cada eje del vehículo y el tiempo de cruce
240 REM de cada eje en cada puente.
250 REM
260 REM DESCRIPCIÓN DE LOS DATOS DE ENTRADA:
270 REM 1. NOMBRE DEL SISTEMA DE CARRETERAS (NOMBRE)
280 REM 2. NOMBRE DEL PUNTO DE ORIGEN (ORIGEN)
290 REM 3. NOMBRE DEL PUNTO DE DESTINO (DESTINO)
300 REM 4. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
310 REM 5. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
320 REM 6. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
330 REM 7. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
340 REM 8. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
350 REM 9. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
360 REM 10. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
370 REM 11. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
380 REM 12. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
390 REM 13. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
400 REM 14. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
410 REM 15. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
420 REM 16. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
430 REM 17. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
440 REM 18. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
450 REM 19. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
460 REM 20. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
470 REM 21. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
480 REM 22. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
490 REM 23. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
500 REM 24. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
510 REM 25. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
520 REM 26. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
530 REM 27. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
540 REM 28. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
550 REM 29. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
560 REM 30. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
570 REM 31. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
580 REM 32. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
590 REM 33. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
600 REM 34. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
610 REM 35. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
620 REM 36. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
630 REM 37. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
640 REM 38. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
650 REM 39. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
660 REM 40. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
670 REM 41. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
680 REM 42. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
690 REM 43. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
700 REM 44. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
710 REM 45. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
720 REM 46. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
730 REM 47. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
740 REM 48. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
750 REM 49. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
760 REM 50. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
770 REM 51. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
780 REM 52. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
790 REM 53. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
800 REM 54. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
810 REM 55. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
820 REM 56. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
830 REM 57. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
840 REM 58. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
850 REM 59. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
860 REM 60. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
870 REM 61. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
880 REM 62. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
890 REM 63. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
900 REM 64. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
910 REM 65. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
920 REM 66. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
930 REM 67. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
940 REM 68. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
950 REM 69. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
960 REM 70. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
970 REM 71. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
980 REM 72. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)
990 REM 73. NOMBRE DEL PUNTO DE ENTRADA (ENTRADA)
1000 REM 74. NOMBRE DEL PUNTO DE SALIDA (SALIDA)

```

```

500 LPRINT "PR"
510 IF (M1 - M2) < 0 THEN GOTO 520
520 M1 = M2
530 M2 = M1
540 M3 = M1 + M2
550 M4 = M3 + M2
560 M5 = M4 + M3
570 M6 = M5 + M4
580 M7 = M6 + M5
590 M8 = M7 + M6
600 M9 = M8 + M7
610 M10 = M9 + M8
620 M11 = M10 + M9
630 M12 = M11 + M10
640 M13 = M12 + M11
650 M14 = M13 + M12
660 M15 = M14 + M13
670 M16 = M15 + M14
680 M17 = M16 + M15
690 M18 = M17 + M16
700 M19 = M18 + M17
710 M20 = M19 + M18
720 M21 = M20 + M19
730 M22 = M21 + M20
740 M23 = M22 + M21
750 M24 = M23 + M22
760 M25 = M24 + M23
770 M26 = M25 + M24
780 M27 = M26 + M25
790 M28 = M27 + M26
800 M29 = M28 + M27
810 M30 = M29 + M28
820 M31 = M30 + M29
830 M32 = M31 + M30
840 M33 = M32 + M31
850 M34 = M33 + M32
860 M35 = M34 + M33
870 M36 = M35 + M34
880 M37 = M36 + M35
890 M38 = M37 + M36
900 M39 = M38 + M37
910 M40 = M39 + M38
920 M41 = M40 + M39
930 M42 = M41 + M40
940 M43 = M42 + M41
950 M44 = M43 + M42
960 M45 = M44 + M43
970 M46 = M45 + M44
980 M47 = M46 + M45
990 M48 = M47 + M46
1000 M49 = M48 + M47
1010 M50 = M49 + M48
1020 M51 = M50 + M49
1030 M52 = M51 + M50
1040 M53 = M52 + M51
1050 M54 = M53 + M52
1060 M55 = M54 + M53
1070 M56 = M55 + M54
1080 PRINT "FIN"
1090 PRINT "MA"

```

```

1100 IF AREA = 0 THEN GOTO 1140
1110 PRINT:PRINT "Inicio de programa de analisis estadistico"
1120 PRINT "Inicio de lectura del nivel de datos de la prueba "
1130 PRINT "Muestra:"
1140 END
1150 READ N
1160 REM "Numero de pruebas"
1170 FOR J = 1 TO N
1180 READ M1
1190 REM "M1"
1200 FOR I = 1 TO M1
1210 READ M2
1220 REM "M2"
1230 FOR K = 1 TO M2
1240 READ M3
1250 REM "M3"
1260 FOR L = 1 TO M3
1270 READ M4
1280 REM "M4"
1290 FOR P = 1 TO M4
1300 READ M5
1310 REM "M5"
1320 FOR Q = 1 TO M5
1330 READ M6
1340 REM "M6"
1350 FOR R = 1 TO M6
1360 READ M7
1370 REM "M7"
1380 FOR S = 1 TO M7
1390 READ M8
1400 REM "M8"
1410 FOR T = 1 TO M8
1420 IF M8 = 0 THEN GOTO 1440
1430 GOTO 1440
1440 REM "Fin de datos de entrada"
1450 PRINT "Numero de datos de prueba: "
1460 PRINT "Numero de datos de prueba: "
1470 PRINT "Intervalo de tiempo: "
1480 PRINT "Numero de tests: "
1490 PRINT "Relacion Interval: "
1500 PRINT "Numero de procedimientos: "
1510 PRINT "Numero de pruebas: "
1520 PRINT "Numero de pruebas: "
1530 IF M8 = 0 THEN GOTO 1550
1540 PRINT "Numero de pruebas: "
1550 PRINT "Numero de pruebas: "
1560 PRINT "Numero de pruebas: "
1570 PRINT "Numero de pruebas: "
1580 PRINT "Numero de pruebas: "
1590 PRINT "Numero de pruebas: "
1600 PRINT "Numero de pruebas: "

```



```

1400 PRINT:PRINT:PRINT "Hidrograma "
1410 FOR J=1 TO NE
1420 JJ = J MOD 5
1430 IF JJ = 0 THEN J = 5
1440 LET T=J+(J-1)*100;I=I+1
1450 NEXT J
1460 PRINT:PRINT
1470 RETURN
1480 REM describe los datos de entrada en tablas
1490 PRINT "Puntos del hidrograma"PRINT:NE
1500 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1510 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1520 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1530 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1540 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1550 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1560 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1570 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1580 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1590 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1600 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1610 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1620 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1630 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1640 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1650 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1660 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1670 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1680 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1690 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1700 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1710 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1720 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1730 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1740 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1750 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1760 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1770 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1780 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1790 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1800 PRINT "Módulo de flujo en m3/s"PRINT:R
1810 PRINT:PRINT
1820 RETURN
1830 REM describe los datos de entrada en tablas
1840 PRINT "Puntos del hidrograma"PRINT:NE
1850 FOR J=1 TO NE
1860 JJ = J MOD 5
1870 IF JJ = 0 THEN J = 5
1880 LET T=J+(J-1)*100;I=I+1
1890 NEXT J
1900 PRINT:PRINT
1910 PRINT:PRINT
1920 RETURN

```

### DATOS DEL PROGRAMA

Fuente del Histograma: 10000  
 Programa: 10000  
 Fecha de Ejecución: 10/10/77  
 Hora de Ejecución: 10:10:10  
 Hora de Inicio: 10:10:10  
 Hora de Fin: 10:10:10  
 Hora de Fin: 10:10:10

#### DATOS DE LA LECTURA

Elemento	Med. Ar.	Med. Ar.
1	494	494,000
2	499	499,000
3	502	502,000
4	505	505,000
5	506	506,000
6	509	509,000
7	510	510,000
8	510	510,000
9	511	511,000
10	511	511,000
11	512	512,000
12	512	512,000

#### Histograma

1	494	2	495	3	495	4	495	5	495
6	499	7	499	8	505	9	505	10	505
11	507	12	509	13	515	14	509	15	505
16	545	17	505	18	505	19	505	20	505
21	985	22	1000	23	1000	24	1000	25	1000
26	1670	27	1744	28	1794	29	1794	30	1794
31	1800	32	1800	33	1794	34	1794	35	1794
36	1872	37	1794	38	1794	39	1794	40	1794
41	1875	42	1875	43	1875	44	1875	45	1875
46	1900	47	1900	48	1900	49	1900	50	1900
51	1900	52	1900	53	1900	54	1900	55	1900
56	1900	57	1900	58	1900	59	1900	60	1900
61	1900	62	1900	63	1900	64	1900	65	1900
66	1900	67	1900	68	1900	69	1900	70	1900

#### RESUMEN...

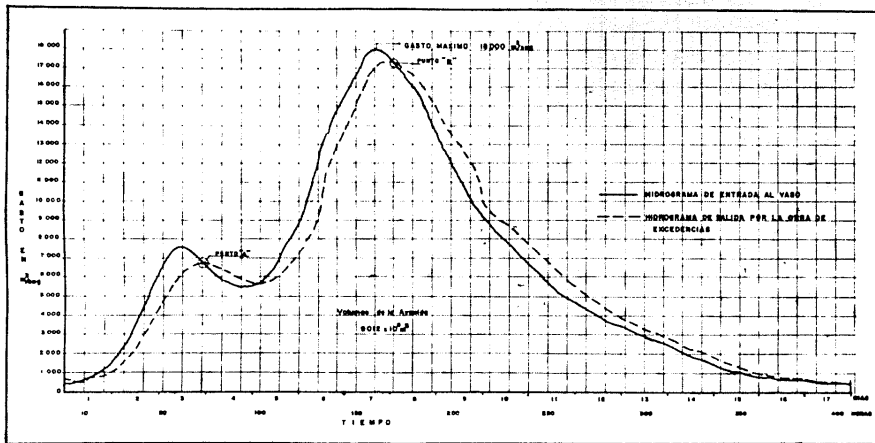
#### RESULTADOS

	tiempo	voluntad			
0	0	0,000000	0	0,000000	0,000000
1	0	0,000000	1	0,000000	0,000000
2	1	0,000000	2	0,000000	0,000000
3	18	0,000000	3	0,000000	0,000000
4	34	0,000000	4	0,000000	0,000000
5	30	0,000000	5	0,000000	0,000000
6	56	0,000000	6	0,000000	0,000000
7	47	1074,76	7	0,000000	5105
8	49	1074,99	8	0,000000	6297
9	54	1112,00	9	0,000000	1100

10	75	114,000	114,000	114,000	6250	6250
11	84	114,000	114,000	114,000	6250	6250
12	93	114,000	114,000	114,000	6250	6250
13	102	114,000	114,000	114,000	6250	6250
14	111	114,000	114,000	114,000	6250	6250
15	120	114,000	114,000	114,000	6250	6250
16	129	114,000	114,000	114,000	6250	6250
17	138	114,000	114,000	114,000	6250	6250
18	147	114,000	114,000	114,000	6250	6250
19	156	114,000	114,000	114,000	6250	6250
20	165	114,000	114,000	114,000	6250	6250
21	174	114,000	114,000	114,000	6250	6250
22	183	114,000	114,000	114,000	6250	6250
23	192	114,000	114,000	114,000	6250	6250
24	201	114,000	114,000	114,000	6250	6250
25	210	114,000	114,000	114,000	6250	6250
26	219	114,000	114,000	114,000	6250	6250
27	228	114,000	114,000	114,000	6250	6250
28	237	114,000	114,000	114,000	6250	6250
29	246	114,000	114,000	114,000	6250	6250
30	255	114,000	114,000	114,000	6250	6250
31	264	114,000	114,000	114,000	6250	6250
32	273	114,000	114,000	114,000	6250	6250
33	282	114,000	114,000	114,000	6250	6250
34	291	114,000	114,000	114,000	6250	6250
35	300	114,000	114,000	114,000	6250	6250
36	309	114,000	114,000	114,000	6250	6250
37	318	114,000	114,000	114,000	6250	6250
38	327	114,000	114,000	114,000	6250	6250
39	336	114,000	114,000	114,000	6250	6250
40	345	114,000	114,000	114,000	6250	6250
41	354	114,000	114,000	114,000	6250	6250
42	363	114,000	114,000	114,000	6250	6250
43	372	114,000	114,000	114,000	6250	6250
44	381	114,000	114,000	114,000	6250	6250
45	390	114,000	114,000	114,000	6250	6250
46	399	114,000	114,000	114,000	6250	6250
47	408	114,000	114,000	114,000	6250	6250
48	417	114,000	114,000	114,000	6250	6250
49	426	114,000	114,000	114,000	6250	6250
50	435	114,000	114,000	114,000	6250	6250
51	444	114,000	114,000	114,000	6250	6250
52	453	114,000	114,000	114,000	6250	6250
53	462	114,000	114,000	114,000	6250	6250
54	471	114,000	114,000	114,000	6250	6250
55	480	114,000	114,000	114,000	6250	6250
56	489	114,000	114,000	114,000	6250	6250
57	498	114,000	114,000	114,000	6250	6250
58	507	114,000	114,000	114,000	6250	6250
59	516	114,000	114,000	114,000	6250	6250
60	525	114,000	114,000	114,000	6250	6250
61	534	114,000	114,000	114,000	6250	6250
62	543	114,000	114,000	114,000	6250	6250
63	552	114,000	114,000	114,000	6250	6250
64	561	114,000	114,000	114,000	6250	6250
65	570	114,000	114,000	114,000	6250	6250
66	579	114,000	114,000	114,000	6250	6250
67	588	114,000	114,000	114,000	6250	6250
68	597	114,000	114,000	114,000	6250	6250
69	606	114,000	114,000	114,000	6250	6250
70	615	114,000	114,000	114,000	6250	6250
71	624	114,000	114,000	114,000	6250	6250
72	633	114,000	114,000	114,000	6250	6250
73	642	114,000	114,000	114,000	6250	6250
74	651	114,000	114,000	114,000	6250	6250
75	660	114,000	114,000	114,000	6250	6250
76	669	114,000	114,000	114,000	6250	6250
77	678	114,000	114,000	114,000	6250	6250
78	687	114,000	114,000	114,000	6250	6250
79	696	114,000	114,000	114,000	6250	6250
80	705	114,000	114,000	114,000	6250	6250
81	714	114,000	114,000	114,000	6250	6250
82	723	114,000	114,000	114,000	6250	6250
83	732	114,000	114,000	114,000	6250	6250
84	741	114,000	114,000	114,000	6250	6250
85	750	114,000	114,000	114,000	6250	6250
86	759	114,000	114,000	114,000	6250	6250
87	768	114,000	114,000	114,000	6250	6250
88	777	114,000	114,000	114,000	6250	6250
89	786	114,000	114,000	114,000	6250	6250
90	795	114,000	114,000	114,000	6250	6250
91	804	114,000	114,000	114,000	6250	6250
92	813	114,000	114,000	114,000	6250	6250
93	822	114,000	114,000	114,000	6250	6250
94	831	114,000	114,000	114,000	6250	6250
95	840	114,000	114,000	114,000	6250	6250
96	849	114,000	114,000	114,000	6250	6250
97	858	114,000	114,000	114,000	6250	6250
98	867	114,000	114,000	114,000	6250	6250
99	876	114,000	114,000	114,000	6250	6250
100	885	114,000	114,000	114,000	6250	6250

MAXIMO INCREMENTO DE VOLUMEN ALMACENADO  
 MAXIMA ELEVACION DEL LAVIO INFERIOR DE LAS COMPUERTAS

500.5207 x 10<sup>6</sup> M<sup>3</sup>  
 512.4124 m.s.n.m.



HIDROGRAMA DE ENTRADA  
Y DE SALIDA

PROYECTO HIDROELECTRICO  
"ING. CARLOS RAMIREZ ULLOA"

## C O N C L U S I O N E S

En el hidrograma de entrada tenemos que para cada 6 horas corresponde un gasto, esto es para los 17 días que dura la avenida máxima.

Para la obtención de los gastos de salida por la obra de excedencias se escogió para el cálculo, las ocho compuertas operando al mismo tiempo y en la misma forma, con las dimensiones y características de esta, se calculó para cada abertura de compuertas un gasto de salida que corresponde a una elevación en el vaso de almacenamiento.

Con los datos anteriores y las características que pide el programa de computadora se inicia el cálculo, y al obtener los resultados tenemos que para cada tiempo existe un volumen, una elevación, un gasto de entrada y un gasto de salida. Estos resultados se dan por interpolación lineal.

Cumpliendo con el objetivo de esta tesis obtenemos el hidrograma de salida por la obra de excedencias, esto es, para cada intervalo de tiempo existe un gasto de salida.

Como se puede observar cuando la avenida entra (Hidrograma de Entrada) el volumen, la elevación, el gasto de salida es mas grande; hasta llegar al gasto máximo de descarga es cuando las cantidades empiezan a bajar hasta que se iguala la entrada con la salida.

Como resultado tambien se menciona el máximo incremento de volumen almacenado que es  $500.5207 \times 10^6 \text{ m}^3$  que quiere decir que en un intervalo de 6 horas hay un máximo volumen almacenado y tambien se da a conocer la máxima elevación a la que puede llegar el labio inferior de todas las compuertas, que es 512.424 m.s.n.m., porque a ésta altura las compuertas permiten pasar la máxima descarga del vertedor.

En la comparación del hidrográma de entrada y salida, se observa el funcionamiento durante la avenida. En los puntos "A" y "B", el gasto de entrada y salida es igual, en el punto "B" se tiene que es el máximo gasto de salida por la obra de precedencias cumpliendo así con la restricción al meter los datos en el programa.

Una vez conocidos los resultados, se puede dar a conocer una mejor regla de operación para las compuertas.

El Programa de computación que se utilizó en éste trabajo se recomienda ampliamente para las personas dedicadas a este tipo de estudios.

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

1. Torres Herrera, F.: Obras Hidráulicas: Ed. Limusa; México, D.F.: 1987.
2. Marsal, Raul: Presas de Tierra y Enrocamiento: Ed. Limusa; Mexico, D.F.: 1978.
3. Manual de Diseño de Obras Civiles; C.F.E. Hidrotecnia
  - A.2.12 Obras de Desvío: Mexico, D.F.: 1983
  - A.2.2 Obras de Toma para Plantas Hidroeléctricas.
  - A.2.14 Obras de Excedencias: Mexico, D.F.: 1981
  - A.2.16 Métodos Numéricos: Mexico, D.F.: 1983
  - A.2.8 Planeación de Sistemas de Aprovechamiento Hidroeléctrico: Mexico, D.F.: 1983
  - A.1.8 Tránsito de Avenidas en Vasos: México, D.F.: 1980
  - A.1.10 Avenida de Diseño: México, D.F.: 1980
4. Mavcotte, I. Jorge: Geología y Geotécnica del Proyecto - Hidroeléctrico El Caracol, Guerrero: C.F.E.; México: 1981



ESTADO LIBRE ASOCIADO DE PUERTO RICO  
SECRETARÍA DE EDUCACIÓN  
1977

5. C.F.E. Conocimientos de obras construídas en México de 1874 a 1914: Vol. III. Ed. C.F.E.
6. Fe, J. Linsley: Ingeniería de los Recursos Hidráulicos: Compañía Editorial Continental, S.A. de C.V.: México, D.F.: 1975
7. Proyecto Hidroeléctrico Ina. Fermín Ulloa: C.F.E.: México: 1917
8. Del Pozo Mastachi, Salcedo: Proyecto Hidroeléctrico Ina. Carlos Fermín Ulloa, Río Balsas El Caracol. Guerrero: C.I.C.M. No. 8: Ediciones Especiales
9. U.N.A.M.: Apuntes de Diseño de una Obra de Desvío con Conductos en Túnel: Facultad de Ingeniería: México: 1957
10. Francisco Aparicio: Apuntes de Hidrología de Superficie: Facultad de Ingeniería: México