



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

15  
ZET

FACULTAD DE INGENIERIA

ANTEPROYECTO DE LA PRESA "EL CHIFLON" SOBRE  
EL RIO PURIFICACION, EN EL ESTADO DE JALISCO.

FALLA DE ORIGEN

T E S I S  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A N  
JOSE DE JESUS ARIAS GUTIERREZ  
JOSE TRINIDAD CORTES MOLOTLA  
JORGE PONS CARRASCO



MEXICO, D. F.

1995



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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
60-1-068/95

Señores  
**JOSE DE JESUS ARIAS GUTIERREZ**  
**JOSE TRINIDAD CORTES MOLOTLA**  
**JORGE PONS CARRASCO**  
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. OSCAR E. MARTINEZ JURADO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**ANTEPROYECTO DE LA PRESA "EL CHIFLON" SOBRE EL RIO PURIFICACION, EN EL ESTADO DE JALISCO**

- INTRODUCCION
- I. ANTECEDENTES
- II. ESTUDIO HIDROLOGICO
- III. CALCULOS HIDRAULICOS
- IV. DESCRIPCION GENERAL DE LAS OBRAS
- V. PRESUPUESTO
- COMENTARIOS Y CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFIA

Ruego a ustedes cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo les recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberán prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, a 27 de junio de 1995.  
EL DIRECTOR.

  
ING. JOSÉ MANUEL COVARRUBIAS SOLÍS

IMCS.GMP\*jbv

A TI PAPA, QUE ESTAS CONMIGO TODA LA VIDA..  
A TI MAMA QUE SIEMPRE ME HAS DADO TU COMPRESION Y TU CARIÑO

A TI, MI COMPAÑERA, POR TU PACIENCIA, TU  
COMPRESION, TU INDISPENSABLE APOYO Y  
SOBRE TODO POR ESTAR AQUÍ, CONMIGO.  
GRACIAS AÍDA

A ESOS TRES QUE SOMOS CUATRO, QUE  
SIEMPRE ESTAMOS CERCA Y NOS  
QUEREMOS TANTO  
JUAN, SILVIA Y DAVID.

A AURORA, TERE, MARITA, JOSE LUIS, JUAN, SILVIA,  
JUANI Y MARTHA, DAVID C., JOE, Y TODOS MIS  
SOBRINOS PRESENTES Y FUTUROS.

A MIS HERMANOS ESCOGIDOS : VICENTE, JAVIER, LUIS, MANOLO, RAMON, MARMOL,  
DIANA, DANIEL, CLAUDIA, MAURO Y ESTELA, HERIBERTO, RICARDO SALORIO, RAMON Y  
ROCIO, PEPE Y PATI, OMAR Y MARTHA, CLAUDIO Y KARIN, JORDI Y MIREYA, MANUEL Y  
LUPITA, PEPE SANGINES, PEPE ALONSO, NETO Y JUANA, FELIX, VERO, J. ARTURO REYES,

A MIS MAESTROS DE TODA LA VIDA: PROF. GIL, PROF. CASTILLO, ANTONIO LOPEZ QUILES,  
JOSE LUIS Y GEORGET, MARIA LUISA CAPELLA, PILAR FRABEGAT, PROF. MIRANDA, JUN  
CELIS, JOSE MANUEL COVARRUBIAS, JULIO DAMI RIOS, AIREL FRIEDMANN, VICTOR  
FRANCO, MARCO MARTINEZ, FRANCISCO TORRES HERRERA, JULIO DE LA PIEDRA,  
FRANCISCO JAUFRED, ENRRIQUE Y GONZALO LOPEZ DE HARO.

AL COLEGIO MADRID, A SUS PROFESORES, A MIS COMPAÑEROS, A TODO LO QUE SIGNIFICA  
Y POR QUE ME ENSEÑARON TANTAS COSAS DENTRO Y FUERA DE LA ESCUELA.

AL TALLER LIBRE DE INGENIERIA Y SU PERIODICO PUROS CUENTOS ( POR EL DESTINO QUE  
TIENEN ESAS VIAS DE TREN), AL GRUPO INTERDISCIPLINARIO DE TECNOLOGIA RURAL  
(GIRA), A GUACAMAYAS, AL INSTITUTO ESCUELA Y ¿POR QUE NO? A ESAS CUATRO  
BARRAS...

A TI, DIOS .

Y FINALMENTE A ESTE PAIS, MI PAIS

A veces, cuando veo lo que pasa en el mundo, me pregunto:  
¿para qué escribo? Pero hay que trabajar. Trabajar y ayudar al  
que lo merece. Trabajar aunque uno piense que realice un  
esfuerzo inútil. Trabajar como una forma de protesta. Porque el  
impulso de uno sería gritar todos los días al despertar en un  
mundo lleno de injusticias y miserias de todo orden; ¡ protesta  
! ; protesta ! ; protesta !...

F.G. LORCA

Con cariño

A mis padres Delfina y Francisco por su infinito amor

A mis hermanos: Esthela, Mónica, Ismael,  
Jaime, Ma. Elena y Azucena  
Que tanto quiero

Y muy en especial a Beatriz  
mi esposa por su extraordinario apoyo

También a mis profesores, compañeros, y amigos.

Jesús

A mis padres por brindarme lo más valioso  
LA VIDA y por enseñarme el camino de la  
superación Sr. Margarito Cortés Avila  
Sra. Ma. Félix Molotla Chavarría

Con respeto y cariño para mi esposa  
amada por su ejemplo de rectitud y  
firmeza ante los problemas de la vida ;  
Profra. Margarita Mendoza Gamez ,  
además con todo el amor de mi vida  
mis hijos Armando y Karla Cortés  
Mendoza.

Con gratitud y admiración, además  
de su apoyo en todos los aspectos  
mis hermanos: María Isabel , Enrique ,  
Miguel Angel , José Ubaldo y Marco  
Antonio

José Trinidad

## INDICE

### INTRODUCCION

#### 1 ANTECEDENTES

1.1	Justificación del proyecto	1
1.2	Ubicación	5
1.3	Aspectos fisiográficos	6
1.4	Aspectos sociales	14
1.5	Infraestructura actual	19
1.6	Uso de suelo	21
1.7	Tenencia de la tierra	23

#### 2 ESTUDIO HIDROLOGICO

2.1	Funcionamiento de vaso	26
2.2	Determinación del gasto máximo probable	49
2.3	Tránsito de la avenida máxima por el vaso	62

#### 3 CÁLCULOS HIDRAULICOS

3.1	Obra de excedencias	74
3.2	Obras de toma	88
3.3	Obra de desvío	98
3.4	Cortina	106

#### 4 DESCRIPCION GENERAL DE LAS OBRAS

4.1	Presa E Chiflón	112
4.2	Obra de excedencias	116
4.3	Obra de toma margen derecha	119
4.4	Obra de toma margen izquierda	122
4.5	Obra de desvío	126
4.6	Resumen de las características básicas de la presa El Chiflón	130

#### 5 PRESUPUESTO

5.1	Presupuesto	131
5.2	Programa de obra	146

### CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

### BIBLIOGRAFIA

## INTRODUCCION

El presente trabajo contiene la descripción, metodología, así como algunos de los cálculos hidrológicos e hidráulicos que permiten sustentar el anteproyecto de una presa sobre el río Purificación, en el sitio denominado "El Chiflón", localizado en los municipios de Casimiro Castillo y la Huerta, Estado de Jalisco.

La presa "El Chiflón" tendrá la finalidad de controlar las avenidas del río Purificación, para almacenar el volumen de agua necesario que permita regar los terrenos del valle de la Resolana y la Huerta.

Debido a que en la proyección de una obra de grandes dimensiones como lo es una presa, es sumamente costoso la realización de un proyecto ejecutivo, generalmente se efectúa un anteproyecto, el cual permite obtener la información necesaria para dar una idea de la magnitud de la obra, así como los elementos suficientes en la toma de decisiones en caso de llevarse a cabo el proyecto definitivo. Es por lo anterior que nos pareció interesante presentar el anteproyecto de la presa "El Chiflón", concebido de una manera sencilla, pero lo más completo que fué posible, sobre todo por la escasa disponibilidad de información hidrométrica actualizada que existe de la zona.

Por otra parte, considerando que el proyecto de una presa es probablemente una de las obras de ingeniería más completas, pues para su realización intervienen todas las especialidades de la Ingeniería Civil, algunas de Ingeniería Electromecánica, así como la Geología, Topografía, Computación y otras de menor importancia como es la Antropología y Trabajo Social. Dio la pauta para aumentar nuestro interés y desarrollar un trabajo de esta naturaleza, que obviamente no es un estudio profundo ni riguroso, pero que cumple con el objetivo de ser considerado como anteproyecto. El enfoque principal del contenido es meramente hidrológico e hidráulico. Las otras ramas de la ingeniería de las que se habló, intervienen únicamente de una manera superficial. En un proyecto definitivo, que no es el caso, se tendrían que hacer los estudios más completos.

El trabajo se plantea en cinco capítulos, en los cuales se trató de ser lo más objetivo posible sin caer en lo simplista.

En el primer capítulo, se ubica el sitio del proyecto y su área de influencia, tomando en consideración los aspectos y factores más relevantes como es la justificación del proyecto, aspectos fisiográficos y sociales, infraestructura de medios y servicios de comunicación así como asistenciales, infraestructura hidráulica, uso de suelo y tenencia de tierra.

El segundo capítulo comprende el estudio hidrológico que sirvió para obtener el funcionamiento del vaso de la presa, el gasto máximo probable y el tránsito de la avenida máxima por el vaso.

En el capítulo tres se realizan los cálculos hidráulicos que permiten dimensionar las obras que integran la presa estas son:

La obra de desvío

La obra de excedencias

Obras de toma (margen izquierda y margen derecha).

Así mismo en el capítulo cuatro se describen con detalle todas las obras comprendidas en el proyecto.

En el último capítulo al que se le denominó Presupuesto, se hace una estimación del monto que se necesita para llevar a cabo el proyecto, así a través de un programa de obra evaluar el tiempo que llevará efectuar los trabajos.

Finalmente se incluyen las conclusiones y comentarios en referencia a la factibilidad de realizar el proyecto y los factores que lo justifican.

# **1 ANTECEDENTES**

## **1.1 JUSTIFICACION DEL PROYECTO**

El río Purificación, está localizado al suroeste del Estado de Jalisco, desemboca en el Océano Pacífico y transita básicamente dentro de los municipios de La Huerta y Casimiro Castillo ( ver croquis 1).

En la actualidad las tierras que se utilizan para la agricultura en estos municipios son de temporal. En algunos casos, se puede extender el período de cosecha, aprovechando el agua mediante pequeños bordos naturales con conducciones rudimentarias, sin embargo la producción es limitada.

Los pobladores de esta región a través de organizaciones campesinas, han ejercido presión ante las autoridades correspondientes para que analicen la posibilidad de contar con una presa de almacenamiento que dote el agua suficiente para aumentar la capacidad de producción.

Por lo anterior, la Comisión Nacional del Agua ( CNA) ha realizado estudios con la finalidad de poder evaluar la posibilidad de realizar una presa de almacenamiento en el río Purificación y con esto mejorar las condiciones de vida en los municipios de la zona.

En el río Purificación existen tres estaciones hidrométricas que proporcionan información desde 1945 hasta 1984 lo cual consideramos suficiente para una evaluación hidrológica satisfactoria de la presa; la información que falta de 1985 a 1994 no ha sido procesada, debido a que la CNA no ha tenido los recursos suficientes para desempeñar esta labor.

El procesar la información que falta es una tarea ardua y consideramos que no es el objetivo de este trabajo, pero concientes de que en el período considerado han cambiado las condiciones climatológicas de la región nos propusimos revisar la información existente para detectar, a través de algunos indicadores, si ha habido algún cambio climatológico que afecte las condiciones de diseño y operación de la presa.

Se estableció contacto con el personal de la Dirección de Aguas Superficiales de la Región Hidrológica correspondiente a la zona de proyecto en la Ciudad de Guadalajara, y amablemente nos dieron acceso a revisar los datos existentes de la estación hidrológica " El Chiflón " .

Al revisar la información climatológica que se tiene en las hojas de registro de los años 1985 a 1994, se pudo observar lo siguiente:

- a) La precipitación máxima y mínima que se observó en este período nunca excedió a las correspondientes en el período que se pretende utilizar en este proyecto ( período 1955-1984).

b) Los datos de temperatura máxima sí se vieron alterados en el año de 1987, con respecto a la máxima del período a utilizar en este trabajo, sin embargo la tendencia en los demás años es similar. En cuanto a la temperatura mínima en ningún caso se rebasa la mínima observada en el período a utilizar.

c) Los datos de evaporación e hidrológicos, como ya se mencionó, no están procesados; sin embargo en una revisión general no se observa que haya existido en el período una avenida mayor a la que se cita en este trabajo.

Como conclusión de lo anterior y en base a las pláticas sostenidas con el personal de la Región Hidrológica podemos decir que en los años subsecuentes al período 1955-1984, el comportamiento de la cuenca en general es similar, con una ligera tendencia a incrementar la temperatura lo cual no pensamos que afecte al estudio que se realizará para el anteproyecto de la presa.

Sin embargo, en caso de que se efectue un proyecto ejecutivo para la realización de esta presa, será indispensable que se actualice toda la información faltante.

Los factores que se tomaron en cuenta para la ubicación de la presa son los siguientes:

a.- Fisiográficos: Como se explicará con detalle más adelante, el río Purificación transita en su recorrido por una zona montañosa, hasta llegar a un punto donde se juntan los cerros de un modo natural en el lugar denominado El Chiflón. Después de este punto se extiende en el valle de la Resolana y la Huerta.

Aguas arriba del lugar seleccionado no sería un sitio adecuado para alojar la cortina debido a las fuertes pendientes que presenta el terreno, además de que no existe un estrechamiento topográfico favorable como el que se presenta en El Chiflón.

Aguas abajo el terreno se extiende en un valle, lo cual hace imposible la construcción de una cortina. Por lo anterior, consideramos que el lugar más adecuado desde el punto de vista fisiográfico es en El Chiflón.

b.- Geológicas.- Se realizaron las visitas de campo determinando que la geología superficial se desarrolla con rocas ígneas y metamórficas, lo cual será conveniente tanto para obtener material rocoso y agregados, como para que en el funcionamiento mismo de la presa exista menor erosión y mayor anclaje en la cimentación de la cortina.

c.- Hidrológicas.- Según los datos hidrométricos obtenidos de la estación El Chiflón, el gasto medio que se tiene en este lugar es suficiente como para cubrir las demandas de riego que se tendrán en la zona.

d.- Agrícolas.- La región que requiere irrigación es justamente la de los valles de La Resolana y La Huerta, que como ya mencionamos se encuentran aguas abajo de donde se piensa localizar la presa.

Por otra parte a través del estudio agrológico semidetallado, se determina que la demanda de agua de riego para estos valles podrá ser satisfecha con la construcción de la obra.

e.- Uso de Suelo.- La ubicación de la presa en este sitio, ocasionaría la pérdida de algunas tierras al inundarse el vaso, estas tierras están destinadas básicamente a la producción de madera y generalmente no son usadas para cultivo. Existen pocas propiedades y algo importante es que las afectaciones serían menores.

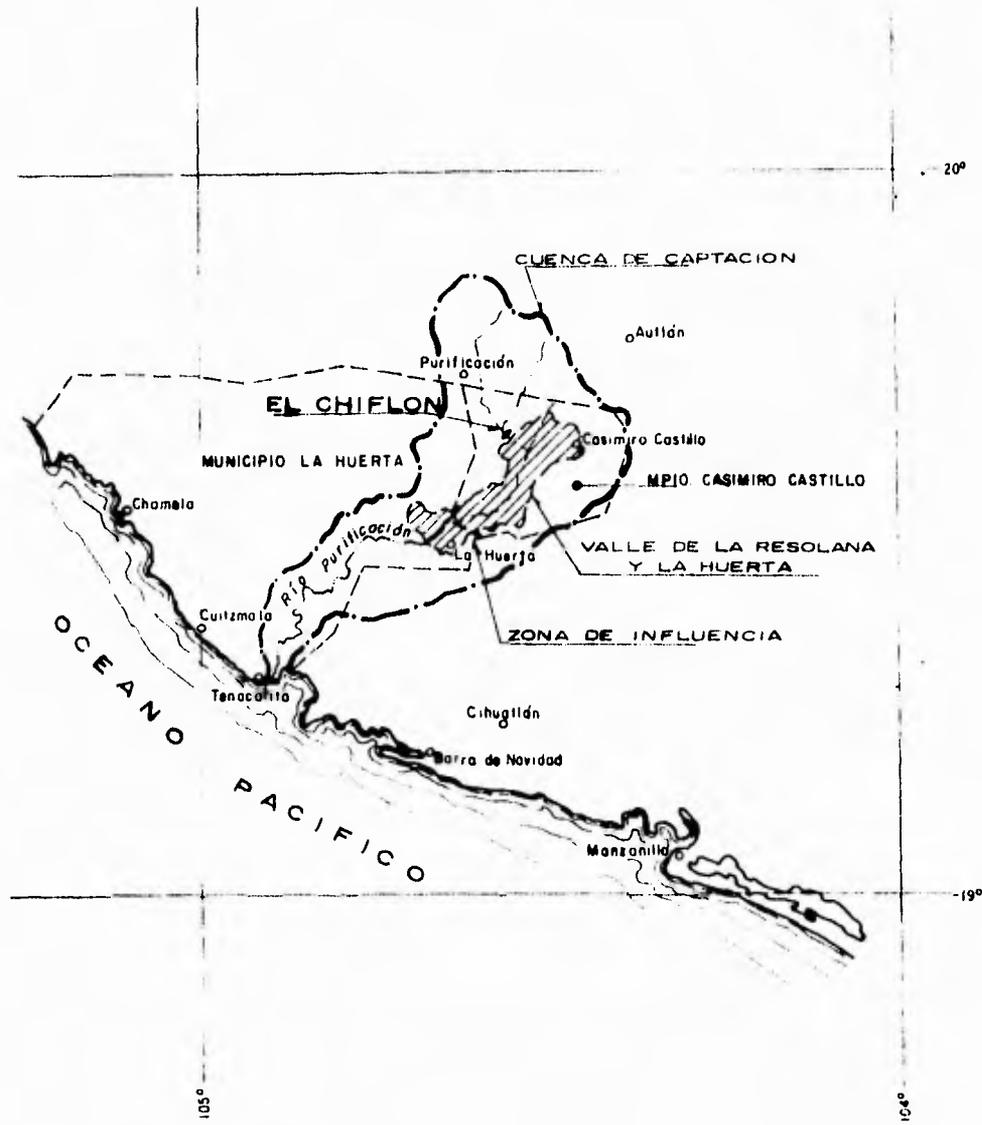
f.- Sociales.- Los agricultores de los valles de La Resolana y La Huerta han propuesto que este sea el lugar para la construcción de la presa, porque actualmente se aprovechan las condiciones del lugar obteniendo el agua mediante obras rudimentarias.

La construcción de esta obra le brindará a los pobladores de la región la posibilidad de que aumente la producción agrícola, pues se incrementará notoriamente la cantidad de terrenos de riego.

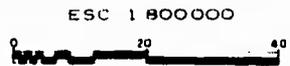
Por lo anterior se espera que el nivel de vida de los pobladores se mejore.

Este trabajo tiene la finalidad de describir el anteproyecto de la presa " El Chiflón ", con la idea de llegar a las conclusiones técnicas y económicas suficientes que apoyen a la toma de decisiones que corresponden a un proyecto ejecutivo.

# LOCALIZACION DEL PROYECTO EL CHIFLON, JAL.



CROQUIS No. 1



## 1.2 UBICACIÓN

La zona de proyecto se localiza en la parte Suroeste del Estado de Jalisco y está comprendida en la vertiente occidental de la Sierra Madre del Sur y la Planicie Costera Sudoccidental, entre los paralelos 19° 17' 30" y 19° 43' 50" latitud Norte y 104° 22' 30" y 105° 16' 30" longitud Oeste del Meridiano de Greenwich. ( ver croquis 1 ).

La Zona de influencia esta distribuida de la siguiente manera:

MUNICIPIO	SUPERFICIE km <sup>2</sup>	PORCENTAJE %
Casimiro Castillo	455.13	20.60
La Huerta	1,749.71	79.40
<b>TOTALES</b>	<b>2,204.84</b>	<b>100.00</b>

La cuenca del río Purificación está alojada en el flanco Occidental de la Sierra Madre del Sur, cruza la Planicie Costera Sudoccidental y llega al litoral, colinda ésta con la de los ríos San Nicolás, por el Noroeste y Norte, Aguililla por el Noroeste y Cihuatlán por el Sureste, todas de la Zona Pacífico-Centro.

La cuenca del río Purificación comprende un total de 1,568.00 km<sup>2</sup>, que se encuentra parcialmente alojada en la zona de influencia del proyecto. ( ver croquis 2).

### 1.2.1 VALLE DE LA RESOLANA Y LA HUERTA

El valle de La Resolana y La Huerta ocupan la parte media superior de la cuenca del río Purificación, la cual comprende porciones de los municipios Casimiro Castillo y la Huerta. En total el valle tiene una extensión de 25,700 ha ( 257 km<sup>2</sup> ), es de forma alargada y tiene aproximadamente 30 km de largo por 16 km en su parte más ancha y 4 km en la más angosta.

### 1.2.2 AREA DE PROYECTO

Se encuentra en la parte sensiblemente plana del fondo del valle, la cual se extiende desde el sitio El Chiflón hasta unos 2.5 km aguas abajo del poblado de La Huerta, con cerca de 22 km de largo, y 7 km de ancho, abarcando una superficie aproximada de 17,000 ha ( 170 km<sup>2</sup> ) que serán susceptibles de regarse.

### **1.3 ASPECTOS FISIOGRAFICOS**

#### **1.3.1 RELIEVE**

El valle de la Resolana y la Huerta está constituido esencialmente por una planicie con ligeras pendientes transversales de aproximadamente 3% que van hacia el cauce del río Purificación y una muy suave pendiente longitudinal.

La elevación dominante es de 300-340 msnm y se encuentra circundada por una faja de terrenos ondulados y lomeríos de escasa altura, existen además cadenas de cerros con elevaciones de entre 600 a 900 msnm los cuales rodean al valle.

La continuidad del valle está interrumpida en ocasiones por algunos cerros con fuertes pendientes, que emergen en la planicie, como el cerro Pelón, el Altite y otros de menor altura.

Especialmente importante es el cerro llamado Corte Colorado, que penetra al valle por la ladera izquierda, en forma transversal y prácticamente lo divide en dos porciones de características diferentes, conociéndose así los Valles de La Resolana y el valle de la Huerta.

El Corte Colorado es un dique natural que intercepta el drenaje superficial y subterráneo del valle de La Resolana, dando lugar a la formación de la laguna El Rosario, esto provoca inundaciones en época de lluvias y a la elevación de los niveles freáticos. En cuanto a el valle de La Huerta, éste no presenta problemas de inundaciones pues está drenado por corrientes de menor potencialidad.

Finalmente el río Purificación sale libre del valle y penetra en un tramo montañoso para posteriormente desembocar en el mar.

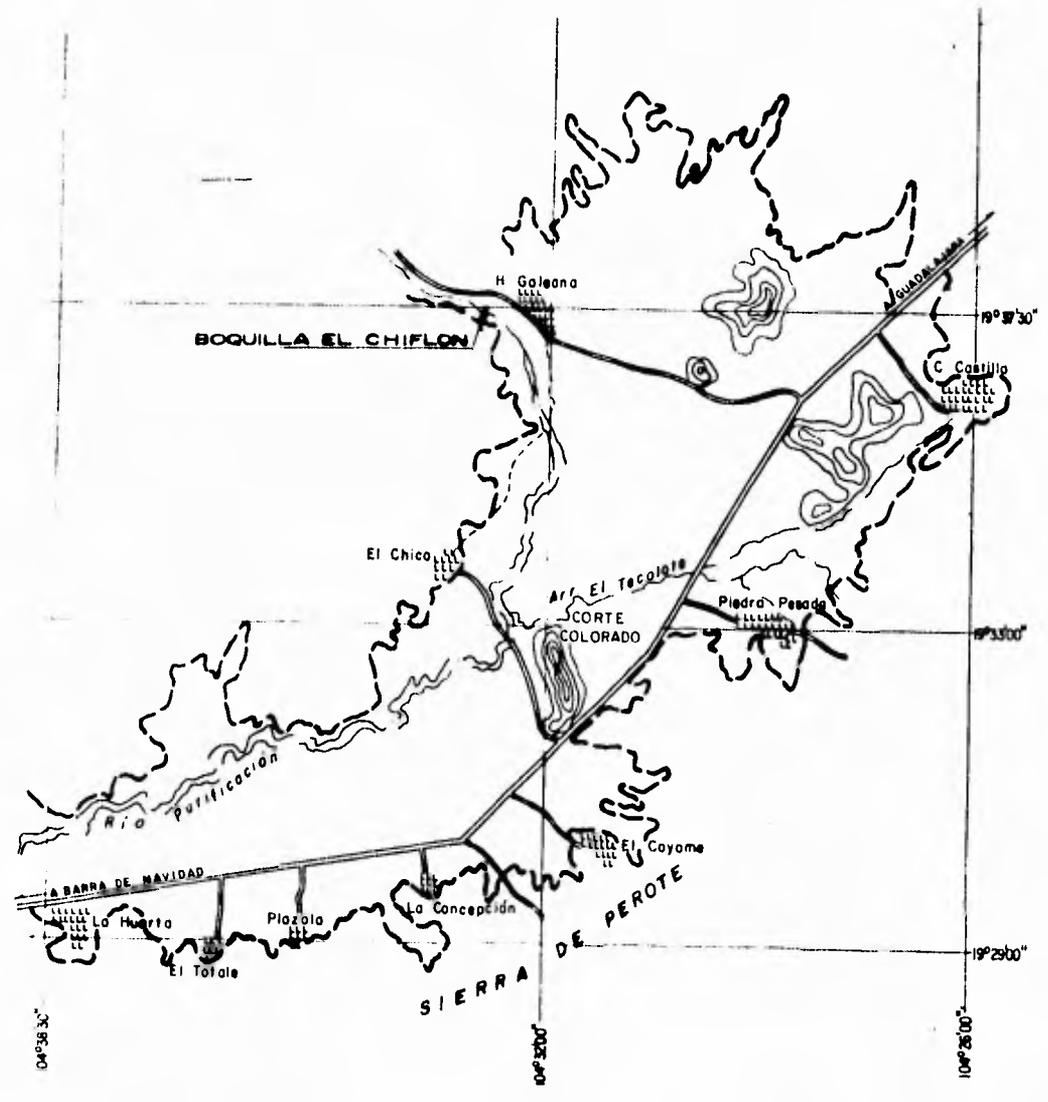
#### **1.3.2 GEOLOGIA SUPERFICIAL**

Las rocas predominantes del valle de La Resolana y La Huerta provienen de la parte montañosa circundante; la sierra de Cacoma, la cual se extiende por el norte y noreste.

Entre los materiales existentes encontramos lo siguiente:

- Rocas ígneas intrusivas intermedias, andesitas y basaltos provenientes de la Sierra de Perote, la cual se localiza al sur.
- Rocas ígneas constituidas por granito, extrusivas ácidas y dioritas, provenientes de los cerros situados al frente de los poblados de la Huerta y la Concepción.

# VALLE DE LA RESOLANA Y LA HUERTA



CROQUIS No. 2

- Rocas sedimentarias calizas, en el pequeño cerro situado al lado del camino la Huerta- Mazatlán.
- Rocas sedimentarias del tipo arenisca conglomerado que se observan a unos 2 km. de aquella localidad.
- Rocas ígneas observadas en los cerros que flanquean al valle.
- Rocas sedimentarias calizas y rocas metamórficas (mármol), podremos encontrar en el cerro Altite.

Por su origen geológico, los suelos del valle en su mayor parte aluviales, o sea, que se han formado por la acción del agua corriente y se encuentran formando las vegas de los ríos y arroyos, cubriendo sus zonas de inundación.

Los suelos del valle de la Resolana y la Huerta fueron formados con los materiales acarreados por el río Purificación y sus tributarios, que descienden de las sierras circundantes, las rocas que los constituyen han determinado algunas características, como la textura, siendo predominantemente ligera.

La geomorfología del lugar el cual está dividido por un dique natural (Corte Colorado), provoca entre otras cosas que los valles La Resolana y la Huerta tengan características diferentes de humedad, siendo el valle la Resolana más húmedo con respecto al valle inferior La Huerta.

La razón de que en el valle La Resolana exista mayor humedad es provocada básicamente por el represamiento del agua, los altos niveles freáticos y los escurrimientos tributarios mayores; esto posibilita que se realicen cultivos de humedad (arroz).

En el valle La Huerta es menor la afluencia de agua debido a que tiene menor número de tributarios al río Purificación, y no existen inundaciones, por esta razón en este valle se dificulta la posibilidad de cultivos de humedad.

En lo que respecta a la geomorfología dinámica y a el génesis de los suelos, encontramos que guardan una estrecha relación, como se observa en el caso de este valle; en las zonas coluviales; los suelos se formaron por el intemperismo de sedimentos coluviales que son profundos y de color rojizo; a su vez los suelos de los lomeríos son residuales, semiprofundos y de color café rojizo

### 1.3.3 HIDROLOGIA

El río Purificación tiene su origen en el manantial el Alcihuatl, que brota en Jirosto, la cuenca de dicho río está comprendida en la región hidrológica 15, de la Zona Pacífico-Centro, correspondiente a la Costa Jalisco, ésta zona incluye también las cuencas de los ríos Tomatlán, San Nicolas, Cutzamala, Cihuatlán. Del parteaguas de la Sierra Madre del Sur, a unos 2,600 msnm, desciende en dirección suroeste, más adelante cambia en dirección sur, a través de un relieve abrupto, recibiendo en su recorrido la aportación de diversos arroyos, sigue descendiendo, ahora en dirección sureste, a través de un terreno quebrado y con fuertes pendientes, para pasar cerca de la localidad de Purificación y recobrar su dirección hacia el sur, que conservará a lo largo de su recorrido por una zona fuertemente ondulada.

El río Purificación continua su descenso por el flanco de la sierra, cambiando su curso nuevamente hacia el sureste, recibe las descargas del río Amborín en el lugar denominado las Bayas, siendo éste uno de los principales afluentes, sale en el valle denominado el Paso, situado a unos 2.5 km al norte de la localidad la Huerta, cruza la planicie Costera y descarga en el océano Pacífico ( ver fig. 1).

Por la parte izquierda, descargan al valle la Resolana arroyos que confluyen en forma de abanico al cauce del río Tecolote, que colecta aguas para conducir las al río Purificación. Los principales arroyos que confluyen al río Tecolote son:

- El Carmesí
- Los Naranjos o La Zopilota
- El Tecolote o la Resolana
- La Piedra
- El Conejo
- Tecomates
- El Salto

Por la margen derecha, el río Purificación recibe dentro del propio valle la Resolana, los caudales de los arroyos:

- Paredones
- El Chanal
- El Chival

En el valle de la Huerta, los principales arroyos tributarios del río Purificación por la margen izquierda:

- La Huerta
- El Cuije
- Apango
- El Tecolote

por la margen derecha:

- Los Arboles
- Agua Amarilla
- La Palma
- Los Florines

**Estación " El Chiflón "**

Se localiza en el cerro Varón, el cual tiene una elevación de 2,611 msnm y se encuentra a 16 km al noreste del poblado de Autlán de Navarro; se inicia con dirección hacia el sur en 15 km aproximadamente, cambiando su dirección al sureste y después de un recorrido de 10 km describe un arco para cambiarla al suroeste, en el recorrido de dicho arco recibe por la margen izquierda al caudal que forman los arroyos la Resolana, La Zopilota y El Carmesí, después conserva su dirección suroeste hasta la desembocadura en el océano Pacífico, con un recorrido total de aproximadamente 85 km y un área de cuenca de 1,552 km<sup>2</sup>.

De la estación El Chiflón podemos dar los siguientes datos:

Area drenada después de la estación:		324.00 km <sup>2</sup>
Coordenadas	Longitud W.G.	104° 33' 30"
	Latitud N.	19° 37' 30"
	Altitud	350 msnm

Ubicación: Sobre el río Purificación a 2 km aguas arriba del poblado Lo Arado, municipio de Casimiro Castillo, en el Estado de Jalisco, a unos 70 km de la desembocadura del río Purificación

Acceso: Por la carretera de Guadalajara a Barra de Navidad, en el km 220 aproximadamente, desviación a la derecha, tomando el camino de terracería a Purificación, se pasa por el poblado de Lo Arado y 2 km adelante se encuentra el sitio de estación de aforos.

Objeto de su instalación: Existe el proyecto de construir una presa de almacenamiento para el riego de los valles de la Huerta y la Resolana, por lo que se requieren los datos para el estudio hidrológico correspondiente.

Aforos: En la práctica de aforos se utiliza cable y canastilla que salva un claro de 185 m, los aforos se practican por el método de sección vertical y velocidad, las observaciones se inician en diciembre de 1953.

La estación cuenta además con un limnógrafo y empezó a operar en mayo de 1954, también cuenta con un laboratorio para sedimentos que empezó a operar en enero de 1959.

De acuerdo con la información disponible, basada en la estación hidrométrica tenemos en el período de 1954 a 1985 lo siguiente:

ESCURRIMIENTO	AÑO	CANTIDAD (millones de m <sup>3</sup> )
Máximo	1971	359.50
Medio		213.40
Mínimo	1964	131.60

El gasto máximo en el mismo período fue de 932 m<sup>3</sup>/s y ocurrió el 31 de agosto de 1971, el escurrimiento llegó a interrumpirse totalmente el 6 de junio de 1954. Hasta la desembocadura del río Purificación se estima un escurrimiento medio anual de 600 millones de m<sup>3</sup>.

Los acarreo de azolves en suspensión, de acuerdo con los datos obtenidos de la estación durante el período 1959-1985 son los siguientes:

ESCURRIMIENTO MEDIO ANUAL ( millones de m <sup>3</sup> )	PORCENTAJE DE ACARREOS ( % )	VOLUMEN MEDIO ANUAL DE ACARREOS ( m <sup>3</sup> )
213,416	0.06035	130,745

Los datos hidrométricos obtenidos en esta estación se reportan en el boletín hidrológico No. 41, tomo III, Regiones Hidrológicas Nos. 13,14,15,16 Y 17, Zona Pacífico Centro SARH.

Los cálculos que se presentaron anteriormente, así como las tablas correspondientes se podrán ver en el capítulo correspondiente a Estudio Hidrológico.

#### 1.3.4 AGUAS SUBTERRANEAS

El Valle de La Resolana y La Huerta reúne las condiciones naturales favorables para conformar un magnífico acuífero subterráneo. Concurren ahí las características topográficas y geológicas mas favorables, como la gran potencialidad de escurrimiento del río Purificación y los tributarios que convergen en la planicie. El material en la zona es completamente permeable, aunado a las condiciones óptimas de recarga natural.

A la fecha no se han realizado estudios para determinar la potencialidad de este acuífero, pero ya se aprovecha en parte mediante pozos profundos y norias, que favorecen la recarga y no lo afectan.

El aprovechamiento racional de las aguas subterráneas del valle de La Resolana y La Huerta debe basarse en un estudio Hidrogeológico, antes de incrementar las extracciones, tanto en lo que se refiere a los volúmenes como a la ubicación de los pozos.

### 1.3.5 CLIMA

En el valle de la Resolana y la Huerta, existen estaciones climatológicas, las cuales aportan información de las porciones alta, media y baja para el registro de los datos climatológicos. Las estaciones están provistas de pluviómetro, termómetro, evaporímetro y anemómetro, los cuales están destinados a obtener información cada 24 hrs.

La precipitación en el valle durante el período de junio a octubre, siendo temporada de lluvias de carácter general, llamadas localmente "lluvias de verano", precedida por el mes de mayo de lluvias irregulares y dispersas, un franco descenso en la precipitación se inicia en el mes de noviembre para llegar a un mínimo en el mes de abril.

Las lluvias, tanto de verano como de otoño, son provocadas por la invasión de masas de aire húmedo del mar, del tipo monzónico y fenómenos de convección local ascendente, que provocan la condensación de los vapores de agua, la precipitación suele aumentar por la presencia de huracanes y tormentas tropicales que penetran en el territorio.

De acuerdo a la información disponible, la precipitación media anual y las temperaturas máximas y mínimas fueron las siguientes:

ESTACION	PERIODO	PRECIPITACION	TEMPERATURA MAXIMA	TEMPERATURA MINIMA
Chiflón	1955-1985	1,437.90	26.3	6.0
Tecomates	1955-1985	1,581.20	25.5	6.0
La Huerta	1955-1985	1,095.10	25.0	4.0

El año más húmedo del período fué el de 1958 con una precipitación de 1895.1 mm y el menos húmedo fue el de 1974 con 847.90 mm de precipitación. La precipitación máxima en 24 hrs fue de 318.80 mm y ocurrió el 31 de agosto de 1971.

**Heladas** : Las temperaturas no descienden lo suficiente para que se produzcan heladas.

- Vientos** : Se presentan constantes variaciones en la reacción y velocidad en los vientos. En la estación El Chiflón, los vientos dominantes tienen dirección noreste, siendo la velocidad promedio de 8 km/hr. Cuando se llegan a presentar huracanes y tormentas tropicales, la velocidad del viento aumentará hasta llegar a alcanzar valores peligrosos durante períodos de varios días.
- Granizo** : Este fenómeno tiene escasa importancia en el valle tanto por lo que se refiere a su intensidad como a su frecuencia. En la estación El Chiflón se registra un promedio de 1.2 granizadas al año y en las otras estaciones se reduce el promedio considerablemente.
- Evaporación** : Debido a la temperatura del valle, se producen grandes pérdidas de agua. La evaporación media anual es de 1,700.12 mm en la estación El Chiflón, en general, la precipitación supera a la evaporación durante los meses de junio a octubre pero el resto del año es mayor la evaporación que la precipitación. ( ver tabla en el punto 3.1.4 correspondiente a evaporación).

## 1.4 ASPECTOS SOCIALES

### 1.4.1 POBLACION Y SU DISTRIBUCION

En 1990 la población en la zona fue la siguiente :

MUNICIPIO	POBLACION	HOMBRES	MUJERES
Casimiro Castillo	21,738	10,913	10,825
La Huerta	20,678	10,399	10,279
TOTALES	42,416	21,312 ( 50.30 % )	21,104 ( 49.70 % )

Esta zona tiene una tasa de crecimiento anual de 1.9 %

La población de la zona se encuentra distribuida en 123 localidades de la siguiente manera:

MUNICIPIO	DENSIDAD DE POBLACION ( hab / km <sup>2</sup> )	LOCALIDADES URBANAS		LOCALIDADES NO URBANAS	
		No.	hab	No.	hab
Casimiro Castillo	21,738	3	17,419	26	4,319
La Huerta	20,678	1	5,892	93	14,786
TOTALES	42,416	4	23,311	119	19,105

Entre las poblaciones urbanas tenemos a Casimiro Castillo, Hermenegildo Galeana y la Huerta. Cabe hacer notar que la mayor densidad de población se encuentra en el valle de La Resolana y La Huerta

En cuanto a la población por edades tenemos lo siguiente:

MUNICIPIO	POBLACION TOTAL	de 0 a 14 años	de 15 a 64 años	de 65 o más años	No especificado
Casimiro Castillo	21,738	9,221	11,316	1,137	19
La Huerta	20,678	8,863	10,771	1,011	33
TOTALES	42,416	18,084	22,087	2,148	52

Se hace notar que el crecimiento en la zona esta seriamente afectado por la inmigración, siguiendo en la pirámide que corresponde entre 15 y 64 años que es la población que puede arriesgarse y se encuentra apta para producir. Esto corresponde a un porcentaje del 16.9% del total o sea 3,056 habitantes.

#### 1.4.2 POBLACION ECONOMICAMENTE ACTIVA

Partiendo de la base que de los 14 y hasta los 64 años podemos considerar a la población económicamente activa, tenemos que un 42.63% tiene posibilidades de trabajar y por consiguiente un 57.37 % son inactivos.

Del total de personas posiblemente activas tenemos lo siguiente:

MUNICIPIO	POBLACION MAS DE 12 AÑOS	ECONOMICAMENTE ACTIVA TOTAL	OCUPADOS	ACTIVA DESOC.	INACTIVA	NO. ESPECIFICADO
Casimiro Castillo	14,502	6,061	5,981	80	8,244	197
La Huerta	13,641	5,667	5,505	162	7,448	556
TOTALES	28,173	11,728	11,486	242	15,692	753

Por lo que la dependencia económica es de 3.69 personas por cada una que trabaja o esta ocupada.

En cuanto al giro de actividades tenemos lo siguiente:

MUNICIPIO	POBLACION	PROFESIONISTA	ADMINISTRACION	COMERCIO	AGROPECUARIO	OTROS
Casimiro Castillo	5,981	373	196	473	2,998	1,941
La Huerta	5,505	365	184	357	2,539	2,060
TOTALES	11,486	738	380	830	5,547	4,001

Como se ve, la mayor parte de la población se dedica a labores agropecuarias siendo el 48.29 %.

En cuanto a su situación de trabajo tenemos lo siguiente:

MUNICIPIO	POBLACION OCUPADA	OBRERO	JORNALERO	INDEPEN-DIENTE	PATRON	FAMILIAR
Casimiro Castillo	5,981	2,025	1,410	1,410	24	139
La Huerta	5,505	1,926	1,000	1,831	95	195
TOTALES	11,486	3,951	2,410	3,241	119	334

Como se ve, la mayor parte de la población es empleada ( 55.40 % ) y un sector importante trabaja por su cuenta ( 28.22 % ).

Finalmente la población ocupada según el ingreso mensual es de la siguiente manera:

MUNICIPIO	POBLACION OCUPADA	NO RECIBE INGRESOS	MENOS DE 1 SM	DE 1 A 2 SM	DE 2 A 3 SM	MAS DE 3 SM
Casimiro Castillo	5,981	346	553	1,255	2,464	932
La Huerta	5,505	780	558	1,297	1,407	813
TOTALES	11,486	1,126	1,111	2,552	3,871	1,745

De la tabla anterior podemos concluir que casi la mitad de la población ocupada ( 41.70 % ) recibe menos de dos salarios mínimos, lo cual es en general muy bajo.

### 1.4.3 VIVIENDA

De acuerdo al censo de 1990 tenemos que existen 8,513 viviendas particulares que alojan aproximadamente a 5 personas cada una. De estas viviendas 6,653 ( 78.15 % ) son particulares y 1,860 ( 21.85 % ) se encuentran rentadas o en otra situación .

Podemos decir que el índice de asinamiento es muy elevado como se podrá ver en el siguiente cuadro:

MUNICIPIO	TOTAL	1 CUARTO	No. HABIT.	2 CUARTOS	No. HABIT.	3 o Más CUARTOS	No. HABIT.
Casimiro Castillo	4,289	322	10,871	1,370	6,850	2,856	4,022
La Huerta	4,224	389	10,593	1,490	7,450	2,326	2,634
TOTALES	8,513	711	21,464	2,860	14,300	4,912	6,656

En cuanto la calidad de la vivienda podemos ver que aproximadamente la mitad esta construida con buenos materiales.

MUNICIPIO	PISOS	PARED	TECHO
Casimiro Castillo y La Huerta	Tierra 1,861	Ladrillo 7,331	Losa 2,328
	Cemento 4,851	Adobe 872	Lamina 5,544
	Otros 1,794	Otros 218	Otros 641

Los servicios en la vivienda se distribuyen de la siguiente manera:

MUNICIPIO	DRENAJE	AGUA	ENERGIA ELECTRICA
Casimiro Castillo y La Huerta	Colector 2,928	Dentro de Casa 4,382	Con E.Elect. 7,472
	F. Séptica 1,984	Fuera de Casa 2,217	Sin E. Elect. 1,041
	Río 307	Público 302	
	No tiene 3,249	No tiene 1,612	

Como se puede ver, más de la mitad de las viviendas de la zona cuentan con drenaje o fosa séptica, tienen agua en su casa y casi el 88 % cuenta con energía eléctrica.

#### 1.4.4 ALIMENTACION

En general la población en la zona está mal alimentada y se presentan grandes diferencias en los diversos estratos sociales. El estrato inferior lo constituye un 40% de la población, que se alimenta a base de maíz, frijol, y chile, ocasionalmente consume alimentos de origen animal ricos en proteínas. Otro de los estratos que abarca casi un 30 % ya tiene la posibilidad de tener acceso a otro tipo de alimentación como son, huevos, leche pan de trigo, carne, etc. y el 30 % restante en teoría tiene mayor capacidad de compra y su nivel nutricional en general es bueno.

#### 1.4.5 EDUCACION

Considerando que la educación de la población es un factor decisivo en la introducción de las técnicas de producción, en la implantación de una agricultura más tecnificada, a base de riego ( por ejemplo), este punto merece mayor atención.

En cuanto al alfabetismo podemos ver lo siguiente:

MUNICIPIO	POBLACION DE 15 AÑOS O MÁS			ALFABETAS			ANALFABETAS		
	Total	H	M	Total	H	M	Total	H	M
Casimiro Castillo	12,489	6,268	6,230	10,733	5,326	5,407	1,755	935	820
La Huerta	11,782	5,949	5,833	10,124	5,116	5,008	1,632	825	807
TOALES	24,271	12,217	12,063	20,857	10,442	10,415	3,387	1,760	1,627
				( 85.93 % )			( 14.07 % )		

Como se puede ver, la población mayor de 15 años tiene un porcentaje elevado de alfabetización.

## **1.5 INFRAESTRUCTURA**

### **1.5.1 CARRETERAS**

La zona de proyecto cuenta con 267 km de desarrollo, de los cuales tenemos que 177 km ( 66.30 % ) son carreteras federales y 90 km ( 33.70 % ) son estatales en cooperación. Por otro lado tenemos que de estas carreteras 130 km ( 48.70% ) están pavimentadas, 57 km ( 21.30 % ) se encuentran revestidas y 80 km ( 30.00 % ) son de terracería.

De acuerdo a las cifras anteriores, la zona cuenta con 121 metros de carretera por cada kilómetro cuadrado de superficie.

### **1.5.2 FERROCARRILES**

La estación más cercana a nuestra zona de estudio está a 90 km del extremo sur del valle y se localiza en el Puerto de Manzanillo.

### **1.5.3 AEROPUERTOS**

Existen aeropistas en las principales playas a lo largo de la carretera costera. Además el aeropuerto de largo alcance mas cercano está a unos 140 km en Puerto Vallarta

### **1.5.4 CORREOS, TELEGRAFOS Y TELEFONOS**

La zona cuenta con un buen sistema de telecomunicaciones, que integra las cabeceras municipales al sistema nacional. Estas localidades disponen de servicio postal, telegráfico y telefónico, éste último local, nacional e internacional. El servicio postal está muy generalizado y se extiende a todas las localidades mayores de 150 habitantes.



## 1.6 USO DEL SUELO

La zona de influencia del proyecto comprende una superficie total de 220,484 ha. Esta superficie se compone de la siguiente manera:

No.	USO	CANTIDAD ( ha )	PORCENTAJE ( % )
1	Tierras de labor	31,840.50	18.20
2	Tierras cerriles	53,635.80	30.70
3	Pastos naturales en llanura	12,856.00	7.20
4	Bosques especies maderables	17,841.00	10.20
5	Bosques esp. no maderables	11,621.90	6.70
6	Tierras incultas productivas	2,562.30	1.50
7	Tierras inadecuadas para la agricultura y ganadería	28,176.70	16.20
8	Tierras susceptibles a abrirse al cultivo fácil	16,149.00	9.30
	TOTAL	220,484.00	100.00

Las tierras de labor son de 31,840 ha, las cuales se reportan de la siguiente manera:

TIPO DE RIEGO	SUPERFICIE ( ha )	PORCENTAJE ( % )
De temporal	26,989.80	84.40
Jugo de humedad	2,321.20	7.30
Riego	2,529.50	7.90
TOTAL	31,840.50	100.00

En el valle La Resolana y La Huerta, se encuentra concentrada una superficie de 22,612 ha de tierra de labor, que corresponde a un 71 % del área total.

A su vez, la superficie apta para desarrollar una agricultura tecnificada a base de riego es de 16,134 ha que corresponden a un 71.40 % de las tierras de labor antes citadas. De acuerdo con el Sistema de Explotación se podrán distribuir a razón de :

TIPO DE RIEGO	SUPERFICIE ( ha )	PORCENTAJE ( % )
De temporal	8,455.00	52.40
Jugo de humedad	2,979.00	18.50
Riego	4,700.00	29.10
TOTAL	16,134.00	100.00

En cuanto a ganadería, esta carece de la importancia que tiene la agricultura y en general es de tipo extensivo. En la población ganadera predominan los bovinos y existen además, pero en menor proporción, los porcinos, caprinos y aves. La explotación del ganado bovino es de tipo mixto, es decir que producen leche y carne, dando preferencia a esta última.

En cuanto a agricultura, los productos obtenidos en la zona son básicamente :

PRODUCTO	INTERVALO DE PRODUCCION ( tn )
Caña de Azúcar	de 93,200 a 260,800
Maíz en Grano	de 9,000 a 20,000
Maíz Forrajero	de 97,900 a 198,300
Frijol	de 9,000 a 20,000
Sorgo	de 5,000 a 50,000
Sandía	de 3,400 a 11,000
Pepino	menos de 3,400
Chile	menos de 1,500
Mango	de 3,400 a 11,000
Tamarindo	menos de 3,400
Aguacate	menos de 3,400
Maderas	menos de 30,000 m <sup>3</sup>

## 1.7 TENENCIA DE LA TIERRA

Se dispone de información proporcionada por el Censo Agrícola- Ganadero y Ejidal, por la residencia de planeación de la SARH y por una compañía particular.

Según la información, existen 314 unidades de producción las cuales abarcan una superficie de 158,265 ha distribuidas de la siguiente forma:

TIPO DE UNIDAD DE PRODUCCION	No. UNIDAD DE PRODUCCION	SUPERFICIE	PORCENTAJE DE TIERRA	SUPERFICIE POR UNID. PRODUCCION (ha/unid prod)
Privada	280	56,185.00	35.50	200.70
Ejido	34	102,080.00	64.50	3,002.42
<b>TOTAL</b>	<b>314</b>	<b>158,265.00</b>	<b>100.00</b>	<b>3,203.12</b>

En cuanto a las tierras de labor, existen 215 unidades de producción, las cuales abarcan en conjunto una superficie de 31,481 ha distribuidas como sigue:

TIPO DE UNIDAD DE PRODUCCION	No. UNIDAD DE PRODUCCION	SUPERFICIE	PORCENTAJE DE TIERRA	SUPERFICIE POR UNID. PRODUCCION (ha/unid prod)
Privada	186	9,347.00	29.40	50.30
Ejido	29	22,494.00	70.60	775.68
<b>TOTAL</b>	<b>215</b>	<b>31,841.00</b>	<b>100.00</b>	<b>825.98</b>

Al observar las unidades de producción privada, se encuentra que :

No.	CARACTERISTICA	UNIDADES DE PRODUCCION	SUPERFICIE DE PRODUCCION ( ha )	PORCENTAJE ( % )
1	Menores de 10 ha	44 ( 23.70%)	238.00	2.50
2	Menores de 100 ha	162 ( 87.10%)	4,883.00	52.20
3	Mayores de 100 ha	24 ( 12.90%)	4,464.00	47.80
	<b>TOTAL</b>	<b>232 ( 100.00 % )</b>	<b>31,415.00</b>	<b>100.00</b>

De las tierras de labor privadas antes citadas 22,612 ha ( 71.00% ) se encuentran en el valle de La Resolana y La Huerta, donde se mantiene la estructura de tenencia de la

zona y el resto se encuentra en el Valle de Tequesquiltán y otras regiones de menor importancia.

En la parte plana del valle de La Resolana y la Huerta, está alojada una superficie de 15,601 ha susceptible a quedar dominada por las obras de riego que contempla el proyecto, a partir del río Purificación en el lugar donde quedará ubicada la presa El Chiflón. De acuerdo a una investigación realizada a esta área, se identificaron 1,491 unidades de producción distribuidas a razón de:

TIPO DE UNIDAD DE PRODUCCION	No. UNIDAD DE PRODUCCION	SUPERFICIE	PORCENTAJE TIERRA	SUPERFICIE POR UNID. PRODUCCION (ha/unid prod)
Producción Privada	238 ( 15.60 % )	7,809.00	50.05	50.30
Ejido	1,259 ( 84.40 % )	7,792.00	49.94	775.68
<b>TOTAL</b>	<b>1,491 ( 100.00 % )</b>	<b>15,601.00</b>	<b>100.00</b>	<b>825.98</b>

Del mismo modo que en el caso anterior, al analizar la tenencia de la tierra de las propiedades privadas nos encontramos con que :

No.	CARACTERISTICA	UNIDADES DE PRODUCCION	SUPERFICIE DE PRODUCCION ( ha )	PORCENTAJE ( % )
1	Menores de 20 ha	97 ( 7.10% )	1,143.00	7.30
2	Menores de 100 ha	135 ( 9.90% )	5,723.00	36.70
3	Mayores de 100 ha	6 ( 0.40% )	943.00	6.00
	<b>TOTAL</b>	<b>238 ( 17.40% )</b>	<b>7,809.00</b>	

Finalmente presentamos una relación de los ejidos que están incluidos en el valle de La Resolana y La Huerta :

No.	NOMBRE DEL EJIDO	SUPERFICIE ( ha )
1	Casimiro Castillo	2,138.50
2	El Chico	1,476.30
3	El Coyame	883.40
4	El Totole	236.80
5	Francisco I. Madero	871.80
6	Hermenegildo Galeana	137.30
7	Las Avezas	83.20
8	La Concha	1,575.00
9	La Huerta	2,858.10
10	La Naranja	184.60
11	La Piedra	129.70
12	La Najera	7.20
13	Las Lilas	685.40
14	Lo Ardo	895.00
15	Mazatlán	1,313.70
16	Modelo	291.70
17	Ojo de agua	178.20
18	Piedra Pesada	821.50
19	Plazola	680.80
20	Plan de Ayala	45.20
21	Tecomates	1,244.70
22	Zapotillo	1,029.60
	<b>AREA TOTAL</b>	<b>17,787.70</b>

## **2 ESTUDIOS HIDROLOGICOS**

Para poder dimensionar las obras que componen la presa, se tiene previamente que obtener la información hidrológica de la zona de influencia que corresponde al sitio del proyecto.

Con los datos obtenidos de los estudios agrológico, climatología, e hidrometría, se tendrá el funcionamiento del vaso, así como el cálculo de la avenida máxima probable, posteriormente se procederá a analizar el tránsito de la avenida máxima por el vaso .

### **2.1 FUNCIONAMIENTO DEL VASO**

Para analizar el funcionamiento del vaso se seguirán los siguientes pasos:

- a ) Recopilar y analizar la información que se tenga de la estación hidrológica "El Chiflón".
  - Precipitación
  - Escurremientos
  - Azolves
  - Evaporación
- b) Evaluar con los datos hidrológicos y agrológicos la demanda anual que se espera.
- c) Con la información hidrológica y las demandas estimadas haremos un cálculo de derrames probables que tendrá la presa.
- d) Estimaremos los volúmenes aprovechables y capacidades apoyándonos en la siguiente información:
  - Capacidad total ( supuesta )
  - Escurremiento medio
  - Demanda
  - Volúmenes evaporados
  - Curva áreas-capacidades-elevaciones
- e ) Efectuar el funcionamiento del vaso combinando la información anteriormente obtenida.

De este modo procederemos a analizar la información hidrológica

## 2.1.1 PRECIPITACION

Los datos de precipitación tomados de la estación El Chiflón, son los siguientes:

AÑO	PRECIPITACION MAXIMA EN 24 hr. ( mm )	LAMINA DE LLUVIA ANUAL ( mm )
1955	108.00	1,867.70
1956	73.10	1,471.50
1957	86.60	1,411.90
1958	97.00	1,895.10
1959	103.00	1,885.40
1960	88.00	1,352.60
1961	77.00	1,232.90
1962	71.70	1,429.70
1963	84.00	1,459.70
1964	120.00	1,276.80
1965	---	---
1966	61.00	1,489.90
1967	84.20	1,719.10
1968	100.70	1,470.80
1969	188.40	1,630.30
1970	104.40	1,318.20
1971	318.80	1,736.70
1972	80.70	1,361.10
1973	64.50	1,442.50
1974	146.10	1,430.50
1975	60.00	1,340.40
1976	85.60	1,512.10
1977	68.80	1,467.50
1978	70.40	1,250.80
1979	51.20	847.30
1980	66.90	1,471.60
1981	99.80	1,015.60
1982	110.00	1,092.00
1983	90.10	1,523.90
1984	90.20	1,295.50
<b>SUMA</b>	<b>2,850.18</b>	<b>42,743.10</b>
<b>PROMEDIO</b>	<b>98.282</b>	<b>1,437.90</b>

**TABLA 2.1.1**  
**DATOS DE PRECIPITACION ESTACION EL CHIFLON**  
FUENTE: Boletín Hidrológico No. 41,  
Regiones hidrológicas 13,14,15,16,17, Zona Pacifico Centro S.A.R.H.

## 2.1.2 ESCURRIMIENTOS

Los datos observados de escurrimiento por el río Purificación en la estación El Chiflón están plasmados en la tabla 2.1.2 que a continuación se muestra:

AÑO	GASTO MAXIMO m <sup>3</sup> /s	GASTO MINIMO m <sup>3</sup> /s	GASTO MEDIO m <sup>3</sup> /s	VOLUMENES miles m <sup>3</sup>
1954	228.00	0.00	8.21	258,583.00
1955	315.00	0.16	8.93	281,463.00
1956	356.00	0.12	6.88	217,453.00
1957	455.00	0.09	5.88	185,301.00
1958	743.23	0.09	8.10	255,558.00
1959	451.00	0.11	9.36	295,145.00
1960	645.00	0.08	5.43	171,158.00
1961	331.20	0.01	6.15	193,999.00
1962	359.00	0.06	6.73	212,187.00
1963	386.40	0.04	5.60	176,758.00
1964	264.40	0.03	4.17	131,604.00
1965	226.00	0.08	4.81	151,857.00
1966	507.50	0.06	6.64	209,275.00
1967	355.40	0.09	8.55	269,501.00
1968	705.00	0.15	6.79	214,128.00
1969	456.92	0.08	5.86	184,883.00
1970	650.50	0.09	7.16	225,876.00
1971	952.50	0.04	11.40	359,530.00
1972	352.60	0.08	5.01	158,041.00
1973	390.20	0.12	8.07	254,473.00
1974	651.00	0.11	6.13	193,171.00
1975	529.75	0.07	7.83	246,772.00
1976	371.50	0.07	5.16	162,667.00
1977	261.60	0.03	4.41	139,123.00
1978	458.36	0.06	7.08	223,330.00
1979	496.00	0.03	3.13	98,635.00
1980	726.90	0.02	6.24	196,900.00
1981	467.80	0.02	5.86	184,698.00
1982	494.67	0.03	3.05	96,037.00
1983	228.40	0.04	6.92	218,124.00
1984	102.60	0.04	4.04	127,425.00
<b>SUMA</b>				<b>6,293,899.00</b>
<b>PRÓMEDIO</b>	<b>952.50</b>	<b>0.07</b>	<b>6.43</b>	<b>203,029.00</b>

**TABLA 2.1.2 ( 1a parte )**  
**DATOS DE PRECIPITACION ESTACION EL CHIFLON**  
 FUENTE: Boletín Hidrológico No. 41,  
 Regiones hidrológicas 13,14,15,16,17, Zona Pacífico Centro S.A.R.H

ANO	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	TERMINA PERIODO SECAS	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	TERMINA PERIODO LLUVIAS
1954			1,165.25	555.25	365.25	295.25	195.25		7,955.25	31,685.25	58,775.25	76,095.25	61,995.25	
1955	13,445.25	6,115.25	3,695.25	1,195.25	625.25	525.25	485.25	26,086.75	975.25	22,285.25	63,455.25	115,085.25	55,305.25	257,106.25
1956	12,015.25	5,815.25	3,264.42	994.42	554.42	404.42	5,604.42	28,652.60	42,414.42	43,414.42	45,514.42	48,924.42	15,124.42	194,802.10
1957	7,634.42	4,194.42	2,585.08	1,185.08	665.08	395.08	295.08	16,954.24	1,255.08	22,455.08	33,665.08	45,665.08	57,275.08	160,025.40
1958	14,375.08	5,775.08	5,204.83	2,154.83	1,114.83	454.83	314.83	29,394.31	3,044.83	22,334.83	20,804.83	83,504.83	65,754.83	195,724.15
1959	36,254.83	14,334.83	6,006.08	1,626.08	766.08	1,906.08	1,016.08	61,510.06	16,476.08	49,356.08	83,946.08	79,018.08	33,886.08	262,680.40
1960	12,186.08	8,956.08	4,154.00	1,754.00	744.00	444.00	344.00	28,592.16	604.00	31,624.00	49,780.00	36,584.00	27,264.00	145,880.00
1961	6,654.00	11,174.00	3,834.92	1,544.92	494.92	254.92	214.92	24,172.60	6,984.92	30,844.92	32,494.92	77,694.92	29,804.92	177,824.60
1962	6,384.92	3,444.92	1,955.58	705.58	405.58	275.58	275.58	13,447.74	5,025.58	36,435.58	30,615.58	64,945.58	53,425.58	190,747.90
1963	12,875.58	4,945.58	2,173.17	533.17	373.17	303.17	223.17	21,427.01	2,133.17	20,033.17	37,813.17	55,273.17	43,383.17	158,635.85
1964	8,673.17	5,843.17	2,545.33	845.33	555.33	325.33	275.33	19,062.99	2,755.33	20,415.33	25,505.33	43,955.33	26,275.33	118,906.65
1965	4,685.33	3,465.33	1,560.00	740.00	420.00	270.00	210.00	11,350.66	1,110.00	18,110.00	41,340.00	34,930.00	44,907.00	140,397.00
1966	3,900.00	4,360.00	2,013.75	1,143.75	353.75	663.75	273.75	12,708.75	3,723.75	16,263.75	36,883.75	77,383.75	56,713.75	190,968.75
1967	9,413.75	4,443.75	5,614.25	1,264.25	644.25	344.25	344.25	22,068.75	3,374.25	18,774.25	29,734.25	112,824.25	76,724.25	241,431.25
1968	12,144.25	7,714.25	2,384.00	1,564.00	5,084.00	1,084.00	554.00	30,528.50	894.00	13,944.00	20,554.00	112,574.00	39,064.00	187,030.00
1969	10,054.00	6,374.00	3,130.83	670.83	480.83	360.83	300.83	21,372.15	380.83	3,810.83	34,670.83	63,300.83	67,010.83	160,174.15
1970	7,360.83	3,350.83	2,223.83	733.83	473.83	273.83	263.83	14,840.81	7,633.83	23,203.83	48,713.83	102,103.83	31,313.83	212,969.15
1971	6,523.83	2,413.83	1,434.17	474.17	294.17	224.17	214.17	11,578.51	3,884.17	35,594.17	54,364.17	132,614.17	101,464.17	327,920.85
1972	18,374.17	10,594.17	5,085.08	1,525.08	655.08	365.08	325.08	36,923.74	9,765.08	13,895.08	24,465.08	55,985.08	16,365.08	120,475.40
1973	20,125.06	9,485.06	4,315.25	1,555.25	1,365.25	815.25	535.25	38,196.41	1,515.25	18,915.25	46,215.25	94,175.25	59,575.25	220,396.25
1974	19,115.25	6,375.25	3,134.25	604.25	564.25	344.25	354.25	32,465.75	6,524.25	24,024.25	60,804.25	73,654.25	14,364.25	179,371.25
1975	5,214.25	3,584.25	2,934.33	754.33	544.33	314.33	274.33	13,620.15	10,054.33	41,144.33	62,594.33	98,774.33	20,464.33	233,031.65
1976	5,894.33	3,024.33	1,143.92	873.92	383.92	213.92	203.92	11,718.26	10,553.92	42,483.92	26,283.92	40,493.92	19,133.92	138,949.60
1977	13,433.92	7,433.92	2,595.25	815.25	615.25	255.25	245.25	15,444.09	13,855.25	22,015.25	37,375.25	30,505.25	21,005.25	124,776.25
1978	6,965.25	2,855.25	954.17	614.17	334.17	224.17	174.17	12,121.35	4,714.17	36,154.17	35,114.17	93,874.17	40,594.17	210,450.85
1979	8,394.17	2,184.17	864.58	554.58	284.58	234.58	94.58	12,611.24	164.58	27,614.58	28,294.59	34,304.58	4,104.58	94,482.90
1980	1,514.58	604.58	513.34	473.34	193.34	103.34	83.34	3,485.86	373.34	22,603.34	64,513.34	74,933.34	19,173.34	160,996.70
1981	10,693.34	3,843.34	3,314.00	1,614.00	474.00	264.00	124.00	19,726.68	484.00	19,374.00	52,224.00	64,404.00	26,524.00	163,010.00
1982	12,144.00	4,354.00	1,383.92	573.92	333.92	143.92	83.92	19,017.60	373.92	19,613.92	14,313.92	29,963.92	19,043.92	83,309.60
1983	4,803.92	5,383.92	2,315.33	505.33	215.33	125.33	265.33	13,634.49	1,005.33	40,365.33	40,995.33	66,383.33	44,195.33	192,946.65
1984	15,755.33	5,995.33	2,563.75	1,213.75	693.75	203.75	143.75	26,569.41	5,803.75	24,683.75	28,070.75	28,693.75	18,133.75	113,398.65

TABLA 2. 1. 2 ( parte 2 )

DATOS DE ESCURRIMIENTO EN ESTACION "EL CHIFLON "

FUENTE: Boletín Hidrológico No 41

Regiones Hidrológicas 13, 14, 15, 16, 17 Zona Pacifico Centro S.A.R.H

### 2.1.3 VOLUMENES DE AZOLVES

Para estimar los volúmenes de azolves que se acarrearán , tomaremos como base los datos proporcionados por la estación El Chiflón en el período de observación, para esto utilizaremos los datos de la tabla 2.1.3. que se presenta a continuación:

AÑO	VOLUMEN DE AZOLVES m <sup>3</sup>		AÑO	VOLUMEN DE AZOLVES m <sup>3</sup>
1959	75,360		1972	90,450
1960	74,770		1973	198,230
1961	35,560		1974	169,160
1962	34,560		1975	548,930
1963	34,210		1976	106,460
1964	22,590		1977	---
1965	---		1978	262,730
1966	67,700		1979	115,710
1967	106,390		1980	160,530
1968	81,120		1981	62,010
1969	221,910		1982	54,960
1970	126,900		1983	---
1971	621,890		1984	19,230
	SUMA			3,720,667.60
	PROMEDIO			143,102.60

**TABLA 2. 1. 3**  
**DATOS DE AZOLVES ACARREADOS ESTACION EL CHIFLON**  
FUENTE: Boletín Hidrológico No. 41.  
Regiones hidrológicas 13,14,15,16,17, Zona Pacifico Centro S.A.R.II.

De la tabla anterior podemos obtener que la presa requerirá un volumen de :

$$C_{az} = 143,102.60 \times 50 = 7,155,130.00 \text{ m}^3 \text{ para depósito de azolves en 50 años.}$$

## 2.1.4 EVAPORACION

Evaporación neta : Consideraremos la evaporación neta en el vaso de almacenamiento, como la evaporación media observada en el período de observación, afectada por el coeficiente reductor por magnitud del evaporímetro y disminuida con la precipitación pluvial deducida en el vaso.

$$E.N. = E_m Cr - P_m (1 - C_e)$$

donde:

- E.N.** = Evaporación neta en el vaso en mm
- E<sub>m</sub>** = Evaporación media anual observada en mm
- Cr** = Coeficiente de reducción de evaporímetro ( En México = 0.77)
- P<sub>m</sub>** = Precipitación media anual observada en mm
- C<sub>e</sub>** = Coeficiente de escurrimiento en la cuenca

En nuestro caso el coeficiente de escurrimiento de cuenca está calculado en base a las características de la misma, nos apoyaremos en las tablas del anexo 1.

Por área de cuenca	Ce = 10 a 10
Por precipitación	Ce = 15 a 35
Por vegetación	Ce = 5 a 20
<b>SUMA</b>	<b>Ce = 30 a 65</b>
<b>PROMEDIO</b>	<b>Ce = 10 a 21.7</b>

Dadas las características de la cuenca, la cual tiene una pendiente topográfica pronunciada y el terreno es permeable, se decide tomar por bueno un  $C_e = 15 \%$ .

Para el cálculo de la evaporación utilizaremos la tabla que contiene la información tomada en la estación El Chiflón ( Tabla 2.1.4 ), misma que presentamos a continuación:

AÑOS	EVAPORACIÓN ANUAL ( mm )	AÑOS	EVAPORACIÓN ANUAL ( mm )
1955	1,419.90	1970	1,872.40
1956	1,568.9	1971	1,877.90
1957	1,462.80	1972	1,701.30
1958	1,380.60	1973	1,806.10
1959	1,406.60	1974	1,885.90
1960	1,498.20	1975	1,824.20
1961	1,428.80	1976	1,919.20
1962	1,589.60	1977	1,769.00
1963	1,526.00	1978	1,868.40
1964	1,674.70	1979	2,030.80
1965	----	1980	---
1966	1,663.40	1981	1,773.90
1967	1,757.20	1982	1,876.50
1968	1,763.30	1983	1,689.80
1969	1,867.90	1984	----
	<b>SUMA</b>		<b>45,903.29</b>
	<b>PROMEDIO</b>		<b>1,700.12</b>

**TABLA 2.1.4**  
**DATOS DE EVAPORACION ESTACION EL CHIFLON**  
 FUENTE: Boletín Hidrológico No. 41,  
 Regiones hidrológicas 13,14,15,16,17, Zona Pacífico Centro S.A.R.H.

Con estos datos procederemos a calcular la Evaporación Neta ( E.N. ):

$$E.N. = ( 1,700.12 \times 0.77 ) - ( 1,473.90 \times ( 1 - 0.15 ) ) = 56.27 \text{ mm}$$

Con esta información procedemos a calcular los volúmenes evaporados para diferentes capacidades de almacenamiento, para esto requeriremos de la siguiente información:

<b>Ve</b>	= Volumen evaporado	= $A_m \times E_n$ en $m^3$
<b>Vm</b>	= Volumen de escurrimiento medio anual	= 203,029,000 $m^3/año$
<b>CT</b>	= Capacidad total del vaso de la presa	
<b>Cmaz</b>	= Capacidad de azolves media anual	= 143,102.60 $m^3/año$
<b>Cm</b>	= Capacidad media del vaso	= $(CT + C_{az}) / 2$
<b>Am</b>	= Area media	= en función de gráfica áreas capacidades ( 3.1.1)
<b>En</b>	= Evaporación neta	= 56.27 mm
<b>% de evaporación</b>		= $( V_{ev} / V_m ) \times 100$

De este modo podemos hacer la siguiente tabla:

CT miles de m <sup>3</sup>	Cmaz miles de m <sup>3</sup>	Cm miles de m <sup>3</sup>	Am m <sup>2</sup>	En m	Ve miles de m <sup>3</sup>	% Evap.
50,000	143.103	25,143.10	1,001,200	0.06	56.37	0.03
100,000	143.103	50,143.10	2,004,200	0.06	112.84	0.06
150,000	143.103	75,143.10	3,001,200	0.06	168.97	0.08
200,000	143.103	100,143.10	4,001,200	0.06	225.27	0.11
250,000	143.103	125,143.10	5,001,200	0.06	281.57	0.14

**TABLA 2. 1. 5**  
**CALCULO DEL VOLUMEN Y PORCENTAJE DE EVAPORACION ANUAL**

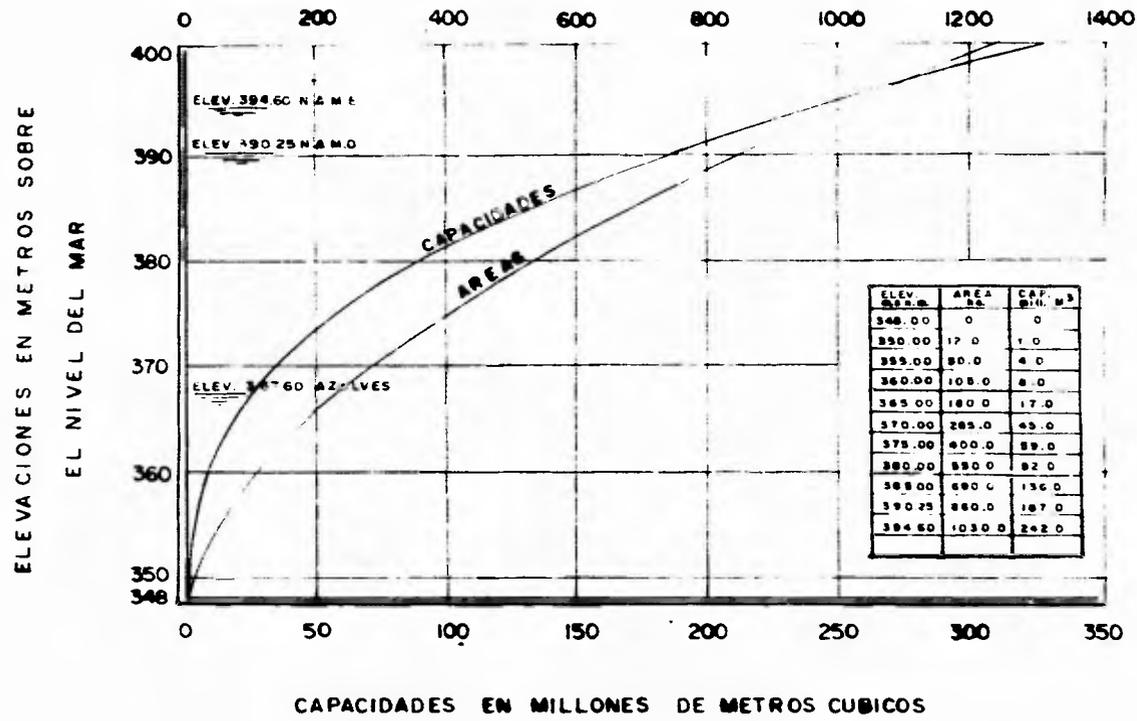
Ahora calcularemos el volúmen evaporado medio:

$$V_{evm} = \Sigma Ve / n = 845,000 / 5 = 169,000 \text{ m}^3$$

y el volúmen evaporado medio mensual

$$V_{evm} \text{ mensual} = V_{evm} / 12 = 169,000 / 12 = 14,083 \text{ m}^3$$

**PRESA "EL CHIFLON", RIO PURIFICACION JALISCO**  
**CURVAS DE AREAS Y CAPACIDADES**  
 AREAS EN HECTAREAS



grafica 2.1.1

### 2.1.5 CALCULO DE DEMANDA ANUAL

Para determinar las demandas de riego de cada cultivo aplicaremos el método de Blaney-Criddle, que toma en cuenta los siguientes factores:

- Temperatura media
- Porcentajes de horas-luz
- Coeficientes de desarrollo de los cultivos

para este método utilizaremos:

$$E_t = K F$$

donde:

- $E_t$  = Evotranspiración total en centímetros.
- $K$  = Coeficiente de corrección, que depende del cultivo y su época de desarrollo, este  $K$  es el promedio de los  $k_i$  mensuales.
- $F$  = Factor de temperatura y luminosidad, es la suma de los  $f_i$  mensuales.

De este modo procederemos a obtener los datos necesarios:

#### A) INFORMACION SOBRE CULTIVOS

Del estudio agronómico y agrológico de la zona de estudio se efectuó una selección de los cultivos que se podrán aprovechar y de estos se obtuvieron distintos datos que a continuación presentamos:

CULTIVOS PERENES	CULTIVO	CICLO VEGETATIVO	FECHA INICIO DE SIEMBRA
	Maíz	5 meses	1-ene y 1-jun
	Sorgo	5 meses	1-ene y 1-jun
	Cacahuate	5 meses	1-ene
	Cantamo	5 meses	1-dic
	Ajonjolí	6 meses	1-jun
	Frijol	5 meses	1-ene y 1-jul
	Soya	5 meses	1-jun y 1-dic
	Sandía	5 meses	1-dic
	Chile	5 meses	1-feb
	Jitomate	5 meses	1-ene
	Pepino	5 meses	1-ene
	Calabacita	4 meses	1-feb

TAJUA 2.1.6  
CUADRO DE CULTIVOS Y CICLOS VEGETATIVOS

## B) INFORMACION DE LA TEMPERATURA

En base a la temperatura media mensual y latitud del lugar se calculan los porcentajes de horas luz (ver anexo 1) y el factor de temperatura-luminosidad ( f )

Se construirá una tabla para obtener f en cada mes de la siguiente manera:

$$f = Kt \times ((T+17.8)/21.8) \times P$$

donde:

- t = Temperatura media mensual
- Kt = Factor en función de t =  $0.03114 t - 0.2396$
- P = Porcentaje de horas luz en función de latitud

MESES	TEMPERATURA MEDIA ( t ) °C	% hr-luz P	Kt	((t +17.8)/21.8)	f
Enero	23.2	7.76	0.962	1.809	13.50
Febrero	23.6	7.27	0.975	1.899	13.46
Marzo	24.8	8.41	1.012	1.954	16.63
Abril	26.6	8.52	1.068	2.037	18.53
Mayo	28.4	9.13	1.124	2.119	21.74
Junio	28.9	8.98	1.139	2.142	21.91
Julio	28.1	9.22	1.114	2.106	21.63
Agosto	27.8	8.94	1.105	2.092	20.67
Septiembre	27.5	8.28	1.096	2.078	18.86
Octubre	27.4	8.18	1.093	2.074	18.54
Noviembre	25.9	7.61	1.046	2.005	15.96
Diciembre	24.0	7.69	0.987	1.917	14.55

**TABLA 2.17**  
**CALCULO DE FACTOR DE TEMPERATURA-LUMINOSIDAD**

Una vez obtenidos los datos de los cultivos que se realizarán, el ciclo vegetativo de los mismos y los datos sobre temperatura, procederemos a calcular el uso consuntivo.

Para calcular el uso consuntivo, se tendrán que seguir los siguientes pasos para cada cultivo:

- Calcular para cada mes del período de siembra su uso consuntivo U.C. haciendo  $U.Cb. = Kc \times f$  donde :

$U.Cb.$  = Uso consuntivo bruto

$Kc$  = Coeficiente de desarrollo para cada cultivo y cada mes  
(Datos SARH)

$f$  = Factor de temperatura y luminosidad ( de tabla 3.1.7)

- Calcular factor  $J$  de corrección al uso consuntivo bruto en función de un coeficiente global de evotranspiración ( $KG$ ) y la relación de las sumas de  $f$  y  $Kc$ , de este modo:

$KG = 0,80$

$K = \Sigma U.C. / \Sigma f$

$J = KG / K$

- Calcular el U.C. neto que es el producto de  $U.Cb.$  x  $J$
- Calcular el U.C. acumulado mensual.
- Hacer gráfica de U.C. acumulado en el período de cultivo.

Este ejercicio se hizo para cada uno de los cultivos, pero aquí mostraremos únicamente un ejemplo que se hizo para el cultivo de maíz en grano:

Cultivo : Maíz en grano  
 Iniciación de siembra : 1 de enero  
 Ciclo vegetativo : 150 días ( 5 meses)

MES	f	Kc	U.Cn. cm	J	U.Cn. cm	U.CA. cm
Enero	13.50	0.58	7.83	0.890	6.9687	6.9687
Febrero	13.46	0.92	12.38	0.890	11.0182	17.9869
Marzo	16.63	1.08	17.96	0.890	15.9844	33.9713
Abril	18.53	1.00	18.53	0.890	16.4917	50.4630
Mayo	21.74	0.86	18.70	0.890	16.643	67.106
<b>SUMAS</b>	<b>83.86</b>		<b>75.40</b>			

**TABLA 2.1.8**  
**CALCULO DE USO CONSUNTIVO PARA EL MAIZ DE GRANO**

De donde :

$$K = 75.40 / 83.86 = 0.899$$

y

$$J = 0.80 / 0.899 = 0.890$$

A continuacion presentamos el uso consuntivo de todos los cultivos a través del año, lo cual nos dará finalmente el uso total.

Cultivo	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Volumen Total por ha. cult. (m <sup>3</sup> )
	cm	cm	cm										
Maíz	7.2	11.2	16.0	16.6	16.7								6,770
Frijol							9.7	13.9	15.4	13.8	8.9		6,180
Soya	9.1	13.7	15.6	10.5		7.9	14.2	20.8	17.9	10.6		5.3	12,481
Sandia	9.3	10.7	12.2	11.9								6.2	5,040
Chile		6.5	10.8	14.4	15.8	12.4							5,990
Jitomate	5.3	10.6	13.6	11.4									4,090
Pepino	7.5	9.5	11.9										2,890
Calabacita	6.8	9.3	11.9	12.9									1,090
Caña azúç.	5.53	8.4	14.3	18.1	21.7	17.1	16.4	13.3	10.8	9.4	7.1	5.5	14,780
Aguacate	3.17	4.8	8.7	12.1	14.6	15.7	14.6	13.7	11.1	9.6	6.4	4.0	11,850
Frutales	4.3	5.4	8.2	9.2	12.2	13.5	13.6	13.1	12.0	11.3	8.9	7.1	11,867

**TABLA 2.1.9  
RELACION DE USO CONSUNTIVO EN EL AÑO**

Una vez conocido el uso consuntivo conoceremos la demanda anual requerida, para esto necesitaremos los porcentajes de área cultivada en función del cultivo.

CULTIVO	AREA ha.	PORCENTAJE %
Maíz	2,060	13.20
Frijol	2,510	16.07
Soya	2,810	17.89
Sandia	440	2.82
Chile	110	0.71
Jitomate	830	5.32
Pepino	830	5.32
Calabacita	35	0.23
Caña azúcar	4,760	30.46
Aguacate	570	3.65
Frutales	675	4.33
SUMA	15,630	100

**TABLA 2.1.10  
RELACION DE AREAS A UTILIZAR POR CADA CULTIVO**

En la tabla 2.1.11, procederemos a relacionar los porcentajes de cada cultivo con las láminas de uso consuntivo mensual, para de este modo en cada casillero tener el volumen mensual por cada cultivo que se demandará.

CULTIVO	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	TOTALES
Maiz	1.48	2.3	3.29	3.41	3.44								13.92
Frijol							2.43	3.48	3.86	3.46	2.25		15.48
Soya	2.55	3.85	4.38	2.95		2.22	3.99	5.84	5.03	2.97		1.48	35.26
Sandía	0.4	0.47	0.53	0.52								0.27	2.19
Chile		0.7	0.1	0.15	0.17	0.13							1.25
Jitomate	0.44	0.88	0.11	0.95									2.38
Pepino	0.62	0.78	0.98										2.38
Calabacita	0.02	0.03	0.42	0.45									0.92
Cana Azuc.	2.61	3.99	6.8	8.61	10.3	8.14	7.8	6.33	5.14	4.47	3.38	2.61	70.18
Aguacate	0.18	0.23	0.49	0.67	0.69	0.89	0.83	0.78	0.63	0.54	0.36	0.22	6.51
Frutales	0.29	0.36	0.55	0.62	0.82	0.91	0.91	0.88	0.81	0.74	0.6	0.47	7.96
<b>SUMA</b>	<b>8.59</b>	<b>13.59</b>	<b>17.65</b>	<b>18.33</b>	<b>15.42</b>	<b>12.29</b>	<b>15.96</b>	<b>17.31</b>	<b>15.47</b>	<b>12.18</b>	<b>6.59</b>	<b>5.05</b>	<b>158.43</b>
<b>TABLA 3.1. 11</b>													
<b>DEMANDA DE VOLUMENES DE AGUA PARA LA SUPERFICIE TOTAL DE ha.</b>													
<b>( datos en millones de m<sup>3</sup> )</b>													
<b>CALCULO DE DEMANDA ANUAL MEDIA POR ha = 158,430 / 15,630 = 10,136.28 m<sup>3</sup>/ha</b>													

### **2.1.6 CALCULO DE DERRAMES.**

Con la intención de estimar únicamente los derrames que podrá haber en función de los volúmenes escurridos históricamente y sin considerar que habrá una demanda específica, propondremos la siguiente metodología:

- a.- Proponer una capacidad total.
- b.- Restar el escurrimiento medio anual de cada período a la capacidad total propuesta, lo cual nos dará por resultado el escurrimiento que tendremos para ese período.
- c.- Incrementar la capacidad total propuesta y restar nuevamente los escurrimientos medios por período. Habrá que repetir estos incrementos de capacidad total, hasta que los derrames que se tengan sean menores.
- d.- Una vez efectuados estos cálculos se procederá a calcular el derrame medio, como los derrames medios (Dm) para cada incremento de capacidad.
- e.- Seguidamente habrá que calcular el porcentaje de derrame con respecto al escurrimiento medio, para cada incremento de capacidad.
- f.- Finalmente podremos estimar los derrames medios que tendremos en función de cada incremento de la capacidad total.

Esta tabla nos podrá dar una idea de la capacidad que podrá tener la presa con respecto a los escurrimientos, sin embargo su verdadera utilidad está en el uso que se le dará al evaluar los volúmenes aprovechables en la tabla 2.1.13, pues, como veremos al calcular estos volúmenes, se requerirá utilizar la información de los derrames esperados.

A continuación presentamos la tabla 2.1.12 donde se detallan estos cálculos:

ANOS	V miles de m <sup>3</sup>	D E R R A M E S				
		Ct = 50,000	Ct = 100,000	Ct = 150,000	Ct = 200,000	Ct = 250,000
1954	258,853.00	208,853.00	158,853.00	108,853.00	58,853.00	8,853.00
1955	281,463.00	231,463.00	181,463.00	131,463.00	81,463.00	31,463.00
1956	217,453.00	167,453.00	117,453.00	67,453.00	17,453.00	
1957	185,301.00	135,301.00	85,301.00	35,301.00		
1958	255,558.00	205,558.00	155,558.00	105,558.00	55,558.00	5,558.00
1959	295,145.00	245,145.00	195,145.00	145,145.00	95,145.00	45,145.00
1960	171,158.00	121,158.00	71,158.00	21,158.00		
1961	193,999.00	143,999.00	93,999.00	43,999.00		
1962	212,187.00	162,187.00	112,187.00	62,187.00	12,187.00	
1963	176,758.00	126,758.00	76,758.00	26,758.00		
1964	131,604.00	81,604.00	31,604.00			
1965	151,857.00	101,857.00	51,857.00	1,857.00		
1966	209,275.00	159,275.00	109,275.00	59,275.00	9,275.00	
1967	269,501.00	219,501.00	169,501.00	119,501.00	69,501.00	19,501.00
1968	214,128.00	164,128.00	114,128.00	64,128.00	14,128.00	
1969	184,883.00	134,883.00	84,883.00	34,883.00		
1970	225,876.00	175,876.00	125,876.00	75,876.00	25,876.00	
1971	359,530.00	309,530.00	259,530.00	209,530.00	159,530.00	109,530.00
1972	158,041.00	108,041.00	58,041.00	8,041.00		
1973	254,171.00	204,171.00	154,171.00	104,171.00	54,171.00	4,171.00
1974	193,171.00	143,171.00	93,171.00	43,171.00		
1975	246,772.00	196,772.00	146,772.00	96,772.00	46,772.00	
1976	162,667.00	112,667.00	62,667.00	12,667.00		
1977	139,123.00	89,123.00	39,123.00			
1978	223,330.00	173,330.00	123,330.00	73,330.00	23,330.00	
1979	98,635.00	48,635.00				
1980	196,900.00	146,900.00	96,900.00	46,900.00		
1981	184,698.00	134,698.00	84,698.00	34,698.00		
1982	96,037.00	46,037.00				
1983	218,124.00	168,124.00	118,124.00	68,124.00	18,124.00	
1984	127,425.00	77,425.00	27,425.00			
<b>SUMAS</b>	<b>6,293,623.00</b>	<b>4,743,623.00</b>	<b>3,198,951.00</b>	<b>1,800,799.00</b>	<b>741,366.00</b>	<b>224,221.00</b>
D.m.	203,020.10	153,020.10	103,191.97	58,090.29	23,915.03	7,232.94
% D.m.		0.75	0.51	0.29	0.12	0.04

**TABLA 2.1.12**  
**CALCULO DE DERRAMES PROBABLES EN FUNCION DE LAS EXCEDENCIAS**

FINALMENTE CALCULAMOS EL D.m. medio

D.m. medio = 345,450.32 / 5 = 69,090.06

### 2.1.7 CALCULO DE VOLUMENES APROVECHABLES

Con la intención de poder tener una idea básica del funcionamiento del vaso y de este modo poder proponer una capacidad inicial, se hace una estimación de los volúmenes aprovechables.

Para esto utilizaremos la fórmula de continuidad siguiente :

$$V_{\text{aprov.}} = V_m - ( D_m + V_e ) \quad \text{Ec. 2.1.1}$$

y con esto estimamos el beneficio con :

$$\text{Beneficio} = V_{\text{aprov.}} / \text{demanda anual por ha} \quad \text{Ec 2.1.2}$$

Como inicialmente no sabemos para que capacidad se dará el beneficio esperado, que es de aproximadamente 15, 630 ha (ver antecedentes), tendremos que hacer una tabla en la cual varíe la capacidad total, por lo que seguiremos los siguientes pasos:

- a ) Se propone una capacidad total inicial
- b ) Se conoce el volumen de escurrimiento medio (  $V_m$  ) que es constante
- c ) Se conoce de la tabla 2.1.12 los volúmenes escurridos para cada  $C_t$  propuesta
- d) Se conocen los volúmenes evaporados (  $V_e$  ) de la tabla 3.1.5 para cada  $C_t$  propuesta
- e ) Se calcula el volumen aprovechable con la fórmula de continuidad ( Ec. 2.1.1 )
- f ) Se estima el beneficio por ha neta utilizando la Ec. 2.1.2 con una demanda media anual por ha de 10,136.28 m<sup>3</sup>/ha ( ver tabla 2.1.12)
- g) Se hacen los incrementos de  $C_t$  necesarios hasta encontrar un beneficio que concuerde con el deseado.

De este modo procedemos a realizar la tabla 2.1.13

CT	Vm (tab. 2.1.2)	Dm (tab. 2.1.12)	Ve (tab. 2.1.5)	V aprov.	Beneficio ha neta
50,000	203,020	153,020	56.37	49,943.63	4,930
100,000	203,020	103,192	112.84	99,715.16	9,840
150,000	203,020	58,090	168.97	144,761.03	14,280
200,000	203,020	23,915	225.27	178,879.73	17,650
250,000	203,020	7,233	281.57	195,505.43	19,290

**TABLA 2.1.13**  
**CALCULO DE VOLUMENES APROVECHABLES Y AREAS BENEFICIADAS**  
 ( todos los volúmenes están en miles de m<sup>3</sup> )

Como se podrá ver los valores de capacidad entre los cuales se aproxima nuestra área a beneficiar de 15,630 ha. fluctúan entre 150,000 y 200,000 ha. De este modo proponemos hacer una iteración adicional para el valor de Ct = 170,000.00 m<sup>3</sup>.

CT	Vm (tab. 3.1.2)	Dm (tab. 3.1.12)	Ve (tab. 3.1.5)	V aprov.	Beneficio Has. netas
170,000	203,020	44,420	190.79	158,409.21	15,628

Para este valor nuestro beneficio coincide casi exactamente.

De este modo propondremos que nuestras capacidades sean las siguientes :

$$\begin{aligned} C_t &= 170,000,000 \text{ m}^3 \\ C_u &= 162,804,870 \text{ m}^3 \\ C_{az} &= 7,155,130 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Con toda la información anterior podremos comenzar a hacer nuestro funcionamiento de vaso.

### 2.1.8 CALCULO DE FUNCIONAMIENTO DEL VASO

Se propone hacer una tabla dividida en dos períodos, el de secas, que abarca de noviembre a mayo y el de lluvias que abarca desde junio a octubre. De este modo procedemos a efectuar la tabla con la información que ya tenemos, de la siguiente manera:

- Columnas 1 y 11 Años del período de observación
- Columnas 2 y 12 Meses del período de secas y lluvias respectivamente
- Columnas 3 y 13 Escurrecimientos registrados en los períodos de secas y lluvias. Esta información procede de la tabla 2.1.2
- Columnas 4 y 14 Almacenamiento inicial, este dato generalmente tomará el menor volumen registrado de las columnas 19 ó 21
- Columnas 5 y 15 Es la suma de escurrimiento del período ( columnas 3 y 13 ) más lo almacenado en el período en la columna 4
- Columnas 6 y 17 Demanda en los períodos de siembra de secas o lluvias, esta información se toma de la tabla 2.1.11
- Columnas 7 y 16 Volumen evaporado en el período, para este dato se toma el promedio del volumen promedio de evaporación mensual (Veva) y se multiplica por los meses del período
- Columna 8 Volumen total, será el resultado de los volúmenes total que se consume y evapora .
- Columnas 9 y 18 Almacenamiento mínimo útil, es la resta de los volúmenes disponibles totales  
( Col 5 - Col 8 )
- Col. 10 Deficiencias posibles en el período, es el caso en que el volumen total sea mayor que el disponible en el período
- Col. 19 Capacidad útil , será la resta de la capacidad total obtenida menos la capacidad de azolves.
- Col. 20 Derrames, serán aquellos obtenidos de la diferencia del volumen disponible al final del período de lluvias y la capacidad útil de la presa.

Col. 21 Almacenamiento final, será aquel que se elija según sea mayor o menor, el volumen disponible al final del período que la capacidad útil. En caso de que sea mayor se escoge el siguiente período la capacidad útil, si es menor se escoge el volumen disponible.

En las tabla 2.1.1-1 se tendrá el funcionamiento general del vaso, en el período de estudio del anteproyecto.

ESTUDIO DE FUNCIONAMIENTO DEL VASO

E P O C A D E S E C A S										E P O C			
AÑOS	MESES	ENTRADAS	ALM. INIC. UTIL	VOLUMEN DISP.	DEMANDA	VOLUMEN EVAP.	VOLUMEN TOTAL	ALMA. MIN. UTIL	DEFICIENCIAS	AÑOS	MESES	ENTRADA	ALM. MIN. UTIL
1	2	3	4 (19 o 20)	5	6 (3+4)	7	8 (6+7)	9 (5-8)	10 (8-5)	11	12	13	14 (19)
1954	nov-may		162,844.87										
1955	nov-may	26,087.00	162,844.87	188,931.87	85,220.00	98.59	85,318.59	103,613.28		1954.00	jun-oct	257,106.00	
1956	nov-may	28,653.00	162,844.87	191,497.87	85,220.00	98.59	85,318.59	106,179.28		1955.00	jun-oct	194,802.00	103,613.28
1957	nov-may	16,954.00	162,844.87	179,798.87	85,220.00	98.59	85,318.59	94,480.28		1956.00	jun-oct	160,025.00	106,179.28
1958	nov-may	29,394.00	162,844.87	192,238.87	85,220.00	98.59	85,318.59	106,920.28		1957.00	jun-oct	195,724.00	94,480.28
1959	nov-may	61,910.00	162,844.87	224,754.87	85,220.00	98.59	85,318.59	139,436.28		1958.00	jun-oct	162,680.00	106,920.28
1960	nov-may	28,592.00	162,844.87	191,436.87	85,220.00	98.59	85,318.59	106,118.28		1959.00	jun-oct	145,880.00	139,436.28
1961	nov-may	24,172.00	162,844.87	187,016.87	85,220.00	98.59	85,318.59	101,698.28		1960.00	jun-oct	177,824.00	106,118.28
1962	nov-may	13,448.00	162,844.87	176,292.87	85,220.00	98.59	85,318.59	90,974.28		1961.00	jun-oct	190,747.00	101,698.28
1963	nov-may	21,427.00	162,844.87	184,271.87	85,220.00	98.59	85,318.59	98,953.28		1962.00	jun-oct	158,636.00	90,974.28
1964	nov-may	19,063.00	144,579.86	163,642.86	85,220.00	98.59	85,318.59	78,324.27		1963.00	jun-oct	118,907.00	98,953.28
1965	nov-may	11,351.00	145,440.85	156,791.85	85,220.00	98.59	85,318.59	71,473.26		1964.00	jun-oct	140,397.00	78,324.27
1966	nov-may	12,709.00	162,844.87	175,553.87	85,220.00	98.59	85,318.59	90,235.28		1965.00	jun-oct	190,968.00	71,473.26
1967	nov-may	22,069.00	162,844.87	184,913.87	85,220.00	98.59	85,318.59	99,595.28		1966.00	jun-oct	241,431.00	90,235.28
1968	nov-may	30,529.00	162,844.87	193,373.87	85,220.00	98.59	85,318.59	108,055.28		1967.00	jun-oct	187,030.00	99,595.28
1969	nov-may	21,372.00	162,844.87	184,216.87	85,220.00	98.59	85,318.59	98,898.28		1968.00	jun-oct	169,174.00	108,055.28
1970	nov-may	14,680.00	162,844.87	177,524.87	85,220.00	98.59	85,318.59	92,206.28		1969.00	jun-oct	212,969.00	98,898.28
1971	nov-may	11,578.00	162,844.87	174,422.87	85,220.00	98.59	85,318.59	89,104.28		1970.00	jun-oct	327,920.00	92,206.28
1972	nov-may	36,923.00	136,298.86	173,221.86	85,220.00	98.59	85,318.59	87,903.27		1971.00	jun-oct	120,475.00	89,104.28
1973	nov-may	33,445.00	162,844.87	196,289.87	85,220.00	98.59	85,318.59	110,971.28		1972.00	jun-oct	220,396.00	87,903.27
1974	nov-may	14,144.00	162,844.87	176,988.87	85,220.00	98.59	85,318.59	91,670.28		1973.00	jun-oct	179,371.00	110,971.28
1975	nov-may	13,620.00	162,844.87	176,464.87	85,220.00	98.59	85,318.59	91,146.28		1974.00	jun-oct	233,031.00	91,670.28
1976	nov-may	11,718.00	156,814.86	168,532.86	85,220.00	98.59	85,318.59	83,214.27		1975.00	jun-oct	138,949.00	91,146.28
1977	nov-may	25,444.00	134,709.85	160,153.85	85,220.00	98.59	85,318.59	74,835.26		1976.00	jun-oct	124,776.00	83,214.27
1978	nov-may	12,121.00	162,844.87	174,965.87	85,220.00	98.59	85,318.59	89,647.28		1977.00	jun-oct	210,450.00	74,835.26
1979	nov-may	12,611.00	110,848.86	123,459.86	85,220.00	98.59	85,318.59	38,141.27		1978.00	jun-oct	94,482.00	89,647.28
1980	nov-may	3,485.00	145,856.85	149,341.85	85,220.00	98.59	85,318.59	64,023.26		1979.00	jun-oct	180,996.00	38,141.27
1981	nov-may	19,727.00	153,752.85	173,479.85	85,220.00	98.59	85,318.59	88,161.26		1980.00	jun-oct	163,010.00	64,023.26
1982	nov-may	19,018.00	98,189.84	117,207.84	85,220.00	98.59	85,318.59	31,889.25		1981.00	jun-oct	83,309.00	88,161.26
1983	nov-may	13,634.00	151,554.83	165,188.83	85,220.00	98.59	85,318.59	79,870.24		1982.00	jun-oct	192,946.00	31,889.25
1984	nov-may	26,569.00	119,987.82	146,556.82	85,220.00	98.59	85,318.59	61,238.23		1983.00	jun-oct	113,398.00	79,870.24
										1984.00	jun-oct	113,398.00	61,238.23

CT = 170,000,000.00

Cu = 162,844,870.00

Caz = 7,155,130.00

Veva = 14.08 mensual

TABLA 2.1.14

SO

C A S			E P O C A D E L L U V I A S											ALMACENAM.
VOLUMEN TOTAL	ALMA.MIN. UTIL	DEFL. CIENCIAS	AÑOS	MESES	ENTRADA	ALM.MIN. UTIL	VOL.DISP. INICIAL	VOL.MIEN. EVAPO.	DEMANDA	VOL.DISP. FINAL	CU.	DERRAMES	ALMACENAM. FINAL	
8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	
(6+7)	(5-8)	(8-5)				(19)		(13+14)		(15-(16+17))		(18+19)	(18+19)	
85.318.59	103.613.28		1.954.00	jun-oct	257.106.00						162.844.87			
85.318.59	106.179.28		1.955.00	jun-oct	194.802.00	103.613.28	298.415.28	70.42	73.210.00	225.134.86	162.844.87	62.289.99	162.844.87	
85.318.59	94.480.28		1.956.00	jun-oct	160.025.00	106.179.28	266.204.28	70.42	73.210.00	192.923.86	162.844.87	30.078.99	162.844.87	
85.318.59	106.920.28		1.957.00	jun-oct	195.724.00	94.480.28	290.204.28	70.42	73.210.00	216.923.86	162.844.87	54.078.99	162.844.87	
85.318.59	139.436.28		1.958.00	jun-oct	162.680.00	106.920.28	369.600.28	70.42	73.210.00	296.319.86	162.844.87	133.474.99	162.844.87	
85.318.59	106.118.28		1.959.00	jun-oct	145.880.00	139.436.28	285.316.28	70.42	73.210.00	212.035.86	162.844.87	49.190.99	162.844.87	
85.318.59	101.698.28		1.960.00	jun-oct	177.824.00	106.118.28	283.942.28	70.42	73.210.00	210.661.86	162.844.87	47.816.99	162.844.87	
85.318.59	90.974.28		1.961.00	jun-oct	190.747.00	101.698.28	292.445.28	70.42	73.210.00	219.164.86	162.844.87	56.319.99	162.844.87	
85.318.59	98.953.28		1.962.00	jun-oct	158.636.00	90.974.28	249.610.28	70.42	73.210.00	176.329.86	162.844.87	13.484.99	162.844.87	
85.318.59	78.324.27		1.963.00	jun-oct	118.907.00	98.953.28	217.860.28	70.42	73.210.00	144.579.86	162.844.87		144.579.86	
85.318.59	71.473.26		1.964.00	jun-oct	140.397.00	78.324.27	218.721.27	70.42	73.210.00	145.440.85	162.844.87		145.440.85	
85.318.59	90.235.28		1.965.00	jun-oct	190.968.00	71.473.26	262.441.26	70.42	73.210.00	189.160.85	162.844.87	26.315.98	162.844.87	
85.318.59	99.595.28		1.966.00	jun-oct	241.431.00	90.235.28	331.666.28	70.42	73.210.00	258.385.86	162.844.87	95.540.99	162.844.87	
85.318.59	108.055.28		1.967.00	jun-oct	187.030.00	99.595.28	286.625.28	70.42	73.210.00	213.344.86	162.844.87	50.499.99	162.844.87	
85.318.59	98.898.28		1.968.00	jun-oct	169.174.00	108.055.28	277.229.28	70.42	73.210.00	203.948.86	162.844.87	41.103.99	162.844.87	
85.318.59	92.206.28		1.969.00	jun-oct	242.969.00	98.898.28	311.867.28	70.42	73.210.00	238.586.86	162.844.87	75.741.99	162.844.87	
85.318.59	89.104.28		1.970.00	jun-oct	327.920.00	92.206.28	420.126.28	70.42	73.210.00	346.845.86	162.844.87	184.000.99	162.844.87	
85.318.59	87.903.27		1.971.00	jun-oct	120.475.00	89.104.28	209.579.28	70.42	73.210.00	136.298.86	162.844.87		136.298.86	
85.318.59	110.971.28		1.972.00	jun-oct	220.396.00	87.903.27	308.299.27	70.42	73.210.00	235.018.85	162.844.87	72.173.98	162.844.87	
85.318.59	91.670.28		1.973.00	jun-oct	179.371.00	110.971.28	290.342.28	70.42	73.210.00	217.061.86	162.844.87	54.216.99	162.844.87	
85.318.59	91.146.28		1.974.00	jun-oct	233.031.00	91.670.28	324.701.28	70.42	73.210.00	251.420.86	162.844.87	88.575.99	162.844.87	
85.318.59	83.214.27		1.975.00	jun-oct	138.949.00	91.146.28	230.095.28	70.42	73.210.00	156.814.86	162.844.87		156.814.86	
85.318.59	74.835.26		1.976.00	jun-oct	124.776.00	83.214.27	207.990.27	70.42	73.210.00	134.709.85	162.844.87		134.709.85	
85.318.59	89.647.28		1.977.00	jun-oct	210.450.00	74.835.26	285.285.26	70.42	73.210.00	212.004.85	162.844.87	49.159.98	162.844.87	
85.318.59	38.141.27		1.978.00	jun-oct	94.482.00	89.647.28	184.129.28	70.42	73.210.00	110.848.86	162.844.87		110.848.86	
85.318.59	64.023.26		1.979.00	jun-oct	180.996.00	38.141.27	219.137.27	70.42	73.210.00	145.856.85	162.844.87		145.856.85	
85.318.59	88.161.26		1.980.00	jun-oct	163.010.00	64.023.26	227.033.26	70.42	73.210.00	153.752.85	162.844.87		153.752.85	
85.318.59	31.889.25		1.981.00	jun-oct	83.309.00	88.161.26	171.470.26	70.42	73.210.00	98.189.84	162.844.87		98.189.84	
85.318.59	79.870.24		1.982.00	jun-oct	192.946.00	31.889.25	224.835.25	70.42	73.210.00	151.554.83	162.844.87		151.554.83	
85.318.59	61.238.23		1.983.00	jun-oct	113.398.00	79.870.24	193.268.24	70.42	73.210.00	119.987.82	162.844.87		119.987.82	
			1.984.00	jun-oct	113.398.00	61.238.23	174.646.23	70.42	73.210.00	101.355.81	162.844.87		101.355.81	

TABLA 2.1.14

### 2.1.9 RESUMEN DEL ESTUDIO HIDROLOGICO

Como resumen de la información procesada y analizada con anterioridad tenemos un resumen descriptivo de como funciona el vaso de la presa "El Chiflón".

<b>A</b>	<b>CAPACIDADES</b>	
a.1	CAPACIDAD TOTAL	170,000,000 m <sup>3</sup>
a.2	CAPACIDAD UTIL	162,844,870 m <sup>3</sup>
a.3	CAPACIDAD DE AZOLVES	7,155,130 m <sup>3</sup>
<b>B</b>	<b>VOLUMENES</b>	
b.1	VOLUMEN ESCURRIDO MEDIO ANUAL	203,029,000 m <sup>3</sup>
b.2	VOLUMEN APROVECHABLE MEDIO ANUAL	97,453,920 m <sup>3</sup>
b.3	PORCENTAJE DE APROVECHAMIENTO	48 %
<b>C</b>	<b>EVAPORACION</b>	
c.1	VOLUMEN EVAPORADO MEDIO ANUAL	168,960 m <sup>3</sup>
c.2	PORCENTAJE DE EVAPORACION	0.09 %
<b>D</b>	<b>DERRAMES</b>	
d.1	VOLUMEN DERRAMADO MEDIO ANUAL	36,652,970 m <sup>3</sup>
d.2	PORCENTAJE DE DERRAMES	18 %
<b>E</b>	<b>DEMANDAS</b>	
e.1	DEMANDA ANUAL POR HECTAREA	10,136 m <sup>3</sup>
e.2	BENEFICIO EN HECTAREAS NETAS	15,630 ha
e.3	EFICIENCIA DEL VASO	60 %
<b>F</b>	<b>PERIODO DE ESTUDIO</b>	30 AÑOS

## 2.2 DETERMINACION DEL GASTO MAXIMO PROBABLE

Para el cálculo del pico de la creciente máxima probable se aplicaron los siguientes métodos:

- Método de Gumbel
- Método de Nash
- Método de Lebediev
- Envoltentes de gastos máximos mundiales de Creager y Lowry
- Envoltentes de gastos máximos regionales de Creager y Lowry

Lo anterior debido a que el período de registro de gastos máximos anuales en la estación hidrométrica "El Chiflón ", es suficiente para determinar la magnitud de la creciente máxima probable, por métodos estadísticos.

No.	AÑO	Qmax anual m <sup>3</sup> /s	Q <sup>2</sup>
1	1954	228	51,984
2	1955	315	99,225
3	1956	357	127,449
4	1957	455	207,025
5	1958	743	552,049
6	1959	451	203,401
7	1960	645	416,025
8	1961	331	109,561
9	1962	359	128,881
10	1963	386	148,996
11	1964	264	69,696
12	1965	226	51,076
13	1966	507	257,049
14	1967	355	126,025
15	1968	705	497,025
16	1969	457	208,849
17	1970	650	422,500
18	1971	952	906,304
19	1972	352	123,904
20	1973	390	152,100
21	1974	651	423,801
22	1975	520	270,400
23	1976	371	137,641
24	1977	262	68,644
25	1978	458	209,764
26	1979	496	246,016
27	1980	726	527,076
28	1981	468	219,024
29	1982	495	245,025
30	1983	228	51,984
31	1984	103	10,609
<b>SUMAS</b>		<b>13,906</b>	<b>7,269,108</b>

**TABLA 2. 2. 1**  
**GASTOS MAXIMOS REGISTRADOS EN LA ESTACION " EL CHIFLON "**  
 ( apoyo para método de Gumbel )

### 2.2.1 METODO DE GUMBEL

Para el método de Gumbel usaremos :

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{máx}} \pm \Delta Q \quad \text{Ec. 2.2.1}$$

esto se traduce en :

$$Q_{\text{diseño}} = \sum \frac{Q_i}{N} - \frac{\Lambda Q}{\Gamma N} (\bar{Y}_N - \ln \ln Tr) \pm \Delta Q \quad \text{Ec. 2.2.2}$$

De la tabla No. 2.2.2 , para  $N=31$  tenemos :

$$Y_N = 0.5371$$

$$\Gamma N = 1.1159$$

$$\theta = (1 - 1/Tr) ; \text{ para un } Tr = 10,000 \text{ años}$$

de la tabla No. 2.2.3

$$\theta = (1 - 1/10,000) = 0.9999$$

Para valores de  $\theta$  mayores de 0.90 el intervalo se calcula con :

$$\Delta Q = \pm (1.14 \Delta Q) / \Gamma N \quad \text{Ec. 2.2.3}$$

$$\text{y como } Q = \pm \sqrt{\frac{\sum Q_i^2 - N Q_m^2}{N-1}} \quad \text{Ec. 2.2.4}$$

Se calculan los valores de  $Q_i$  y de  $\sum Q_i^2$ , cuyos resultados se muestran en la tabla 2.2.1.

$$\text{de este modo: } Q_m = \sum Q_i / N = 13,906 / 31 = 448.58 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{Ec. 2.2.5}$$

$$\text{y } \sum Q_i^2 = 7,323,108 \text{ (m}^3/\text{s)}^2$$

$$\text{ahora procedemos a calcular } \Gamma N \text{ con : } \Gamma N = \sqrt{\frac{\sum Q_i^2 - N(Q_m)^2}{N-1}} \quad \text{Ec. 2.2.6}$$

$$\Gamma N = \sqrt{\frac{7,323,108 - 31(448.58)^2}{31-1}} = 190.19$$

N	$Y_N$	$\sigma_N$	N	$Y_N$	$\sigma_N$
8	,4943	,9043	49	,5481	1,1590
9	,4902	,9288	50	,54854	1,16066
10	,4952	,9497	51	,5489	1,1623
11	,4996	,9676	52	,5493	1,1638
12	,5035	,9833	53	,5497	1,1653
13	,5070	,9972	54	,5501	1,1667
14	,5100	1,0095	55	,5504	1,1681
15	,5128	1,0207	56	,5508	1,1696
16	,5157	1,0310	57	,5511	1,1708
17	,5181	1,0411	58	,5515	1,1721
18	,5201	1,0499	59	,5518	1,1734
19	,5220	1,0566	60	,55208	1,17467
20	,5235	1,06283	62	,5527	1,1770
21	,5252	1,0696	63	,5533	1,1793
22	,5268	1,0759	65	,5538	1,1814
23	,5283	1,0811	68	,5543	1,1834
24	,5298	1,0864	70	,55477	1,18536
25	,53086	1,09145	72	,5552	1,1873
26	,5323	1,0961	74	,5556	1,1896
27	,5337	1,1004	76	,5561	1,1906
28	,5344	1,1047	78	,5566	1,1923
29	,5353	1,1086	80	,55688	1,19382
30	,53622	1,11239	82	,5572	1,1953
31	,5371	1,1159	84	,5576	1,1967
32	,5380	1,1193	86	,5580	1,1980
33	,5388	1,1226	88	,5583	1,1994
34	,5396	1,1255	90	,55860	1,20073
35	,54034	1,12817	92	,5589	1,2020
36	,5410	1,1313	94	,5592	1,2032
37	,5418	1,1339	96	,5595	1,2044
38	,5424	1,1363	98	,5598	1,2055
39	,5430	1,1389	100	,56002	1,20649
40	,54362	1,14132	150	,56461	1,22534
41	,5442	1,1436	200	,56715	1,23598
42	,5448	1,1458	250	,56879	1,24292
43	,5453	1,1480	300	,56993	1,24786
44	,5458	1,1499	400	,57144	1,25450
45	,54639	1,15185	500	,57240	1,25880
46	,5469	1,1538	750	,57377	1,26506
47	,5473	1,1557	1 000	,57450	1,26851
48	,5477	1,1574		,57722	1,28255

$\phi$	$\sqrt{N\alpha\sigma m}$
,01	(2,1607)
,02	(1,7894)
,05	(1,4550)
,10	(1,3028)
,15	1,2548
,20	1,2427
,25	1,2494
,30	1,2667
,35	1,2981
,40	1,3366
,45	1,3845
,50	1,4427
,55	1,5130
,60	1,5984
,65	1,7014
,70	1,8355
,75	2,0069
,80	2,2408
,85	2,5849
,90	(3,1639)
,95	(4,4721)
,98	(7,0710)
,99	(10,000)

TABLA N° 2.2.2

TABLA N° 2.2.3

ahora calculando  $\Delta Q$  con ec. 2.2.3

$$\Delta Q = 1.14 (190.19) / 1.1159 = 194.30 \text{ m}^3/\text{s}$$

Finalmente calculamos el gasto de diseño para un período de retorno  $Tr = 10,000$  años (este  $Tr$  se considerará para obras de magnitud parecidas a la que estamos tratando)

De la Ec. 2.2.2 tenemos :

$$Q_{\text{diseño}} = 448.58 - \frac{190.19}{1.1159} \left( 0.05371 + \ln \ln \frac{10,000}{10,000 - 1} \right) \pm 194.30 = 2,121.06 \text{ m}^3 / \text{s}$$

## 2.2.2 METODO DE NASH

Con el método de Nash y para un  $Tr = 10,000$  años tenemos que :

$$Q_{\text{max}} = a + c + \log \log \frac{Tr}{tr - 1} \pm \Delta Q \quad \text{Ec. 2.2.7}$$

donde:

$$a) a = Q_m - CX_m \quad \text{Ec. 2.2.8}$$

$$b) C = \frac{\sum X_i Q_i - NX_m Q_m}{\sum X_i^2 - NX_m} \quad \text{Ec. 2.2.9}$$

$$\text{para: } X_i = \log \log (Tr / Tr - 1) \quad \text{y} \quad Q_m = \sum Q_i / N$$

$$c) Tr = (N + 1 / m_i)$$

$$d) \Delta Q = \pm \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2(N-1)} + (X - X_m)^2 \frac{1}{(N-1)} \frac{1}{S_{xx}} \left( S_{qq} - \frac{S_x q^2}{S_{xx}} \right)} \quad \text{Ec. 2.2.10}$$

Ordenando los gastos máximos anuales en orden decreciente y calculando las demás variables en la tabla 2.2.4 tenemos :

m	Qi	Tr = (N+1)/mi	Tr/(Tr-1)	Xi	Qi xi	Xi²
1	952.00	32.00	1.03	-1.86	-1,770.72	3.46
2	743.00	16.00	1.07	-1.55	-1,151.65	2.40
3	726.00	10.67	1.10	-1.37	-994.62	1.88
4	705.00	8.00	1.14	-1.24	-874.20	1.54
5	651.00	6.40	1.19	-1.13	-735.63	1.28
6	650.00	5.33	1.23	-1.04	-676.00	1.08
7	645.00	4.57	1.28	-0.97	-625.65	0.94
8	520.00	4.00	1.33	-0.90	-468.00	0.81
9	507.00	3.56	1.39	-0.84	-425.88	0.71
10	496.00	3.20	1.45	-0.79	-391.84	0.62
11	495.00	2.91	1.52	-0.74	-366.30	0.55
12	468.00	2.67	1.60	-0.69	-322.92	0.48
13	458.00	2.46	1.68	-0.64	-293.12	0.41
14	457.00	2.29	1.78	-0.60	-274.20	0.36
15	455.00	2.13	1.88	-0.56	-254.80	0.31
16	451.00	2.00	2.00	-0.52	-234.52	0.27
17	390.00	1.88	2.13	-0.48	-187.20	0.23
18	386.00	1.78	2.29	-0.45	-173.70	0.20
19	371.00	1.68	2.46	-0.41	-152.11	0.17
20	359.00	1.60	2.67	-0.37	-132.83	0.14
21	357.00	1.52	2.91	-0.33	-117.81	0.11
22	355.00	1.45	3.20	-0.29	-102.95	0.08
23	352.00	1.39	3.56	-0.26	-91.52	0.07
24	331.00	1.33	4.00	-0.22	-72.82	0.05
25	315.00	1.28	4.57	-0.18	-56.70	0.03
26	264.00	1.23	5.33	-0.14	-36.96	0.02
27	262.00	1.19	6.40	-0.10	-26.20	0.01
28	228.00	1.14	8.00	-0.04	-9.12	0.00
29	228.00	1.10	10.67	0.02	4.56	0.00
30	226.00	1.07	16.00	0.07	15.82	0.00
31	103.00	1.03	32.00	0.19	19.57	0.04

**TABLA 2.2.4**  
**TABLA DE APOYO PARA CALCULO DE METODO DE NASII**

Con esta información calculamos :

$$Q_m = 13,906 / 31 = 448.58 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$X_m = -18.43 / 31 = -0.595$$

De Ec. 2.2.9

$$C = -10,980.02 - ( 31 (-0.595)(448.58) ) / ( 18.25 - 31 (-0.595)^2 ) = -371.94$$

De Ec 2.2.8 a = 448.58 - ((-371.94) (-0.595)) = 227.28

De este modo podemos calcular el gasto máximo (  $Q_{max.}$  ) con Ec. 2.2.7

$$Q_{m\acute{a}x.} = 227.28 + ( - 371.94 ) ( \log \log ( 10,000 / ( 10,000 - 1 ) ) ) = 1,848 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ahora calculamos los intervalos de confianza:

$$S_{xx} = N \sum X_i^2 - ( \sum X_i )^2 \quad \text{Ec. 2.2.11}$$

$$S_{qq} = N \sum Q_i^2 - ( \sum Q_i )^2 \quad \text{Ec. 2.2.12}$$

$$S_{xq} = N \sum Q_i X_i - ( \sum Q_i ) ( \sum X_i ) \quad \text{Ec. 2.2.13}$$

Ayudándonos con los datos obtenidos en las tablas 2.2.1 y 2.2.4 tenemos :

$$S_{xx} = 31 ( 7,323,108 ) - ( 13,906 )^2 = 22,701,348 - 193,376,836 = 226.09$$

$$S_{qq} = 31 ( 7,323,108 ) - ( 13,906 ) = 22,701,348 - 193,376,836 = 33,639,512$$

$$S_{xq} = 31 ( -10,980.02 ) - ( 13,906 )(-18.43) = 340,380.62 + 256,287.51 = 84,093.04$$

de este modo con la Ec 2.2.10

$$\Delta Q = \pm \sqrt{ \frac{33,639,512}{31^2 (30)} + (X - (-0.5950))^2 \frac{1}{29} \frac{1}{226.09} (33,639,512 - \frac{(-81,093.04)^2}{226.09})^2 }$$

Valuamos x para  $Tr = 10,000$  años con :

$$X = \log \log Tr / ( Tr - 1 ) = \log \log 10,000 / 9,999 = - 4.362$$

sustituimos :

$$\Delta Q = \pm \sqrt{ 116.82 + (-4.362 + 0.595)^2 360.18 } = 79.23 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Por lo que el gasto máximo será :

$$Q_{dise\tilde{n}o} = Q_{max} + \Sigma Q$$

$$Q_{dise\tilde{n}o} = 1,848.94 + 79.23 = 1928.17 \text{ m}^3/\text{s}$$

### 2.2.3 METODO DE LEBEDIEV

Con el método de Lebediev y para un  $Tr = 10,000$  años tenemos que

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{max.}} + \Delta Q$$

$$Q_{\text{máx.}} = Q_m (K_{cv} + 1) \quad \text{Ec 2.2.14}$$

$$\Delta Q = \pm \frac{A E_r Q_{\text{max}}}{\sqrt{N}} \quad \text{Ec 2.2.15}$$

donde :

A = de 0.7 a 1.5 siendo para  $N > 40$  años igual a 0.7

$$C_s = \text{coeficiente de asimetría} = \frac{\sum (\frac{Q_i}{Q_m} - 1)^3}{N C_v^3} \quad \text{Ec 2.2.16}$$

El coeficiente de asimetría adquiere diferentes valores dependiendo del tipo de la tormenta :

- $C_s = 2 C_v$  para avenidas producidas por deshielo
- $C_s = 3 C_v$  para avenidas producidas por tormentas
- $C_s = 5 C_v$  para avenidas producidas por ciclones

para los valores de  $C_s$  se escoge el mayor coeficiente de variación ( $C_v$ ) que se obtienen con la ecuación 2.2.17

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum (\frac{Q_i}{Q_m} - 1)^2}{N}} \quad \text{Ec. 2.2.17}$$

$E_r$  = Coeficiente que depende de  $q = 1/Tr$

$$P = 1 - (1 - q)^n$$

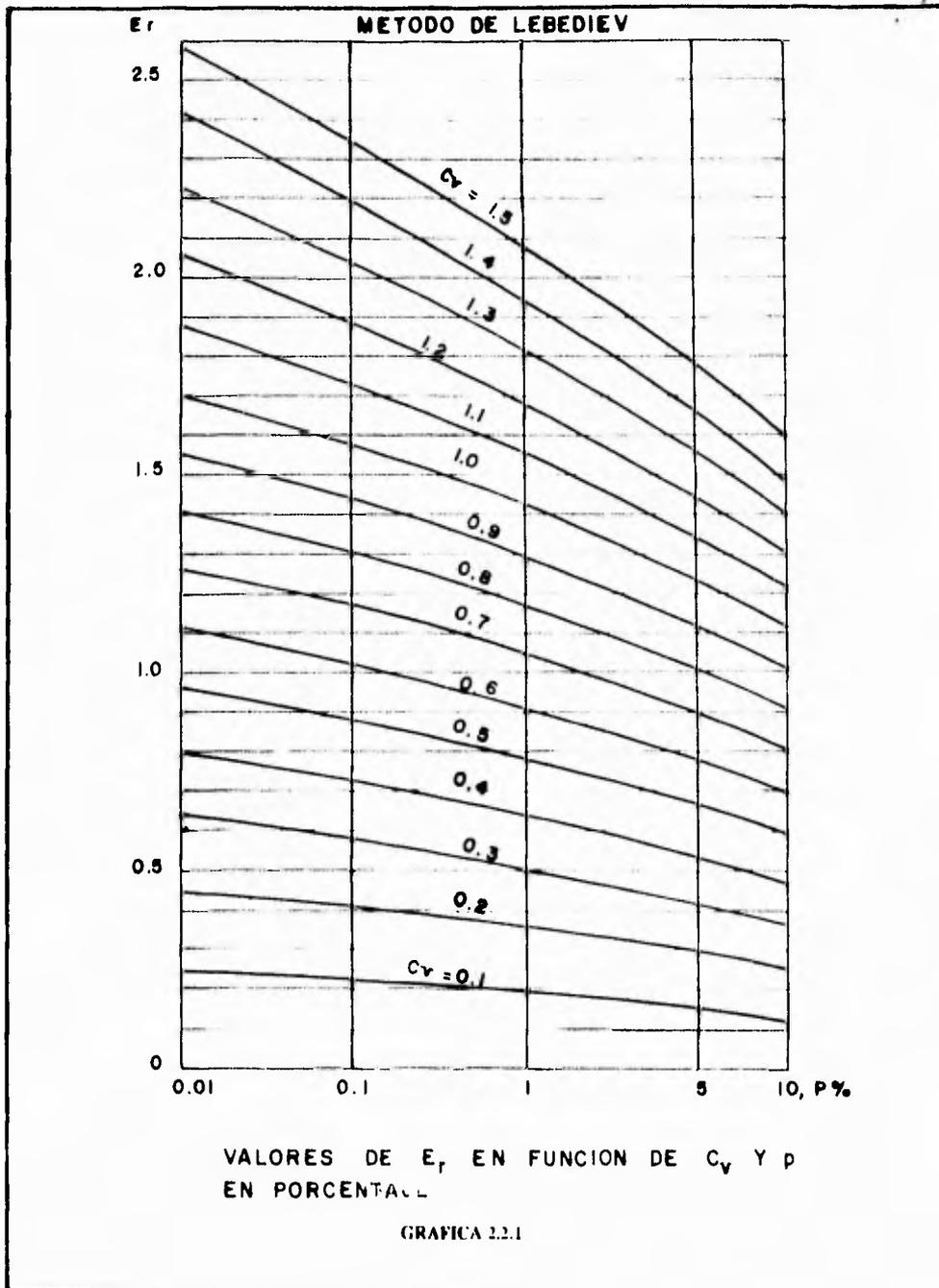
donde  $n$  es la vida útil de la obra en años la cual obtenemos de la gráfica de escurrimientos de grandes cuencas de Springal ( gráfica 2.2.1 )

$K$  coeficiente que depende de  $P$  y  $q$  en tabla 2.2.5

$$Q_m = \sum Q_i / N$$

$N$  = años de observación

Para la aplicación del método es necesario ordenar los datos como se indica en la tabla 2.2.6



1%	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	30	40	50	60	70	80	90	95	97	99	99.9	1%
0.05	3.72	3.09	2.58	2.16	1.84	1.58	1.34	1.12	0.95	0.81	0.70	0.61	0.53	0.46	0.40	0.35	0.31	0.28	0.25	0.23	0.21
0.05	3.84	3.21	2.70	2.28	1.96	1.70	1.46	1.24	1.07	0.93	0.82	0.73	0.65	0.58	0.52	0.47	0.43	0.40	0.37	0.35	0.33
0.10	3.94	3.31	2.80	2.38	2.06	1.80	1.56	1.34	1.17	1.03	0.92	0.83	0.75	0.68	0.62	0.57	0.53	0.50	0.47	0.45	0.43
0.15	4.04	3.41	2.90	2.48	2.16	1.90	1.66	1.44	1.27	1.13	1.02	0.93	0.85	0.78	0.72	0.67	0.63	0.60	0.57	0.55	0.53
0.20	4.14	3.51	3.00	2.58	2.26	2.00	1.76	1.54	1.37	1.23	1.12	1.03	0.95	0.88	0.82	0.77	0.73	0.70	0.67	0.65	0.63
0.25	4.24	3.61	3.10	2.68	2.36	2.10	1.86	1.64	1.47	1.33	1.22	1.13	1.05	0.98	0.92	0.87	0.83	0.80	0.77	0.75	0.73
0.30	4.34	3.71	3.20	2.78	2.46	2.20	1.96	1.74	1.57	1.43	1.32	1.23	1.15	1.08	1.02	0.97	0.93	0.90	0.87	0.85	0.83
0.35	4.44	3.81	3.30	2.88	2.56	2.30	2.06	1.84	1.67	1.53	1.42	1.33	1.25	1.18	1.12	1.07	1.03	1.00	0.97	0.95	0.93
0.40	4.54	3.91	3.40	2.98	2.66	2.40	2.16	1.94	1.77	1.63	1.52	1.43	1.35	1.28	1.22	1.17	1.13	1.10	1.07	1.05	1.03
0.45	4.64	4.01	3.50	3.08	2.76	2.50	2.26	2.04	1.87	1.73	1.62	1.53	1.45	1.38	1.32	1.27	1.23	1.20	1.17	1.15	1.13
0.50	4.74	4.11	3.60	3.18	2.86	2.60	2.36	2.14	1.97	1.83	1.72	1.63	1.55	1.48	1.42	1.37	1.33	1.30	1.27	1.25	1.23
0.55	4.84	4.21	3.70	3.28	2.96	2.70	2.46	2.24	2.07	1.93	1.82	1.73	1.65	1.58	1.52	1.47	1.43	1.40	1.37	1.35	1.33
0.60	4.94	4.31	3.80	3.38	3.06	2.80	2.56	2.34	2.17	2.03	1.92	1.83	1.75	1.68	1.62	1.57	1.53	1.50	1.47	1.45	1.43
0.65	5.04	4.41	3.90	3.48	3.16	2.90	2.66	2.44	2.27	2.13	2.02	1.93	1.85	1.78	1.72	1.67	1.63	1.60	1.57	1.55	1.53
0.70	5.14	4.51	4.00	3.58	3.26	3.00	2.76	2.54	2.37	2.23	2.12	2.03	1.95	1.88	1.82	1.77	1.73	1.70	1.67	1.65	1.63
0.75	5.24	4.61	4.10	3.68	3.36	3.10	2.86	2.64	2.47	2.33	2.22	2.13	2.05	1.98	1.92	1.87	1.83	1.80	1.77	1.75	1.73
0.80	5.34	4.71	4.20	3.78	3.46	3.20	2.96	2.74	2.57	2.43	2.32	2.23	2.15	2.08	2.02	1.97	1.93	1.90	1.87	1.85	1.83
0.85	5.44	4.81	4.30	3.88	3.56	3.30	3.06	2.84	2.67	2.53	2.42	2.33	2.25	2.18	2.12	2.07	2.03	2.00	1.97	1.95	1.93
0.90	5.54	4.91	4.40	3.98	3.66	3.40	3.16	2.94	2.77	2.63	2.52	2.43	2.35	2.28	2.22	2.17	2.13	2.10	2.07	2.05	2.03
0.95	5.64	5.01	4.50	4.08	3.76	3.50	3.26	3.04	2.87	2.73	2.62	2.53	2.45	2.38	2.32	2.27	2.23	2.20	2.17	2.15	2.13
1.00	5.74	5.11	4.60	4.18	3.86	3.60	3.36	3.14	2.97	2.83	2.72	2.63	2.55	2.48	2.42	2.37	2.33	2.30	2.27	2.25	2.23
1.05	5.84	5.21	4.70	4.28	3.96	3.70	3.46	3.24	3.07	2.93	2.82	2.73	2.65	2.58	2.52	2.47	2.43	2.40	2.37	2.35	2.33
1.10	5.94	5.31	4.80	4.38	4.06	3.80	3.56	3.34	3.17	3.03	2.92	2.83	2.75	2.68	2.62	2.57	2.53	2.50	2.47	2.45	2.43
1.15	6.04	5.41	4.90	4.48	4.16	3.90	3.66	3.44	3.27	3.13	3.02	2.93	2.85	2.78	2.72	2.67	2.63	2.60	2.57	2.55	2.53
1.20	6.14	5.51	5.00	4.58	4.26	4.00	3.76	3.54	3.37	3.23	3.12	3.03	2.95	2.88	2.82	2.77	2.73	2.70	2.67	2.65	2.63
1.25	6.24	5.61	5.10	4.68	4.36	4.10	3.86	3.64	3.47	3.33	3.22	3.13	3.05	2.98	2.92	2.87	2.83	2.80	2.77	2.75	2.73
1.30	6.34	5.71	5.20	4.78	4.46	4.20	3.96	3.74	3.57	3.43	3.32	3.23	3.15	3.08	3.02	2.97	2.93	2.90	2.87	2.85	2.83
1.35	6.44	5.81	5.30	4.88	4.56	4.30	4.06	3.84	3.67	3.53	3.42	3.33	3.25	3.18	3.12	3.07	3.03	3.00	2.97	2.95	2.93
1.40	6.54	5.91	5.40	4.98	4.66	4.40	4.16	3.94	3.77	3.63	3.52	3.43	3.35	3.28	3.22	3.17	3.13	3.10	3.07	3.05	3.03
1.45	6.64	6.01	5.50	5.08	4.76	4.50	4.26	4.04	3.87	3.73	3.62	3.53	3.45	3.38	3.32	3.27	3.23	3.20	3.17	3.15	3.13
1.50	6.74	6.11	5.60	5.18	4.86	4.60	4.36	4.14	3.97	3.83	3.72	3.63	3.55	3.48	3.42	3.37	3.33	3.30	3.27	3.25	3.23
1.55	6.84	6.21	5.70	5.28	4.96	4.70	4.46	4.24	4.07	3.93	3.82	3.73	3.65	3.58	3.52	3.47	3.43	3.40	3.37	3.35	3.33
1.60	6.94	6.31	5.80	5.38	5.06	4.80	4.56	4.34	4.17	4.03	3.92	3.83	3.75	3.68	3.62	3.57	3.53	3.50	3.47	3.45	3.43
1.65	7.04	6.41	5.90	5.48	5.16	4.90	4.66	4.44	4.27	4.13	4.02	3.93	3.85	3.78	3.72	3.67	3.63	3.60	3.57	3.55	3.53
1.70	7.14	6.51	6.00	5.58	5.26	5.00	4.76	4.54	4.37	4.23	4.12	4.03	3.95	3.88	3.82	3.77	3.73	3.70	3.67	3.65	3.63
1.75	7.24	6.61	6.10	5.68	5.36	5.10	4.86	4.64	4.47	4.33	4.22	4.13	4.05	3.98	3.92	3.87	3.83	3.80	3.77	3.75	3.73
1.80	7.34	6.71	6.20	5.78	5.46	5.20	4.96	4.74	4.57	4.43	4.32	4.23	4.15	4.08	4.02	3.97	3.93	3.90	3.87	3.85	3.83
1.85	7.44	6.81	6.30	5.88	5.56	5.30	5.06	4.84	4.67	4.53	4.42	4.33	4.25	4.18	4.12	4.07	4.03	4.00	3.97	3.95	3.93
1.90	7.54	6.91	6.40	5.98	5.66	5.40	5.16	4.94	4.77	4.63	4.52	4.43	4.35	4.28	4.22	4.17	4.13	4.10	4.07	4.05	4.03
1.95	7.64	7.01	6.50	6.08	5.76	5.50	5.26	5.04	4.87	4.73	4.62	4.53	4.45	4.38	4.32	4.27	4.23	4.20	4.17	4.15	4.13
2.00	7.74	7.11	6.60	6.18	5.86	5.60	5.36	5.14	4.97	4.83	4.72	4.63	4.55	4.48	4.42	4.37	4.33	4.30	4.27	4.25	4.23

TABLA 2.25  
VALORES DE K  
(P en %)

LIBRERIA DE INGENIERIA

Para la aplicación del método es necesario ordenar los datos como se indica en la tabla 2.2.6

AÑO	Qi	Qi² x 10-4	Qi/Qm	((Qi/Qm)-1)	((Qi/Qm)-1)²
1954	228	5.20	0.51	-0.49	0.24
1955	315	9.92	0.70	-0.30	0.09
1956	357	12.74	0.80	-0.20	0.04
1957	455	20.70	1.01	0.01	0.00
1958	743	55.20	1.66	0.66	0.43
1959	451	20.34	1.01	0.01	0.00
1960	645	41.60	1.44	0.44	0.19
1961	331	10.96	0.74	-0.26	0.07
1962	359	12.89	0.80	-0.20	0.04
1963	386	14.90	0.86	-0.14	0.02
1964	264	6.97	0.59	-0.41	0.17
1965	226	5.11	0.50	-0.50	0.25
1966	507	25.70	1.13	0.13	0.02
1967	355	12.60	0.79	-0.21	0.04
1968	705	49.70	1.57	0.57	0.33
1969	457	20.88	1.02	0.02	0.00
1970	650	42.25	1.45	0.45	0.20
1971	952	90.63	2.12	1.12	1.26
1972	352	12.39	0.78	-0.22	0.05
1973	390	15.21	0.87	-0.13	0.02
1974	651	42.38	1.45	0.45	0.20
1975	520	27.04	1.16	0.16	0.03
1976	371	13.76	0.83	-0.17	0.03
1977	262	6.86	0.58	-0.42	0.17
1978	458	20.98	1.02	0.02	0.00
1979	496	24.60	1.11	0.11	0.01
1980	726	52.71	1.62	0.62	0.38
1981	468	21.90	1.04	0.04	0.00
1982	495	24.50	1.10	0.10	0.01
1983	228	5.20	0.51	-0.49	0.24
1984	103	1.06	0.23	-0.77	0.59
<b>TOTALES</b>	<b>13,906.00</b>	<b>726.91</b>			<b>5.12</b>

**TABLA 2.2.6**  
En esta tabla se ordenan los datos para aplicar el método de Lebediev

de la tabla anterior podemos calcular :

$$Q_m = 13,906. / 31 = 448.58 \text{ m}^3/\text{s}$$

con 2.2.17 
$$C_v = \sqrt{\frac{4.92}{31}} = 0.40$$

Como N es pequeño no utilizaremos la ecuación 2.2.16 y considerando una avenida producida por una tormenta ciclónica :

$$C_s = 5 C_v = 5 (0.4) = 2.0$$

Para obtener un K consideramos un n = 50 ( vida útil de la obra )

$$q = 1 / T_r = 1/10,000 = 0.0001$$

$$P = 1 - (1 - 0.001)^{50} = 0.005$$

Con  $C_v = 2.0$  y  $P = 0.5 \%$  en la fig. 2.2.1 obtenemos un  $E_r = 0.68$

Por lo tanto calculamos el gasto máximo con la ecuación 2.2.14:

$$Q_{\text{máx}} = 448.58 ( (4.3 \times 0.4) + 1 ) = 1,220.14 \text{ m}^3/\text{s}$$

Obtenemos el  $\Delta Q$  con la ecuación 2.2.15 tomando  $A=1$

$$\Delta Q = \pm \frac{1(0.68)(1,220.14)}{\sqrt{31}} = 149.02 \text{ m}^3/\text{s}$$

y finalmente :

$$Q_{\text{diseño}} = Q_{\text{máx}} + \Delta Q = 1,231.30 + 149.02 = 1,380.32 \text{ m}^3/\text{s}$$

## 2.2.4 METODO DE " ENVOLVENTES DE GASTOS MAXIMOS "

Partimos de que tenemos un área de 324 km<sup>2</sup>

### 1.- Mundial ( Envolvente de gastos máximos )

a) Creager  $q = 12.8 \text{ m}^3/\text{s} / \text{km}^2$

$$Q = q A = 12.8 \times 324 = 4,127.20 \text{ m}^3/\text{s}$$

b ) Lowry  $q = 22 \text{ m}^3/\text{s} / \text{km}^2$

$$Q = q A = 22 \times 324 = 7,128.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

### 2) Regional

a) Creager  $q = 7.0 \text{ m}^3/\text{s} / \text{km}^2$

$$Q = q A = 7.0 \times 324 = 2,268.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

b ) Lowry  $q = 8.0 \text{ m}^3/\text{s} / \text{km}^2$

$$Q = q A = 8.0 \times 324 = 2,592.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

Resumiendo en el siguiente cuadro los resultados de Q diseño obtenidos con los diferentes métodos tenemos lo siguiente:

METODO	Qdiseño ( m <sup>3</sup> /s )
Gumbel	2,121.06
Nash	1,848.94
Lebediev	1,380.32
Mundial	
a) Creager	4,147.20
b) Lowry	7,128.00
Regional	
a) Creager	2,268.00
b) Lowry	2,207.50
<b>PROMEDIO</b>	<b>3,069.36</b>
<b>PROMEDIO DEPURADO</b>	<b>2,207.50</b>

El promedio de los resultados será:

$$Q_{\text{diseño promedio}} = 3,069.36 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por otra parte en el cuadro se aprecia que los resultados obtenidos por los métodos de Gumbel, Nash y Creager (regional) y Lowry ( regional) son los más cercanos entre sí.

De lo anterior se opta por eliminar los valores más disparados que son los de Creager y Lowry ( mundiales ) y Lebediev. Con esto y haciendo un promedio eliminando los extremos obtenemos un Q de diseño propuesto:

$$Q_{\text{diseño}} = 2,300.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

## **2.3 TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA POR EL VASO**

Al simular el tránsito de la avenida máxima por el vaso de almacenamiento, a través de un procedimiento analítico, podremos obtener tanto el hidrograma de salida como los volúmenes retenidos para un escurrimiento de gasto máximo. El obtener esta información tendrá los siguientes propósitos:

- a) Determinar las obras de excedencia y control de la presa, para un gasto máximo de salida así como el N.A.M.E. durante la etapa de estudios y proyecto.
- b) Estudiar y fijar la altura de la cortina y ataguías, así como dimensionar la obra de desvío.
- c) Conocer la evolución de los niveles a partir de uno inicial predeterminado, para confirmar si la regla de operación seleccionada (salidas por la obra de excedencias y la obra de toma) es adecuada. De esta manera, al presentarse una avenida importante, no se pondrán en peligro vidas humanas o bienes materiales aguas abajo de la presa, así como la presa misma.

Entre los métodos conocidos para el tránsito de avenidas utilizaremos el de Plus Modificado, para este método requeriremos tener la siguiente información:

- Hidrograma de entrada al vaso de la avenida máxima presentada
- Elevación inicial del nivel del agua en el vaso que será de 348.00 m
- Tabla de elevaciones-volúmenes de almacenamiento

Del mismo modo se propondrá lo siguiente:

- El gasto de salida por la obra de excedencias será igual a cero
- El gasto de salida por la obra de toma, se considera igual a cero

Con esta información obtendremos lo siguiente:

- a) Hidrograma de salidas
- b) Curva de volúmenes retenidos

Basándonos en la ecuación de continuidad ( Ec 2.3.1 ):

$$Q_e \Delta t = Q_s \Delta t + \Delta V \quad \text{Ec. 2.3.1}$$

Donde:

- $Q_e$  = Gasto de entrada
- $Q_s$  = Gasto de salida
- $\Delta t$  = Incremento de tiempo
- $\Delta V$  = Incremento de volumen

De la Ecuación de continuidad ( Ec. 2.3.1 ) , observamos que los gastos son variables con respecto al tiempo por lo que consideraremos un promedio de estos para un intervalo de tiempo  $\Delta t = t_2 - t_1$  .

De lo anterior podemos decir que:

$$\left(\frac{Q_{e2} + Q_{e1}}{2}\right)\Delta t = \left(\frac{Q_{s2} + Q_{s1}}{2}\right)\Delta t + (V_2 - V_1) \quad \text{Ec. 2.3.2}$$

Simplificando :

$$Q_{e2} + Q_{e1} = \frac{2}{\Delta t}(V_2 - V_1) + (Q_{s2} + Q_{s1}) \quad \text{Ec. 2.3.3}$$

Fijando la unidad de tiempo constante y unitaria la cual podrá ser segundos, horas, etc. podremos quitar  $\Delta t$  y únicamente trabajaremos con volúmenes, de este modo se tiene de la Ec. 2.3.3:

$$2V_2 + Q_{s2} = (Q_{e2} + Q_{e1}) + (2V_1 - Q_{s1}) \quad \text{Ec. 2.3.4}$$

y agrupando el gasto de salida y volumen por retener al final del intervalo de tiempo en el mismo lado de la ecuación nos queda:

$$2V_2 + Q_{s2} = (Q_{e2} + Q_{e1}) + (2V_1 - Q_{s1}) \quad \text{Ec. 2.3.5}$$

Esta ecuación ( Ec. 2.3.5 ) es la que se aplica para el método de Plus modificado. Para la aplicación de este método será necesario:

- A) Contar con los hidrogramas de la avenida de diseño ( QE).
- B) Contar con la curva de elevaciones-capacidades del vaso, a partir del umbral de la estructura de salida y hasta el N.A.M.E. ( V1).
- C) Fijar un intervalo unitario y fijo de tiempo (  $\Delta t$  ) durante la avenida a transitar.
- D) Apoyarse en la gráfica de la curva auxiliar de  $2V + Q_s$  vs.  $2V - Q_s$ .

### A) Hidrograma de la avenida máxima probable (avenida de diseño)

En la tabla 2.3.1 encontraremos los valores para elaborar los hidrogramas de entradas de la avenida máxima que se ha registrado en la estación El Chiflón y que es en los meses de agosto-septiembre de 1971, donde se obtuvo un volumen de 67.7 millones de m<sup>3</sup>.

En la misma tabla se podrá observar el hidrograma ajustado para el gasto máximo probable para un período de retorno de 10,000 años.

Para hacer este ajuste aplicamos un factor que se obtiene dividiendo el gasto máximo probable ( 2,300.00 m<sup>3</sup>/s) entre el gasto máximo observado en la avenida máxima registrada ( 952.00 m<sup>3</sup>/s).

$$\text{Factor de ajuste F.A.} = 2,300 / 952 = 2.4159$$

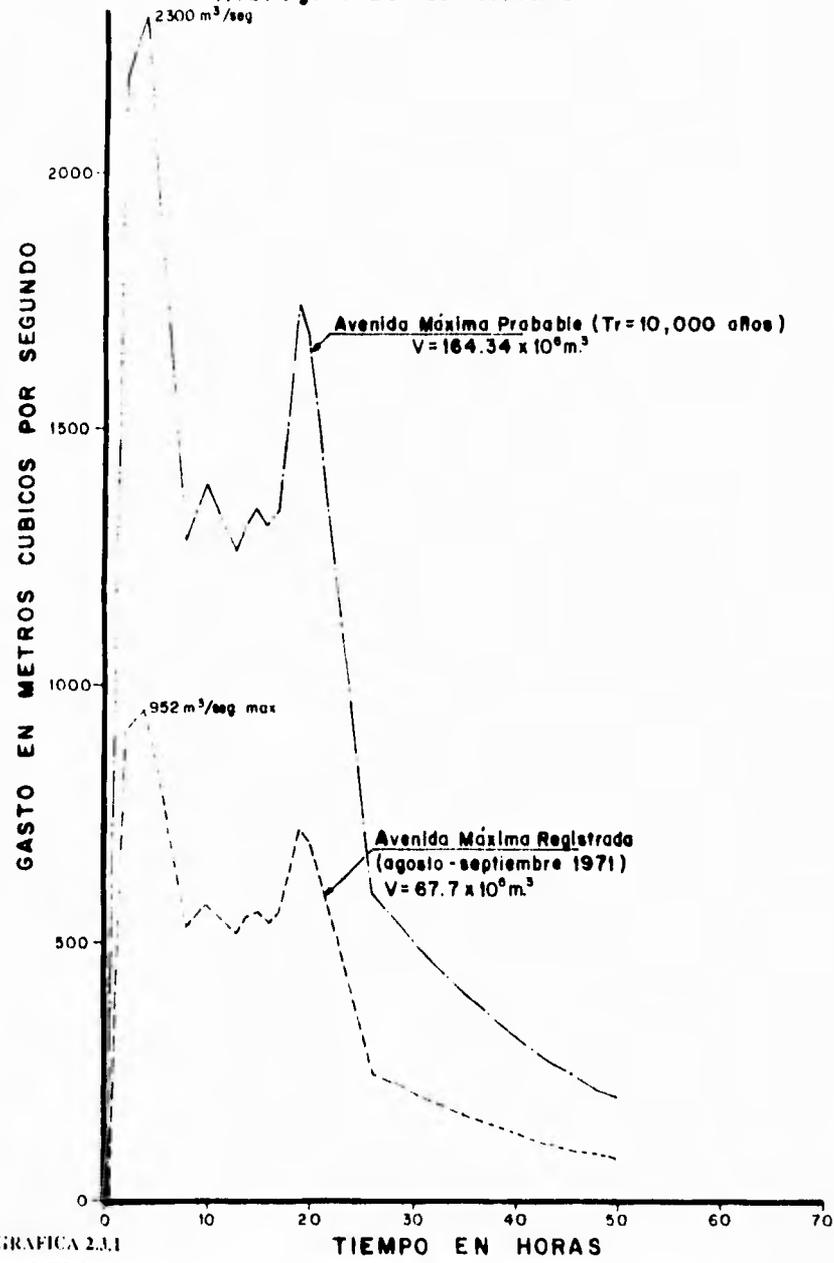
De este modo, para obtener el hidrograma ajustado de la avenida máxima probable (Graf.2.3.1) multiplicaremos los valores conocidos de la máxima avenida registrada por el factor de ajuste F.A.:

$$\text{Gasto Ajustado } Q_e = 2.4159 \times Q_i$$

TIEMPO (Hrs)	Q <sub>i</sub> ( m <sup>3</sup> /s)	Q <sub>e</sub> ( m <sup>3</sup> /s)
0	0.00	0.00
1	430.00	1,038.00
2	905.00	2,186.00
3	930.00	2,247.00
4	952.00	2,300.00
5	850.00	2,053.00
6	750.00	1,812.00
7	640.00	1,546.00
8	530.00	1,280.00
9	550.00	1,329.00
10	570.00	1,377.00
11	555.00	1,341.00
12	535.00	1,280.00
13	520.00	1,292.00
14	550.00	1,329.00
15	560.00	1,353.00
16	540.00	1,305.00
17	560.00	1,353.00
18	630.00	1,522.00
19	720.00	1,739.00
20	690.00	1,667.00
21	620.00	1,498.00
22	540.00	1,232.00
23	480.00	1,104.00
24	400.00	966.00
25	320.00	773.00

TABLA No. 2.3.1  
HIDROGRAMA DE ENTRADAS AJUSTADO

**RIO PURIFICACION, VASO EL CHIFLON JAL.**  
**Hidrogramas de Avenidas.**



GRAFICA 2.1.1

**B) Curva capacidades - elevaciones del vaso**

A continuación presentamos a través de la tabla 2.3.2 que nos relaciona las elevaciones vs .  
capacidades que tendrá nuestra presa, partiendo del nivel 390.25 m.

<b>ELEVACION</b> ( m. )	<b>VOLUMEN</b> ( millones de m <sup>3</sup> )
390.25	0.00
390.50	6.00
390.75	9.00
391.00	11.00
391.25	13.00
391.50	16.00
391.75	19.00
392.00	21.00
392.25	24.00
392.50	27.50
392.75	30.00
393.00	33.00
393.25	36.00
393.50	39.00
393.75	43.00
394.00	46.00
394.25	50.00
394.50	53.00
394.60	55.00

**TABLA No. 2.3.2**  
**ELEVACIONES - VOLUMENES ALMACENADOS**

**C) Elaboración de curva auxiliar 2V + Qs Vs 2V - Qs**

Para la elaboración de la curva auxiliar 2V + Qs Vs 2V - Qs., en el tránsito de la avenida máxima probable por el vaso, utilizaremos los siguientes datos:

- Tabla de elevación - capacidades del vaso ( Tabla 2.3.2 )
- Hidrograma de entradas, escogiendo un Δt = 1 Hr. ( Graf. No. 2.3.1)
- Gastos de salida ( tabla No. 2.3.3 )

A continuación se construirá la tabla de gastos de salida (Qs), para las diferentes elevaciones. Supondremos que utilizaremos un vertedor de cresta fija para lo cual utilizaremos la fórmula :

$$Q_s = CLH^{\frac{3}{2}}$$

donde :

C = Coeficiente del vertedor = 2.00 ( supuesta)

L = Longitud del vertedor = 80.00 m.

De este modo tendremos la siguiente tabla 2.3.3

ELEVACION (m)	H <sub>o</sub> (m)	H <sub>o</sub> <sup>3/2</sup>	H <sub>o</sub> /H <sub>t</sub>	C <sub>v</sub> /C <sub>d</sub>	C=2 C <sub>d</sub>	Q <sub>s</sub> (m <sup>3</sup> /seg)
390.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
390.50	0.25	0.125	0.029	0.800	1.600	16.00
390.75	0.50	0.354	0.081	0.813	1.626	46.50
391.00	0.75	0.649	0.149	0.834	1.668	86.60
391.25	1.00	1.000	0.230	0.860	1.720	137.60
391.50	1.25	1.398	0.287	0.875	1.750	195.72
391.75	1.50	1.837	0.345	0.890	1.780	266.72
392.00	1.75	2.315	0.402	0.901	1.802	333.73
392.25	2.00	2.828	0.460	0.912	1.824	412.66
392.50	2.25	3.375	0.517	0.922	1.844	496.80
392.75	2.50	3.953	0.575	0.934	1.868	590.74
393.00	2.75	4.560	0.632	0.945	1.890	689.47
393.25	3.00	5.196	0.689	0.955	1.910	793.95
393.50	3.25	5.859	0.747	0.963	1.926	902.75
393.75	3.50	6.548	0.805	0.974	1.948	1,020.44
394.00	3.75	7.262	0.862	0.981	1.962	1,139.84
394.25	4.00	8.000	0.919	0.990	1.980	1,267.20
394.50	4.25	8.761	0.977	0.998	1.996	1,398.95
394.60	4.35	9.070	1.000	1.000	2.000	1,451.20

TABLA 2.3.3

Una vez conocido el gasto de salida  $Q_s$  se procederá a tabular los datos correspondientes para conocer  $2V + Q_s$  y  $2V - Q_s$ .

ELEVACION (m)	$Q_s$ (m <sup>3</sup> /seg)	V (millones de m <sup>3</sup> )	2 V (millones de m <sup>3</sup> )	2 V + $Q_s$ (millones de m <sup>3</sup> )	2 V - $Q_s$ (millones de m <sup>3</sup> )
390.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
390.50	16.00	6.00	12.00	12.058	11.942
390.75	46.50	9.00	18.00	18.166	17.834
391.00	86.60	11.00	22.00	22.312	21.688
391.25	137.60	13.00	26.00	26.495	25.505
391.50	195.72	16.00	32.00	32.724	31.276
391.75	266.72	19.00	38.00	38.960	37.040
392.00	333.73	21.00	42.00	43.201	40.799
392.25	412.66	24.00	48.00	49.483	46.517
392.50	496.80	27.50	55.00	56.788	46.517
392.75	590.74	30.00	60.00	62.127	53.212
393.00	689.47	33.00	66.00	68.482	57.873
393.25	793.95	36.00	72.00	74.858	63.518
393.50	902.75	39.00	78.00	81.250	69.142
393.75	1,020.44	43.00	86.00	89.674	74.750
394.00	1,139.84	46.00	92.00	96.103	82.326
394.25	1,267.20	50.00	100.00	104.562	87.897
394.50	1,398.95	53.00	106.00	106.036	100.964
394.60	1,451.20	55.00	115.00	115.224	104.776

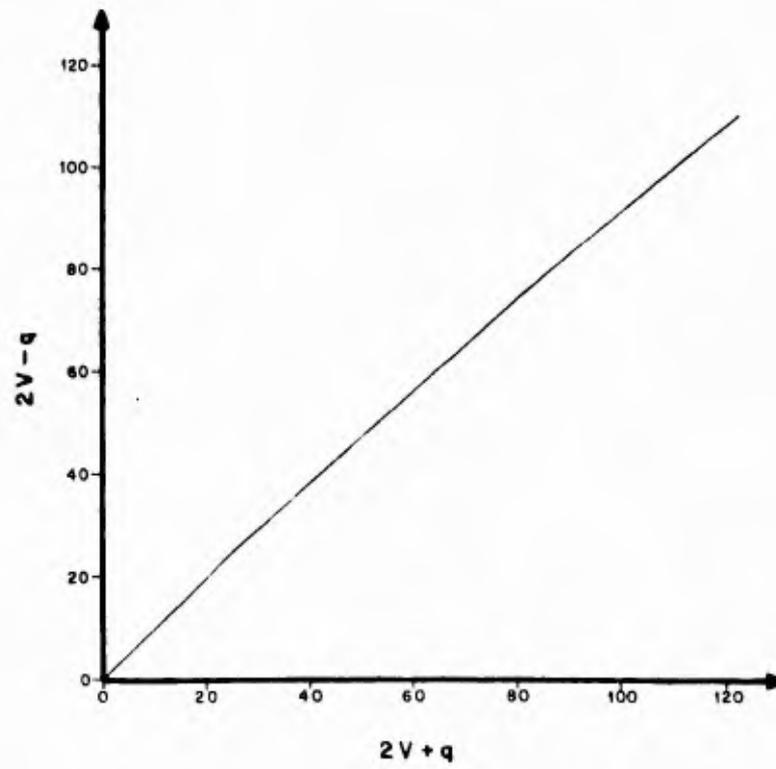
TABLA 2.3.4

DATOS PARA CURVA AUXILIAR  $2V + Q_s$  vs.  $2V - Q_s$

Notas a la tabla 2.3.4:

- Como el gasto esta dado en m<sup>3</sup>/s y el cálculo del volumen se hizo en intervalos de una hora, habrá que multiplicar el gasto  $Q_s$  por 3,600 (formato hora) y dividirlo entre un millón para poder sumarlo o restarlo en la columna de  $2V \pm Q_s$ .
- Habrá que recordar que el intervalo de tiempo que se esta considerando es de  $\Delta t = 1$  hr.

### CURVAS AUXILIARES



GRAFICA 2.3.2

**Tránsito de la avenida máxima**

Una vez que tenemos todos los datos e información complementaria podemos comenzar a transitar nuestra avenida máxima, recordaremos que usaremos el Método de Puls modificado para el que usaremos :

$$2 V_2 + Q_{s2} = ( Q_{e2} + Q_{e1} ) + ( 2V_1 - Q_{s1} ) \quad ( Ec. 2.3.5 )$$

Para lo que consideraremos que:

$$Q_{e1} = Q_{e2}$$

$$2V_1 = 0$$

$$Q_{s1} = 0$$

Con lo que nos quedara para cada ciclo:

$$2V_2 + Q_{s2} = Q_{e2}$$

Para poder realizar el tránsito de la avenida en forma ordenada se elaborará la siguiente tabla:

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Tiempo $\Delta t = 1hr$	QE ( m <sup>3</sup> /s )	Q <sub>e1</sub> millones de m <sup>3</sup> /s	Q <sub>e2</sub> millones de m <sup>3</sup> /s	Q <sub>e1</sub> +Q <sub>e2</sub> millones de m <sup>3</sup> /s	2V-Q <sub>s</sub>	2V+Q <sub>s</sub>	Q <sub>s1</sub> millones de m <sup>3</sup> /s (/ 3600)	Q <sub>e1</sub> millones de m <sup>3</sup> /s	Vol. ret. millones de m <sup>3</sup> /s

y los pasos a seguir para llenarla son los siguientes:

- 1) En la columna 1 se encuentra el intervalo de tiempo  $\Delta t$  que en nuestro caso será de una hora.
- 2) En la columna 2 se encuentra el gasto del hidrograma de entrada para una avenida máxima probable (QE) para un  $T_r = 10,000$  años y con intervalos de  $\Delta t = 1 Hr$ .
- 3) En la columna 3 colocaremos el valor del gasto Q<sub>e1</sub>, para cada intervalo de  $\Delta t$ , este valor se calculará multiplicando el contenido de la columna 2 por el intervalo de tiempo  $\Delta t$  por 3,600 ( formato horas ) y entre un millón .  
Como para el primer valor de  $\Delta t=0$ , entonces el valor de Q<sub>e1</sub>=0 también.

4) En la columna 4 colocaremos el valor de la columna 3 para un  $\Delta t = \Delta t_1$ , este será el valor que asignaremos a  $Q_{e2}$ .

5) En la columna 5, se sumarán los valores de las columnas 3 y 4 para cada  $\Delta t$ .

6) Como las columnas 2 y 3 para el primer  $\Delta t$  son cero, esto implica que el primer valor de la columna 6 correspondiente a  $2V - Q_s = 0$ , para los valores siguientes ver el procedimiento en el siguiente inciso.

7) Para calcular  $\Delta t$ , el valor de la columna 7 se deberán sumar los valores de las columnas 5 y 6 para cuando  $\Delta t = \Delta t_0$  y se colocara dicho valor para cuando  $\Delta t = \Delta t_1$ , conocido este número se entrara a la gráfica de  $2V + Q_s$  vs.  $2V - Q_s$  desde el valor que tengamos de  $2V + Q_s$  y encontrando el de  $2V - Q_s$ , este será el número que colocaremos en la columna 6 para  $\Delta t = \Delta t_1$ . Este proceso se repetirá para encontrar los valores de las columnas 6 y 7.

8) Para calcular este valor se deberán tomar los valores de las columnas 6 y 7 que restados y divididos entre 2 y entre 3,600 ( formato seg ), nos darán el valor de esta casilla.

9) La columna 8 viene dividida entre un millón, pues nos interesa obtener  $m^3/s$ , para la columna 9, multiplicaremos cada valor de la columna 8 por un millón.

10) Para calcular ésta columna, se deberán sumar los valores de las columnas 6 y 7 y este adición dividirla entre 4 ( pues el volumen  $2V$  se suma) y sumar el volumen presa llena (187.00 m para nuestro caso), con esto podremos obtener los valores de los volúmenes retenidos.

En la tabla 3.4.5 se podrá ver este procedimiento y en la gráfica 3.4.3 se podrán ver los hidrogramas de entrada y salida correspondientes para el tránsito de la avenida máxima.

TABLA No. 2.4.5

TRANSITO DE AVENIDA POR EL VASO

QE = 2,300.00 m<sup>3</sup>/s (para diseño)

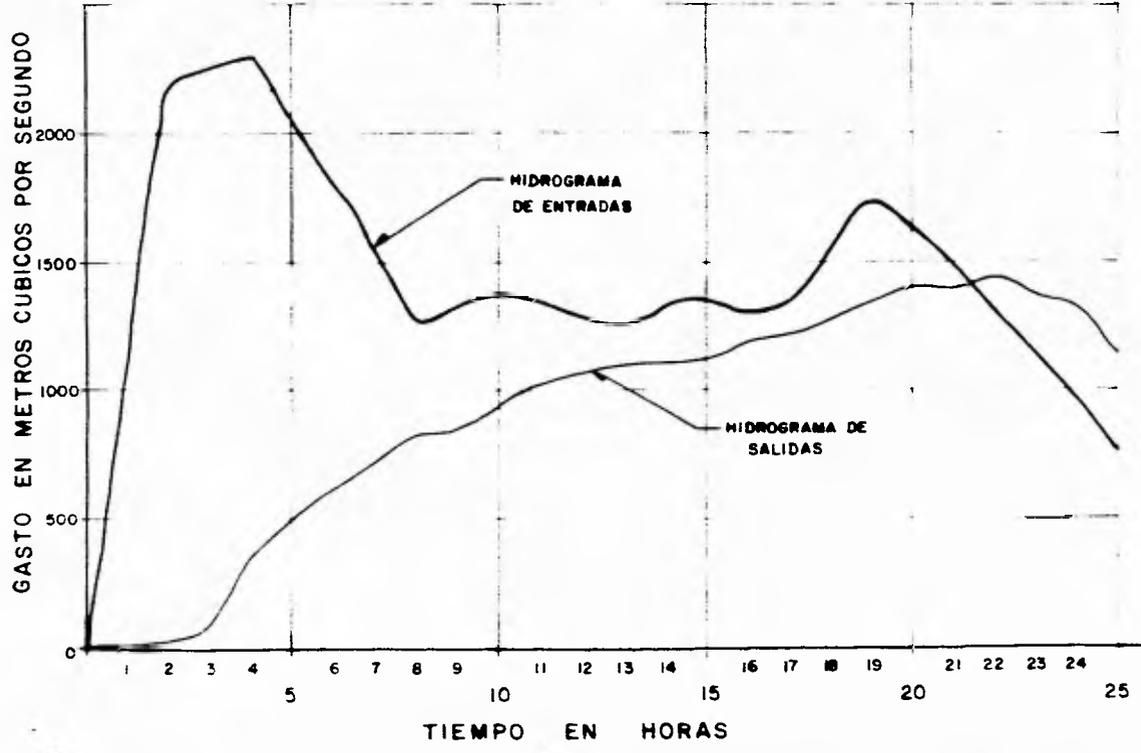
Tr = 10,000 años

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Tiempo Δt = 1 hr	QE m <sup>3</sup> /s	Qei millones de m <sup>3</sup> /hr	Qei millones de m <sup>3</sup> /hr	Qei+Qei millones de m <sup>3</sup> /hr	2V - Qs	2V + Qs	Qs millones de m <sup>3</sup> /s	Qs m <sup>3</sup> /s	Vol Ret millones de m <sup>3</sup>
0.00	0.00	0.000	3.740	3.740	0.000	0.000	0.000000	0.00	187.00
1.00	1.039.00	3.740	7.870	11.610	3.700	3.740	0.000006	5.61	188.86
2.00	2.186.00	7.870	8.089	15.959	15.100	15.310	0.000029	29.17	194.60
3.00	2.247.00	8.089	8.280	16.369	30.500	31.059	0.000078	77.61	202.39
4.00	2.300.00	8.280	7.394	15.674	44.200	46.869	0.000371	370.72	209.77
5.00	2.054.00	7.394	6.523	13.918	56.300	59.874	0.000496	496.44	216.04
6.00	1.812.00	6.523	5.566	12.089	64.800	70.218	0.000752	752.44	220.75
7.00	1.546.00	5.566	4.608	10.174	71.600	76.889	0.000735	734.56	224.12
8.00	1.280.00	4.608	4.784	9.392	75.800	81.774	0.000830	829.67	226.39
9.00	1.329.00	4.784	4.957	9.742	79.000	85.192	0.000860	860.06	228.05
10.00	1.377.00	4.957	4.828	9.785	81.800	88.742	0.000964	964.11	229.64
11.00	1.344.00	4.828	4.651	9.479	84.200	91.585	0.001026	1025.67	230.95
12.00	1.292.00	4.651	4.522	9.173	86.000	93.679	0.001067	1066.50	231.92
13.00	1.256.00	4.522	4.780	9.306	87.200	95.173	0.001107	1107.33	232.59
14.00	1.329.00	4.784	4.871	9.655	88.500	96.506	0.001142	1144.94	233.25
15.00	1.353.00	4.871	4.698	9.569	90.000	98.155	0.001133	1132.67	234.04
16.00	1.305.00	4.698	4.871	9.569	91.000	99.569	0.001190	1190.11	234.64
17.00	1.353.00	4.871	5.479	10.350	91.800	100.569	0.001218	1217.89	235.09
18.00	1.522.00	5.479	6.260	11.740	93.000	102.150	0.001271	1270.83	235.79
19.00	1.739.00	6.260	6.001	12.262	95.000	104.730	0.001353	1352.72	236.93
20.00	1.667.00	6.001	5.393	11.394	97.100	107.262	0.001411	1411.33	238.09
21.00	1.498.00	5.393	4.698	10.091	98.300	108.494	0.001402	1401.91	238.72
22.00	1.305.00	4.698	4.172	8.870	98.040	108.391	0.001452	1451.50	238.63
23.00	1.159.00	4.172	3.478	7.650	97.400	106.910	0.001376	1376.44	237.98
24.00	966.00	3.478	2.783	6.260	95.000	104.650	0.001340	1340.28	236.91
25.00	773.00	2.783	0.000	2.783	93.100	101.260	0.001133	1113.39	235.59

# TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE

$Q_{\text{DISEÑO}} = 2300 \text{ M}^3/\text{S}$   $T_r = 10,000 \text{ AÑOS}$

GRÁFICA 21.1



# ALGEBRA

## CHAPTER I

1. Introduction  
2. Addition  
3. Subtraction

Como se supuso en el tránsito de la avenida tendremos un vertedor de cresta fija y viendo la tabla no. 2.3.1 de gastos de salida tendremos que para nuestro  $Q_{max}$  habrá un  $Q_s = 1,452.00$  m<sup>3</sup>/s.

### 3.1.1 CANAL DE ACCESO

El canal de acceso captará el agua del vaso y la conducirá a la estructura de control. Como en nuestro caso el vertedor está adosado a la ladera, si requeriremos de esta estructura.

Aprovecharemos la elevación 387.75 de la ladera derecha para alojar nuestro canal, la topografía del lugar permite una entrada amplia que con una pendiente menor y la eliminación de zonas muertas, podremos tener una velocidad entre 3 y 5 m/s lo cual garantiza un régimen lento.

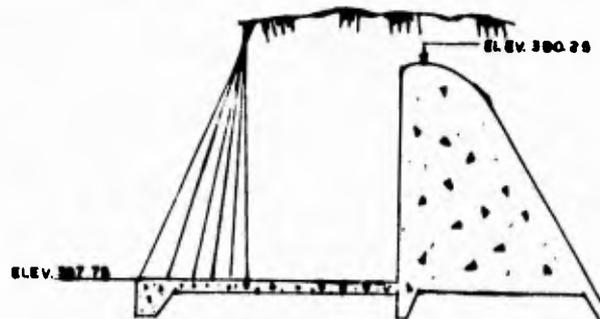


FIG 3.1.1 DETALLE CANAL DE ACCESO

### 3.1.2 ESTRUCTURA TERMINAL

La estructura de control que se requiere en esta obra, únicamente tendrá la función de dejar pasar la avenida máxima de diseño de la manera más económica y eficiente posible.

Dentro de todas las opciones que se tienen se consideró que un Vertedor de Cresta Fija, es una elección adecuada, pues es sencillo, fácil de realizar y económico. Dadas las características de la obra y dentro de las opciones de vertedores de este tipo conocidas, se optó por que el vertedor fuera de medio abanico, pues la topografía del lugar no permitía una longitud de cresta suficientemente larga para que fuera de otro modo.

De este modo, los cálculos y el diseño se basarán en un vertedor de cresta fija de medio abanico o vertedor de medio abanico.

#### Diseño del Vertedor de Medio Abanico

Para el cálculo del vertedor partiremos de los siguientes datos :

$$\begin{aligned} Q &= 1,452.00 \text{ m}^3/\text{s} \\ L &= 80.00 \text{ m (propuesto)} \\ H &= 4.35 \text{ m} \end{aligned}$$

Para facilitar los cálculos supondremos que el abanico será completo y después los resultados los tomaremos por mitad, así:

$$Q = 2,904.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 160.00 \text{ m}$$

y con estos datos el gasto unitario ( q ) :

$$q = 18.15 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para el diseño del vertedor dividiremos el análisis en tres partes:

- a) Cálculo de altura del cimacio
- b) Cálculos geométricos para obtener la forma del cimacio
- c) Cálculos geométricos para obtener la forma del vertedor de abanico completo

#### a) Cálculo de altura cimacio

Para calcular la altura del cimacio haremos una serie de iteraciones para conocer el tirante al pie del cimacio ( d1 ) y el tirante conjugado ( d2 ).

para esto usaremos :

$$Z = H + a + d1 \quad \text{Ec. 3.1}$$

$$V_1 = \sqrt{2gZ} \quad \text{Ec. 3.2}$$

$$d1 = q / V_1 \quad \text{Ec. 3.3}$$

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{2d_1V_1^2}{g} + \frac{d_1^2}{4}} \quad \text{Ec. 3.4}$$

Para ver la simbología ver figura 3.1.1

de este modo hacemos la siguiente tabla

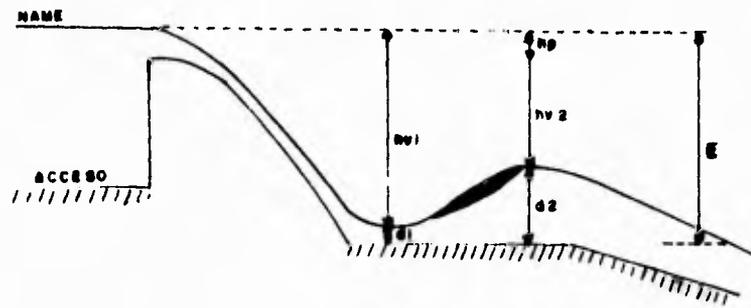
a (h cimacio) m	d <sub>1</sub> (supuesta) m	Z (Ec. 4.1.1) m	V <sub>1</sub> (Ec. 4.1.2) m/s	d <sub>1</sub> (Ec. 4.1.3) m	d <sub>2</sub> (Ec. 4.1.4) m
6.40	1.15	9.60	13.72	1.32 > 1.15	
7.00	1.28	10.07	14.06	1.28 = 1.28	6.47 < 7.00
6.50	1.25	9.60	13.72	1.32 > 1.25	
6.50	1.32	9.53	13.67	1.327 = 1.32	6.46 = 6.5

TABLA 3.1.1 CALCULO DE TIRANTES PARA ALTURA CIMACIO

de lo anterior, concluimos que el cimacio será de 6.50 m que reducido en un 20 % nos queda:

$$6.50 - (6.5 \times 0.20) = 5.20 \text{ m}$$

que consideraremos como altura definitiva ( ver figura 3.1.2).



**FIGURA 3.1.2 CALCULO DE ALTURA CIMACIO**

donde :

- |     |                            |    |                              |
|-----|----------------------------|----|------------------------------|
| H   | = Carga sobre vertedor     | Z  | = Altura total de la caída   |
| a   | = Profundidad canal acceso | d1 | = Tirante al pie del cimacio |
| Hvc | = Carga velocidad          | d2 | = Tirante conjugado          |
| dc  | = Tirante crítico          | Vt | = Velocidad de salto         |

**b) Cálculos geométricos para obtener la forma del cimacio del vertedor.**

Para este cálculo se seguirá el criterio de un perfil Creger, adaptando a arcos circulares. En la Fig. 3.1.4 se tiene un apoyo para la obtención de este perfil, el cual esta realizado por la SARH y con el que únicamente habrá que tener la carga de proyecto sobre el vertedor que es  $Hd = 4.35$  m.

Utilizando este apoyo tenemos los siguientes resultados:

a) Tabla de coordenadas para perfil Creger

PUNTO	X ( m )	Y ( m )
1	0.000	0.548
2	0.870	0.029
3	1.305	0.000
4	2.614	0.268
5	7.394	3.978
o1	1.037	1.296
o2	1.305	3.328
o3	-2.092	11.266

**TABLA 3. 1. 2 COORDENADAS DE CIMACIO PARA PERFIL CREGER**

b) Radios para obtención de perfil

$$\begin{aligned} R1 &= 1.279 \text{ m} \\ R2 &= 3.328 \text{ m} \\ R3 &= 11.963 \text{ m} \end{aligned}$$

c) Angulos necesarios para obtener el perfil

$$\begin{aligned} \alpha 1 &= 45^\circ 40' 18'' \\ \alpha 2 &= 7^\circ 31' 00'' \\ \alpha 3 &= 23^\circ 10' 00'' \end{aligned}$$

Finalmente se encuentra un punto tangencial a los arcos circulares con talud de 0.8 : 1 , y tenemos que sus coordenadas para el mismo eje cartesiano son:

$$P.T. = ( 7.249, 3.793 )$$

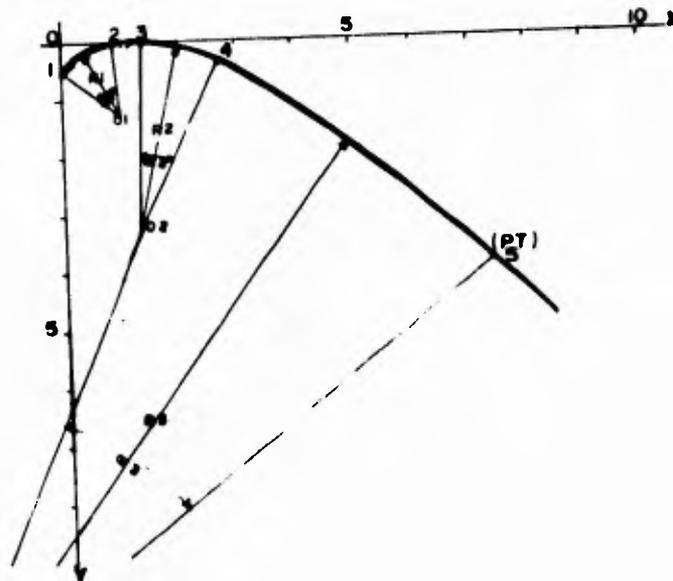


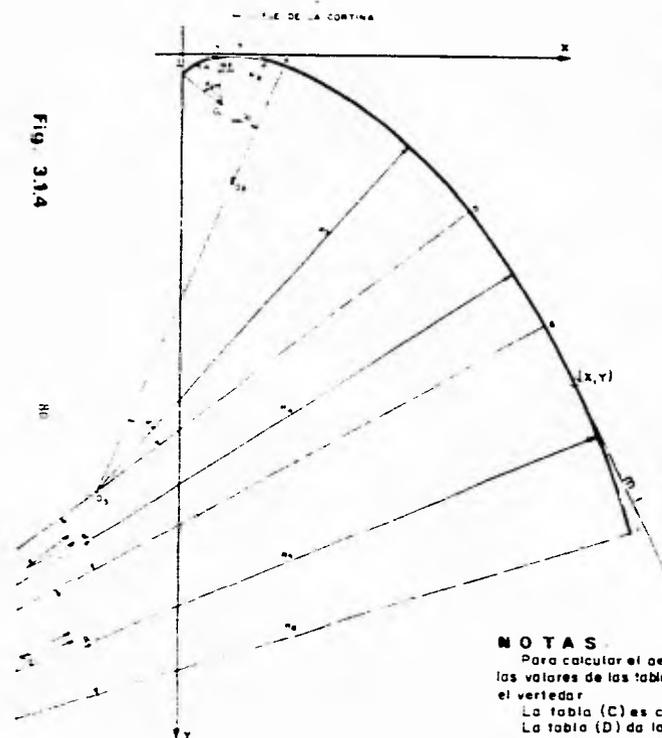
FIGURA 3.1.3 PERFIL DEL CIMACIO VERTEDOR

c) Cálculos geométricos para obtener la forma del vertedor de abanico completo  
 Partiremos del mismo principio que en el punto anterior, considerando un arco completo:  
 datos:

$$\begin{aligned} L &= 160.00 \text{ m} \\ Q &= 2,904.00 \text{ m}^3/\text{s} \\ H &= 4.35 \text{ m} \end{aligned}$$

ESTA TESIS NO DEBE  
 SALIR DE LA BIBLIOTECA

FIG. 3.14



(A)

PUNTO	x	y
1	0.0000	0.0000
2	0.0995	0.0097
3	0.2000	0.0360
4	0.3005	0.0669
5	0.4005	0.1017
6	0.5000	0.1400
7	0.6005	0.1813
8	0.7000	0.2260
9	0.8005	0.2737
10	0.9000	0.3240

(B)

x	y
0.0000	0.0000
0.0995	0.0097
0.2000	0.0360
0.3005	0.0669
0.4005	0.1017
0.5000	0.1400
0.6005	0.1813
0.7000	0.2260
0.8005	0.2737
0.9000	0.3240

(D)

h	a	b
0.0000	0.0000	0.0000
0.0995	0.0097	0.0360
0.2000	0.0360	0.0669
0.3005	0.0669	0.1017
0.4005	0.1017	0.1400
0.5000	0.1400	0.1813
0.6005	0.1813	0.2260
0.7000	0.2260	0.2737
0.8005	0.2737	0.3240
0.9000	0.3240	0.3740

Ecuación general para una carga H

$$y = aH - (bH^2 - x^2 - cHx) / 2$$

Abscisa del punto de tangencia con un talud m:1

$$x = \frac{cH}{2} + \sqrt{\left(\frac{cH}{2}\right)^2 + bH^2} \cdot \frac{1}{1+m}$$

(F)

PUNTO	x	y
1	0.23858	0.079734
2	0.50000	0.140000
3	0.66082	0.20993
4	0.78527	0.28323
5	0.87428	0.35988

(E)

h	a	b
0.0	0.0000	0.0000
0.1	0.0097	0.0360
0.2	0.0360	0.0669
0.3	0.0669	0.1017
0.4	0.1017	0.1400
0.5	0.1400	0.1813
0.6	0.1813	0.2260
0.7	0.2260	0.2737
0.8	0.2737	0.3240
0.9	0.3240	0.3740
1.0	0.3740	0.4240

**NOTAS**

Para calcular el perfil del cimado, multiplíquense los valores de las tablas (A) (B) y (F) por la carga sobre el vertedero.

La tabla (C) es constante para cualquier caso. La tabla (D) da las ecuaciones para obtener las coordenadas de puntos intermedios (para carga unitaria).

Para calcular las coordenadas del punto de tangencia de un talud cualquiera con las arcos de círculo, multiplíquense los valores de la tabla (E) por la carga sobre el vertedero.

SECRETARÍA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRÁULICOS  
 SUBSECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA  
 DIRECCIÓN GENERAL DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS  
**PERFIL CREAGER  
 ADAPTADO A ARCOS CIRCULARES**

PALETA DE COPIAS

Deberemos de cumplir los siguientes requisitos:

- a)  $1 < \alpha / 2\beta < 2.5$
- b)  $2.5 < R2 / R1 < 5$
- c)  $1.25 < a / b < 1.7$

donde :

$$L1 + 2L2 = 160.00 \text{ m} \quad \text{Ec. 3.1.5}$$

$$L1 = 0.01745 R1 (2\alpha) \quad \text{Ec. 3.1.6}$$

$$2L2 = 2 (0.01745) R2 (\beta) \quad \text{Ec. 3.1.7}$$

Suponemos  $R1 = 50.00 \text{ m}$  ,  $R2 = 150.00 \text{ m}$  y  $2\alpha = 60^\circ$

Sustituimos valores

$$\text{de Ec. 3.1.6} \quad L = 0.01745 \times 50 (60) = 52.35 \text{ m}$$

$$\text{de Ec. 3.1.7} \quad 2L = 2 (0.01745) \times 150 \times \beta = 5.235\beta$$

Sustituimos en Ec. 3.1.5:

$$52.35 + 5.235\beta = 160 \text{ m}$$

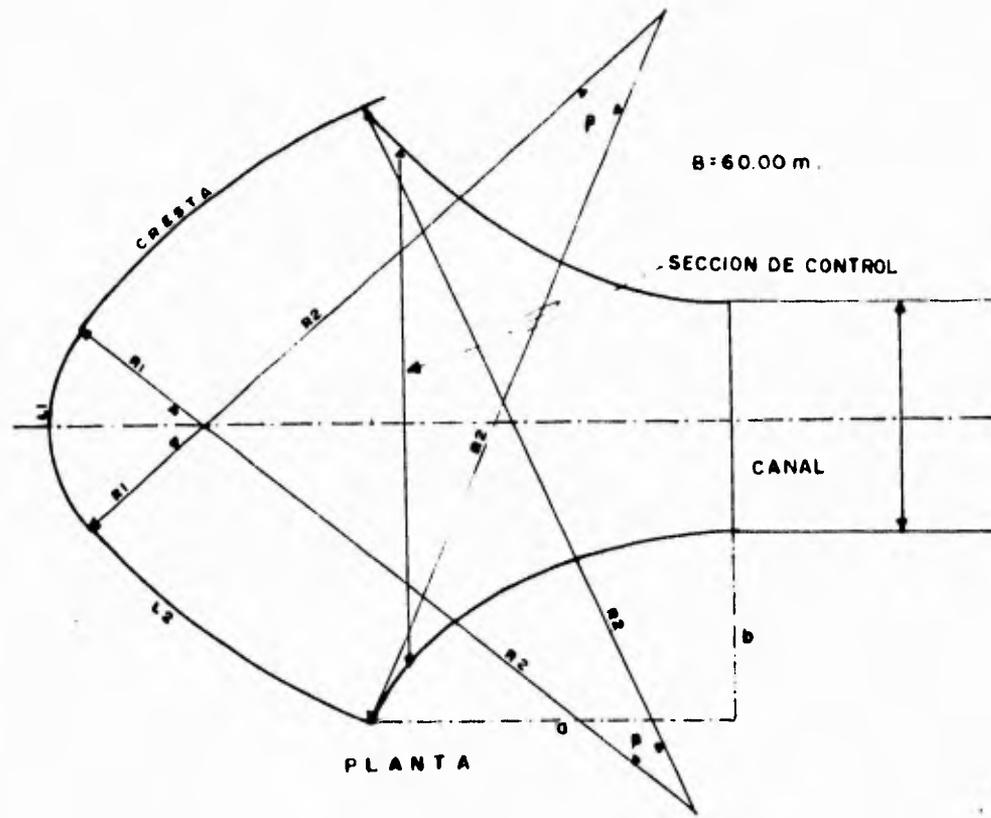
$$\text{y entonces} \quad \beta = (160 - 52.35) / 5.235 = 20.563^\circ = 20^\circ 33' 49''$$

Verificamos que se cumplan las condiciones :

$$\text{a) } 1 < 30 / 20.56 < 2.5 \quad \text{cumple}$$

$$\text{b) } 2.5 < 150 / 50 < 5.0 \quad \text{cumple}$$

para la relación de  $a / b$  se obtiene haciendo el dibujo a escala y determinando los valores de  $a$  y  $b$  hasta que la condición sea satisfecha, quedando así, trazado en planta, el abanico completo del cual se tomará solo la mitad.



**FIGURA 3.1.5 GEOMETRIA DE VERTEDOR ARCO COMPLETO**

donde :

$L$  = Longitud de la Cresta ( 160 m )  
 $R1$  = Radio de arco central cresta  
 $\alpha$  = Angulo total del arco central  
 $R2$  = Radio de los arcos laterales  
 $\beta$  = Angulo de los arcos laterales  
 $Lb$  = Ancho de la sección b-b  
 $L1$  = Distancia cresta a sec. control

$Ld$  = Ancho canal descarga  
 $S$  = Pendiente zona transición  
 $H$  = Carga sobre cresta vertedora  
 $h$  = Altura cimacio  
 $a$  = Longitud de transición  
 $b$  = Ancho de la transición  
 $L2$  = Distancia Sec. control a sec. transición

### 3.1.3 CANAL DE DESCARGA

Nuestra estructura de descarga será un canal de sección trapecial que se unirá a la salida de nuestro vertedor, convendrá que la pendiente sea mayor de la crítica, para lograr un desalojo mas rápido de agua.

Para su análisis lo dividimos en las siguientes partes:

- a) Sección de control del canal
- b) Pendiente crítica
- c) Canal de salida
- d) Estructura terminal

#### a) Sección de control

Para determinar la longitud de la sección, se toma en consideración el tirante crítico  $d_c$  y además, que la energía específica correspondiente al tirante conjugado ( en régimen tranquilo ) al pie de cimacio, sea igual a la energía específica correspondiente al tirante crítico más las pérdidas en el abanico (  $h_p$  ) o sea :

$$E = d_2 + h_{v2} = d_c + h_{vc} + h_p \quad \text{Ec. 3.1.8}$$

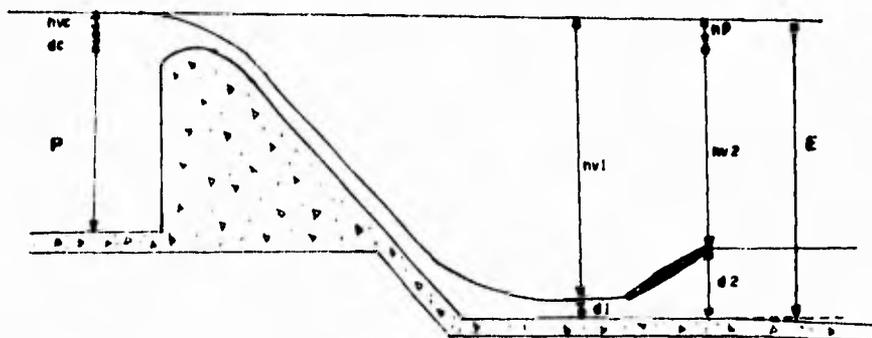


FIGURA 3.1.6 DETERMINACION DE LA SECCION DE CONTROL

donde :

E	= Energía total	Q	= Gasto de diseño
$d_c$	= Tirante crítico	q	= Gasto unitario de diseño
$h_{vc}$	= Carga de velocidad	g	= Aceleracion gravedad
$h_p$	= Pérdidas en abanico	$d_2$	= Tirante conjugado
$d_1$	= Tirante al pie cimacio	$h_{v2}$	= Carga en tirante conjugado
$h_{v1}$	= Carga sobre el vertedor	$A_c$	= Area en sec. crítica
Lc	= Longitud de sec. crítica		

Por experiencias en este tipo de vertedores, se han establecido las siguientes relaciones:

$$\begin{aligned} h_p &= 0.5 \quad h_{vc} \\ h_p &= 0.25 \quad d_c \\ h_{vc} &= 0.5 \quad d_c \end{aligned}$$

si sustituimos en 4.1.8

$$d_2 + h_{v2} = d_c + 0.50 d_c + 0.25 d_c = 1.75 d_c$$

por lo tanto:  $d_c = (d_2 + h_{v2}) / 1.75$  Ec 3.1.9

además hacemos que E quede en función del gasto unitario q en 3.1.8:

$$E = d_2 + (q^2 / 2gd^2) = 6.50 + (18.15^2 / 2 \times 9.81 \times 6.5^2) = 6.90 \text{ m}$$

si sustituimos en 3.1.9

$$d_c = 6.90 / 1.75 = 3.94 \text{ m}$$

Ahora calculamos la longitud de la sección de control, considerándola como una sección rectangular para esto hacemos:

$$V_c^2 = d_c \times g \quad \text{Ec. 3.1.10}$$

sustituimos:

$$V_c^2 = 3.94 \times 9.81 = 38.65 \quad \text{por lo tanto } V_c = 6.22$$

$$\frac{\text{m/s}}{A_c} = Q / V_c = 2,904 / 6.22 = 466.88 \text{ m}^2$$

$$\text{y si } A_c = L_c \times d_c$$

$$\text{tenemos que } L_c = 466.88 / 3.94 = 118.50 \text{ m}$$

Como consideramos el Q para abanico completo la longitud  $L_c$  será igual a:

$$L_c = 59.25 \text{ m}$$

#### b) Pendiente crítica

Para el cálculo de la pendiente crítica utilizamos Manning para  $V_c$

$$S_c = \left( \frac{V_c \times n}{r_c^{2/3}} \right)^2 \quad \text{Ec. 3.1.11}$$

donde :

Vc = Velocidad Crítica  
n = Coeficiente rugosidad  
rc = Radio hidráulico

Calculamos rc con :

$$rc = Ac / Pc \quad \text{Ec. 3.1. 12}$$

y el perímetro mojado ( Pc ) lo calculamos como:

$$Pc = Lc + 2dc\sqrt{2} = 59.25 + 2 \times 3.94 \times 1.414 = 70.39m.$$

y así en Ec. 3.1. 12 :  $rc = 466.88/70.39 = 6.63$

y calculamos :  $r_c^{3/4} = (6.63)^{3/4} = 3.53$

sustituimos en Ec. 3.1.11

$$Sc = \left( \frac{6.22 \times 0.015}{3.53} \right)^2 = 0.0007$$

Por lo tanto se dará una  $S = 0.01 \gg 0.0007$

### c) Canal de salida

Como se comentó, el canal de descarga que se propone será de sección trapecial con taludes 1:1. Para esto usaremos Bernoulli:

$$d_n + hv_n + Z_n = d_{n+1} + hv_{n+1} + SL$$

Partiendo de la siguiente información:

Q	=	1,452.00 m <sup>3</sup> /s
dc	=	3.94 m
Ac	=	233.44 m <sup>2</sup>
Vc	=	6.22 m/s
Pc	=	70.39 m
rc	=	6.33 m
n	=	0.015

En cuanto a la geometría del canal se propone:

$b = 30.00 \text{ m}$   
 $d = 3.90 \text{ m}$   
 $t = 1:1$   
 $S = 0.08$

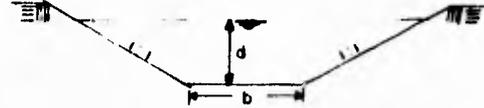


FIGURA 3.1.7 SECCION DE CANAL

Entonces aplicando Bernoulli:

$$3.94 + 1.97 + 4.32 = d2 + hv2 + S L = 10.23$$

De este modo y partiendo de nuestro tirante crítico y la información que de él tenemos, hacemos la siguiente tabla y las siguientes iteraciones:

I	$d_n$	$d_{n+1}$	$A_{n+1}$	$V_{n+1}$	$P_{n+1}$	$V_m$	$r_{n+1}$	$r_m$	$r_m^{2/3}$	$h_{v_{n+1}}$	Z	S x L	E Calc.	E Proy.
1	3.94									1.97	4.32		10.23	
1		3.90	132.21	10.98	41.03	8.60	3.22	4.93	2.89	6.14		0.11	10.15	10.23
2	3.90									6.14	3.68		13.72	
2		3.10	102.62	14.15	38.77	12.45	2.65	2.94	2.05	10.20		0.39	13.69	13.72
3	3.10									10.20	2.40		15.70	
3		2.83	92.91	15.63	38.00	14.89	2.45	2.55	1.87	12.45		0.43	15.71	15.70
4	2.83									12.45	9.35		24.63	

TABLA 3.1.3 CALCULO DEL PERFIL DE CANAL DE SALIDA

NOTA: para cada iteración se hicieron varios tanteos, en esta tabla solo se muestran los resultados finales.

Con esta información podemos dibujar el perfil del canal:

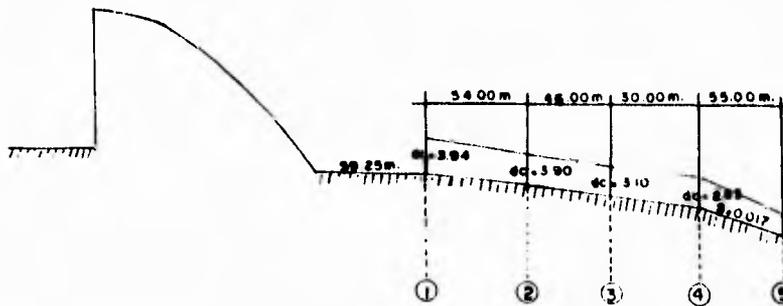


FIGURA 3.1.8 PERFIL DE CANAL

#### d) Estructura terminal

Finalmente tenemos la estructura terminal de la obra de excedencias que para esta obra se propuso fuera un deflector para disipar la energía de salida del canal, la razón por la cual se eligió hacer esta estructura, es que se consideró que es mucho más económica y la afectación a estructuras posteriores sería mínima.

A continuación se presenta la sección propuesta para esta estructura:

Calculamos el punto B con:

$$\frac{dy}{dx} = \operatorname{Tg} 30^\circ = \frac{-x}{\sqrt{64-x^2}}$$

despejando x obtenemos que :

$$X_b = 4.00 \text{ m}$$

Encontramos ahora y con:

$$Y_b = \sqrt{64-x^2} = \sqrt{64-(4.0)^2} = 6.92 \text{ m}$$

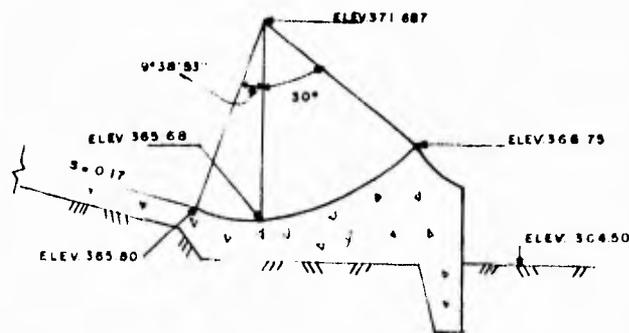


FIGURA 3.1.9 DETALLE DE ESTRUCTURA TERMINAL.

EN EL PLANO 4.1.1 SE PODRA VER COMO FINALMENTE SE TIENE EL ANTEPROYECTO DE ESTAS ESTRUCTURAS.

### 3.2 OBRA DE TOMA

#### 3.2.1 OBRA DE TOMA MARGEN IZQUIERDA

Se eligió una obra de toma controlada por dos compuertas de servicio de 1.52 x 1.52 m y dos compuertas de emergencia de las mismas dimensiones. Para soportar y operar todo esto se utilizará una torre de control.

De acuerdo con los datos calculados anteriormente tenemos :

Carga hidrostática mínima	= 371.00 - 367.60	= 3.40 m
Carga hidrostática máxima	= 390.25 - 367.60	= 22.65 m
Longitud		= 300.00 m
Elevación de NAMO		= 371.00 m
Capacidad muerta		= 25.00 mill de m <sup>3</sup>
Capacidad útil		= 162.00 mill de m <sup>3</sup>

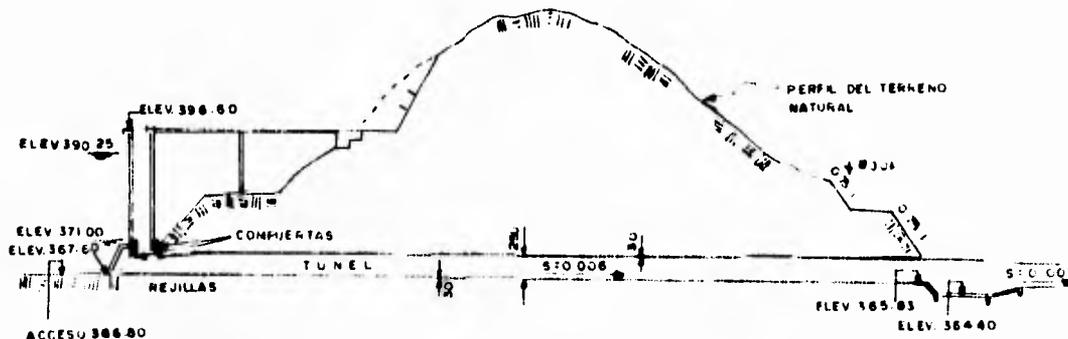


TABLA 3.2.1  
SECCION DE LA OBRA DE TOMA MARGEN IZQUIERDA

**a) Compuertas de operación**

Las compuertas propuestas deben de garantizar un gasto igual a :

$$Q = 0.75 \times 12.9 = 9.68 \text{ m}^3/\text{s}$$

tomando un coeficiente de gasto  $C = 0.60$

el H orificio =  $3.40 - 0.76 = 2.64 \text{ m}$  y si hacemos el cálculo como orificio :

$$Q = A \times C \times \sqrt{2gh} = 1.52 \times 1.52 \times 0.60 \times \sqrt{2(9.81)(2.64)} = 9.98 > 9.68$$

Como el gasto propuesto es mayor que el requerido se acepta la utilización de las compuertas.

**b) Cálculo de altura mínima de operación**

para esto utilizaremos :

$$H = \left( \frac{Q}{\sqrt{2(9.81)AC}} \right)^2 = \left( \frac{9.68}{\sqrt{19.62 \times 1.52^2 \times 0.60}} \right)^2 = 2.49 \text{ m}$$

con esto la elevación mínima será :

$$\text{Elev. min} = 367.60 + 0.76 + 2.49 = 370.85 \text{ m}$$

**c) Cálculo de la secciones de la tobra de toma**

Cálculo de abertura de compuerta:

requerimos un  $q' = 12.9 \times 0.5 = 6.45 \text{ m}^3/\text{s}$

sabemos que

$$C = 0.60$$

$$a = 0.35 \text{ (apertura de compuertas por lo que } a/2 = 0.175 \text{)}$$

$$H = 390.25 - 367.60 - 0.175 = 22.30 \text{ m}$$

entonces

$$q = 1.52 \times 0.35 \times 0.60 \times \sqrt{19.62(22.30)} = 6.67 \approx 6.45 \quad \text{Ec. 3.2.1}$$

Sección 1 contracción de entrada ( ver fig. 3.2.1 )

sabemos que  $d = 0.60 \times 0.35 = 0.210$  m

entonces:

$$\begin{aligned} A &= 0.210 \times 2.50 &= 0.525 \text{ m}^2 \\ V &= 6.45 / 0.525 &= 12.28 \text{ m/s} \\ hv &= (12.28)^2 / 19.62 &= 7.69 \text{ m} \\ P &= 2 \times (0.21 + 2.50) &= 2.92 \text{ m} \\ m &= 0.525 / 2.92 &= 0.179 \end{aligned}$$

Sección 2 al inicio de la transición aguas abajo de las compuertas

$$\begin{aligned} L &= &= 3.00 \text{ m} \\ S &= &= 0.006 \\ Z &= 3.00 \times 0.006 &= 0.018 \\ Q &= &= 12.9 \text{ m}^3/\text{s} \\ B &= &= 5.00 \text{ m} \end{aligned}$$

aplicaremos Bernoulli

$$Z + d_1 + hv_1 = d_2 + hv_2 + hf \quad \text{Ec. 3.2.2}$$

Proponemos un  $d_2 = 0.22$  m

$$\begin{aligned} A_2 &= 0.220 \times 5.00 &= 1.10 \text{ m}^2 \\ V_2 &= 6.45 / 0.525 &= 11.72 \text{ m/s} \\ hf_2 &= ((11.72 \times 0.015) / 0.332)^2 / 19.62 &= 7.69 \text{ m} \\ P_2 &= 5 + (0.22 \times 2.00) &= 5.44 \text{ m} \\ r_2 &= 1.10 / 5.54 &= 0.202 \\ hv_2 &= 11.72^2 / 19.62 &= 7.01 \text{ m/s} \end{aligned}$$

que sustituyendo en Ec 3.2.2

$$\text{Bernoulli en 2} = 0.22 + 7.01 + 0.74 = 7.97 \text{ que es aprox. igual a 7.92}$$

aplicando Bernoulli en las siguientes secciones tenemos el siguiente cuadro:

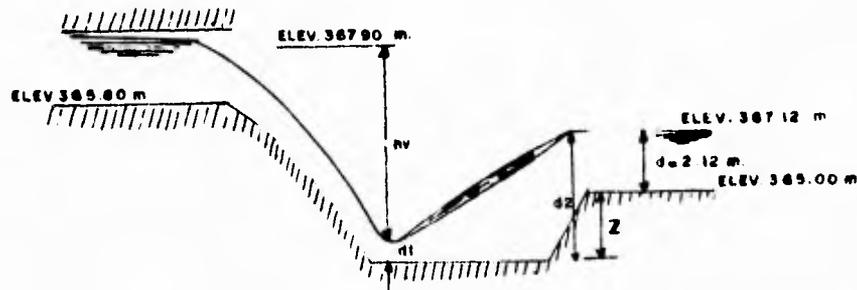
Sección	$d_n$ (m)	$A_n$ (m <sup>2</sup> )	$V_n$ (m/s)	$h_{v_n}$ (m)	$P_n$ (m)	$r_n$ (m)	$h_{f_n}$ (m)
1	0.21	0.525	12.28	7.69	2.92	0.179	
2	0.22	1.10	11.72	7.01	5.44	.202	0.74
3	0.48	1.20	10.75	5.89	3.46	0.346	1.28
4	0.65	1.625	7.94	3.21	3.80	0.428	2.72
5	0.85	2.125	6.07	1.88	4.20	0.506	1.52
6	1.05	2.625	4.914	1.23	4.60	0.571	0.77
7	1.25	3.125	4.128	0.87	5.00	0.625	0.46
8	1.31	3.275	3.939	0.79	5.12	0.639	0.33

Calculando la pendiente crítica nos da  $S_c = 0.00529$ , por lo que tomaremos  $S = 0.006$  que es prácticamente la misma, el tirante normal es de 1.314, que para el gasto  $q$  se establece.

**d) Cálculo de tanque amortiguador de obra de toma margen derecha**

Sabemos que los datos hidráulicos a la salida del túnel son :

- $Q = 12.90 \text{ m}^3/\text{s}$
- $B = 2.50 \text{ m}$
- $d = 1.35 \text{ m}$
- $A = 3.275 \text{ m}^2$
- $V = 3.939 \text{ m/s}$
- $h_v = 0.79 \text{ m}$



**Fig. 3.2.2**  
**CORTE DE TANQUE AMORTIGUADOR**

Nivel de energía a la salida del túnel :

$$E = 365.80 + 1.31 + 0.79 = 367.90 \text{ m}$$

se propone el tanque con taludes verticales con la finalidad de no incrementar demasiado las excavaciones en el tajo de salida del túnel a los lados del tanque.

si  $d1 = 0.50 \text{ m}$

$$\begin{aligned} A &= 0.5 \times 2.5 = 1.25 \text{ m}^2 \\ V &= 12.90 / 1.25 = 10.32 \text{ m/s} \\ h_v &= 10.32^2 / 19.62 = 5.43 \text{ m} \end{aligned}$$

la elevación de fondo Elev. fondo. =  $367.90 - 5.43 - 0.5 = 361.97 \text{ m}$

$$\begin{aligned} Z &= 365.00 - 361.97 = 3.03 \text{ m} \\ d2 &= 367.12 - 361.97 = 5.15 \text{ m} \end{aligned}$$

Para cálculo de taludes usamos  $K = (QV / g) + Ay$  donde  $y = 0.5 \times 0.5 = 0.25$

$$\begin{aligned} K1 &= ((12.90 \times 10.32) / 9.81) + (1.25 \times 0.25) = 13.88 \\ A2 &= 2.25 \times 5.15 = 12.88 \text{ m} \\ V2 &= 12.90 / 12.88 = 1.00 \text{ m/s} \\ K2 &= ((12.90 \times 1.00) / 9.81) + (12.88 \times 2.58) = 34.54 \end{aligned}$$

Con estos valores de K suponemos que el tanque esta sobrado

hacemos un segundo tanteo y lo comparamos en la siguiente tabla:

Tanteo	d1 (m)	A (m <sup>2</sup> )	V1 (m/s)	h <sub>v</sub> 1 (m)	Elevación de fondo (m)	Z (m)	d2 (m)	K1	A2 (m <sup>2</sup> )	K2
1	0.50	1.25	10.32	5.43	361.97	3.03	5.15	13.88	12.88	34.54
2	0.75	1.88	6.86	2.40	364.75	0.25	2.37	9.74	5.93	5.08

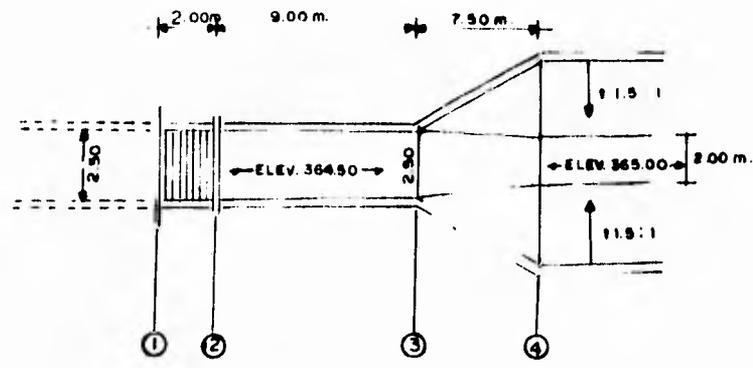
Nuestra apreciación es correcta pues  $K1 > K2$  para esta segunda iteración.

De este modo se propone un angostamiento del 10 %

$$Z = 0.25 + (0.10 \times 2.37) = 0.49 \text{ tomaremos } 50 \text{ cm}$$

$$\text{Elev. fondo} = 364.50 \text{ m}$$

$$\text{longitud del tanque} = 5(d2 - d1) = 5(2.37 - 0.75) = 8.10 \text{ tomaremos } 9.00 \text{ m}$$



**FIG. 3.2.3**  
**PLANTA DEL TANQUE AMORTIGUADOR**

Aplicando Bernoulli entre las secciones 3 y 4 del tanque con la intención de verificar que sean correctos los niveles de salida:

Características de la sec. 4

- Q = 12.90 m<sup>3</sup>/s
- d4 = 2.12 m
- A4 = 10.98 m<sup>2</sup>
- n = 0.015
- r = 1.15
- t = 1.5 : 1
- V4 = 1.17 m/s
- Z = 0.50 m
- h<sub>v4</sub> = 0.07

En la siguiente tabla aplicamos Bernoulli:

Sección	d <sub>n</sub> (m)	A <sub>n</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>n</sub> (m/s)	h <sub>v n</sub> (m)	P <sub>n</sub> (m)	r <sub>n</sub> (m)	h <sub>f n</sub> (m)
3	2.60	6.50	1.98	0.20	7.80	0.85	0.03

Con esos datos coincide nuestra información y podemos decir que la elevación del agua en el tanque será igual a 367.10 m, lo cual es muy aproximado a la supuesta de 367.12 m, dándose una elevación de 367.50 m. Con esto aceptamos las dimensiones propuestas para el tanque, la transición y la salida.

e) Cálculo del bordo libre

Para esto proponemos utilizar la siguiente fórmula :

$$B1 = 0.1 ( v1 + d2 ) \quad \text{Ec. 3.2.3}$$

si tenemos la siguiente información:

$$\begin{aligned} V1 &= 6.86 \text{ m/s} = 22.51 \text{ pies / s} \\ d2 &= 2.37 \text{ m} = 7.78 \text{ pies} \end{aligned}$$

Entonces en Ec 3.2.3 :

$$B1 = 0.1 ( 22.51 \times 7.78 ) = 3.029 \text{ pies} = 1.00 \text{ m}$$

de este modo la elevación de la banquetta será = 367.12 + 1.00 = 368.12 m

se le dará una elevación de 368.80 m

f) Cálculo de coordenadas de caída a la salida del túnel

para la siguiente información :

$$\begin{aligned} Q &= 12.90 \quad \text{m}^3/\text{s} \\ V_0 &= 3.939 \quad \text{m/s} \\ S &= 0.006 \\ \theta &= 0^\circ 20' 37'' \end{aligned}$$

$$Y_{\max} = 365.80 - 364.50 = 1.30 \text{ m}$$

Aplicamos la siguiente expresión:

$$Y = -\frac{1}{2} g \left( \frac{X}{V_0 \cos \theta} \right)^2 + X \tan \theta = \frac{9.81}{2} \left( \frac{X}{3.939 \cos(0^\circ 20' 37'')} \right)^2 + 0.006 X$$

Como se vera queda una ecuación de segundo grado con la cual podremos elaborar la siguiente tabla:

X	a	b	Y	X''	ELEVACION
0.25	0.019	0.002	0.021	0.042	365.76
0.50	0.079	0.003	0.082	0.164	365.72
1.00	0.316	0.006	0.322	0.634	365.48
1.50	0.711	0.009	0.720	1.440	365.08
2.02	1.289	0.012	1.301	2.602	364.50

### 3.2.2 OBRA DE TOMA MARGEN DERECHA

Se eligió una tubería que trabajará a presión con un diámetro propuesto de 121.9 cm (48") la cual se bifurcará en dos salidas con tuberías de 91.41 cm (36") de diámetro, cada una de estas salidas estará controlada por una válvula de compuerta para su funcionamiento cotidiano y otra de emergencia, ambas válvulas serán del mismo diámetro.

La obra de toma tendrá las siguientes capacidades:

Gasto Q	=	4.30 m <sup>3</sup> /s
Carga hidrostática mínima	= 371.00 - 367.60	= 3.40 m
Carga hidrostática máxima	= 390.25 - 367.60	= 22.65 m

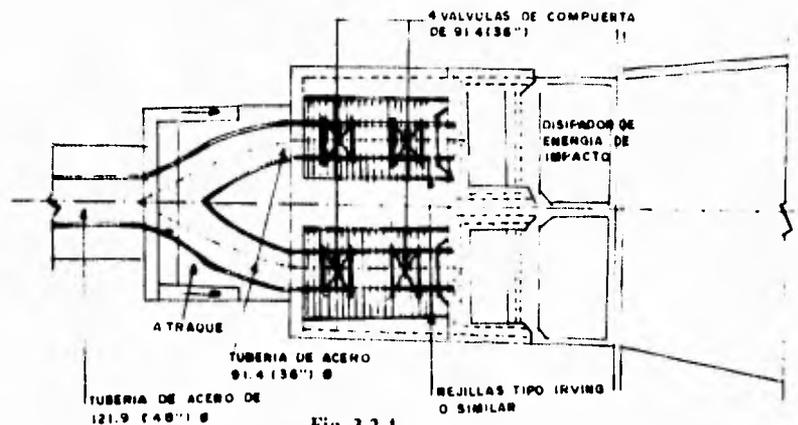


Fig. 3.2.4  
PLANTA DE OBRA DE TOMA MARGEN DERECHA

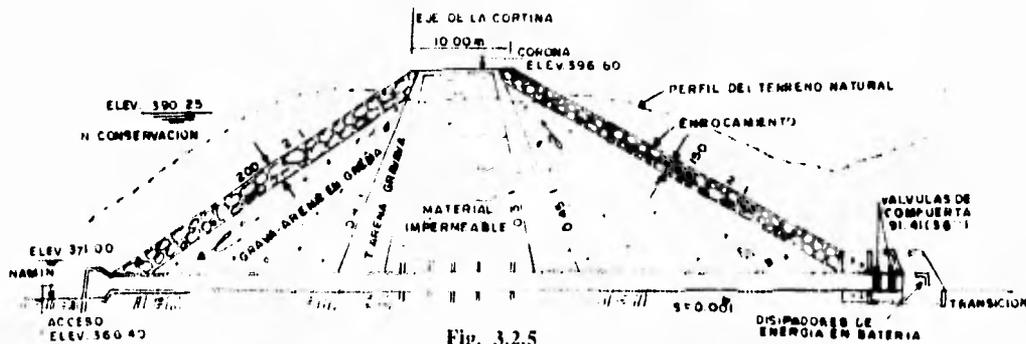


Fig. 3.2.5  
CORTE DE OBRA DE TOMA MARGEN DERECHA

**a) Revisión de dimensiones**

Para la tubería propuesta de 121.9 cm ( 48 ") y la bifurcación de dos tuberías de 91.4 cm ( 36 "), tendremos los siguientes datos:

$$\begin{aligned} Q &= 4.30 \text{ m}^3/\text{s} \\ A &= 0.7854 \times (1.219)^2 = 1.167 \text{ m}^2 \\ V &= 4.30 / 1.167 = 3.685 \text{ m/s} \\ V^2/2g &= (3.685)^2 / 19.62 = 0.692 \\ D &= 121.9 \text{ cm ( 48" )} \end{aligned}$$

Pérdida en rejilla  $H_r = 0.15 V^2 / 2g = 0.15 \times 0.692 = 0.104 \text{ m}$

Pérdida por entrada  $H_e = 0.10 V^2 / 2g = 0.10 \times 0.692 = 0.069 \text{ m}$

Pérdida por fricción para los 113 m

$$H_f = \frac{V^2}{2g} \left( \frac{n^2 2gL}{R^{4/3}} \right) = 0.692 \left( \frac{0.13^2 \times 19.62 \times 113}{0.205} \right) = 1.265 \text{ m} \quad \text{Ec. 3.2.4}$$

Pérdida por reducción  $H_{red} = 0.3 V^2 / 2g = 0.208 \text{ m}$

Calculamos las pérdidas por fricción para el tramo de 8 m. de tubería usando Ec 3.2.4

$$H_f = 0.131 \text{ m}$$

de este modo la suma de pérdidas en la tubería de 121.9 cm ( 48 ") sea:

$$\Sigma H_P = 1.44 \text{ m}$$

Cuantificamos la pérdida de carga para tubería de 91.4 cm ( 36 "):

$$\begin{aligned} A &= 0.784 \times (0.914)^2 = 0.656 \text{ m}^2 \\ V &= 2.15 / 0.656 = 3.27 \text{ m/s} \\ H &= 1.5 V^2 / 2g = 3.27^2 / 19.62 = 0.82 \text{ m} \end{aligned}$$

En toda la tubería la pérdida total será:

$$H = 1.44 + 0.82 = 2.26 > 2.79$$

Por lo tanto la propuesta es correcta, disponiendo de carga suficiente para absorber las pérdidas y dotar del gasto requerido.

### b) Funcionamiento del conjunto bajo carga máxima

Aplicando Bernoulli entre la entrada y donde se inicia la bifurcación; se tiene la siguiente expresión:

$$H + \Delta = D/2 + H_{vs} + H_{pr} + H_p \quad \text{Ec. 3.2.5}$$

entonces :

$$H = 22.65 - 0.61 = 22.04 \text{ m}$$

$$\Delta = 0.001 + 108 = 0.108 \text{ m}$$

$$D/2 = 1.219 / 2 = 0.61 \text{ m}$$

$$H_{vs} = V^2 / 2g = 3.685^2 / 19.62 = 0.69 \text{ m}$$

$$\Sigma H_p = 2.08 V^2 / 2g = 2.08 ( 3.68 )^2 / 19.62 = 1.44 \text{ m}$$

Sustituyendo valores en Ec. 3.2.5

$$22.04 + 0.108 = 0.61 + 0.69 + H_{pr} + 1.44$$

Despejando encontramos que la carga máxima sobre la bifurcación será igual a :

$$H_{pr} = 19.408 \text{ m}$$

que es aceptable para las condiciones de trabajo.

Con esto terminamos la revisión y cálculos de la obra de toma margen derecha.

### 3.3 OBRA DE DESVIO

Inicialmente los escurrimientos se desviarán por medio de un pequeño canal, formado por el terreno natural del lecho del río y una preatagüa.

Con lo anterior se podrán efectuar los trabajos para la obra de desvío definitiva. Atendiendo principalmente a las características topográficas y geológicas de la boquilla, se propone localizar la obra en la margen derecha del río, debido a que en esta parte aflora en la superficie el material rocoso pudiendo con ello garantizar un buen apoyo en la parte del canal de desvío y el conducto para el cierre final. Dicho conducto estará localizado también en la margen derecha.

Topográficamente el terreno se presta para resolver el problema de desvío mediante un tajo. En él se alojará un canal formado por dos atagüas de enrocamiento.

A continuación se presentan los cálculos para el diseño hidráulico del canal, así mismo la altura de las atagüas de aguas abajo y aguas arriba, los cuales permitirán la construcción de la cortina. También se presenta el diseño del conducto para el cierre final.

#### 3.3.1 CALCULO DEL CANAL

Proponemos una sección trapezoidal y partiendo de los siguientes datos podremos empezar el cálculo:

Gasto máximo observado	$Q_{max}$	=	952.00 m <sup>3</sup> /s
Talud del material de enrocamiento	T	=	2 : 1
Constante rugosidad plantilla	n	=	0.040
Ancho de plantilla (propuesto)	B	=	20.00 m.

Aplicando la ecuación para tirante crítico de sección trapezoidal:

$$Q^3/g = A^3/T$$

Donde:

Q	Gasto en m <sup>3</sup> /s
g	9.81 m/s
A	Area de sección en m <sup>2</sup>
T	Ancho de sup. libre en m
dc	Tirante crítico

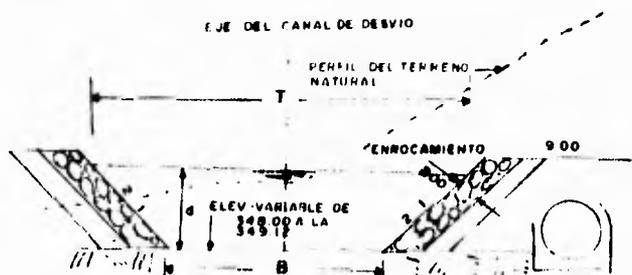


Fig. 3.3.1  
CROQUIS SECCION CANAL.

Sustituyendo valores:

$$Q^2/g = 952^2/9.81 = 92.385$$

Haciendo tanteos llegamos a un  $V_c$  de 5.13

$$\begin{aligned} V_c &= 5.13 \text{ m} \\ h_v &= 6.13 \text{ m/s} \\ A_c &= 1.92 \text{ m}^2 \\ P &= 155.20 \text{ m} \\ r &= 42.94 \text{ m} \end{aligned}$$

Calculamos la pendiente crítica:

$$S_c = \left( \frac{Qn}{Ac \times r^{4/3}} \right)^2 = \left( \frac{952 \times 0.04}{155.2 \times (3.61)^{4/3}} \right)^2 = 0.0109$$

Proponemos  $S = 0.005$

La longitud del tajo es de aproximadamente de  $L = 225 \text{ m}$  y aplicando Bernoulli en 3 hacia aguas arriba a  $75 \text{ m}$ , ya que el tirante crítico se presenta al final del tajo.

Hacemos el cálculo para la sección 1:

$$\begin{aligned} Z &= 0.005 \times 75 = 0.375 \text{ m} \\ d_o + h_vo + Z &= 5.13 + 1.92 + 0.375 = 6.675 \text{ m} \end{aligned}$$

con esta información haremos un cuadro de la siguiente manera, para las tres secciones:

Sec.	$d_o + h_vo + Z$	d (m)	A (m <sup>2</sup> )	V (m/s)	$h_v$ (m)	P (m)	r (m)	$r^{4/3}$ (m)	$V/n$ (v/s)	hf (m)	$d_o + h_vo - h_f$ (m)
1	6.675	6.00	192.00	4.958	1.25	46.83	4.100	3.855	5.546	0.61	6.640
2	6.000	6.20	200.88	4.739	1.14	47.73	4.209	4.155	4.849	0.42	6.880
3	6.970	6.30	205.38	4.262	1.09	48.61	4.263	4.246	4.683	0.38	6.970

La pérdida de carga a la entrada del tajo de desvío es:

$$h_e = 0.5 h_v = 0.5 \times 1.092 = 0.55 \text{ m}$$

Partiendo de una elevación de la plantilla en el extremo aguas abajo a la cota 348.00 m, la elevación de plantilla en el extremo de aguas arriba será:

$$h_e = 0.5 h_v = (348.00 + 0.005) \times 225 = 349.125 \text{ m}$$

La elevación del agua en el embalse aguas arriba será:

$$\text{Elev. a. arriba} = 349.125 + 6.30 + 0.55 + 1.09 = 357.070 \text{ m}$$

además tomando un bordo libre de 1.00 m tenemos que la elevación de la corona de las ataguías aguas arriba tendrá una cota de 358.20 m aproximadamente.

La elevación de la corona de ataguías aguas abajo será:

$$\text{Elev. a. abajo} = 34.800 + 5.13 + 1.00 = 345.12 \text{ m} \approx 345.500 \text{ m}$$

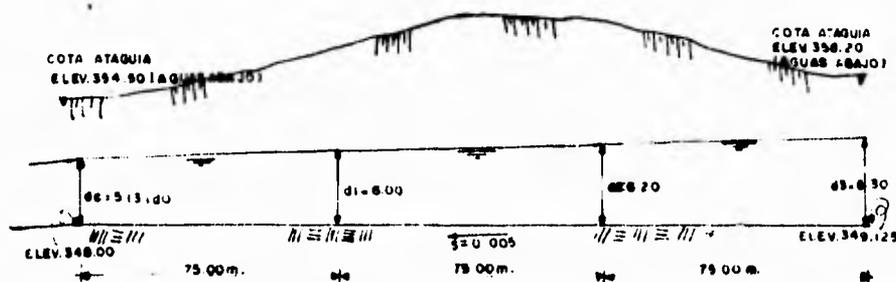


Fig. 3.3.2  
CROQUIS DE PERFIL HIDRAULICO  
PLANTA

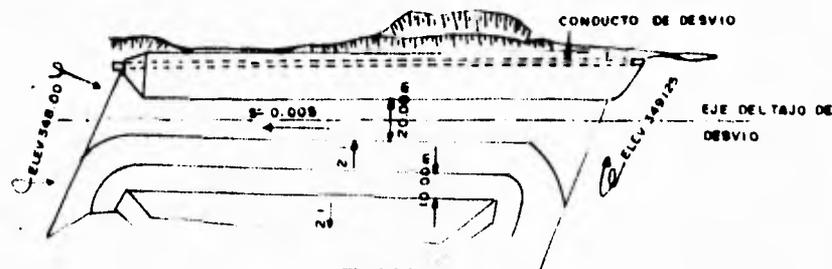


Fig. 3.3.3  
CROQUIS DE PERFIL HIDRAULICO  
PLANTA

### Cálculo de conducto para cierre final

Tenemos el gasto máximo en el período de estiaje:

$$Q = 45 \text{ m}^3/\text{s}$$

Proponemos un tubo de diámetro igual a 3.00 m cuyos datos serán:

$$\begin{aligned} A &= 7.06 \text{ m}^2 \\ V &= 6.37 \text{ m/s} \\ h_v &= 2.07 \text{ m} \\ P &= 9.42 \text{ m} \\ r &= 0.75 \text{ m} \\ h_f &= 3.02 \text{ m} \end{aligned}$$

Como  $S = 0.005$  es mayor que  $S_c = 0.0038$  el tirante crítico se presenta al inicio de la tubería, por lo que no es necesario aplicar ya Bernoulli. Así es que la elevación que tendremos a la salida será finalmente:

$$\text{Elev. salida} = 10 + 1.35 + 0.517 + 0.259 + 349.125 = 351.25 \text{ m}$$

Al hacer el cálculo para  $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$  muestra pendiente crítica fue el igual que en caso de  $q=10 \text{ m}^3/\text{s}$ , menor que la propuesta, se calcula únicamente que la elevación será:

por lo que iremos a  $Q = 30 \text{ m}^3/\text{s}$

Al aplicar Ec. 3.3.1 tenemos que un  $\frac{Q}{D^2} = \frac{30}{3^2} = 1.952$

Con la tabla 3.3.1 (S.A.R.H.) tenemos  $dc/D = 0.80$  ;  $dc = 0.80 \times 3.00 = 2.40 \text{ m}$

Con la tabla 3.3.2 (S.A.R.H.) tenemos  $Ac/D^2 = 0.6736$  ;  $Ac = 0.6736 \times 3^2 = 6.062 \text{ m}^2$

de donde obtenemos:

$$\begin{aligned} r_c &= 0.913 \text{ m} \\ V_c &= 4.949 \text{ m} \\ h_{vc} &= 1.263 \text{ m} \\ S_c &= 0.0062 \end{aligned}$$

D= Diámetro del conducto mts. dc= Tirante crítico del agua en m. hu= Carga de velocidad para la profundidad crítica "d" q= Gasto para la profundidad crítica "dc" P= Presión estática sobre la sección transversal del prisma de agua en toneladas métricas				$\frac{dc}{D}$	$\frac{hu}{D}$	$\frac{q}{D^{3/2}}$	$\frac{P}{D^3}$	
	.01	.0033	.00033	.0000	.48	.1817	.68462	.0720
	.02	.0067	.00138	.0000	.49	.1914	.74139	.0795
	.03	.0101	.00304	.0001	.50	.1964	.77054	.0833
	.04	.0134	.00541	.0002	.51	.2014	.80025	.0873
	.05	.0168	.00845	.0003	.52	.2065	.83050	.0914
	.06	.0203	.01215	.0005	.53	.2117	.86126	.0956
	.07	.0237	.01645	.0007	.54	.2170	.89251	.0998
	.08	.0271	.02148	.0010	.55	.2224	.92404	.1042
	.09	.0306	.02711	.0013	.56	.2279	.95673	.1087
	.10	.0341	.03341	.0017	.57	.2335	.98964	.1133
	.11	.0376	.04036	.0021	.58	.2393	1.02315	.1179
	.12	.0411	.04793	.0026	.59	.2451	1.05747	.1227
	.13	.0446	.05610	.0032	.60	.2511	1.09179	.1276
	.14	.0482	.06493	.0038	.61	.2572	1.12690	.1326
	.15	.0517	.07438	.0045	.62	.2635	1.16268	.1376
	.16	.0553	.08448	.0053	.63	.2699	1.19907	.1428
	.17	.0589	.09519	.0061	.64	.2765	1.23607	.1481
	.18	.0626	.10646	.0070	.65	.2833	1.27367	.1534
	.19	.0662	.11838	.0080	.66	.2902	1.31193	.1589
	.20	.0699	.13092	.0091	.67	.2974	1.35080	.1644
	.21	.0736	.14406	.0103	.68	.3048	1.39045	.1700
	.22	.0773	.15775	.0115	.69	.3125	1.43076	.1758
	.23	.0811	.17205	.0128	.70	.3204	1.47184	.1816
	.24	.0848	.18696	.0143	.71	.3286	1.51369	.1875
	.25	.0887	.20248	.0157	.72	.3371	1.55643	.1935
	.26	.0925	.21849	.0173	.73	.3459	1.59999	.1996
	.27	.0963	.23516	.0190	.74	.3552	1.64450	.2058
	.28	.1002	.25239	.0207	.75	.3648	1.69000	.2121
	.29	.1042	.27017	.0226	.76	.3749	1.73654	.2185
	.30	.1081	.28850	.0255	.77	.3855	1.78425	.2249
	.31	.1121	.30744	.0266	.78	.3967	1.83317	.2314
	.32	.1161	.32693	.0287	.79	.4085	1.88353	.2380
	.33	.1202	.34698	.0309	.80	.4210	1.93532	.2447
	.34	.1243	.36757	.0332	.81	.4343	1.98861	.2515
	.35	.1284	.38872	.0356	.82	.4485	2.04345	.2584
	.36	.1326	.41042	.0381	.83	.4638	2.10158	.2653
	.37	.1368	.43267	.0407	.84	.4803	2.16138	.2723
	.38	.1411	.45548	.0434	.85	.4982	2.22388	.2794
	.39	.1454	.47878	.0462	.86	.5177	2.28953	.2865
	.40	.1497	.50263	.0491	.87	.5392	2.35888	.2938
	.41	.1541	.52704	.0520	.88	.5632	2.43260	.3011
	.42	.1586	.55194	.0551	.89	.5900	2.51155	.3084
	.43	.1631	.57745	.0583	.90	.6204	2.59697	.3158
	.44	.1676	.60346	.0616	.91	.6555	2.69040	.3233
	.45	.1723	.63001	.0650	.92	.6966	2.79410	.3308
	.46	.1760	.65702	.0684	.93	.7459	2.91132	.3384
	.47	.1817	.68462	.0720	.94	.8065	3.04698	.3460
					.95	.8841	3.20900	.3537
					1.00			.3927

SECRETARÍA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRÁULICOS  
 SUBSECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA HIDRÁULICA  
 DIRECCIÓN GENERAL DE GRANDE IRRIGACIÓN  
 SUBDIRECCIÓN DE PROGRAMAS Y ESTUDIOS ESPECÍFICOS

CARGA DE VELOCIDAD Y GASTOS A PROFUNDIDADES CRÍTICAS Y PRESIONES ESTÁTICAS EN CONDUCTOS CIRCULARES PARCIALMENTE LLENOS

Conforme: EL DIRECTOR CONSULTIVO TÉCNICO  
 DIRECTOR GENERAL Aprobó SUBSECRETARIO

MÉXICO, D.F. SEP - 1984. HOJA ÚNICA NR. 7

a = Area de la seccion P = Perimetro mojado r = Radio hidráulico d = Tirante de agua D = Diametro del conducto				$\frac{d}{D}$	$\frac{a}{D^2}$	$\frac{P}{D}$	$\frac{r}{D}$
				.48	.3727	1.5308	.2434
				.49	.3827	1.5508	.2467
				.50	.3927	1.5708	.2500
				.51	.4027	1.5908	.2531
				.52	.4127	1.6108	.2561
				.53	.4227	1.6308	.2591
				.54	.4327	1.6509	.2620
				.55	.4426	1.6710	.2649
				.56	.4526	1.6911	.2676
				.57	.4625	1.7113	.2703
				.58	.4723	1.7315	.2728
				.59	.4822	1.7518	.2753
				.60	.4920	1.7722	.2776
				.61	.5018	1.7926	.2797
				.62	.5115	1.8132	.2818
				.63	.5212	1.8338	.2839
				.64	.5308	1.8546	.2860
				.65	.5404	1.8755	.2881
				.66	.5499	1.8965	.2901
				.67	.5594	1.9177	.2921
				.68	.5687	1.9391	.2941
				.69	.5780	1.9606	.2961
				.70	.5872	1.9822	.2981
				.71	.5964	2.0042	.2999
				.72	.6054	2.0264	.3016
				.73	.6143	2.0488	.3033
				.74	.6231	2.0714	.3050
				.75	.6318	2.0943	.3066
				.76	.6404	2.1176	.3082
				.77	.6489	2.1412	.3097
				.78	.6573	2.1652	.3112
				.79	.6655	2.1895	.3126
				.80	.6736	2.2143	.3140
				.81	.6815	2.2395	.3153
				.82	.6893	2.2653	.3166
				.83	.6969	2.2916	.3178
				.84	.7043	2.3186	.3190
				.85	.7115	2.3462	.3201
				.86	.7186	2.3746	.3212
				.87	.7254	2.4038	.3223
				.88	.7320	2.4338	.3233
				.89	.7384	2.4645	.3243
				.90	.7445	2.4961	.3253
				.91	.7504	2.5284	.3262
				.92	.7560	2.5615	.3271
				.93	.7612	2.5954	.3280
				.94	.7662	2.6301	.3288
				.95	.7707	2.6656	.3296
				.96	.7754	2.7019	.3303
				.97	.7800	2.7390	.3310
				.98	.7843	2.7769	.3317
				.99	.7884	2.8156	.3323
				1.00	.7922	2.8551	.3329

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS	
SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA	
DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION	
SUBDIRECCION DE PROGRAMAS Y ESTUDIOS ESPECIFICOS	
AREA PERIMETRO MOJADO Y RADIO HIDRAULICO PARA CONDUCTOS CIRCULARES PARCIALMENTE LLENOS	
Conforme	CONSULTIVO TECNICO
EL DIRECTOR	Aprobo
DIRECTOR GENERAL	SUBSECRETARIO
MEXICO, D.F.	M.P.D.
SEP - 1984	HOJA UNICA

Como  $S = 0.005$  es menor que  $S_c = 0.0062$  el tirante crítico se presenta a la salida de la tubería, por lo que es necesario aplicar Bernoulli en cuatro secciones de 56.25 m ( hacia aguas arriba ).

Hacemos el cálculo para la sección 1:

$$\begin{aligned} Z &= 0.055 \times 56.25 &= 0.281 \text{ m} \\ d_0 + h_{v0} + Z &= 2.400 + 1.263 - 0.281 &= 3.382 \text{ m} \end{aligned}$$

$d_1$	$= 2.65$		$d_1 / D$	$= 2.65/3.0$	$= 0.883$
$A/D^2$	$= 0.732$	de tabla 3.3.2	por lo que A		$= 6.588 \text{ m}^2$
V1	$= 30 / 6.588$	$= 4.554$	por lo que $h_{v1}$	$= 4.554^2/19.62$	$= 1.057 \text{ m}$
P/D	$= 2.4341$	de tabla 3.3.2	por lo que P		$= 7.502 \text{ m}$
r/D	$= 2.706$	de tabla 3.3.1	por lo que r		$= 0.902 \text{ m}$
rn					$= 0.908 \text{ m}$
Vm	$= ( 4.554 + 4.949 ) / 2$				$= 4.752 \text{ m}^3/\text{s}$
hf	$= (4.752 \times 0.15)^2/0.937$				$= 0.326$

$$\text{hacemos } d_n + h_{vn} - h_{fn} = 2.65 + 1.057 - 0.326 = 3.381 \approx 3.382$$

con esta información hacemos un cuadro de la siguiente manera:

Sec.	$d_{n-1} + h_{vn-1} - Z$	d (m)	$A/D^2$	A ( $\text{m}^2$ )	V (m/s)	h <sub>v</sub> (m)	P/D	P (m)	r (m)	h <sub>f</sub> (m)	$d_n + h_{vn} - h_{fn}$ (m)
1	3.382	2.65	0.7320	6.588	4.554	1.057	2.4341	7.302	0.902	0.326	3.381
2	3.426	2.80	0.7642	6.6878	4.36	0.970	2.6021	7.806	0.880	0.29	3.430
3	3.489	2.83	0.7662	6.896	4.35	0.964	2.6467	7.940	0.869	0.29	3.500
4	3.513	2.85	0.7707	6.936	4.33	0.960	2.6906	8.072	0.859	0.29	3.520

Con estos datos calculamos pérdidas por entrada  $h_e = 0.5 h_v = 0.5 \times 0.96 = 0.48 \text{ m}$

De este modo tenemos una elevación a la salida :

$$\text{Elev. salida } 30 = 349.125 + 2.85 + 0.96 + 0.48 = 353.42 \text{ m}$$

Finalmente para un gasto  $Q = 40 \text{ m}^3/\text{s}$ , la tubería trabaja a presión y como ya tenemos este cálculo la elevación resultará:

$$\text{Elev. salida } 40 = 357.12 \text{ m}$$

Haciendo el resumen tenemos:

Q = 10 m <sup>3</sup> /s	Elevación = 351.36 m
Q = 20 m <sup>3</sup> /s	Elevación = 352.36 m
Q = 30 m <sup>3</sup> /s	Elevación = 353.42 m
Q = 40 m <sup>3</sup> /s	Elevación = 357.12 m

El cálculo hidráulico se realiza en forma idéntica a como se obtuvo con un Q = 952 m<sup>3</sup>/s, obteniendo los siguientes resultados:

Q = 100.00 m <sup>3</sup> /s	Elevación = 351.36 m
Q = 200.00 m <sup>3</sup> /s	Elevación = 352.47 m
Q = 400.00 m <sup>3</sup> /s	Elevación = 354.07 m
Q = 800.00 m <sup>3</sup> /s	Elevación = 356.34 m
Q = 952.00 m <sup>3</sup> /s	Elevación = 357.12 m
Q = 1000.00 m <sup>3</sup> /s	Elevación = 357.66 m

Con esto tenemos los cálculos necesarios para realizar las obras de desvío

### 3.4 CORTINA

Basándonos en los datos obtenidos anteriormente como son, los niveles de operación del vaso, curva áreas - capacidades, datos topográficos, geológicos, así como los diseños de las obras de toma, de desvío y de excedencias, nos resta evaluar el tipo de cortina a proponer.

Para esto hablaremos básicamente del sitio seleccionado para la ubicación de la cortina. En cuanto a las condiciones del lugar, podemos decir que en primera instancia se aprecia que la topografía del lugar es adecuada para instalar una presa ya que inclusive actualmente se tiene un bordo rústico para la contención de agua. Se observa que existen bancos de materiales de buena calidad accesibles debido al tipo de roca que existe en la zona. Finalmente habrá que aclarar que todas las vías de acceso al lugar, tendrán que realizarse en el momento de la construcción de la presa.

En rigor se deberían considerar a nivel anteproyecto diferentes alternativas de tipo de cortina, con el objeto de proponer la más viable, sin embargo, dadas las características que tiene el lugar, adicionalmente a que se cuenta con material de buena calidad en la zona, sugerimos analizar directamente una cortina de materiales graduados.

#### 3.4.1 ALTURA DE LA CORTINA

Definiremos la altura de la cortina como la diferencia de elevación entre la corona de la cortina y el punto inferior de la superficie de desplante.

Para poder conocer la altura total de la cortina, tendremos que conocer la altura hidráulica de la cortina que estará dada en los siguientes términos:

$$Hh = hazolv. + h \text{ aprov.}$$

Como vimos en el subcapítulo 2.1 y en la gráfica 2.1.1 tenemos:

CONCEPTO	CAPACIDAD m <sup>3</sup> (datos redondeados)	ALTURA m
Capacidad azolves	8,000,000	+367.00
Capacidad útil	162,000,000	
<b>Capacidad total</b>	<b>170,000,000</b>	<b>+390.25 (NAMO)</b>

Ahora adicionaremos la altura correspondiente al superalmacenamiento que del tránsito de avenida obtuvimos y que corroborando con nuestra obra de excedencias es:

$$h_{\text{superalm.}} = 4.07 \text{ m (NAME)}$$

Con estos datos nos resta calcular la altura correspondiente al bordo libre, éste estará en función de:

Marea del viento  
Oleaje del viento  
Pendiente y características del parámetro mojado  
Factor de seguridad

Para cálculo de marea del viento utilizamos:

$$S = V^2 F / 62816 D$$

donde:

F = Fetch efectivo en km  
V = Velocidad del viento en km/hr  
D = Profundidad media del vaso  
S = Marea del viento en m

Evaluando las diferentes cantidades:

F estimado = 3.00 km  
V estimada = 20.0 km/hr  
D =  $(390.25 - 367)/2 = 11.625 \text{ m}$

Calculamos S:

$$S = (20.0)^2 \times 3 / 62816 \times 11.625 = 0.002 \text{ m}$$

El oleaje del viento lo estimamos con la altura de la ola  $H_o$

Con el diagrama propuesto por Seville de el diagrama 3.4.1 podemos calcular con el Fetch propuesto, la velocidad, el viento y la altura propuesta de  $H_o$ .

Entrando en el diagrama tenemos que  $H_o = 0.21 \text{ m}$



Finalmente con el diagrama 3.4.2 propuesta por Seville también encontramos T, que es el período de la ola, para que a su vez con esto encontremos Lo que es la longitud aproximada de la ola:

$$L_o = 1.57 T^2$$

Encontramos que para nuestros datos de Fetch y velocidad del viento en el diagrama 3.4.2 tenemos que :

$$T = 1.75$$

así

$$L_o = 1.57 (1.75)^2 = 4.08$$

Con este dato podemos hacer una relación Ho/Lo con la que se puede entrar a la Diagrama 3.4.3 en la que encontramos para la pendiente que proponemos de 2:1, una altura de remontaje R.

Tenemos entonces que  $H_o/L_o = 0.20 / 4.08 = 0.04$

de la Diagrama tenemos que  $R/H_o = 2.3$

con lo que  $R = 2.3 \times 0.21 = 0.466 \text{ m}$

Proponemos un factor de seguridad de  $= 1.60 \text{ m}$

y tenemos que la altura para alcanzar el bordo libre será de:

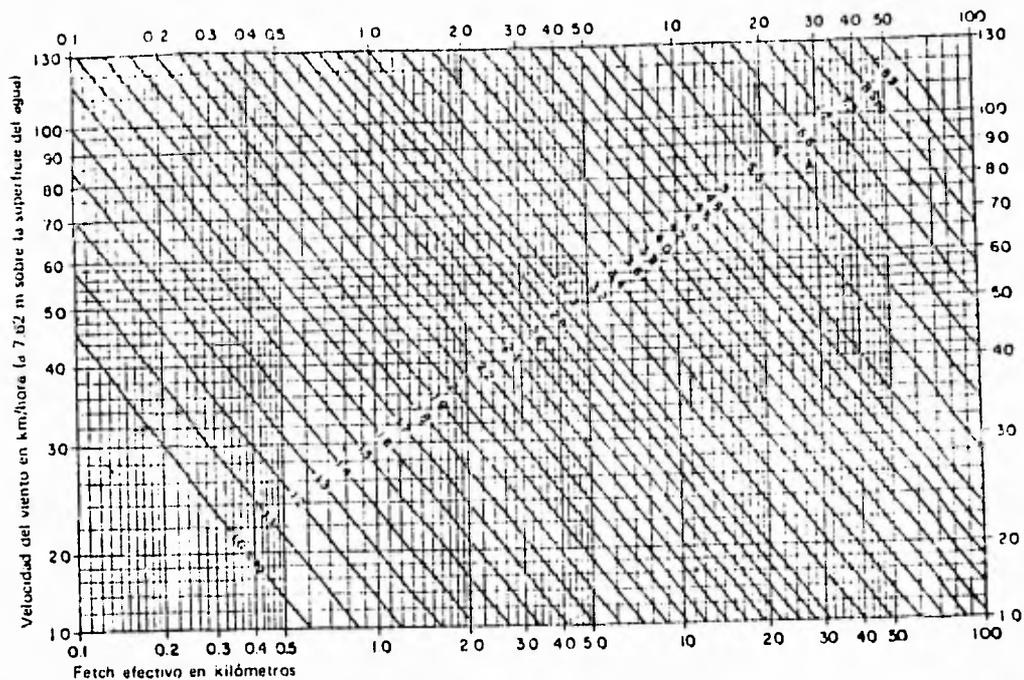
$$H_{bl} = S + h_o + R + FS = 0.004 + 0.21 + 0.466 + 1.60 = 2.28 \text{ m}$$

Así, finalmente la altura total de la cortina será:

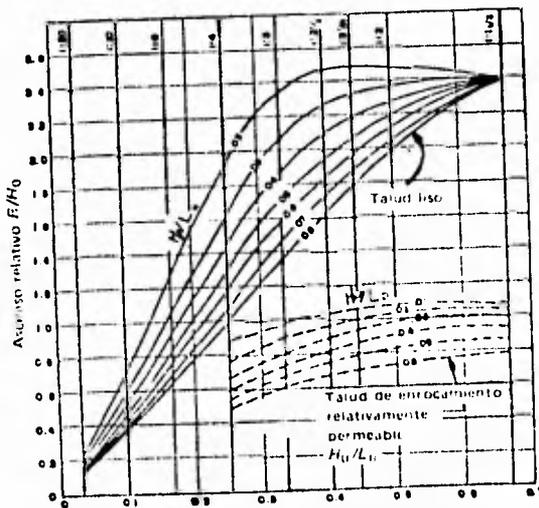
$$H = H_h + H_{superal.} + H_{bl} = 390.25 + 4.07 + 2.28 = 396.60 \text{ m}$$

Partiendo que el lecho del río esta a una altura de  $+ 348 \text{ m}$  tenemos que la cortina deberá tener una altura de :

$$H = 396.60 - 348.00 = 48.60 \text{ m}$$



**DIAGRAMA 3.4.2**  
 Diagrama para determinar el periodo máximo de la ola en función de la velocidad del viento y del fetch.



**DIAGRAMA 3.4.**  
 Pendiente del talud aguas arriba.

### 3.4.2 CIMENTACION

Se plantea la construcción de un dentellón de tierra que llegará hasta el estrato impermeable con una cimentación permeable de poca profundidad, esto se hará con la intención de evitar pérdidas excesivas por filtración.

Para esto proponemos una cimentación con una carpeta de consolidación, para proceder a los rellenos de material impermeable con taludes de 0.3 : 1 y posteriormente se pondrá una capa de transición de arena y grava de talud 0.4 : 1, esto será el desplante de la cimentación y se continuará para el cuerpo de la cortina en si ( ver plano 4.1 ).

### 3.4.3 ESTABILIDAD DE TALUD

Para revisar la estabilidad del talud, utilizaremos el método sueco de círculo de falla. Para esto propondremos un círculo de falla y verificaremos que para éste el equilibrio de fuerzas se cumpla teniendo un factor de seguridad adecuado.

Primero calcularemos la suma de momentos que ejerce la presa con respecto al círculo de falla tomando como centro " O " ( ver figura 3.4.1 )

$$M = \Sigma Wx$$

donde W es la fuerza que se ejerce en cada sección y x el brazo de palanca.

Posteriormente calcularemos la resistencia del material tomando en cuenta los esfuerzos cortantes tangenciales que actúan a lo largo del círculo de falla, esto crea un momento resistente Mr que será el siguiente:

$$Mr = \Sigma Ss ( \Delta L ) r$$

Donde  $\Delta L$  es la longitud del arco de falla, para un segmento, r el radio del arco de falla y Ss es la resistencia cortante que se calcula con la ley de Coulomb:

$$Ss = c + \sigma \tan \theta$$

finalmente c es la cohesión,  $\theta$  el ángulo de fricción interna y  $\sigma$  la presión efectiva de contacto entre las partículas y el suelo a lo largo del arco de falla. Consideraremos que:

$$\sigma = (( W \cos \theta ) / \Delta L ) - uw$$

donde uw será la presión de poro que en nuestro caso la consideraremos despreciable para efectos de un cálculo básico. Al hacer el proyecto ejecutivo, se tendrá que hacer la red de flujo correspondiente y tomar en cuenta este valor.

De este modo, para nuestro caso requeriremos de la siguiente información de la cortina:

Altura de la corona	48.60 m
Ancho parte superior	10 m
Talud	2 : 1
Anchura promedio base	187 m
Peso específico de la grava y arena en greña ( $\gamma$ )	1,500 kg/m <sup>3</sup>
Cohesión (c)	100 kg/m <sup>2</sup>
Angulo fricción interna ( $\theta$ )	30°
Coefficiente de permeabilidad	15 m <sup>3</sup> / dia

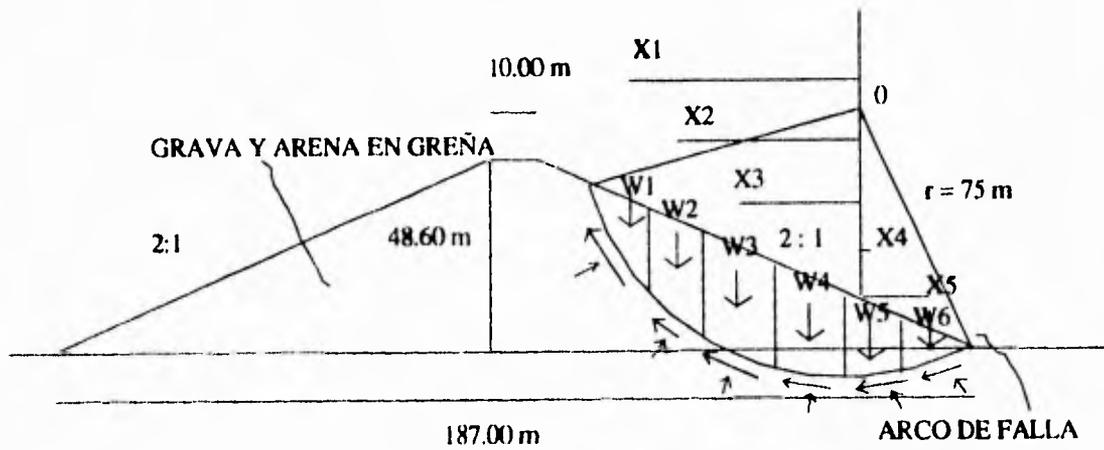


FIGURA 3. 4. 1  
PROPUESTA DE CIRCULO DE FALLA PARA SECCION CORTINA

De este modo haremos un cuadro para calcular nuestro factor de seguridad

sec	W ( miles kg)	x ( m )	M (miles kg/m)	W cos θ ( miles kg)	ΔL ( m )	σ tan θ (kg/m <sup>2</sup> )	Sc (kg/m <sup>2</sup> )	Mr ( miles kg/m)
1	65.00	54	3,510.00	56.00	17.00	830.00	930.00	1,185.75
2	83.00	44	3,652.00	72.00	9.00	2,008.00	2,108.00	1,422.90
3	150.00	26	3,900.00	130.00	12.00	8,350.00	8,450.00	7,605.00
4	130.00	10	1,300.00	113.00	11.00	8,010.00	8,110.00	6,690.75
5	77.00	8	616.00	67.00	12.00	5,140.00	5,240.00	4,716.00
6	20.00	24	480.00	17.00	13.00	1,210.00	1,310.00	1,277.25
	TOTALES		13,458.00					22,897.65

De este modo el factor de seguridad estará dado por la expresión:

$$F_s = M_r / M = 22,897.65 / 13,458.00 = 1.70$$

Un factor de 1.70 se considera adecuado y por lo tanto se acepta la sección.

## 4 DESCRIPCION GENERAL DE LAS OBRAS

### 4.1 PRESA EL CHIFLON

El proyecto contempla la construcción de la Presa El Chiflón, la cual tiene una capacidad total de 242.00 millones de m<sup>3</sup>, estará destinada al control del río Purificación, para proteger contra inundaciones y dotar con riego una superficie de 15,601 ha netas de los valles La Resolana y La Huerta.

La presa estará provista de dos obras de toma, una en cada margen, donde tendrán su origen los canales principales, que dominarán 3,120 ha en la margen derecha y 12,481 ha en la margen izquierda.

#### 4.1.1 AREA DE LA CUENCA Y DISPONIBILIDAD DE AGUA

El área de la cuenca del río Purificación hasta la boquilla El Chiflón es de 324.00 km<sup>2</sup>. Los escurrimientos medios en el período 1954-1984 son de 213.42 millones de m<sup>3</sup>, con un máximo de 359.53 millones de m<sup>3</sup> y un mínimo de 131.60 millones de m<sup>3</sup>.

#### 4.1.2 VASO DE ALMACENAMIENTO

De acuerdo con el resultado del Estudio Hidrológico, se asignó al vaso una capacidad total de 242 millones de m<sup>3</sup> la cual se integra de la siguiente manera:

CAPACIDADES	VOLUMENES (miles de m <sup>3</sup> )	ELEVACION (m)
Muerta	25,000 (7,155 para azolves)	367.60
Riego	162,000	390.25
Superalmacenamiento	55,000	394.32
TOTAL	242,000	

#### 4.1.3 CONDICIONES GEOLOGICAS DE LA BOQUILLA

El eje de la boquilla de la Presa El Chiflón es topográficamente asimétrico, con la ladera derecha de menor pendiente que la izquierda.

Litológicamente, la ladera izquierda está constituida por un complejo metamórfico muy compacto, fracturado y silicificado. La zona del cauce está cubierta por una capa de acarreo de grava y arena, con espesor medio de 10 m. A su vez, sobre el material aluvial descansa una capa de suelo, que tiene cerca de 1 m de potencia. En la ladera derecha se encuentra el mismo complejo metamórfico silicificado, fracturado.

Al realizar el diseño de la presa, se deberá tener en cuenta que la boquilla está ubicada en la zona sísmica del país, en la que ocurren sismos con frecuencia.

#### 4.1.4 CORTINA

Tomando en consideración la topografía y la geología de la boquilla, así como su ubicación en la zona sísmica del país y la disponibilidad de materiales de construcción en lugares inmediatos, se adoptó para el diseño de la cortina considerar materiales graduados de tipo flexible y de eje recto.

De acuerdo con el diseño, la cortina está constituida esencialmente por un corazón impermeable, simétrico, central y angosto, de 6.0 m de ancho en la corona y taludes de 0.3 : 1 en ambos paramentos, que se desplantará sobre el complejo metamórfico compacto, muy fracturado y silicificado, desalojando la capa de aluvión y de suelo, así como la roca intemperizada. Adosados a este núcleo se colocarán filtros de arena y grava, seleccionados, de un metro de espesor en la parte superior, con taludes de 0.4 : 1 el de aguas arriba y de 0.45 : 1 el de aguas abajo, posteriormente sobre estos materiales seguirán los respaldos, formados con grava, arena y rezaga hasta alcanzar taludes de 2 : 1, quedando protegidos mediante chapas de enrocamiento de 2.0 m de espesor, en paramento de aguas arriba, para defensa contra el oleaje y de 1.50 m en el paramento de aguas abajo, para defensa contra la erosión, la corona se revestirá con una capa de grava y arena selecta de 0.03 m de espesor. ( Ver Plano 4.1)

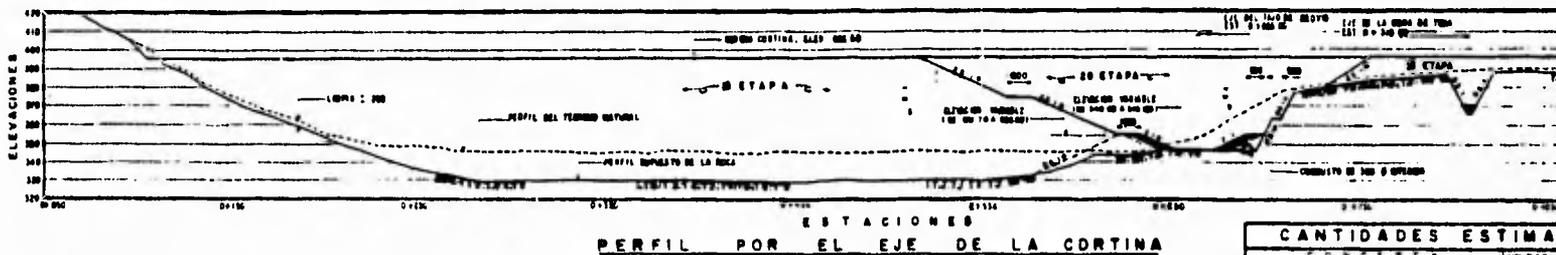
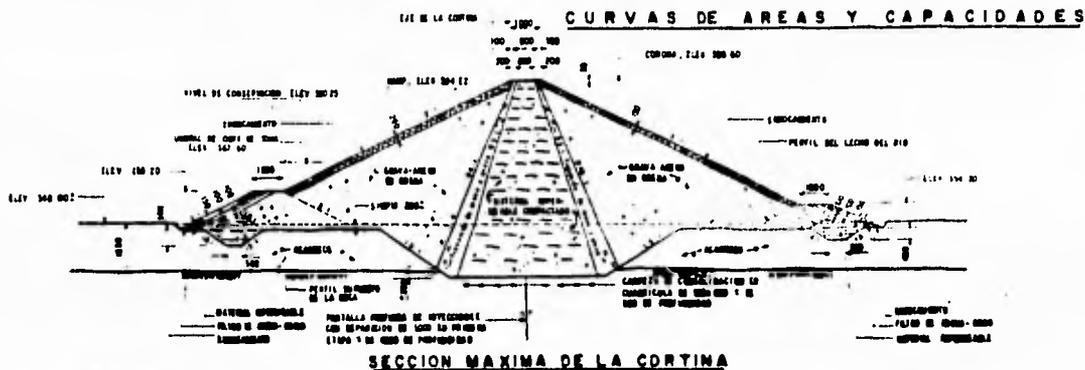
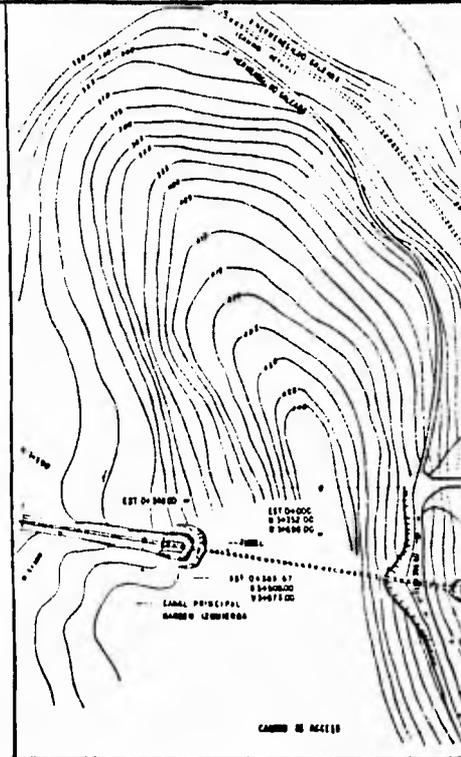
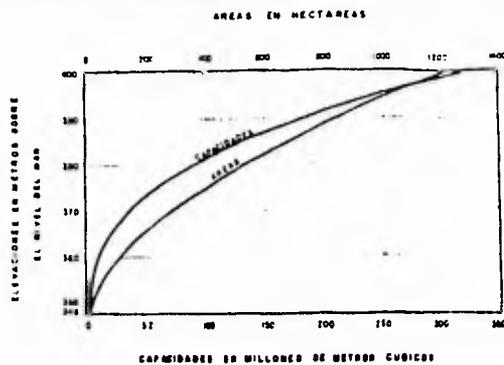
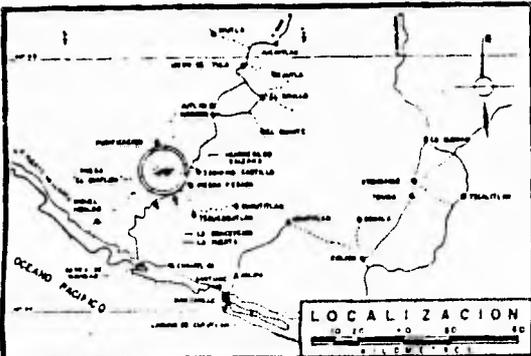
Finalmente la cortina tendrá las siguientes dimensiones :

ALTURA TOTAL	63.00 m
ALTURA SOBRE LECHO DEL RIO	48.60 m
LONGITUD MAXIMA	823.00 m
ANCHO DE CORONA	10.00 m
ANCHO MAXIMO EN LA BASE	224.00 m

#### 4.1.5 CIMENTACION DE LA CORTINA

El desplante de la cimentación se encuentra a la elevación 333.60 m aproximadamente. Para interceptar la capa de suelo y aluvión, así como la roca fracturada, la profundidad es variable de unos 14 m en la parte más profunda y de 3 m en los extremos. El ancho de la plantilla será de 50 m y los taludes de 1.5 : 1, debido a las condiciones geológicas desfavorables de la zona de desplante, se construirá un dentellón de concreto simple, alojado en una cepa de profundidad variable de 3 a 5 m prolongándose éste en 2.0 m en el cuerpo de la cortina.

Además a lo largo del eje de la cortina ya apoyado en el dentellón de concreto, se llevará a cabo un tratamiento de inyecciones con lechada de cemento, para formar una pantalla impermeable. Las inyecciones se harán entre 5 y 10 m separadas y una profundidad de 40 m aproximadamente.



CANTIDADES ESTIMADAS	
CONCEPTO	CANTIDAD
CONCRETO	100000
ACEROS	5000
TIERRAS	1000000
...	...

PLANTA DE ORIGIN



## 4.2 OBRA DE EXCEDENCIAS

Está alojada en la margen derecha de la boquilla y tiene las siguientes características:

### Estructura de control:

- Tipo	:	Vertedor de cresta libre
- Forma	:	Medio abanico
- Perfil	:	Creger
- Long de cresta	:	80 m
- Elevación cresta	:	390.25 m
- Carga ( H )	:	4.35 m
- Tanque de acceso	:	387.75 m ( 2.5 m abajo cresta )

La construcción de esta estructura será de concreto reforzado y dispondrá en su cimentación de dentellones para anclar la estructura en la roca de desplante. :

Estructura de conducción:- Será un tanque convergente , seguido de una rápida formada por un canal cuyas características generales son las siguientes:

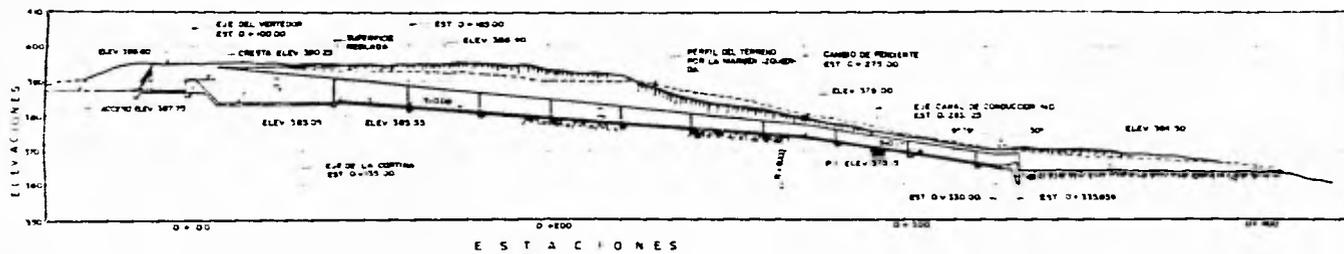
- Forma de canal	:	Trapezoidal
- Taludes	:	1 : 1
- Ancho base canal	:	30 m
- Largo canal primer tramo	:	130 m
- Pendiente primer tramo	:	0.08 mayor a la crítica
- Largo canal segundo tram	:	50 m
- Pendiente segundo tramo	:	0.09
- Elevación plantilla salida	:	385.05

La razón de variar la pendiente del canal en el segundo tramo es aumentar la velocidad y reducir el área hidráulica. Todo el canal esta revestido de concreto sobre una excavación de roca.

Estructura terminal.- Deflector que derrama las aguas en el cauce del río Purificación. cuya elevación de salida es de 364.50m.

De acuerdo al tránsito de la avenida máxima esta obra se tendrá que diseñar para una capacidad de 1,452 m<sup>3</sup>/s ( Ver planos 4.2 y 4.3 )





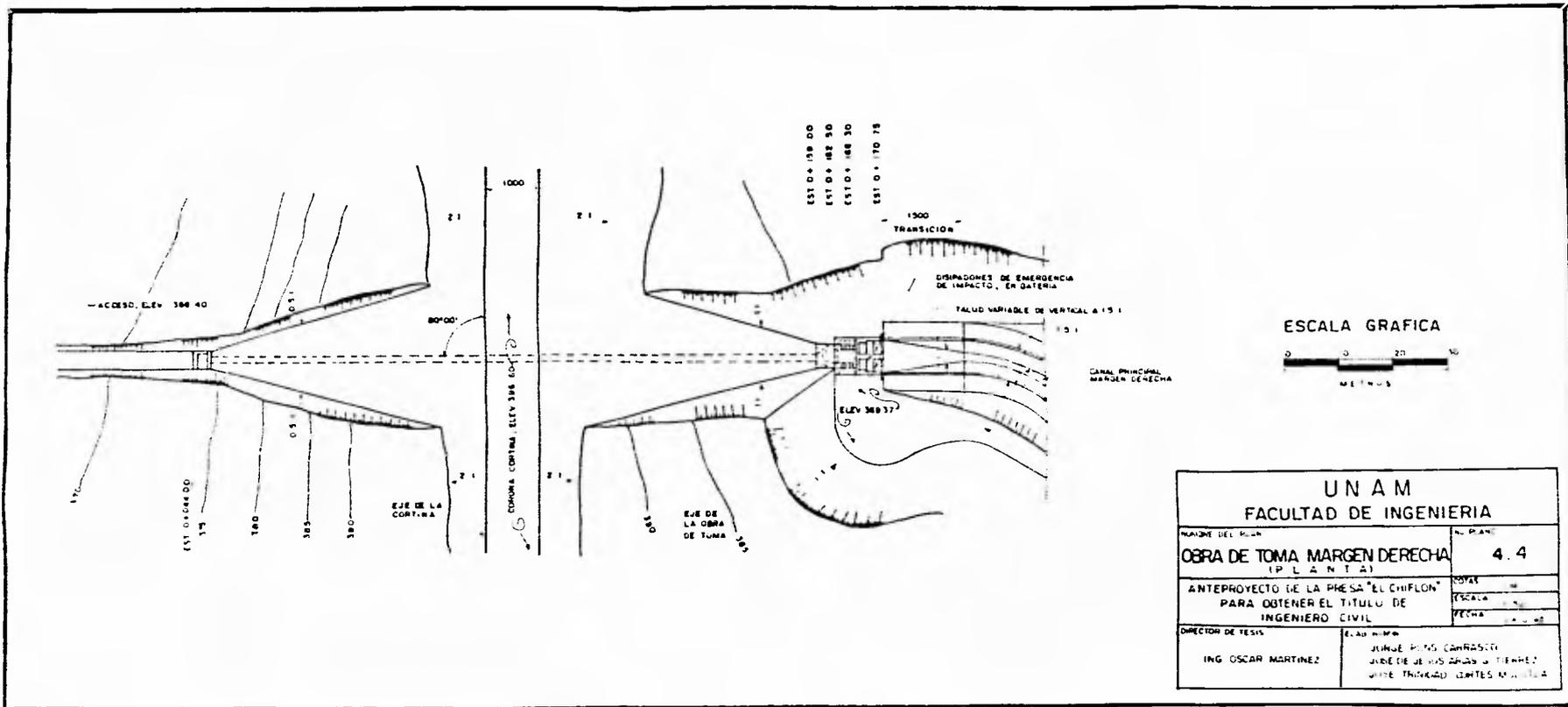
UNAM FACULTAD DE INGENIERIA	
NUMERO DE PLAN:	43
CORTE OBRA EXCEDENCIAS	
ANTEPROYECTO DE LA PRESA "EL CHILON" PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL	
DIRECTOR DE TESIS:	ELABORADO:
ING. OSCAR MARTINEZ	JORGE HENRY CORRALES JOSE DE JESUS MARTINEZ JOSE TRINIDAD MARTINEZ

#### 4.3 OBRA DE TOMA MARGEN DERECHA

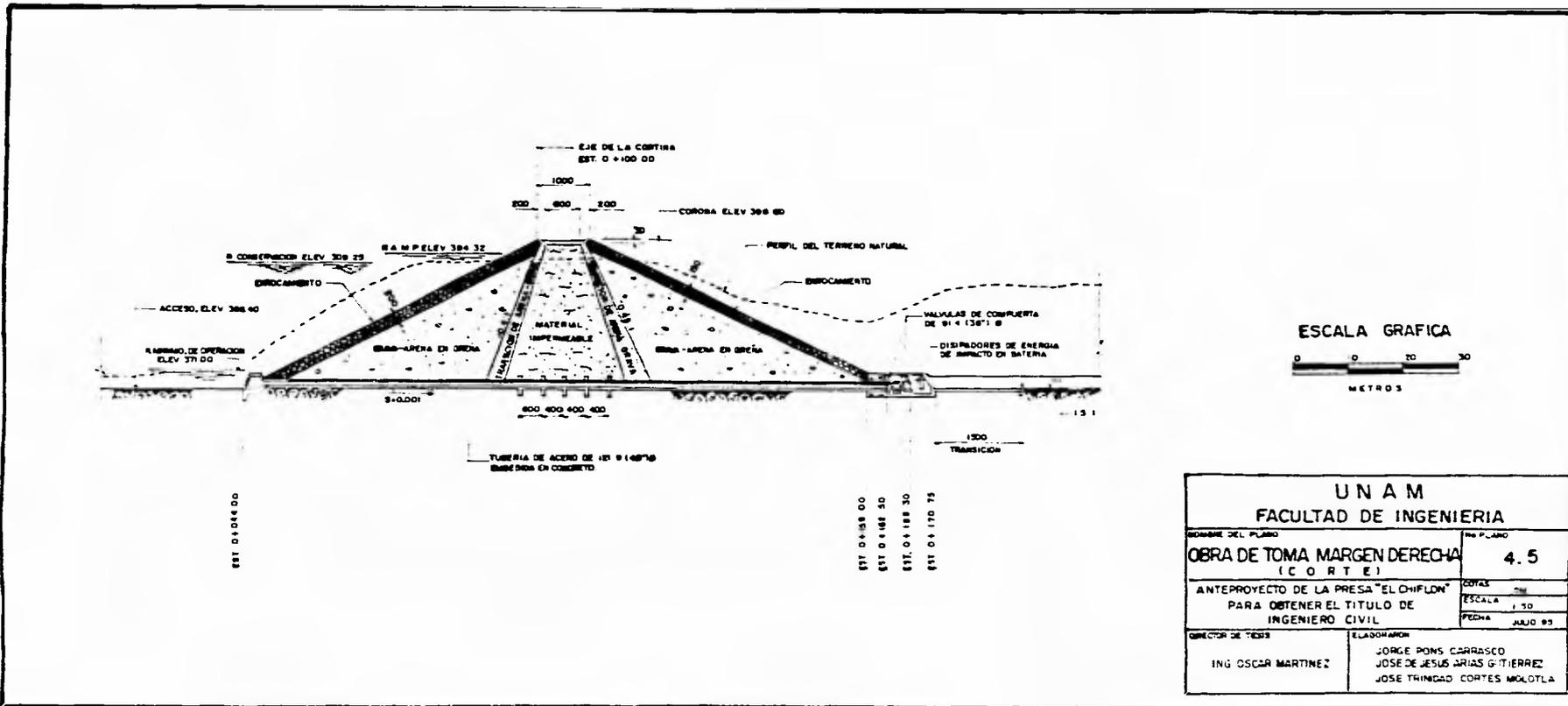
Tiene una capacidad de  $Q=4.3$  m<sup>3</sup>/s, suficiente para satisfacer las demandas de riego de esta margen, el eje de la obra de toma es perpendicular al eje de la cortina. las obras principales de esta obra se describen a continuación:

- Acceso : Tajo de sección trapecio de 3.50 m de ancho y taludes de 1.5 : 1, con una elevación de desplante de 366.40 m
- Rejillas : Localizadas a uno de los extremos del canal de acceso y con un desplante de 367.10 m.
- Conducción : Tubería de acero de 121.90 cm ( 48 " ) de diámetro y 109.00 m de longitud y pendiente de 0.001, esta tubería estará embebida en concreto simple dentro de un tajo abierto de la ladera. El conducto de la obra de toma se diseñó para trabajar a presión, por lo que a 159 m de la toma se ha previsto la instalación de una estructura de 7.30 m de longitud, la cual estará atracada en concreto, donde se bifurcará el conducto en dos tuberías de acero de 91.40 cm ( 36 " ) de diámetro, provistas de válvulas de compuerta para emergencia y servicio.
- Tanque disipador energía : Ubicado a 166.30 m y será de impacto en batería de 4.00 m de longitud, en cuyo extremo se iniciará una transición de 15.00 m de longitud, para pasar a una anchura de plantilla de 6.25 m a 1.50 m, combinado de sección rectangular a trapecial con taludes de 1.5: 1.

Finalmente el canal de distribución de la margen derecha se inicia en la estación K-0 + 185.75 m, con una sección trapecial de 1.50 m de base y taludes de 1.5 : 1, revestidos de concreto y con una pendiente de 0.0002. ( Ver planos 4.4 y 4.5)



UNAM FACULTAD DE INGENIERIA	
NOMBRE DEL PLAN <b>OBRA DE TOMA MARGEN DERECHA (PLANTA)</b>	N.º PLAN <b>4.4</b>
ANTEPROYECTO DE LA PRESA "EL CHIFLON" PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL	NOTAS FECHA RECHA
DIRECTOR DE TESIS <b>ING. OSCAR MARTINEZ</b>	ELABORADO POR <b>JUNGE RIVIS CONTRASTI JANÉ DE JESUS CRISTO TIERRA JULIO TRINIDAD LÓPEZ MORALES</b>



<b>U N A M</b>	
<b>FACULTAD DE INGENIERIA</b>	
<b>NOMBRE DEL PLANO</b>	<b>NO. PLANO</b>
<b>OBRA DE TOMA MARGEN DERECHA (CORTE)</b>	<b>4.5</b>
<b>ANTEPROYECTO DE LA PRESA "EL CHIFLOW" PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL</b>	<b>TOTAL</b>
	<b>ESCALA</b> 1:50
	<b>FECHA</b> JULIO 85
<b>DIRECTOR DE TESIS</b>	<b>ELABORACION</b>
ING OSCAR MARTINEZ	JORGE PONS CARRASCO JOSE DE JESUS ARIAS GUTIERREZ JOSE TRINIDAD CORTES MOLOTLA

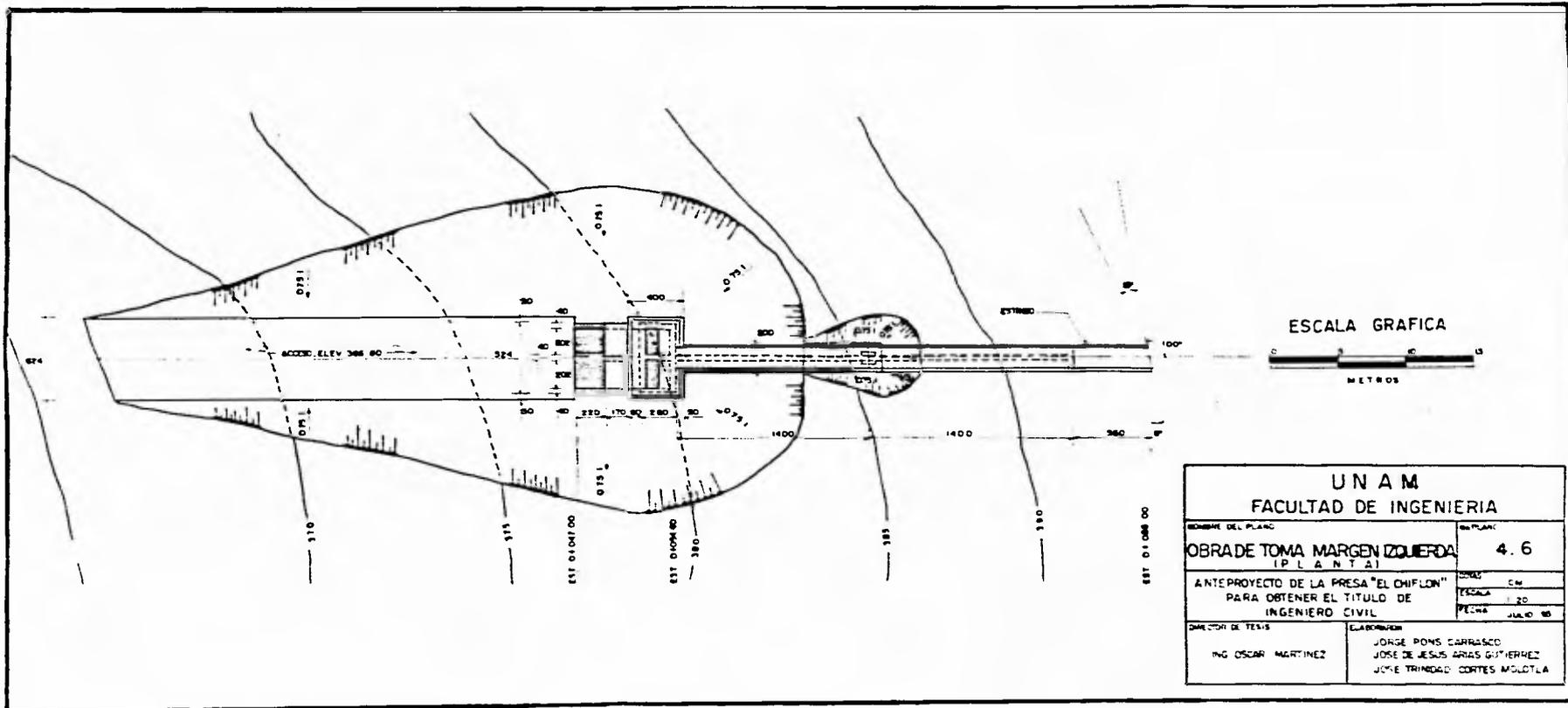
#### 4.4 OBRA DE TOMA MARGEN IZQUIERDA

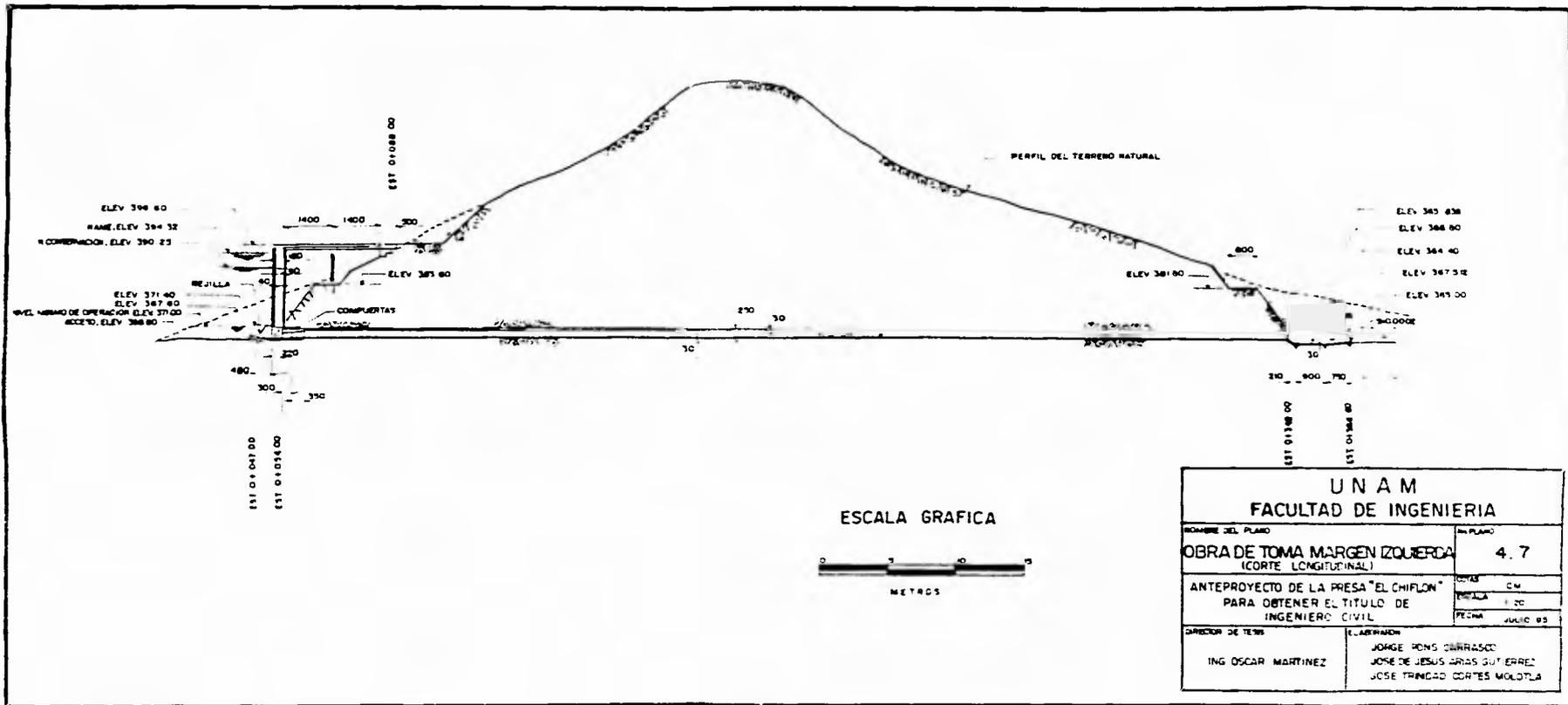
La demanda de esta margen es de 12.90 m<sup>3</sup>/s, por lo que la extracción se hará a través de un túnel diseñado para funcionar como canal, controlado mediante compuertas deslizantes operadas desde una torre, esta torre estará comunicada por un puente de acceso y hacia el camino de acceso de la cortina.

En el extremo de aguas arriba y alojada en la parte inferior de la torre, se instalará una rejilla. El túnel descargará en un tanque amortiguador, seguido de una transición, iniciándose después el canal principal de esta margen.

La estructura de la obra de toma, a diferencia de la toma de la margen derecha, constará esencialmente de las siguientes partes:

Tajo de Acceso	:	Es de sección trapezoidal, con un ancho de plantilla de 6.25 m, un talud de 0.75:1 y esta a un desplante de 366.80 m.
Torre de toma	:	De 98.80 m de altura y sección rectangular de 2.60 m por 5.24 m.
Puente de acceso	:	De 28.00 m de longitud, con apoyo intermedio de 1.80 m de ancho y comunica con el acceso a la cortina.
Caseta de operación	:	Instalada en la parte superior de la torre, ésta alojará los mecanismos de operación de las compuertas
Rejillas de acero estructural	:	Localizadas en la parte inferior de la torre.
Compuertas deslizantes	:	Dos unidades de 1.52m x 1.52 m para servicio y otras tareas de emergencia.
Túnel	:	Es de sección de medio punto, de 2.50 m de altura y 1.25 m de radio, tiene una longitud de 301.00 m y una pendiente de 0.006, estará revestido de concreto.





#### 4.5 OBRA DE DESVÍO

El canal de desvío estará diseñado para un gasto de 45 m<sup>3</sup>/s, el acceso estará localizado a la elevación de 349.12 m y la salida a la elevación de 348.00 m. Este canal tendrá una sección trapecial y tendrá un ancho de plantilla de 5.00 m, taludes de 2 : 1 y pendiente de 0.005.

Inicialmente los escurrimientos se desviarán por medio de una preatagüa, que permitirá la construcción posterior de las atagüas definitivas de desvío para aguas abajo y aguas arriba.

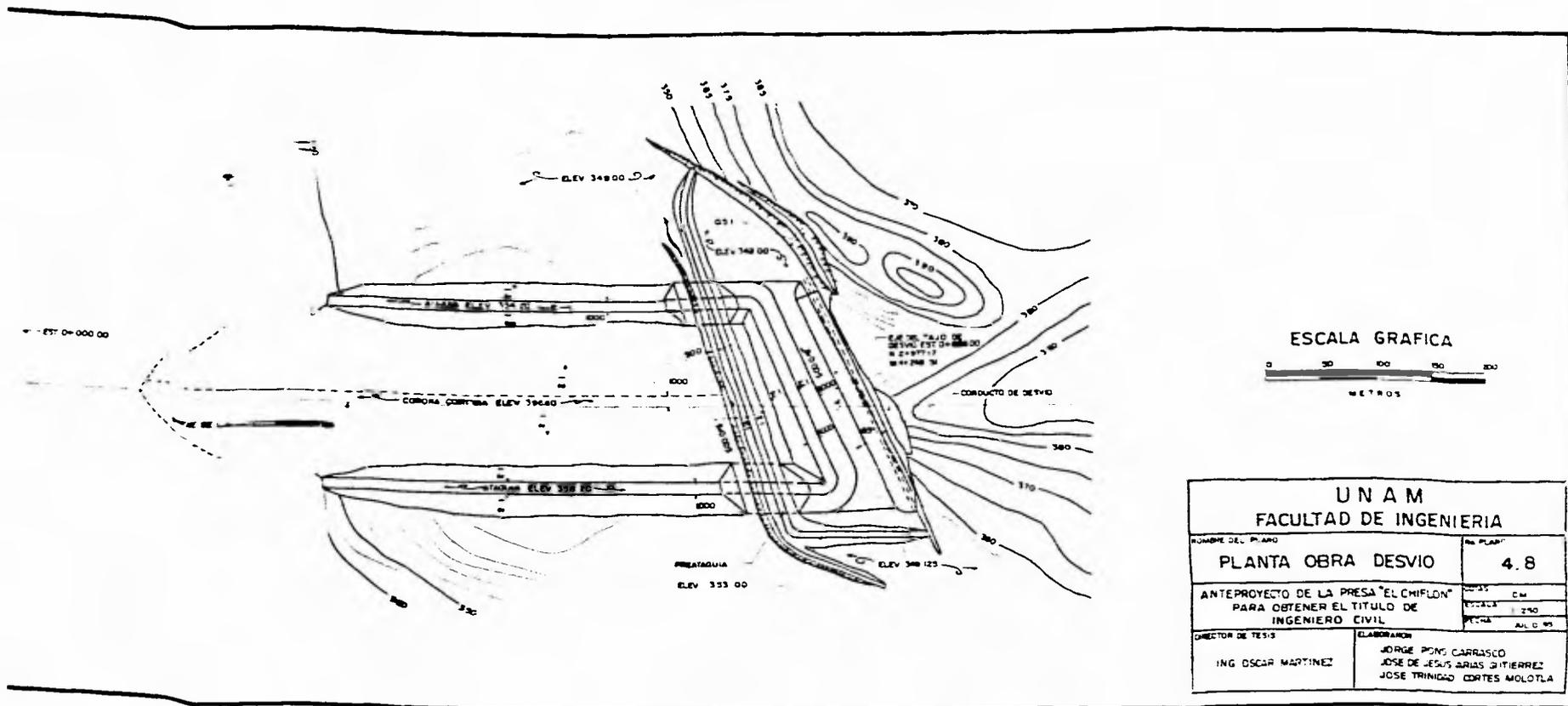
El desvío de la corriente se hará por un tajo localizado el lado derecho de la boquilla, donde los ejes tanto del tajo como el de la cortina se interceptarán en la estación K-0 + 666, el tajo tendrá una sección trapecial con un ancho de plantilla de 20.00 m, taludes de 2 : 1, longitud de 225.00 m y una pendiente general de 0.005. La capacidad de este tajo será de 950 m<sup>3</sup>/s, que es el gasto máximo apreciado.

Las elevaciones de la corona de las atagüas se determinaron calculando la curva de gasto del tajo, que permitió determinar las elevaciones del nivel del agua en el embalse y en la descarga, correspondientes al gasto de diseño, estas atagüas tienen un metro de bordo libre.

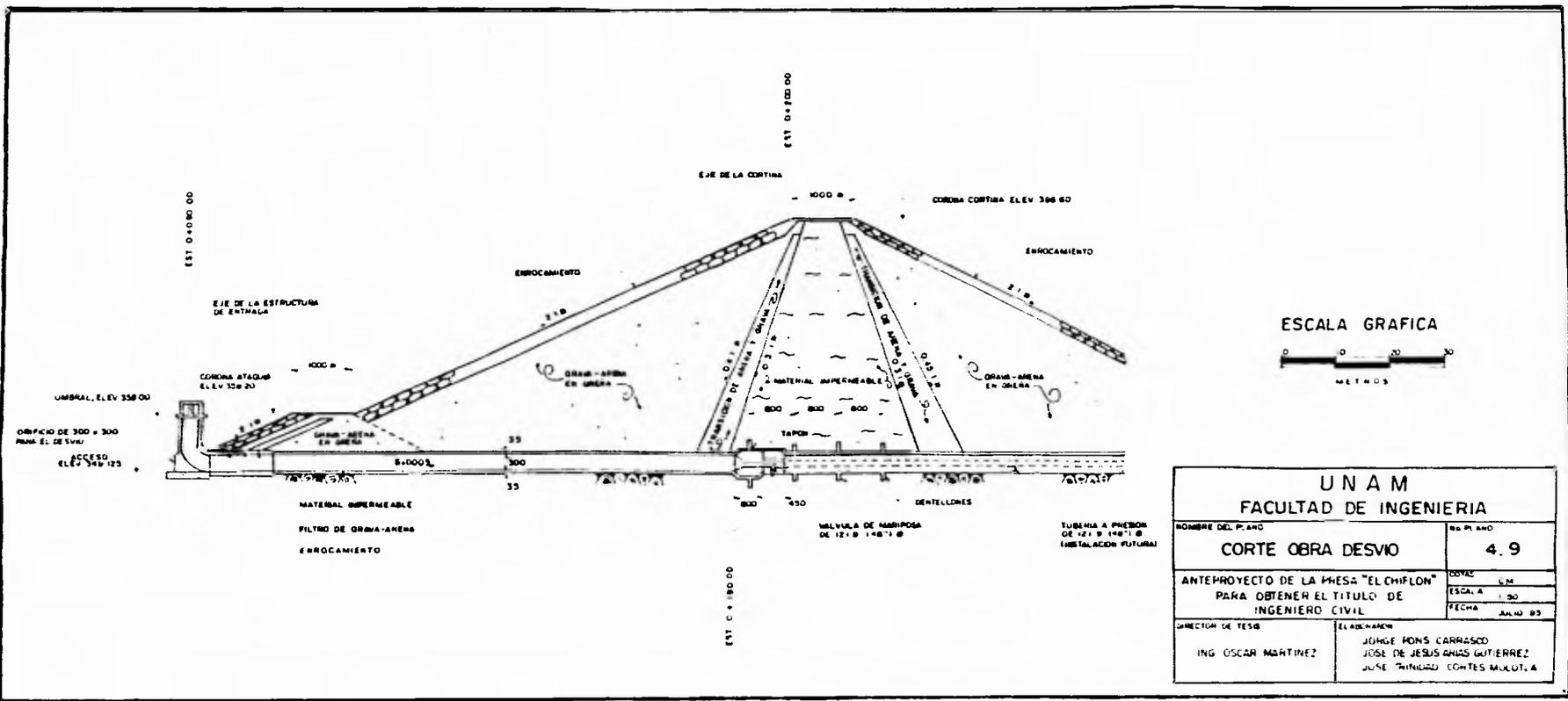
Con lo anterior, la corona de la atagüa aguas arriba tendrá una elevación de 358.20 m y la de aguas abajo de 354.20 m. Ambas tendrán un ancho de corona de 10 m, taludes de 2 : 1 y serán construidas con grava y arena en greña, disponiendo además en el caso de aguas arriba, de una pantalla de material impermeable de 1.00 m de espesor, que se prolongará hacia abajo rellenando una trinchera de sección trapecial de 5.00 m de plantilla, taludes de 1.5 : 1 y una profundidad de 5.00 m, sobre el mismo talud seguirá un filtro de grava y arena de 1.00 m de espesor protegido con una capa de enrocamiento de 1.50 m.

La segunda etapa se presentará cuando las terracerías de la cortina alcanzan la elevación de 396.60 m, procediendo inmediatamente al cierre del tajo de desvío.

Para el cierre del tajo de desvío, se procede de la siguiente manera: Se analizarán las gráficas de terracerías - tiempo, contra los rendimientos diarios de colocación de terracerías y auxiliándose con las envolventes de los volúmenes diarios en el período de estudio ( 1953-1984 ), se seleccionará la fecha de cierre total de dicho tajo de desvío.



<b>U N A M</b> <b>FACULTAD DE INGENIERIA</b>	
NOMBRE DEL PLANO <b>PLANTA OBRA DESVIO</b>	No. PLANO <b>4.8</b>
ANTEPROYECTO DE LA PRESA "EL CHIFLON" PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL	UNIDAD CM
DIRECTOR DE TESIS ING OSCAR MARTINEZ	ELABORACION JORGE PONS CARRASCO JOSE DE JESUS ARIAS GUTIERREZ JOSE TRINIDAD CORTES MOLOTLA



<b>U N A M</b> <b>FACULTAD DE INGENIERIA</b>	
<b>NOMBRE DEL PLANO</b> <b>CORTE OBRA DESVIO</b>	<b>NO PLANO</b> <b>4.9</b>
<b>ANTEPROYECTO DE LA PRESA "EL CHIFLON" PARA OBTENER EL TITULO DE INGENIERO CIVIL</b>	<b>COYLE</b> U.M.
	<b>ESCALA</b> 1:50
<b>DIRECCION DE TESIS</b> ING. OSCAR MARTINEZ	<b>ELABORACION</b> JOSÉ PONS CARRASCO JOSE DE JESUS ANAS GUTIERREZ JOSE TRINIDAD CORTES MOLINA
	<b>FECHA</b> AÑO 83

**4.6 RESUMEN DE LAS CARACTERISTICAS BASICAS DE LA  
PRESA "EL CHIFLON "**

Capacidad para azolves	7,155,130 m <sup>3</sup>
Capacidad muerta	25,000,000 m <sup>3</sup>
Capacidad útil para riego	162,844,870 m <sup>3</sup>
Super almacenamiento	55,000,000 m <sup>3</sup>
Capacidad total	242,000,000 m <sup>3</sup>
Elevación del umbral de las Obras de Toma	367.60 m
Elevación del nivel mínimo de operación	371.00 m
Elevación nivel conservación ( Cresta Vertedora NAMO )	390.25 m
Elevación de nivel de aguas máximas extraordinarias ( NAME )	394.60 m
Elevación corona de cortina	396.60 m
Elevación del umbral del conducto de desvío	342.12 m
Gasto máximo normal de la Obra de Toma M.I.	12.90 m <sup>3</sup> /s
Gasto máximo normal de la Obra de Toma M.D.	4.30 m <sup>3</sup> /s
Gasto de diseño Obra de excedencias	1,432.00 m <sup>3</sup> /s
Superficie de riego de la Margen Izquierda	12,481.00 ha
Superficie de riego de la Margen Derecha	3,120.00 ha
Superficie total de riego	15,601.00 ha

## **5 PRESUPUESTO Y PROGRAMA DE OBRA**

En la realización de todo proyecto o empresa, es necesario tener una idea si no exacta, por lo menos aproximada del monto de los recursos necesarios para llevarse a cabo a través de un presupuesto. En nuestro caso, por tratarse de un anteproyecto también corresponde efectuar una estimación de la cantidad de recursos que consumirá la obra.

Por otra parte será conveniente saber el tiempo de realización de la misma y como se distribuirían los egresos a través del proceso de construcción. Para esto haremos un programa de obra y los correspondientes programas de ingresos y egresos que corresponderá al supuesto de la empresa constructora que ejecute el proyecto físico.

### **5.1 PRESUPUESTO**

Para realizar el presupuesto de las obras por realizar se procedió de la siguiente manera:

a) Se efectuó una cuantificación en base a los planos presentados en el capítulo cuatro, de la cual se obtuvieron las cantidades de obra por realizar. Evidentemente esta cuantificación no contempla todos los conceptos por realizar y no puede considerarse un catálogo de conceptos para concurso, sin embargo consideramos que nos da una aproximación adecuada para poder darnos una idea de la magnitud de la obra.

Las formas de cuantificación no se anexan a este trabajo con la finalidad de no saturarlo, sin embargo se realizaron.

b) Una vez realizada la cuantificación, se procedió a evaluar los precios unitarios de cada concepto de la obra, para esto se utilizaron matrices que contemplaron:

- Materiales y desperdicios de estos
- Mano de obra y herramienta
- Maquinaria y combustibles
- Indirectos
- Utilidad

En cada caso se analizaron los rendimientos que se consideraron adecuados para las condiciones de obra.

En los casos concretos de adquisición de materiales, se contemplo básicamente el costo comercial de los mismos

En cuanto a mano de obra e indirectos, se tomaron en cuenta los impuestos y cuotas de seguridad social correspondientes. Únicamente el impuesto al valor agregado no fue incluido, pues no se considera como un costo para la obra.

Del mismo modo que en la cuantificación de la obra, no se anexan las formas de matriz de precio unitario, pero están disponibles.

c) Finalmente se procedió a obtener los importes por concepto, y por partida dividiéndolos de la siguiente manera:

- Obra de desvío
- Cortina
- Obras de toma
- Obra de excedencia

En cada caso se dividió la obtención del costo por cada obra en los siguientes rubros:

- Costo de construcción, es la suma de los importes por concepto de obra.
- Costo de adquisiciones, es la suma de las adquisiciones de material.

d) Se presenta un cuadro resumen en el cual se muestran los subtotales por cada concepto de obra y por cada rubro.

Cabe hacer notar que dentro de los conceptos de obra que no se cuantificaron, habrá algunos muy importantes y que representan una erogación significativa, entre estos podemos listar los siguientes:

- a) Vías de comunicación y rutas de acceso
- b) Suministro de energía eléctrica
- c) Almacenes, caseta de vigilancia y casa del presero.

La razón de no haberlas incluido es que no forman parte de la presa, sin embargo será necesario considerarlas en el momento de la toma de decisiones.

Es importante recalcar que los componentes e insumos de costos ( material, maquinaria y mano de obra ), fueron calculados con precios de mercado que prevalecieron durante el mes de mayo de 1995.

Por otra parte, los precios se calcularon a costo directo, pues pensamos que será más objetivo presentarlo de esta forma y además el cálculo del costo indirecto y utilidad depende de la dependencia o compañía constructora que realizará el trabajo.

Es muy común que el costo indirecto se exprese en función del costo directo. Para una obra de estas características podemos pensar que representa entre un 25 y 30 % de éste, sin embargo es evidente que éste sería un análisis simplista y cualquier error repercutiría en la utilidad de la empresa o en la pérdida del concurso.

Para hacer un presupuesto, lo correcto es calcular el costo indirecto, contemplando básicamente los siguientes conceptos:

- Administración Central
- Administración de campo
- Imprevistos
- Costos financieros
- Fianzas
- Seguros

No se considero ningún tipo de impuesto, puesto que estos generalmente afectan a la utilidad y a los indirectos, los impuestos que podrían afectar a los costos directos como el impuesto al valor agregado (I.V.A.), no se consideran como un costo.

A continuación presentamos el presupuesto de la obra.

## I PRESUPUESTO DE OBRA DE DESVIO Y DESAGUE DE FONDO

### ANTEPROYECTO DE LA PRESA "EL CHIFLON" RIO PURIFICACION JALISCO

No.	CONCEPTO	U.	CANT.	C.D. N\$	IMPORTE N\$
1.1	Excavaciones				
1.1.1	Excavación en cualquier material - excepto en roca fija que forme parte de las obras por ejecutarse o que - alojen dichas obras o parte de las mismas, excluyendo dentellones de - concreto ( con acarreo libre de 1 km)	m <sup>3</sup>	133,212.00	35.00	4,662,420.00
1.1.2	Excavación en roca fija que forme -- parte de las obras por ejecutarse o que alojen dichas obras o parte de las mismas (con acarreo libre de 1 km)	m <sup>3</sup>	88,808.00	99.00	8,791,992.00
1.2	Obtención y colocación de materia- les				
1.2.1	Obtención, acarreo en el primer km y colocación de material impermea- ble compactado en la obra de desvío proveniente de bancos de préstamo	m <sup>3</sup>	101,785.00	43.50	4,427,647.50
1.2.2	Obtención, acarreo en el primer km. y colocación de material permeable, proveniente de bancos de préstamo	m <sup>3</sup>	192,030.00	48.50	9,313,455.00
1.2.3	Obtención, acarreo en el primer km. y colocación de arena y grava en - transiciones proveniente de bancos de préstamo	m <sup>3</sup>	18,220.00	48.50	883,670.00
1.2.4	Obtención, acarreo en el primer km. y colocación de enrocamiento prove- niente de bancos de préstamo	m <sup>3</sup>	37,040.00	273.13	10,116,735.20

No.	CONCEPTO	U.	CANT.	C.D. N\$	IMPORTE N\$
1.3	Fabricación y colocación de materiales manufacturados				
1.3.1	Fabricación y colocación de concreto reforzado	m <sup>3</sup>	1,450.00	1,060.00	1,537,000.00
1.3.2	Colocación de fierro refuerzo	kg	116,000.00	5.12	593,920.00
1.4	Conceptos diversos				
1.4.1	Suministro e instalación de tubos - de acero de 121.9 cm (48") de diámetro	m	12.00	2,560.00	30,720.00
1.4.2	Suministro e instalación de válvulas de manoposa de 121.9 cm (48") de diámetro	pza	1.00	178,669.00	178,669.00
1.5	Sobre acarreo de materiales				
1.5.1	Sobre acarreo de material impermeable para la obra de desvío proveniente de bancos de préstamo ( 3 km)	m <sup>3</sup> /km	305,355.00	9.10	2,778,730.50
1.5.2	Sobre acarreo de material permeable para la obra de desvío, proveniente de bancos de préstamo (3 km)	m <sup>3</sup> /km	576,090.00	11.50	6,625,035.00
1.5.3	Sobre acarreo de grava y arena en transiciones proveniente de bancos de préstamo ( 3 km)	m <sup>3</sup> /km	54,660.00	9.10	497,406.00
1.5.4	Sobre acarreo de material para entrocamiento de la obra de desvío, proveniente de bancos de préstamo ( 3 km )	m <sup>3</sup> /km	111,120.00	9.10	1,011,192.00
1.6	Acarreo y sobre acarreo de materiales				
1.6.1	Carga, acarreo en el primer km de descarga de cemento en sacos	Tn	435.00	251.30	109,315.50
1.6.2	Acarreo de cemento en sacos en los km subsiguientes al primero (105 km)	Tn/kg	45,675.00	7.10	324,292.50

No.	CONCEPTO	U.	CANT.	C.D. N\$	IMPORTE N\$
1.6.3	Carga, acarreo en el primer km y - descarga de fierro de refuerzo	Tn	116.00	251.30	29,150.80
1.6.4	Acarreo de fierro de refue. zo en los km subsecuentes al primero (105 km)	Tn/kg	12,180.00	7.10	86,478.00
1.7	Adquisiciones				
1.7.1	Cemento	Tn	435.00	500.00	217,500.00
1.7.2	Fierro de refuerzo	Tn	116.00	3,100.00	359,600.00
	<b>Costo de Construcción</b>				<b>51,997,829.00</b>
	<b>Costo de Adquisiciones</b>				<b>577,100.00</b>
	<b>COSTO TOTAL OBRA DE DESVIO Y DESAGUE DE FONDO:</b>				<b>52,574,929.00</b>

## 2 PRESUPUESTO DE CORTINA

### ANTEPROYECTO DE LA PRESA "EL CHIFLON" RIO PURIFICACION JALISCO

No.	CONCEPTO	U	CANT.	C.D. N\$	IMPORTE N\$
2.1	Desmote y Desentraice				
2.1.1	Desmote, desentraice, desyerbe y limpia del terreno para propósitos de construcción	ha	21.00	9,705.00	203,805.00
2.2	Excavaciones				
2.2.1	Excavaciones en cualquier material excepto roca fija que forme parte de las obras por ejecutarse o que alojen dichas obras o parte de las mismas, excluyendo dentellones de concreto (con acarreo libre de un km)	m <sup>3</sup>	233,243.00	35.00	8,163,505.00
2.2.2	Excavación en roca fija que forme parte de las obras por ejecutarse o que alojen dichas obras o parte de las mismas (con acarreo libre de un km)	m <sup>3</sup>	932,972.00	99.00	92,364,228.00
2.3	Obtención y colocación de Materiales				
2.3.1	Obtención, acarreo en el primer - km y colocación de material impermeable compactado en la cortina proveniente de bancos de préstamo	m <sup>3</sup>	840,950.00	43.50	36,581,325.00
2.3.2	Obtención, acarreo en el primer km y colocación de material impermeable, proveniente de bancos de préstamo	m <sup>3</sup>	1,850,065.00	48.50	89,728,152.50
2.3.3	Obtención, acarreo en el primer - km y colocación de enrocamiento proveniente de bancos de préstamo.	m <sup>3</sup>	177,800.00	273.13	48,562,514.00

No.	CONCEPTO	U	CANT.	C.D. N\$	IMPORTE N\$
2.3.4	Obtención, acarreo en el primer - km y colocación de arena y grava en transiciones provenientes de - bancos de préstamo	m³	267,875.00	48.80	13,072,300.00
2.3.5	Obtención, acarreo en el primer - km y colocación de grava para el revestimiento de la corona, proveniente de bancos de préstamo	m³	1,500.00	221.30	331,950.00
2.4	Conceptos diversos				
2.4.1	Suministro e instalación de guarda caminos tipo "flex-saam" (armco o similar), incluyendo la fabricación y colocación de las bases de concreto.	m	1,600.00	2,033.21	3,253,136.00
2.5	Sobre acarreo de materiales				
2.5.1	Sobre acarreo de material impermeable para la cortina proveniente de bancos de préstamo (3 km)	m³/km	2,522,850.00	8.08	20,384,628.00
2.5.2	Sobre acarreo de material permeable para la cortina proveniente de bancos de préstamo (3 km)	m³/km	5,550,195.00	9.10	50,506,774.50
2.5.3	Sobre acarreo de material para enrocamiento de la cortina proveniente de bancos de préstamo (3 km)	m³/km	533,400.00	11.50	6,134,100.00
2.5.4	Sobre acarreo de grava y arena en transiciones proveniente de bancos de préstamo (3 km)	m³/km	803,625.00	9.10	7,312,987.50
2.5.5	Sobre acarreo de grava para el revestimiento de la corona proveniente de bancos de préstamo (3 km)	m³/km	4,500.00	9.10	40,950.00
<b>COSTO TOTAL CORTINA :</b>					<b>376,640,355.50</b>

### 3 PRESUPUESTO OBRA DE TOMA DE MARGEN DERECHA

#### ANTEPROYECTO DE LA PRESA "EL CHIFLON" RIO PURIFICACION JALISCO

No.	CONCEPTO	U.	CANT.	C.D. N\$	IMPORTE N\$
3.1	<b>Excavaciones</b>				
3.1.1	Excavación en cualquier material -- excepto en roca fija que forme parte de las obras por ejecutarse o que -- dichas obras o parte de las mismas - excluyendo dentellones de concreto - ( con acarreo libre de 1 km)	m³	30,980.00	35.00	1,084,300.00
3.2	<b>Rellenos</b>				
3.2.1	Relleno de cualquier material	m³	22,800.00	220.00	5,016,000.00
3.3	<b>Fabricación y colocación de mate- riales manufacturados</b>				
3.3.1	Fabricación y colocación de concre- to simple	m³	380.00	1,060.00	402,800.00
3.3.2	Fabricación y colocación de concre- to armado	m³	125.00	5,774.00	721,750.00
3.3.3	Colocación de fierro de refuerzo	kg	10,000.00	5.12	51,200.00
3.3.4	Colocación de acero estructural	kg	2,000.00	15.20	30,400.00
3.3.5	<b>Conceptos diversos</b>				
3.3.6	Suministro y colocación de tubos - de acero de 121.9 cm (48") de -- diámetro	m	110.00	2,560.00	281,600.00
3.3.7	Suministro y colocación de tubo de acero de 91.4 cm (36") de diámetro	m	16.00	2,000.00	32,000.00
3.3.8	Suministro y colocación de válvu- las de compuerta de 91.4 (36") de diámetro	pza	4.00	102.00	408.00

No.	CONCEPTO	U.	CANT.	C.D. N\$	IMPORTE N\$
3.4	Acarreo de materiales				
3.4.1	Carga, acarreo en el primer kilómetro y descarga de cemento en saco:	Tn	152.00	251.30	38,197.60
3.4.2	Acarreo de cemento en sacos en los kilómetros subsecuentes al primero (105 km)	Tn/km	15,960.00	7.10	113,316.00
3.4.3	Carga, acarreo en el primer kilómetro y descarga de acero estructural	Tn	2.00	7.10	14.20
3.4.4	Acarreo de acero estructural en los kilómetros subsecuentes al primero (105 km)	Tn/km	210.00	251.30	52,773.00
3.1.18	Carga, acarreo en el primer kilómetro y descarga de fierro de refuerzo	Tn	10.00	7.10	71.00
3.4.6	Acarreo de fierro de refuerzo en los kilómetros subsecuentes al primero (105 km)	Tn/km	1,050.00	251.30	263,865.00
3.5	Adquisiciones				
3.5.1	Cemento	Tn	152.00	500.00	76,000.00
3.5.2	Fierro de refuerzo	Tn	2.00	3,100.00	6,200.00
	<b>Costo de Construcción</b>				<b>8,088,694.80</b>
	<b>Costo de Adquisiciones</b>				<b>82,200.00</b>
	<b>COSTO TOTAL OBRA DE TOMA M.D.:</b>				<b>8,170,894.80</b>

#### 4 PRESUPUESTO DE OBRA DE TOMA MARGEN IZQUIERDA

##### ANTEPROYECTO DE LA PRESA " EL CHIFLON" RIO PURIFICACION JALISCO

No.	CONCEPTO	U	CANT	C.D. N\$	IMPORTE N\$
4.1	Excavaciones				
4.1.1	Excavación en roca para alojar el túnel de la obra de toma (con acarreo libre de 1 km)	m <sup>3</sup>	3,070.00	534.75	1,641,682.50
4.1.2	Excavación en cualquier material excepto roca fija que forme parte de las obras por ejecutarse o que alojen dichas obras o parte de las mismas ( con acarreo libre de 1 km)	m <sup>3</sup>	13,090.00	35.00	458,150.00
4.2	Fabricación y colocación de materiales manufacturados				
4.1.4	Fabricación y colocación de concreto simple	m <sup>3</sup>	3,610.00	1,060.00	3,826,600.00
4.2.2	Colocación de fierro de refuerzo	kg	288,800.00	5.12	1,478,656.00
4.2.3	Colocación de acero estructural	kg	2,000.00	15.20	30,400.00
4.3	Compuertas y mecanismos				
4.3.1	Suministro y colocación de compuertas deslizantes de 1.52 x 1.52 m, incluyendo sus mecanismos elevadores ( cuatro)	kg	20,640.00	17.20	355,008.00
4.4	Conceptos diversos				
4.4.1	Suministro y colocación de juntas asfálticas de 2 cm de espesor	m <sup>2</sup>	25.00	116.24	2,906.00
4.4.2	Suministro y colocación de sello de hule de 3 bulbos o de cloruro de polivinilo corrugado	m	83.00	164.28	13,635.24

No.	CONCEPTO	U	CANT	C.D. N\$	IMPORTE N\$
4.4.3	Escalera marina	pza	96.00	150.00	14,400.00
4.4.4	Suministro y colocación de barandas de tubo de fierro galvanizado de 6.08 cm (2") de diámetro nominal.	m	56.00	301.70	16,895.20
4.5	Acarreo de materiales				
4.5.1	Carga, acarreo en el primer km y descarga de cemento en sacos	Tn	1,083.00	251.30	272,157.90
4.5.2	Acarreo de cemento en sacos en los km subsecuentes al primero (105 km)	Tn/km	113,715.00	251.30	28,576,579.50
4.5.3	Carga, acarreo en el primer km y descarga de acero estructural	Tn	2.00	7.10	14.20
4.5.4	Acarreo de acero estructural en los km subsecuentes al primero (105 km)	Tn/km	210.00	251.30	52,773.00
4.5.5	Carga, acarreo en el primer km y descarga de fierro de refuerzo.	Tn	289.00	7.10	2,051.90
4.5.6	Acarreo de fierro de refuerzo en los km subsecuentes al primero	Tn/km	30,345.00	251.30	7,625,698.50
4.6	Adquisiciones				
4.6.1	Cemento.	Tn	1,083.00	500.00	541,500.00
4.6.2	Acero estructural	Tn	2.00	4,100.00	8,200.00
4.6.3	Fierro de refuerzo	Tn	289.00	3,100.00	895,900.00
	<b>Costo de construcción</b>				<b>44,367,607.94</b>
	<b>Costo de adquisiciones</b>				<b>1,445,600.00</b>
	<b>COSTO TOTAL OBRA DE TOMA M.I.:</b>				<b>45,813,207.94</b>

## 5 PRESUPUESTO DE OBRA DE EXCEDENCIAS

### ANTEPROYECTO DE LA PRESA "EL CHIFLON" RIO PURIFICACION JALISCO

No.	CONCEPTO	U.	CANT.	C.D. N\$	IMPORTE N\$
5.1	Excavaciones				
5.1.1	Excavación en cualquier material -- excepta en roca fija que forme parte de las obras por ejecutarse o que -- dichas obras o parte de las mismas - (con acarreo libre de 1 km)	m <sup>3</sup>	151,800.00	35.00	5,313,000.00
5.2	Fabricación y colocación de materia- les manufacturados				
5.2.1	Fabricación y colocación de concre- to reforzado, to reforzado	m <sup>3</sup>	6,410.00	1,060.00	6,794,600.00
5.2.2	Colocación de fierro de refuerzo	kg	513,000.00	5.12	2,626,560.00
5.3	Acarreo y sobre acarreo de materia- les				
5.3.1	Carga, acarreo en el primer kilóme- tro y descarga de cemento en sacos	Tn	1,923.00	251.30	483,249.90
5.3.2	Acarreo de cemento en sacos en los kilómetros subsecuentes al primero (105 km)	Tn/km	201,915.00	7.10	1,433,596.50
5.3.3	Carga, acarreo en el primer kilóme- tro y descarga de fierro de refuer- zo	Tn	513.00	251.30	128,916.90
5.3.4	Acarreo de fierro de refuerzo en -- los kilómetros subsecuentes al pri- mero (105 km)	Tn/km	53,865.00	7.10	382,441.50
5.4	Adquisiciones				
5.4.1	Cemento	Tn	1,923.00	500.00	961,500.00
5.4.2	Fierro de Refuerzo	Tn	513.00	3,100.00	1,590,300.00
	<b>Costo de Construcción,</b>				<b>17,162,364.80</b>
	<b>Costo de Adquisiciones</b>				<b>2,551,800.00</b>
	<b>COSTO TOTAL OBRA DE EXCEDENCIAS:</b>				<b>19,714,164.80</b>

**ANTEPROYECTO DE LA PRESA "EL CHIFLON "  
RIO PURIFICACION**

**RESUMEN DEL PRESUPUESTO**

No.	CONCEPTO	COSTO DE CONSTRUCCION ( miles de N\$)	COSTO DE ADQUISICION ( miles de N\$)	TOTAL ( miles de N\$)
1	OBRA DE DESVIO Y DESAGUE DE FONDO	51,997.83	577.10	52,574.93
2	CORTINA	376,640.36		376,640.36
3	OBRA DE TOMA DE MARGEN DERECHA	8,088.69	82.20	8,170.89
4	OBRA DE TOMA DE MARGEN IZQUIERDA	44,367.61	1,445.60	45,813.21
5	OBRA DE EXCEDENCIA	17,162.36	2,551.80	19,714.16
	<b>T O T A L E S</b>	<b>498,256.85</b>	<b>4,656.70</b>	<b>502,913.55</b>

NOTAS:

- 1.- ESTOS COSTOS NO INCLUYEN INDIRECTOS, UTILIDAD NI IMPUESTOS
- 2.- LOS PRECIOS CONSIDERADOS SON DEL MES DE MAYO DE 1995

## **5.2 PROGRAMA DE OBRA**

### **5.2.1 PROGRAMA DE OBRA GENERAL**

En toda obra es muy necesario llevar un programa productivo, estos programas nos darán una idea de como sucederán los eventos, cuanto durarán éstos y cuanto durará la obra en su conjunto.

Una manera básica pero muy útil de representar el programa de obra es gráficamente por medio de un diagrama de barras o diagrama de Grant, éstos se realizan predeterminando cuales son las actividades principales, cual es su duración y en que etapa de la obra comienzan. Como se podrá ver, estos programas son simples y contemplan la obra de una manera lineal, ubicando las actividades de tal modo que el comienzo de alguna considere su interdependencia con las demás.

Para el caso de la construcción de la obra en sí, se requerirá de efectuar un programa mucho más completo utilizando métodos como la ruta crítica, en estos métodos se hace una planeación muy precisa en la cual se consideran todos los factores que intervendrán en la obra así como los imprevistos que podrán surgir. También con una ruta crítica se puede implementar un control más eficaz de los recursos.

Para el programa de obra que se presenta, se consideró utilizar un diagrama de barras simple, considerando únicamente que hubiera congruencia con las actividades por realizar, de tal modo que estas sigan una secuencia lógica de construcción. Para lograr esto se tomo en cuenta lo siguiente:

- a) Los rendimientos de cada actividad esperados para las condiciones de la obra
- b) La secuencia de conceptos de obra existente:
  - Obra de desvío
  - Cortina
  - Obra de toma margen izquierda
  - Obra de toma margen derecha
  - Obras de excedencia
- c) Obras que tienen una intersección de actividades
- d) Obras que son dependientes en su realización

e) Obras que se pueden desarrollar paralelamente en el transcurso de la obra

f) Tolerancias por imprevistos

De este modo llegamos al programa de obra que considera en total un período de 29 meses para su realización, en los cuales no se consideran los conceptos no presupuestados o bien que no se tomaron en cuenta, como son vías de acceso, obras preliminares, almacenes, etc.

El programa se presenta en dos versiones, una en la cual se resume en los cinco conceptos principales de obra y otro en el cual desglosamos cada concepto con la intención de ver con detalle cada una de las actividades.

A continuación damos una explicación de como se realizó el programa de barras que se propone:

Como se comentó anteriormente, se dividió el programa en los cinco conceptos de obra existentes, para que a su vez éstos se dividieran en sus actividades correspondientes. De este modo tenemos lo siguiente:

**1 OBRA DE DESVIO Y DESAGÜE DE FONDO.-** Se inicia con esta obra pues es la que nos protegerá de las posibles avenidas, es importante considerar que ésta deberá comenzarse en los meses de secas. Se estimó que en total tendrá una duración de 8 meses, y tiene cuatro subconceptos :

**1.1 Excavaciones.-** Para la cimentación de la obra de desvío y la obtención de algunos materiales se tendrán dos tipos de excavaciones, en roca y otros materiales, para estos trabajos se calcula consumir un tiempo de 8 meses.

**1.2 Obtención y colocación de materiales.-** Esta actividad comienza un mes después de iniciada la excavación y paralelamente a la excavación de roca, se hace de este modo suponiendo que tardará un mes la obtención y preparación de los materiales para su posterior colocación. Este proceso durará 7 meses.

**1.3 Fabricación y colocación de materiales manufacturados.-** Simultáneamente a la obtención de materiales se podrán realizar los primeros colados de la obra para seguir esta secuencia durante cinco meses y medio.

**1.4 Conceptos diversos.-** Estos conceptos incluyen básicamente el tendido y colocación de la tubería del desagüe de fondo. este concepto

se podrá realizar una vez que los ademes tengan una altura suficiente para recibirlos. Se estima que este evento puede ocurrir en el tercer mes y tendrá una duración máxima de dos meses.

**2 CORTINA.-** La construcción de la cortina se podrá realizar una vez que la obra de desvío dé la seguridad suficiente como para poder comenzar los trabajos, siendo esto posible al segundo mes. Esta obra marcará la pauta y duración total de la obra ya que con ella se termina. Consiste básicamente de tres eventos y la duración total será de 27 meses sin considerar imprevistos.

**2.1 Desmante y desenraice.-** dadas las características de la obra se hace necesario un desmante y desenraice, este evento no tiene ningún riesgo y puede comenzarse casi simultáneamente al iniciar la obra de desvío, sin embargo con la idea de hacer los trabajos de la cortina consecutivos, se inician éstos a partir del segundo mes con una duración de dos meses.

**2.2 Excavaciones.-** Para la cimentación de la obra de la cortina y la obtención de algunos materiales se tendrán dos tipos de excavaciones, en roca y otros materiales, para estos trabajos se calcula consumir un tiempo de 24 meses.

**2.3 Obtención y colocación de materiales.-** Esta actividad comienza paralelamente a la excavación de roca, se hace de este modo suponiendo que tardara un mes la obtención y preparación de los materiales para su posterior colocación, posteriormente se procede a revestir la corona con grava y poner la guarda de caminos. Este proceso durará meses.

**3 OBRA DE TOMA MARGEN IZQUIERDA.-** Esta obra al ser independiente de la cortina podrá iniciarse posiblemente simultáneamente a la construcción de ésta, sin embargo pensando en la disposición de recursos financieros se pensó que comenzará a partir del décimo mes, de este modo no interfiere con la terminación de la obra de desvío. La duración de esta obra es de 11 meses.

**3.1 Excavaciones.-** Para la construcción de la obra de toma margen izquierda y la obtención de algunos materiales se tendrán dos tipos de excavaciones en roca y otros materiales, para estos trabajos se calcula consumir un tiempo de seis meses y medio.

3.2 Fabricación y colocación de materiales manufacturados.- Una vez realizada la excavación y casi terminando ésta, se podrán realizar los primeros colados de la obra para seguir esta secuencia durante tres meses y medio.

3.3 Compuertas y mecanismos.- Una vez terminados los colados se podrá pensar en la colocación de la compuerta deslizante

3.4 Conceptos diversos.- Estos conceptos incluyen la colocación de la compuerta terminal, sellos de hule, escalera marina y barandales. Estos eventos se proponen al terminar esta obra.

4 OBRA DE TOMA MARGEN DERECHA.- Esta obra si depende de la construcción de la cortina y se tendrá que realizar una vez que se tenga la altura suficiente para poder colocar la tubería. Del mismo modo que en la obra de toma margen izquierda, podemos pensar que se realice sin afectar los recursos económicos de las otras obras. Esta obra tendrá una duración de nueve meses y medio.

4.1 Excavaciones.- Para la construcción de la obra de toma margen derecha y la obtención de algunos materiales se tendrán excavaciones en roca , para estos trabajos se calcula consumir un tiempo de dos meses.

4.2 Rellenos.- El tendido de rellenos para preparación de tubería tendrá una duración de dos meses.

4.3 Fabricación y colocación de materiales manufacturados.- Una vez realizada la excavación y casi terminando ésta, se podrán realizar los primeros colados de la obra para seguir esta secuencia durante tres meses.

4.4 Conceptos diversos.- Estos conceptos incluyen la colocación y tendido de tubería y válvulas de control y seguridad. Estos eventos se proponen al terminar esta obra.

**5 OBRAS DE EXCEDENCIA.-** Esta obra es de algún modo, independiente a la construcción de la cortina, por lo que se planeará en función de su duración y de la planeación de recursos financieros, su duración será de 10 meses.

**5.1 Excavaciones.-** Para la construcción de las obras de excedencia y la obtención de algunos materiales se tendrán excavaciones en roca , para estos trabajos se calcula consumir un tiempo de cinco meses.

**5.2 Fabricación y colocación de materiales manufacturados.-** Una vez realizada la excavación y casi terminando ésta, se podrán realizar los primeros colados de la obra para seguir esta secuencia durante cinco meses.

**ESTE PROGRAMA DE OBRA SE PRESENTA EN TRES HOJAS PERO SE HIZO UN RESUMEN QUE INCLUYE A LOS CINCO CONCEPTOS BASICOS DE LA OBRA.**







ANTEPROYECTO DE LA PRESA "EL CHIFLON"  
 RIO PURIFICACION  
 RESUMEN DE PROGRAMA DE OBRA

No.	CONCEPTO	TOTAL	AÑO												AÑO					
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	OBRA DE DESVIO Y DESAGUE DE FONDO																			
2	CORTINA																			
3	OBRA DE TOMA MARGEN IZQUIERDA																			
4	OBRA DE TOMA MARGEN DERECHA																			
5	OBRAS DE EXCEDENCIAS																			



## 5.2.2 PROGRAMAS DE EGRESOS E INGRESOS

Por último y con la finalidad de complementar el programa de obra general se realizaron los programas de ingresos y egresos, con los cuales nos podemos dar una idea de los montos a consumir mensualmente y los posibles diferimientos en pagos que se podrán tener. El enfoque que se le dio a éstos es el del contratista que realizará la obra.

**Programa de egresos.-** Este programa presenta los egresos que podrá tener el contratista a lo largo de la obra. Para realizar este programa se hicieron las siguientes suposiciones:

- a) El contratista recibe un anticipo que se presenta en el programa de ingresos, con el cual podrá comenzar la obra sin invertir recursos propios
- b) La repartición de recursos mensuales se realiza de manera proporcional. esto en la realidad no se espera que suceda, pero para la finalidad de este trabajo nos podrá dar una idea.
- c) Se realizaron sumas parciales por mes de los egresos que se espera que tendrá el contratista, esto con la finalidad de ver cual será su flujo de caja y compararlo con el programa de ingresos. También se hace un renglón de montos acumulados.
- d) Como se comentó en el programa de obra general, algunas actividades se acomodaron de manera que la disposición de recursos fuera más o menos homogénea.
- e) Los montos totales que aparecen por concepto están en función del presupuesto presentado en el subcapítulo 5.1.



A N N O D O S										A R N O T R E S																													
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							
10.000	12.952	13.352	12.343	10.000	13.441	14.441	13.443	10.441	14.441	10.000	13.441	14.441	13.443	10.441	14.441	13.443	10.441	14.441	13.443	10.000	13.441	14.441	13.443	10.441	14.441	13.443	10.441	14.441	13.443	10.000	13.441	14.441	13.443	10.441	14.441	13.443	10.441	14.441	13.443
204.713	209.671	311.421	421.774	163.216	160.697	179.150	197.410	414.070	410.560	204.713	209.671	311.421	421.774	163.216	160.697	179.150	197.410	414.070	410.560	204.713	209.671	311.421	421.774	163.216	160.697	179.150	197.410	414.070	410.560	204.713	209.671	311.421	421.774	163.216	160.697	179.150	197.410	414.070	410.560

ANTEPROYECTO DE LA PRESA "EL CHIFLON"																		
RIO PURIFICACION																		
RESUMEN DE PROGRAMA EGRESOS																		
No.	CONCEPTO	TOTAL	AÑO										AÑO					
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	OBRA DE DESVIO Y DESAGUE DE FONDO	46,507																
2	CORTINA	476,456				17,646	17,646	17,646	17,646	17,646	17,646	17,646	17,646	17,646	17,646	17,646	17,646	17,646
3	OBRA DE TOMA MARGEN IZQUIERDA	57,995																
4	OBRA DE TOMA MARGEN DERECHA	10,334																
5	OBRAS DE EXCEDENCIAS	24,559																
SUMAS		435,067	9,501	9,501	27,147	27,147	27,147	27,147	27,147	17,646	17,646	17,646	24,528	24,528	24,528	27,368	27,896	27,352
ACUMULADOS			9,501	19,002	46,149	73,297	100,444	127,591	154,738	172,385	190,031	207,677	234,205	260,733	287,261	313,789	340,316	367,842



## COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

A lo largo de este trabajo se ha considerado la posibilidad de que este anteproyecto se lleve a cabo físicamente, sin embargo no habrá que perder de vista la finalidad principal del mismo, que no es otra que la de poder dar los elementos suficientes para la toma de decisiones sobre seguir adelante o no.

Es necesario aclarar que el trabajo anterior es un anteproyecto, no es un proyecto ejecutable, sin embargo permite obtener información suficiente, para determinar la factibilidad de llevarse a cabo, si este fuera el caso se tendría que afinar la información obtenida, principalmente:

- Datos hidrométricos y climáticos actualizados, con sus cálculos correspondientes
  - Topografía de campo a detalle
  - Costos de materiales, maquinaria y mano de obra de la región, es decir el presupuesto regionalizado
  - Estudio agronómico y agrológico de la zona actualizado
  - Para este trabajo, en el estudio hidrológico, solo se pudieron obtener datos hasta 1984, lo anterior debido a que no se tiene información procesada de las estaciones hidrométricas y climáticas de años anteriores. Existen datos de campo, pero se requiere una ardua labor para procesarlos.
- De este modo y tomando en cuenta que el período de registro es de 31 años ( 1953-1984 ), se decidió por considerar solo la información procesada disponible, con un análisis a groso modo de la información sin procesar ( 1985-1994 ), de climatología y gastos máximos de la estación El Chiflón.

Es por lo anterior que de convertirse el anteproyecto en proyecto ejecutable, se tendría que actualizar la información faltante.

Hablando de este trabajo en particular, desde el segundo capítulo nos dimos cuenta que las 15.630 ha que contemplan los valles de la Resolana y la Huerta, demandarían un volumen de 158.43 millones de m<sup>3</sup>, que comparados con el volumen medio escurrido de 203.03 millones de m<sup>3</sup> quedarían satisfechos. Sin embargo estos datos únicamente nos dicen de algún modo que podíamos seguir adelante.

Cuando se efectuó el funcionamiento del vaso, es cuando realmente pudimos comenzar a ver las dimensiones de la obra, pues es aquí, cuando se propone qué volumen de agua se almacenará y con esto, la mínima altura de cortina, cabe hacer notar que comparando con otras obras, esta presa entraría en una categoría intermedia, comparable por su capacidad con las presas Ignacio Allende o la Rodríguez en B.C.

Al diseñar los diferentes elementos de la presa es cuando este anteproyecto comienza realmente a tomar forma, espacio y ubicación, pues el tener los datos para diseño nos da una idea numérica de lo que es en sí la presa, sin embargo al comenzar a diseñar las partes en función de la forma del terreno, los datos hidrológicos, y las condiciones en general de la zona, el anteproyecto deja de ser números, para convertirse en algo que toma forma real, que hay que imaginarse y finalmente diseñarlo para que funcione.

En nuestro caso, por ser un anteproyecto ya concebido por la S.A.R.H., realmente nos adaptaremos a los requerimientos ya descritos por esta institución. Esto evidentemente limitó un poco la actividad propositiva, sin embargo dió paso a una revisión y justificación de las obra, comparando en cada caso con diferentes alternativas y propuestas.

De este modo, llegamos a una propuesta general de las diferentes estructuras que compondrán en su conjunto el anteproyecto de la presa "El Chillón".

Cabe destacar que los resultados obtenidos son satisfactorios, pues independientemente de lo necesario que será elaborar un estudio de costo beneficio, resulta claro que la construcción de esta obra traería beneficios reales a esta zona de orden socioeconómico, pues no solo se incrementaría la producción agrícola en general, sino que se diversificaría. Adicionalmente los beneficios, no únicamente estarían relacionados con la producción, sino con el incremento de calidad de vida en la región, pues la construcción de una obra de estas características incrementaría el número de vías de comunicación, empleos y capacitación entre otros.

La disponibilidad de recursos para la ejecución de la obra, determinará en un momento dado la factibilidad de ejecución del mismo. Sin embargo, cabe hacer notar que si bien la inversión no es recuperable a corto plazo, el beneficio social lo justifica.

Por otro lado y como se ve en el plano hidrográfico No. 1.1.3 no existen hasta el momento obras semejantes en un radio de 150 km siendo la más cercana la presa Basilio Badillo sobre el río Juchitán, por esta razón pensamos que independientemente del factor económico, es necesaria la construcción de esta obra lo cual traería beneficios adicionales como son más y mejores caminos, servicios de comunicación, mayor capacitación agrícola, etc.

En cuanto a las cuestiones de seguridad con una obra de estas características, se prevendrían inundaciones y el agua acumulada en la presa serviría para usos emergentes, como el suministro de agua para consumo humano.

Es importante hacer notar que un proyecto de estas características esta sujeto a un análisis profundo de información complementaria y que depende de factores económicos, sociales y políticos de la zona y del país, es por esta razón que no nos consideramos con la capacidad suficiente para sugerir formalmente que se efectúe la obra.

Lo único que nos resta por decir, es que pensamos que este trabajo es una base adecuada para poder tomar una decisión con respecto a la posible construcción de la presa y que por lo tanto cumple con su objetivo.

Lo único que nos resta por decir, es que pensamos que este trabajo es una base adecuada para poder tomar una decisión con respecto a la posible construcción de la presa y que por lo tanto cumple con su objetivo.



## BIBLIOGRAFIA

- 1 Boletín Hidrológico No. 41, Regiones Hidrológicas 13,14, 15, 16 y 17. Zona Pacífico Centro S.A.R.H.
- 2 Obras Hidráulicas. Francisco Torres Herrera. Ed. Limusa. 2a Edición. 1987
- 3 Manual de Diseño de Obras Civiles. Hidrotecnia. A.2.10 Obras de Excedencia. Comisión Federal de Electricidad, et al. Instituto de Investigaciones Eléctricas. 1981
- 4 Manual de Diseño de Obras Civiles. Hidrotecnia. A.2.9 Obras de Toma. Comisión Federal de Electricidad, et al. Instituto de Investigaciones Eléctricas. 1981
- 5 Manual de Diseño de Obras Civiles. Hidrotecnia. A.2. Cortinas. Comisión Federal de Electricidad, et al. Instituto de Investigaciones Eléctricas. 1981
- 6 Pequeños Almacenamientos. Plan Nacional de Pequeña Irrigación. Jefatura de Irrigación y Control de Ríos. S.A.R.H. 1969
- 7 Hidráulica General. Gilberto Sotelo Avila. Ed. Limusa. 1a. Edición 1974
- 8 Ingeniería de los Recursos Hidráulicos ( título original Water Resources Engineering). Linsley Ray K., Franzini Joseph B. Ed C.E.C.S.A. 3a Ed. 1979
- 9 Hidráulica de los Canales Abiertos ( título original Open Channel Hydraulics). Ven Te Chow. Ed. Diana. 1a Edición 1982
- 10 Diseño de Presas Pequeñas ( título original Design of Small Dams. United States of the Interior, Bureau of Reclamation). Editorial Continental. 1a Edición. 1966
- 11 Síntesis de Resultados del Onceavo Censo Nacional de Población y Vivienda 1990 del Estado de Jalisco. Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática. 1993

- 12 **Panorama Agropecuario Séptimo Censo Agropecuario 1991 del Estado de Jalisco. Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática. 993**
- 13 **Obras de Toma en Presas de Almacenamiento. Dirección General de Obras Hidráulicas e Ingeniería Agrícola Para el Desarrollo Rural. S.A.R.H. 1979**
- 14 **Recomendaciones Para el Diseño y Revisión de estructuras Para el Control de Avenidas. S.A.R.H. 1a edición 1978**
- 15 **Pequeños almacenamiento. Dirección General de Obras Hidráulicas Para el Desarrollo Rural. S.A.R.H. 1975**
- 16 **Hidrología. Rolando Springall G. Instituto de Ingeniería 1970**
- 17 **Escuirrimiento en Cuencas Grandes. Rolando Springall. Instituto de Ingeniería. 1967**
- 18 **Mecánica de suelos, Tomo III, Flujo de agua en suelos. Juárez Badillo, Rico Rodriguez. Ed. Limusa. 1984.**