



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTONOMA DE MEXICO**

---

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES " ACATLAN "**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**

**PROYECTO DE LA PRESA "LA POLVORA", SOBRE EL  
RIO HUASCATO EN EL ESTADO DE JALISCO**

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A N**

**MARIA ELENA RODRIGUEZ DELGADO**

**JOSE REFUGIO CHAVEZ HERNANDEZ**

**MEXICO, D.F.**

**1982**



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.

# I N D I C E

## INTRODUCCION

### CAPITULO I ASPECTOS GENERALES DE LA ZONA.

- 1.1 Localización
- 1.2 Vías de Comunicación
- 1.3 Condiciones Naturales
  - 1.3.1 Hidrografía
  - 1.3.2 Clima
  - 1.3.3 Suelos
  - 1.3.4 Vegetación
  - 1.3.5 Sismicidad
  - 1.3.6 Fisiografía
  - 1.3.7 Geología Regional

### CAPITULO II SITUACION ACTUAL

- 2.1 Tenencia de la Tierra
- 2.2 Usos de la Tierra
- 2.3 Explotación Agrícola
  - 2.3.1 Tecnología
- 2.4 Explotación Pecuaria
  - 2.4.1 Costos y Técnicas de Producción
- 2.5 Comercialización Agropecuaria
  - 2.5.1 Comercialización Agrícola

- 2.5.2 Comercialización Pecuaria
- 2.6 Condiciones Sociales
  - 2.6.1 Demografía
  - 2.6.2 Alimentación
  - 2.6.3 Educación
  - 2.6.4 Salubridad
  - 2.6.5 Comunicaciones
  - 2.6.6 Electrificación

### CAPITULO III ESTUDIOS BASICOS

- 3.1 Topográficos
- 3.2 Geológicos
  - 3.2.1 Geología del Vaso
  - 3.2.2 Geología de la Boquilla
- 3.3 Agrológicos
- 3.4 Hidrológicos
  - 3.4.1 Introducción
  - 3.4.2 Necesidades de Agua para Riego
  - 3.4.3 Régimen de la Corriente
  - 3.4.4 Azoíves
  - 3.4.5 Evaporación neta
  - 3.4.6 Capacidad y Funcionamiento del Vaso
  - 3.4.7 Determinación del Gasto Máximo Probable
  - 3.4.8 Tránsito de Avenidas
  - 3.4.9 Datos de Proyecto

CAPITULO IV OBRA DE DESVIO

- 4.1 Introducción
- 4.2 Factores que intervienen en la selección
- 4.3 Selección del Tipo de Desvío
- 4.4 Estudio Hidráulico

CAPITULO V CORTINA

- 5.1 Introducción
- 5.2 Clasificación de las Cortinas
- 5.3 Factores de Selección
- 5.4 Descripción
- 5.5 Análisis de Estabilidad
  - 5.5.1 Requisitos de Estabilidad

CAPITULO VI OBRA DE EXCEDENCIAS

- 6.1 Introducción
- 6.2 Tipos de Vertedores
- 6.3 Factores de Selección
- 6.4 Descripción
- 6.5. Cálculo Hidráulico

CAPITULO VII OBRA DE TOMA

- 7.1 Introducción
- 7.2 Tipos de Obra de Toma
- 7.3 Factores de Selección

7.4 Descripción

7.5 Cálculo Hidráulico

CAPITULO VIII ANTEPRESUPUESTO GENERAL

CAPITULO IX CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

LISTA DE PLANOS

BIBLIOGRAFIA.

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

La autosuficiencia alimentaria, es uno de los retos, que actualmente - afronta el gobierno federal, debido a que el crecimiento demográfico del - país demanda estos satisfactores primarios, por este motivo se ha hecho un replantamiento de la política agraria, consistente en un impulso decidido - para lograr una agricultura tecnificada que garantice una producción sostenida, evidentemente que para tal fin se requiere de una serie de fuertes - inversiones para establecer, en principio, una infraestructura hidráulica - que permita lograr estas metas.

En el caso concreto del proyecto de la Presa "La Polvora", que se presenta en este trabajo, podemos señalar que el objetivo general, consiste en aportar los elementos básicos para el aprovechamiento de las aguas del río Huáscato para el desarrollo agropecuario de 13,290-92 ha; así como la generación de empleos y el mejoramiento socioeconómico de los habitantes del - área del proyecto. El número de beneficiados de este proyecto será de 795 familias, los cuales se encuentran distribuidos en los municipios de Degollado y Ayo el Chico en el Estado de Jalisco.

Asimismo se pueden plantear como objetivos particulares: Contribuir a las necesidades de cultivos básicos tales como maíz, trigo, jitomate, sorgo, cebada, avena, hortalizas, alfalfa, frutales, garbanzo; y de empleo, para - una población en el área de proyecto estimada para 1985 de 7975 hab, en promedio; incorporar al riego 1,940-00-00 ha que actualmente están sujetas al

régimen de temporal, localizadas en ambas márgenes del río Huáscato; desarrollo de una explotación agrícola intensiva de praderas cultivadas; e implantación de servicios de extensión agropecuaria que permitan la tecnificación de las prácticas agrícolas y pecuarias en la zona del proyecto.

La presentación del proyecto de la Presa "La Pólvora" (con una capacidad de almacenamiento de  $47 \times 10^6 \text{ m}^3$ ), motivo de este trabajo, se hará de la siguiente manera: Aspectos generales de la zona, situación actual, estudios básicos, obra de desvío, cortina, obra de excedencias, obra de toma, antepresupuesto general y conclusiones y recomendaciones.

El empleo objetivo de los criterios para el diseño de la Presa "La Pólvora", que se presentan en este trabajo, pretenden servir como guía y consulta para todos aquellos técnicos que se enfrenten a problemas de diseño similares.



## CAPITULO I

### ASPECTOS GENERALES DE LA ZONA

#### 1.1 Localización

El sitio del proyecto está situado a 3.0 km al Noroeste del poblado de Huáscato, Edo. de Jalisco sobre el río del mismo nombre, afluente del río Lerma. Sus coordenadas geográficas son 20° 30' de Latitud Norte, 102° 14' de Longitud al Oeste del meridiano de Greenwich (véase anexo I-1).

#### 1.2 Vías de Comunicación

El acceso al lugar de proyecto, es por medio de la carretera asfaltada Guadalajara-Irapuato, vía la Piedad y la población principal que es Huáscato está a 134 km de Guadalajara y a 36 km de la Piedad, Michoacán, así como una basta red de caminos vecinales que se comunican entre sí y a la cabecera municipal. Por lo que respecta a lugar detectado para el almacenamiento, éste solo está comunicado por un camino de herradura de aproximadamente 3.20 km ya que para llegar al lugar donde se localizará la cortina, no es posible el acceso a vehículos.

#### 1.3 Condiciones Naturales



ZACATECAS

**PROYECTO LA POLVORA**

**MICHOACAN**

**UNAM - ENEPA**  
INGENIERIA

**PROYECTO LA POLVORA**  
**LOCALIZACION GENERAL**  
MUNICIPIO DE DECOLLADO

TESIS PROFESIONAL  
MA. ELENA RODRIGUEZ DELGADO  
JOSE R. CHAVEZ HERNANDEZ

México DE    Marzo - 81    ANEXO - I - 1

ZACATECAS

**PROYECTO LA POLVORA**

**MICHOACAN**

**UNAM - ENEPA**  
INGENIERIA

**PROYECTO LA POLVORA**  
**LOCALIZACION GENERAL**  
MUNICIPIO DE DECOLLADO

TESIS PROFESIONAL  
MA. ELENA RODRIGUEZ DELGADO  
JOSE R. CHAVEZ HERNANDEZ

México DE    Marzo - 81    ANEXO - I - 1

### 1.3.1 Hidrografía

El origen del río Huáscato se encuentra en un sitio llamado Josefino Allende, ubicado cerca de la línea divisoria entre los Estados de Jalisco y Guanajuato, a 27 kms. al Este de Arandas, Jal.

En los primeros 9 kms escurre con dirección SW; cambia - después hacia el sur, hasta la elevación 1800 m.s.n.m. - en las cercanías del rancho el Chavielo, Jal., hasta este punto la corriente se conoce como arroyo de las cruces; después se llama río Huáscato y todavía experimenta dos - cambios importantes de dirección, primero al SW y después al W pasando por la parte del sur del cerro del salitre, después del cual sufre otra desviación hacia el sur y cruza la carretera México-Guadalajara; en el tramo la Piedad Atotonilco el Alto, mantiene esta dirección y después descarga su caudal al río Lerma.

El escurrimiento medio anual registrado es de 52 067 000. 00 m<sup>3</sup>.

La cuenca propia (subcuenca de la cuenca del río Lerma) queda dentro del Edo. de Jalisco drenando un área de - 232 km<sup>2</sup>.

### 1.3.2 Clima

El clima de la región de acuerdo con los datos proporcionados por la estación climatológica de Huáscato, la cual se localiza 600 m al sur de la estación hidrométrica y es controlada por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, puede considerarse como semiseco con invierno seco, semicálido sin estación invernal bien definida, con una temperatura media anual de 19.9° C, siendo los meses más fríos: Noviembre, Diciembre, Enero y Febrero, con temperaturas que varían desde 6.5° C y 16° C, los meses más calurosos son: Junio, Julio, Agosto y Septiembre, con temperaturas que oscilan entre 20° C y 28° C. La precipitación media anual registrada en la estación es de 882.0 mm, siendo los meses más lluviosos Junio, Julio y Agosto, mientras que los menos lluviosos son: Enero, Febrero, Marzo y Abril. La evaporación media anual es de 1747 mm.

### 1.3.3 Suelos

Los suelos de este lugar tienen su origen en el intemperismo de las rocas basálticas y andesitas de la zona norte del proyecto y que por el arrastre del río, se fueron depositando con el tiempo hasta formar suelos aluviales.

En general se les puede clasificar como suelos de primera, pues aunque arcillosos, son suelos manejables y su drenaje no representa problemas.

No hay problemas de salinidad y sodicidad.

#### 1.3.4 Vegetación

La vegetación de la región está constituida por Bosques de Coníferas, encontrándose El Cedro y El Pino-Encino - principalmente; pastizales, constituidos por especies de gramíneas, generalmente Cespitosas del Centro y Norte de México; Selva Baja Caducifolia, donde la mayoría de los árboles tiran sus hojas en temporadas de secas, las especies más comunes son: El Chijol, Copal, Plumajillo, Casahuates, Navio y dentro de las especies Leguminosas Espinosas: Mezquite Verde, Palo Verde o Mantecoso, Ebano y Palo Fierro.

#### 1.3.5 Sismicidad

El sitio del proyecto está ubicado cerca de los límites de la "zona sísmica del país".

El foco más cercano se localiza aproximadamente a 250 km al Noroeste. Desde 1927 ha registrado siete movimientos de 5.0 grado en la escala de Richter. De acuerdo a la

carta sísmica de la república mexicana editada por la - U.N.A.M., se encuentra en la zona penisísmica de mediana sismicidad.

#### 1.3.6 Fisiografía

El área estudiada queda comprendida dentro de la provincia fisiográfica denominada zona de fosas tectónicas y - vulcanismo reciente, las rocas más antiguas que afloran en la zona corresponden a la era terciaria, período cenozoico medio volcánico, siendo éstas riolitas, andesitas, y tobas de origen ígneo extrusivo, encontrándose también suelos clásticos correspondientes a la era cuaternaria. - Geomorfológicamente la región presenta una etapa de madurez temprana. El sistema de drenaje es de patrón den - drítico perteneciente a la cuenca del río Lerma.

#### 1.3.7 Geología Regional

El Estado de Jalisco, geológicamente lo podemos clasificar como reciente, pues sus sedimentos predominantes no son anteriores del período Cretácico (de 150 millones a 70 millones de años). Al Sur del Estado de Jalisco se - localizan las zonas Cretácicas, caracterizadas por rocas calizas. La zona de proyecto localizada al Centro-Oeste, se caracteriza por su contenido de tobas compactas y arcí

llas; presentando un gran contenido de rocas efusivas -  
(del período cuaternario, de 10,000 años a la fecha) los  
terrenos vecinos a el lugar de proyecto como son: Atoto-  
nilco, Ayo el Chico, La Barca y Ocotlán..

## C A P I T U L O   I I

## SITUACION ACTUAL

## 2.1    Tenencia de la Tierra

La tierra y el trabajo constituyen los factores principales de producción de la actividad agrícola. La zona de proyecto se caracteriza por una población que se encuentra en bastante crecimiento y por un gran número de unidades de explotación de reducido tamaño.

Los datos de la tierra fueron obtenidos a través de la Secretaría de la Reforma Agraria (Estadísticas) y por medio de investigación directa en la zona.

El número de jefes de familia en la zona de estudio es de 435 ejidatarios y 360 pequeños propietarios.

En el cuadro A se detalla el aspecto en cuanto a extensión y tipo de terrenos correspondientes a los ejidos localizados en el área del proyecto. Asimismo, en dicho cuadro se presentan las extensiones de terrenos que beneficiará el proyecto. La superficie total sujeta a riego será de 1,940-00 ha netas de riego; en las que se tienen previstos los siguientes cultivos: alfalfa, trigo, hortalizas, frutales, maíz, sorgo, frijol, garbanzo, camote y cebada.



## 2.2 Usos de la Tierra.

La principal actividad de esta región es la agricultura; pero su rendimiento es mínimo debido a que solo disponen de tierras de temporal, del 100% de su superficie la agricultura ocupa el 34%, lo demás corresponde a pastizales y bosques, 27.2% y 38.8% respectivamente.

Las actividades que los ejidatarios realizan fuera de la agricultura es la del comercio (tiendas, abarrotes, estanquillos y servicios). En épocas de estiaje, los ejidatarios y pequeños propietarios acuden a trabajar a los Estados Unidos de Norteamérica y a la Ciudad de Guadalajara, Jalisco, posteriormente regresan cuando la actividad agrícola da principio.

## 2.3 Explotación Agrícola.

La actividad agrícola de los Ejidos comprendidos en el proyecto estuvo integrada en el ciclo agrícola Primavera-Verano por 4 cultivos (Maíz, Sorgo, Frijol y Trigo), mismos que cubrieron una superficie de 10 095 ha. El principal cultivo en la zona del proyecto es el maíz, sembrándose una superficie de 1 106-00 ha, teniendo un rendimiento de 1.5 toneladas por ha.

Los cultivos complementarios son: Sorgo con un promedio de 2.0 Tons/ha, Frijol 0.7 Tons/ha y Trigo con 1.5 Tons/ha.

### 2.3.1 Tecnología

Los futuros usuarios de la obra, utilizan para la preparación de sus tierras en un 70% maquinaria, en un 30% - yuntas y troncos; la aplicación de fertilizantes lo hacen en forma empírica, ya que no se cuenta con la asistencia técnica adecuada.

Entre los insumos que utilizan destacan los fertilizantes químicos (Nitratos, Sulfato de Amonio y Super Fosfato triple), así como insecticidas.

En el aspecto plagas, el principal problema que se les ha presentado a los usuarios es el gusano cogollero, - que afecta principalmente el cultivo del maíz.

Clasificando en forma general, los conocimientos agropecuarios de los futuros usuarios, se considera que están en un nivel medio.

### 2.4 Explotación Pecuaria.

Esta actividad se ha venido desarrollando bajo el sistema libre - pastoreo, durante el período de lluvias se apacenta con pastos naturales desarrollados en cerros cercanos a las áreas de agostadero, en la etapa de secas el ganado se alimenta exclusivamente de rastrojo, sorgo y forraje - cosechado del frijol.

Se ha considerado que en el área de influencia al proyecto se dispone de una superficie de 2,976.00 ha de agostadero y 225 de cerril, considerándose que el coeficiente de agostadero en esta zona es de 6 ha por cabeza de ganado.

En el área de estudio, los principales recursos ganaderos se representan en 4 especies, Bovina con 2,420 cabezas, dedicadas en un 18% a la producción de leche, Porcina con 2,100 cerdos, Equina con 300 cabezas y por último la Caprina con 1,200 cabezas.

De la anterior población ganadera, se ha estimado que un 75% pertenece a los ejidatarios y un 25% a los pequeños propietarios.

#### 2.4.1 Costos y Técnicas de Producción

Se ha estimado que los costos de producción por día para la especie bovina es de \$ 7,800.00, de \$ 10,500.00 para la porcina, \$ 800.00 para la caprina y de \$ 1,500.00 para la especie equina, estos costos son para población ganadera total por especie.

La especie bovina logra un volumen de producción de 2,130 lts. de leche promedio de 160 días por año. La producción de carne bovina y porcina no fué posible estimarse, debido a que es muy variable por no llevar una explotación metódica, el ganado bovino tiene rendimientos de 300 kg. y el porcino un rendimiento promedio estimado en 105 kgs.

Las técnicas de producción practicadas son totalmente rudimentarias; la explotación bovina se efectúa bajo libre pastoreo, mismo que se hace con la especie equina y caprina.

En el caso de la porcicultura esta se explota con pequeños chiqueros localizados en colindancia a las viviendas de cada propietario.

Las enfermedades más comunes presentadas son: en el ganado bovino el redengue, en el porcino la cólera, en el equino la encefalitis equina.

## 2.5 Comercialización Agropecuaria

### 2.5.1 Comercialización Agrícola

El propósito de incluir en el presente estudio la comercialización de productos agrícolas es la de destacar la importancia que ésta tiene en los ingresos de los ejidatarios.

Los futuros usuarios venden el 40% de sus cosechas a La Comisión Nacional de Subsistencias Populares, el 30% lo venden a particulares de Ayo el Chico, Degollado, La Piedad y Yurecuaro, Mich., el 30% restante lo dedican al -

consumo familiar.

El costo ó valor de la producción que actualmente prevalece, se cuantifica conforme a los rendimientos, cultivos, superficies y precios de garantía establecidos; en este caso, el Maíz, el Sorgo y el Frijol (Maíz, éste genera un valor de producción de \$ 3.882,060.00 con un costo de producción de \$ 2.088,128.00 aportando una utilidad de \$ 1.793,932.00.

El sorgo aporta un valor de producción de . . . . .  
\$ 1.503,040.00 y un costo de producción de . . . . .  
\$ 817,620.00 deduciendo una utilidad de \$ 685,420.00.

El frijol aportó un valor de producción de \$ 999,600.00 con un costo de producción de \$ 674,016.00 una utilidad neta de \$ 325,584.00), son los principales cultivos en orden de importancia; aunque el frijol está después del trigo, del cual no se tenía un valor total de producción. Ahora, considerando el tamaño de la superficie cultivada y el ingreso medio por ha, se tiene que: 304 personas poseen promedios de 2 - 64 ha, de estas obtienen un ingreso medio de \$ 3.132.01; 199 tienen un promedio de 6.82 ha, y obtienen un ingreso promedio de \$ 8.091.04 y por último, 26 personas que poseen un promedio de 12.46 ha, obtienen un ingreso promedio de \$ 14,782.17. Con lo anterior se deduce que el 56.5% de la población

posee un 41% del ingreso total, un 42% del ingreso se distribuye en un 26.5% de la población y en un 5% de la población se distribuye el 17% del ingreso.

#### 2.5.2 Comercialización Pecuaria

Del volumen total de producción de la especie bovina un 60% se destina al consumo interno de la población del Municipio de Degollado.

El mercado para el ganado porcino lo representa en un 35% los municipios de Degollado y Ayo el Chico, Jalisco; teniendo como principales centros consumidores Tanuato y La Piedad, en el Edo. de Michoacán. El valor de la población ganadera se representa en los cuadros B y C.

### 2.6 Condiciones Sociales

#### 2.6.1 Demografía

El aspecto demográfico tiene un interés de primer orden, ya que las características demográficas de la región y su grado de desarrollo económico muestran una estrecha interdependencia.

Los ejidos que directamente resultarán beneficiados en el Edo. de Jalisco son: La Isla, El Maluco, San Jeróni-

mo, Santa Elena, El Rosario, Huáscato y la Resolana las cuales según el Censo General Básico de población en el año de 1970 agrupaban un total de 4,008 habitantes; - ahora bien, la población futura que se beneficiará con el proyecto es:

Año	POBLACION
1960	2,124
1970	4,008
1975	4,984
1976	5,263
1977	5,558
1978	5,869
1979	6,179
1980	6,544
1990	9,406
2000	12,920
2010	17,086

#### 2.6.2 Alimentación

La dieta alimenticia que los futuros usuarios acostumbra es mediante balanceada, pues cuenta con el mínimo necesario de vitaminas y proteínas.

Los alimentos que en forma diaria consumen son maíz, - frijol, chile y arroz.

La leche, carne, huevos, verduras y frutas, las consumen de una a tres veces por semana.

### 2.6.3 Educación

En la población de 10 años y más se registró un índice de analfabetismo del 28%; por otra parte, el grupo de la población de entre 6 y 14 años se queda sin asistir a la escuela, por falta de aulas y de maestros. - En el cuadro "D" se da un aspecto general sobre este inciso.

### 2.6.4 Salubridad

En ninguno de los poblados mencionados se cuentan con centro de asistencia social ó centro de salud, para que los usuarios sean atendidos tienen que acudir a la cabecera municipal, donde se encuentra un centro de salud rural. Por lo anterior, el servicio médico es totalmente deficiente y casi nulo para las áreas rurales. Los Ejidos de Santa Elena, El Maluco, La Resolana y El Rosario, no cuentan con el servicio de agua potable y alcantarillado, para abastecerse del líquido acuden a varias norias que fueron perforadas por ellos.



Huáscato, La Isla y San Jerónimo son las únicas poblaciones que cuentan con este servicio; se abastecen por medio de tomas domiciliarias un 35% y el resto a través de hidrante público.

El padecimiento de enfermedades de tipo gastrointestinal es muy común en toda la región.

#### 2.6.5 Comunicaciones

En el poblado de Huáscato se cuenta únicamente con servicios de correos y en San Jerónimo con servicio de telégrafos, careciéndose de los demás tipos de servicios.

Las localidades de la Resolana, La Isla, El Maluco, El Rosario y Santa Elena no cuentan con ningún medio de comunicación; los habitantes de las localidades anteriormente mencionadas tienen que recurrir a las cabeceras municipales para recibir los servicios de correo, telégrafos y teléfono.

#### 2.6.6 Electrificación.

La Comisión Federal de Electricidad presta este servicio a las poblaciones de Huáscato, El Maluco, Santa Elena, y San Jerónimo, abasteciéndose de la Sub-Estación la Angostura del Cobano.

El resto de las localidades carecen de dicho servicio.

## EXTENSION Y TIPOS DE TERRENOS CORRESPONDIENTES A LOS EJIDOS DENTRO DEL

## AREA DE PROYECTO.

EJIDO	MUNICIPIO	TEMPORAL HAS.	RIEGO HAS.	AGOSTADERO HAS.	CERRIL HAS.	TOTAL HAS.	FAMILIAS	AREA A BENEFICIAR
Huáscato	Degollado	344 - 00	96 - 00	6,235 - 00		6,675 - 00	350	232
La Resolana	Degollado	158 - 00				158 - 00	29	107
Santa Elena	Ayo El Chico	200 - 00		739 - 00		939 - 00	43	135
San Jerónimo	Ayo El Chico	858 - 00		566 - 00		1,424 - 00	132	520
La Isla	Ayo El Chico	470 - 00	107 - 00	1,191 - 00		1,768 - 00	115	317
Ampliación	Ayo El Chico	25 - 00			225 - 00	250 - 00	13	17
El Rosario	Ayo El Chico	149 - 00		750 - 92		899 - 92	30	100
El Maluco	Ayo El Chico	472 - 00		400 - 00		872 - 00	59	319
Ampliación	Ayo El Chico	195 - 00		110 - 00		305 - 00	24	133
<b>T O T A L :</b>		<b>2,871 - 00</b>	<b>203 - 00</b>	<b>9,991 - 92</b>	<b>225 - 00</b>	<b>13,290 - 92</b>	<b>795</b>	<b>1,940 - 00</b>

CUADRO " A "

G A N A D E R I A   E N   L A   A R E A   D E   E S T U D I O

E s p e c i e	M a y o r		M e n o r		Jornales - Generados.
	Número	Precio	Número	Precio	
Bovino	1,800	3,000.00	620	800.00	200
Porcino	1,300	1,000.00	800	350.00	90
Caprino	1,000	350.00	200	150.00	10
Equino	300	1,500.00	--	- . -	--

C U A D R O " B "

VALOR DE LA POBLACION GANADERA  
(AREA DE ESTUDIO)

E s p e c i e	M a y o r	M e n o r	T o t a l.
Bovino	5'400,000.00	496.000.00	5'896.000.00
Porcino	1'300,000.00	280,000.00	1'580.000.00
Caprino	350,000.00	30,000.00	380,000.00
Equino	450,000.00	- - -	450.000.00

C U A D R O " C "

E D U C A C I O N

Localidad	Aulas	Maestros	Alumnos	Instrucción Primaria.
Huáscato	8	8	352	Completa
La Resolución	2	1	58	Incompleta
La Isla	4	4	135	Incompleta
El Maiuco	2	3	125	Incompleta
El Rosario	2	3	115	Incompleta
Santa Elena	2	2	90	Incompleta
San Jerónimo	6	6	317	Completa

C U A D R O "D"

## C A P I T U L O      I I I

## ESTUDIOS BASICOS

## 3.1      Topográficos

El levantamiento topográfico de una cuenca de captación se hace generalmente para determinar su área y la forma de concentración de los escurrimientos, a fin de utilizar estos datos en la solución de problemas hidrológicos.

Para el levantamiento topográfico de la cuenca "La Pólvora", se empleó la carta topográfica DETENAL escala 1: 50000 obteniéndose que el área de la cuenca es 232 km<sup>2</sup>.

## 3.2      Geológicos

El objeto de llevar a cabo este tipo de estudios, es el de reunir la información indispensable que ayude a conocer que tipo de formaciones tiene el sitio y de que están constituidas. Generalmente se hacen recorridos de campo, o bien, se obtiene información de las oficinas de DETENAL con el fin de elaborar los planos con perfiles y cortes geológicos, que posteriormente se usarán como base para poder elegir el tipo de estructura más adecuado.

En este estudio se hace un reconocimiento para determinar sus características geológicas y recabar la información necesaria sobre la posición estructural y estratigráfica de la zona.

### 3.2.1 Geología del Vaso.

No se observó fracturamiento que pueda poner en peligro el almacenamiento, porque las rocas que afloran, al igual que en la cuenca, tienen gran cantidad de sedimentos arcillosos, que han contribuido a impermeabilizar el vaso, formando suelos arcillosos.

### 3.2.2 Geología de la Boquilla.

La boquilla se localiza en un estrechamiento casi simétrico con una amplitud aproximada de 236.0 metros hacia la cota 1652. Las márgenes están constituidas por la formación de tobas, en las que se observa una marcada estratificación que ha estado sometida a movimientos tectónicos, la posición en que se hayan los estratos tienen un rumbo dominante de  $76^{\circ}$  S.E., de echados variables.

En ambas laderas se localizan terrazas constituidas por limos-arcillo-arenosos en espesores de consideración, mientras la zona del cauce, está cubierta por material de acarreo. El río (Huáscato) ha labrado su curso en una formación de tobas riolíticas.

### 3.3 Agrológicos.

El estudio agrológico forma parte muy importante de los estudios básicos, para la correcta planeación de proyectos de riego, ya que permite determinar aspectos relevantes del suelo dentro de los cuales se señalan los siguientes:

- a) Clasificación de suelos en series, tipos y fases.
- b) Clasificación de suelos para uso agrícola bajo riego.
- c) Programa de cultivos en base a la relación suelo-agua-planta-clima.
- d) Calidad del agua de riego.
- e) Métodos de riego para los diferentes tipos de suelos.
- f) Láminas de riego para cada tipo de suelo.
- g) Bases para el trazo de la red de distribución de agua.
- h) Medidas para evitar la salinización de los suelos.
- i) Necesidades de drenaje agrícola.
- j) Capacidad de uso de los suelos.
- k) Manejo que debe darse a los suelos.
- l) Determinación del valor de la tierra.

Para el proyecto de la presa "La Pólvora", los suelos correspondientes a la zona regable, se formaron en 4 series de



son:

SERIE	CLASIFICACION	HA	%
HUASCATO	Se considera como suelos de primera, son manejables.	398.6	24.96
ROSARIO	Se considera como suelos de tercera, por la topografía. Es de las más malas del proyecto.	525.0	32.98
AGUA BLANCA	Se considera como de primera y segunda afectando un poco el suelo porque es arenoso.	187.2	11.81
MALUCO	Se considera como de cuarta por comprender la zona de mayor pendiente. Y otra parte de segunda clase por su pedregosidad.	312.4	19.36

### 3.4 Hidrológicos

#### 3.4.1 Introducción

En el proyecto de las obras hidráulicas en general, gran parte del éxito se derivará fundamentalmente de la calidad del estudio hidrológico que se realice, - el cual a su vez estará en función de la cantidad y veracidad de los datos disponibles.

Su objeto será determinar, tomando en cuenta los límites económicos, la capacidad de obra más adecuada -

CULTIVOS.	M E S	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	P
	PREC. EFECT.	0.2	0.0	0.0	0.0	1.2	8.0	13.0	13.0	6.3	1.1	0.0	0.1
MAIZ PRIMAVERA	L. U. C.		4.1	9.4	14.5	15.5							
	L. U. C. - P. E.		4.1	9.4	14.5	14.3							
	L. N. A.		10.0	10.0	10.0	20.0							
	L. B.		16.7	16.7	16.7	33.4							
MAIZ VERANO	L. U. C.							7.7	12.5	14.2	11.3		
	L. U. C. - P. E.							-	-	7.9	10.2		
	L. N. A.							-	-	10.0	10.0		
	L. B.							-	-	16.7	16.7		
TRIGO	L. U. C.	14.0	9.0									3.8	10.4
	L. U. C. - P. E.	13.8	9.0									3.8	10.3
	L. N. A.	10.0	10.0									10.0	10.0
	L. B.	16.7	16.7									16.7	16.7
JITOMATE	L. U. C.					7.4	11.6	15.5	12.0				
	L. U. C. - P. E.					6.2	3.6	2.6	-				
	L. N. A.					10.0	-	10.0	-				
	L. B.					16.7	-	16.7	-				
SORGO	L. U. C.						6.9	14.8	14.3	8.8			
	L. U. C. - P. E.						-	1.8	1.3	2.5			
	L. N. A.						-	-	-	10.0			
	L. B.						-	-	-	16.7			
CEBADA O AVENA.	L. U. C.	14.0	9.0									3.8	10.4
	L. U. C. - P. E.	13.8	9.0									3.8	10.3
	L. N. A.	10.0	10.0									10.0	10.0
	L. B.	16.7	16.7									16.7	16.7

**NOTAS:**

L. U. C. - Lámina que da el uso consuntivo (cm)

L. N. - Lámina neta = L.U.C. - Precipitación efectiva (cm)

L. N. A. - Lámina neta ajustada (cm)

L. B. - Lámina bruta (cm)

CULTIVOS	M	E	S	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
	PREC. EFECT.			0.2	0.0	0.0	0.0	1.2	8.0	13.0	13.0	6.3	1.1	0.0	0.1
HORTALIZAS PRIMAVERA	L.U.C.					5.7	11.1	14.5	10.0						
	L.U.C.-P.E.					5.7	11.1	13.3	2.0						
	L.N.A.					10.0	10.0	10.0	10.0						
	L.B.					16.7	16.7	16.7	16.7						
HORTALIZAS VERANO	L.U.C.									7.7	12.1	12.1	7.8		
	L.U.C.-P.E.									—	—	5.8	6.7		
	L.N.A.									—	—	10.0	10.0		
	L.B.									—	—	16.7	16.7		
ALFALFA	L.U.C.	5.0	6.1	10.0	13.5	18.1	17.9	16.2	14.9	12.7	10.5	7.3	5.4		
	L.U.C.-P.E.	9.8	6.1	10.0	13.5	16.9	9.9	3.2	1.9	6.4	9.4	7.3	5.3		
	L.N.A.	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	—	10.0	10.0	—	10.0		
	L.B.	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7	—	16.7	16.7	—	16.7		
FRUTALES	L.U.C.	5.6	6.1	8.8	10.7	13.1	12.7	11.7	11.1	10.0	8.8	6.9	6.0		
	L.U.C.-P.E.	5.4	6.1	8.8	10.7	11.9	4.7	—	—	3.7	7.7	6.9	5.9		
	L.N.A.	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	—	—	—	10.0	—	10.0	10.0		
	L.B.	16.7	16.7	16.7	16.7	16.7	—	—	—	16.7	—	16.7	16.7		
GARBANZO	L.U.C.	8.4	5.9										6.5	8.6	
	L.U.C.-P.E.	8.2	5.9										6.5	8.5	
	L.N.A.	10.0	—										10.0	10.0	
	L.B.	16.7	—										16.7	16.7	
	L.U.C.														
	L.U.C.-P.E.														
	L.N.A.														
	L.B.														

NOTAS:

L.U.C. = Lámina que da el uso consuntivo (cm.)

L.N. = Lámina neta = L.U.C. - Precipitación efectiva (cm.)

L.N.A. = Lámina neta ajustada (cm.)

L.B. = Lámina bruta (cm.)

de acuerdo con las características topográficas, geológicas e hidrológicas. El resultado nos permitirá fijar los datos de proyecto para el correcto diseño de las estructuras que comprenderá la obra.

#### 3.4.2 Necesidades de Agua para Riego

El cálculo de los requerimientos de agua de los cultivos es una parte del estudio agrológico, pero está ligado con aspectos hidrológicos. El estudio agrológico determina los planes de cultivo probables y el uso consuntivo de los mismos y en el que es importante tomar en cuenta:

##### Cultivos Actuales y Probables

Se tomarán los cultivos que se adaptan a las condiciones de suelo y clima de la zona.

##### Coeficiente de Riego

De acuerdo con la información proporcionada por los estudios agrológicos y los coeficientes de riego que se utilicen actualmente en los distritos de riego cercanos al área del proyecto, se procederá a calcular la lámina bruta que aparece en la tabla 1; en ella se

anotan en la primer columna los cultivos seleccionados; posteriormente en la segunda columna aparecen cinco conceptos que intervienen para la determinación de dicha lámina.

#### Precipitación Efectiva.

Este valor se calcula como el 70% de la precipitación media mensual para el período seleccionando; eligiendo una estación base cercana y representativa para esa zona de riego.

#### La Lámina Uso Consuntivo

Es el consumo de agua que requiere el cultivo para su desarrollo y funciones de evapo-transpiración y se calcula por el método de Blaney y Criddle (entre otros). Este método toma en cuenta coeficientes para diferentes plantas, en función de su evolución durante su ciclo vegetativo, la fórmula obtenida por estos autores relaciona la temperatura media de el lugar, con la luminosidad y la evapo-transpiración, introduciendo un factor de corrección que depende de la época de desarrollo de la planta y del cultivo considerado.

$$Et = KF$$

Donde:

$E_t$  = Evapotranspiración total (mm)

$K$  = Coeficiente de corrección que depende del cultivo y su época de desarrollo. (es el promedio mensual de los  $K$ ).

$F$  = Factor de temperatura y luminosidad. (Es la suma de "f" mensuales).

La lámina neta, es la diferencia entre la lámina de uso consuntivo y la precipitación efectiva.

La lámina neta ajustada, por el procedimiento de aplicación del agua en el riego por gravedad, se estima que no es posible aplicar láminas netas inferiores a 10 cm, por lo que los ajustes se harán en la siguiente forma:

Láminas menores de 5 cm en el mes, se consideran cero.

La lámina bruta, se multiplicará la lámina neta ajustada por el recíproco de la eficiencia total considerada.

Eficiencia total será igual a la eficiencia de conducción por la eficiencia de aplicación.

Los valores de eficiencia de conducción serán igual a 0.8 y la eficiencia de aplicación igual a 0.75.

La tabla No. 1 se expresa en cm.

### 3.4.3 Régimen de la Corriente.

Es la variación de los gastos con respecto a los tiempos y se representa por medio de un hidrograma. Si se conocen los gastos de una corriente, durante un amplio período de años, el hidrograma resultante se podrá considerar como una representación más o menos fiel del comportamiento de la corriente durante el ciclo estudiado y durante la vida útil de la obra por -ejecutar.

La determinación del régimen de una corriente se de -termina de dos maneras:

- a) Método Directo
- b) Método Indirecto

Método Directo.- Consiste en la observación directa -de los escurrimientos del río a través de estaciones de aforo, durante períodos de tiempo que a medida que sean más amplios permitirán obtener un mejor conoci -miento de la corriente.

Método Indirecto.- Consiste en deducir los volúmenes escurridos en función de los tres factores que los -producen; Precipitación pluvial, Area de la cuenca y Coeficientes de escurrimiento. Ante la exposición -de este procedimiento, se darán algunos conceptos fundamentales.

Escurrimiento Medio Anual.- Es aquel que se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$V_m = A \times P_m \times c$$

Donde:

$V_m$  = Volumen Medio Anual escurrido, en  $m^3$

$A$  = Area de la cuenca de captación, en  $km^2$

$P_m$  = Precipitación Media Anual, en m.

$c$  = Coeficiente de escurrimiento

Cuenca de Captación.- Es la superficie del terreno limitada por la línea del parteaguas, en la cual el agua de lluvia escurre superficialmente y es drenada por el río, comprende desde su nacimiento hasta el sitio de la boquilla.

Se hizo el levantamiento topográfico de la cuenca La Pólvora, resultando un área de  $232.0 km^2$ , se comprobó con la carta topográfica DETENAL escala 1:50 000.

Precipitación Media Anual.- Se obtiene a partir de datos pluviométricos recopilados diariamente en las estaciones climatológicas situadas dentro de la cuenca en estudio.

A continuación se pone la precipitación media anual - promedio del período 1963-1977 de las estaciones climatológicas comprendidas en la cuenca en estudio.



## PRECIPITACION MEDIA ANUAL

JESUS MARIA, JAL	927.6 mm.
HUASCATO, JAL	917.4 mm.
EL TULE, JAL	969.5 mm.
AYO EL CHICO, JAL	918.3 mm.
JALPA, GTO	804.8 mm.
LAS ADJUNTAS, GTO	833.4 mm.
EL SALTO, MICH	883.7 mm.
YURECUARO, MICH	801.3 mm.

Estación Base: Jesús Marfa . 927.6 mm  
 Precipitación Media en la Cuenca: 882.0 mm.  
 Coeficiente de Corrección:  $\frac{882.0}{927.6} = 0.9508$

At = Area total de la cuenca: 232.0 Km<sup>2</sup>

Coficiente de escurrimiento.- Es la relación entre el volumen -  
 escurrido y el volumen llovido sobre el área de la cuenca.

$$c = \frac{\text{Vol. esc.}}{\text{Vol. llov.}}$$

Los datos de aforo obtenidos en la estación Huáscato (1965-1976)  
 dan un escurrimiento medio anual de 52 067.0 miles de m<sup>3</sup>.

$$c = \frac{52\ 067}{232\ 000.00 \times 0.882} = \frac{52\ 067}{204\ 624.} = 0.2545$$

Volumen aprovechable.- El volumen aprovechable es aquel que se utiliza para el riego y está dado por la siguiente expresión.

$$V_a = C \cdot V_m$$

$V_a$  = Volumen aprovechable en  $m^3$

$V_m$  = Volumen medio anual escurrido en  $m^3$

$C$  = Porcentaje de aprovechamiento.

o también:

$$V_a = V_m - (D_m + E_m)$$

$D_m$  = Volumen derramado total medio anual

$E_m$  = Evaporación media anual observada.

Eficiencia del Vaso.- Se da el nombre de eficiencia del vaso a la relación que existe entre el volumen aprovechable y la capacidad útil de la presa, esto es:

$$e = \frac{V_a}{C_u}$$

$e$  = eficiencia del vaso

$V_a$  = volumen aprovechable, en  $m^3$

$C_u$  = capacidad útil, en  $m^3$

Capacidad Util.- La capacidad útil es la diferencia entre la capacidad total y la capacidad de azolves.

$$C_u = C_t - C_{az}$$

#### 3.4.4 Azolves

La disminución de la energía cinética de una corriente que transporta material de acarreo, da lugar al depósito de dicho material, independientemente de que éste vaya como sólido en suspensión o como arrastre de fondo.

Suponiendo una corriente de gasto constante  $Q=A \times V$ , observamos si el área de la sección transversal del río aumenta, la velocidad necesariamente disminuye y produce un depósito; si ahora examinamos la velocidad que está dada por varias expresiones, por ejemplo, la de Manning  $v = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$  deducimos lo siguiente: habrá depósito cuando la corriente pase de un tramo de cierta pendiente a otro de pendiente menor, cuando pase de un tramo a otro en que aumenta el coeficiente de rugosidad o cuando pase de un tramo a otro en que la sección varíe de tal modo que disminuya el radio hidráulico.

Lo anterior se refiere únicamente a modificaciones en las características del escurrimiento, pero aún en el propio material de acarreo se pueden presentar variaciones que den lugar a depósitos. Para aclarar esta idea, supongamos dos corrientes de características iguales, habrá posibilidad de que ocurran asentamientos en la que:

- a. Transporte partículas de mayor tamaño.
- b. Transporte partículas de mayor densidad.

La propia naturaleza de la carga determina la forma - en que se produce el depósito, si se trata de carga de suspensión, el material se depositará después de un - proceso de asentamiento o sedimentación, en cambio la carga de fondo retardará gradualmente su movimiento - hasta detenerse finalmente.

Como son tantos los factores que intervienen en el - fenómeno, resulta casi imposible fijar un tamaño lími - te que permita definir cuando debe considerarse un - depósito originado por sedimentación; sin embargo, pa - ra fines prácticos puede considerarse como azolve, to - do depósito de material acumulado por una corriente - en un sitio determinado, independientemente de que di - cho depósito se haya formado por un proceso de sedimen - tación, de arrastre o de una combinación de ambos.

El tema de los azolves, por ser importante y poco es - tudiado en nuestro país, se presta para intensas inves - tigaciones, por lo cual se realizan estudios en cuanto a la forma en que se efectúa el depósito en cauces na - turales, canales y vasos. Para este proyecto el que interesa es el depósito en el vaso.

Cuando una corriente llega a un embalse, ya sea éste natural o artificial, pierde su velocidad y los materiales que transporta se van asentando en forma sucesiva, formándose primero una barrera con el material grueso de la carga de fondo que queda hacia la cola del vaso y después, por asentamiento, se van depositando en orden decreciente de tamaño hacia aguas abajo, de modo que en algunos casos los más finos quedan junto a la cortina.

En combinación con este primer proceso general de asentamiento, se desarrollan con el tiempo variaciones secundarias que dependerán de la forma de operación del vaso y de las características del material que a él lleguen.

Hacia la cola el embalse, se produce el fenómeno siguiente: los materiales más gruesos y los acarrees de fondo que llegan a la entrada de la presa se depositan a manera de delta y dan lugar a una obstrucción de la corriente, esto, unido al efecto del remanso, ocasiona una disminución de la velocidad del agua que entra al vaso, cuando ésta aún se encuentra a nivel superior al de la cresta vertedora y por tanto se originan depósitos que quedan arriba de dicho nivel.

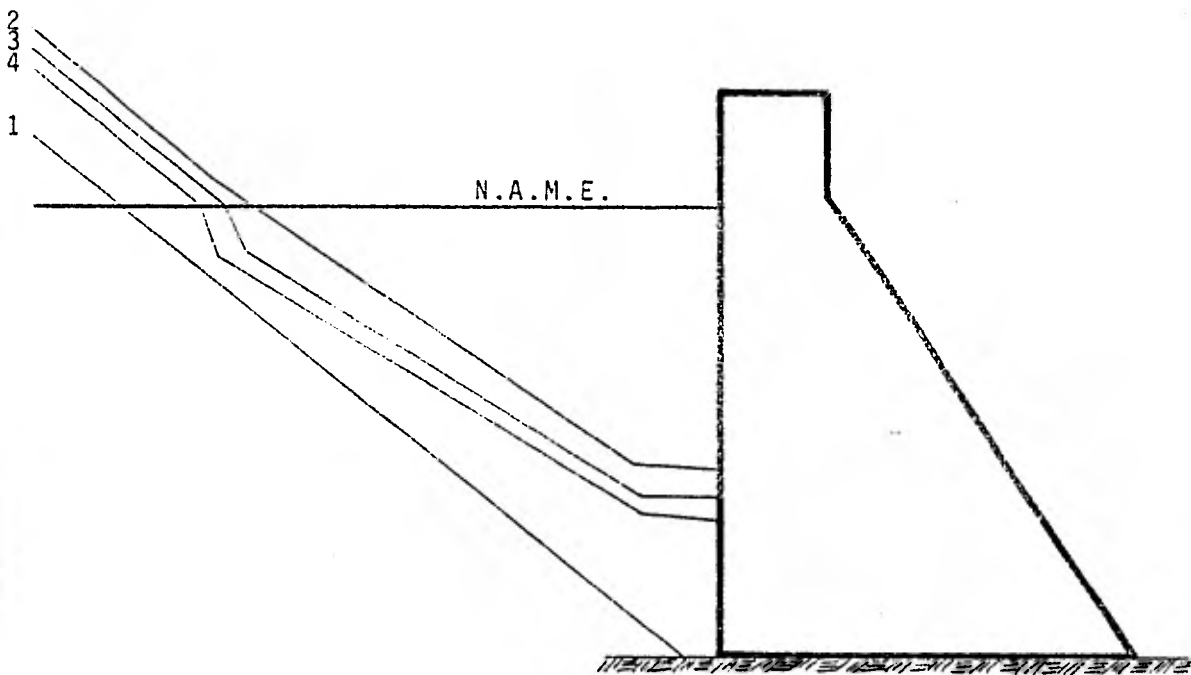
Si el río entra a través de un cañon angosto y con -

fuerte pendiente, el caso no es tan grave, puesto que las grandes avenidas pueden suprimir la obstrucción formada, pero si la entrada tiene lugar por un cauce ancho y de escasa pendiente, los depósitos aumentan ocurriendo las inundaciones y se ven afectados los terrenos y obras que en un principio se consideraron a salvo, por quedar a un nivel superior al nivel de aguas máximas.

Otro fenómeno frecuente consiste en que los depósitos en forma de barra que se forman hacia la entrada del vaso, tienden a desplazarse en forma gradual hacia aguas abajo por efecto de las avenidas que llegan al vaso.

Cuando es bajo el nivel del embalse, con motivo de la disminución anual de nivel que tiene lugar durante la época de extracciones, resultarán depósitos más extensos de este tipo a medida que sea mayor la proporción de material de grano grueso que acarrea la corriente, lo que se traduce en una mayor proporción de material depositado en los niveles superiores del vaso; por lo tanto, no es raro que el espesor máximo de la capa de azolve ocurra hacia el nivel mínimo que se presente en el embalse después de la temporada anual de extracciones.

La figura que se presenta a continuación, corresponde a una forma común de ubicación de los azolves depositados en un vaso.



1. Barra formada a la entrada.
2. Depósito de niveles superiores al embalse máximo.
- 3 y 4. Lechos formados por sedimentación del material de mayor finura.

### Cálculo de los Azolves.

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos a través de la experiencia en la construcción de presas de almacenamiento ha establecido para la aplicación del cálculo de capacidades de azolves de un embalse, el 0.12% del escurrimiento medio anual, por lo tanto, el volumen de azolves para la vida útil de un almacenamiento es:

$$\text{Caz} = 0.0012 \times \text{vida útil} \times V_m$$

$$\text{Caz} = 0.0012 \times 50 \times V_m$$

$$\text{Caz} = 0.060 \times 52\,067\,000.00$$

$$\text{Caz} = 3,124,020.00 \text{ m}^3$$

Para efectos de diseño:

$$\text{Caz} = 3,000,000.00 \text{ m}^3$$

#### 3.4.5 Evaporación neta.

La evaporación neta de un vaso de almacenamiento tiene por valor la diferencia entre la evaporación en el vaso y la precipitación pluvial en el mismo que nos servirá para efectuar el estudio analítico del vaso y se calcula de acuerdo a la siguiente expresión.

$$\text{EN} = K E_m - P_m (1-c) \text{ ————— (a)}$$

donde:



EN = Evaporación neta, en mm.

$E_m$  = Evaporación media anual observada en mm.

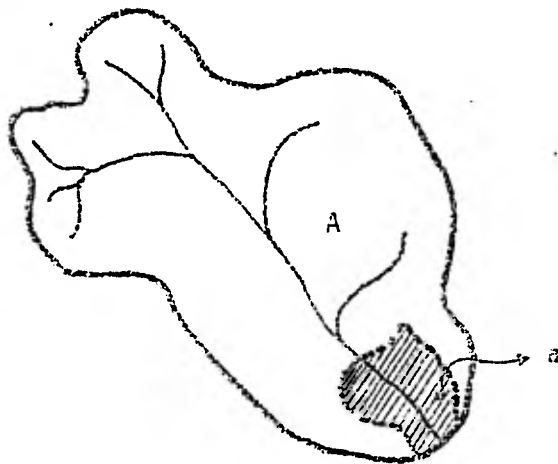
K = Coeficiente de reducción que depende del evaporómetro que se use. Para la República Mexicana es de 0.77

$P_m$  = Precipitación media anual observada en mm.

c = Coeficiente de escurrimiento en la cuenca.

Acerca de la evaporación observada, es importante mencionar que se mide en aparatos especiales llamados - evaporómetros, instalados en las estaciones climatológicas, y se afecta de un coeficiente  $K > 1$ , esto es, - la evaporación en un vaso de almacenamiento es menor a la evaporación que ocurre en el aparato mencionado. Esto se debe a que existen considerables diferencias entre las superficies expuestas, la naturaleza de las paredes de los depósitos y porque además los agentes atmosféricos y climatológicos los afectan de distinta manera.

Respecto a la precipitación en el vaso, representada por el segundo término, del segundo miembro de la ecuación (a), haremos las siguientes consideraciones que nos conducirán a su expresión.



Quando se tiene un embalse en un vaso de superficie -  $\underline{a}$  dentro de una cuenca de superficie  $\underline{A}$  el volumen escurrido en la cuenca vale:

$$\text{Vesc. } c = \underline{A} P C - \underline{a} P C + \underline{a} P$$

Siendo  $P$  la precipitación en la cuenca y en el vaso - y considerando  $C = 1$  en la superficie del embalse.

El volumen escurrido en el vaso será

$$\text{Vesc} = \underline{A} P c - \underline{a} P c + \underline{a} P - A P c$$

$$\text{Vesc} \quad \underline{a} P - \underline{a} P c = \underline{a} P (1-c)$$

Dividiendo entre el área se obtiene la lámina en milímetros.

$$\text{Precipitación en el vaso} = P (1-c)$$

Sustituyendo en la ecuación (a) se tiene finalmente:

$$EN = K Em - Pm (1-c).$$

#### 3.4.6 Capacidad y Funcionamiento del vaso

La capacidad conveniente que se le dé al vaso debe ser tal, que al estar funcionando la presa, de acuerdo con un régimen de extracciones para satisfacer demandas de riego, no haya deficiencias ni derrames, debiéndose tener en cuenta la magnitud y en consecuencia el costo de las estructuras que constituyen la presa.

Para llegar a conocer esta capacidad, es necesario relacionar las aportaciones de la cuenca al vaso o gastos de entrada y las demandas de agua, es decir, el gasto a extraer; el análisis de estos factores, en combinación con las pérdidas de agua, con las deficiencias y los derrames, integran el estudio del funcionamiento del vaso.

Este estudio se puede efectuar por el procedimiento gráfico o analítico, o con una combinación de ambos. Estos procedimientos son aproximados puesto que se apoyan en datos observados de fenómenos de la naturaleza que evidentemente no son exactos, sin embargo dan resultados satisfactorios y semejantes.

Pero en cuanto a precisión, resulta más recomendable

el método analítico, porque éste toma en cuenta algunos factores como la evaporación.

Si al efectuar el análisis del funcionamiento del vaso, se observan algunas deficiencias, más de las que se pueden tolerar, significa que el agua disponible no alcanza para el fin propuesto y se podrá hacer lo siguiente:

Las modificaciones necesarias con el fin de ensayar un nuevo estudio que resulte más eficiente, como por ejemplo:

- a) Aumentar la capacidad del vaso (con el fin de captar los derrames que se presenten) conservando la superficie de riego propuesta.
- b) Disminuir la superficie de riego considerando la capacidad propuesta.

Si el funcionamiento del vaso presenta excesivos derrames, esto indica que se cuenta con un volumen de agua sobrante que no se aprovecha, por lo que se puede recurrir a:

- a) Aumentar la capacidad del vaso.
- b) Aumentar la zona de riego.

Para ambos casos se deberá considerar la magnitud y costo de las estructuras.

A continuación se explica el método que actualmente - emplea la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), para simular el funcionamiento de vasos.

#### Método Analítico.

Una vez determinadas las aportaciones de la corriente, la ley de demandas, la evaporación neta y conocida la capacidad de azolves, la capacidad total y la superficie por beneficiar, se vacían estos datos en una tabla que facilita su elaboración.

El llenado de la tabla se hace en forma progresiva y enumerando las columnas para mayor facilidad, su integración es la siguiente:

- 1a. columna Año de observaciones
- 2a. columna Mes de observaciones
- 3a. columna Almacenamiento inicial.- Para empezar el cálculo se localiza un mes en el que se tenga la certeza de que el vaso está lleno, esto se facilita buscando los meses más lluviosos y cuando la extracción sea pequeña, para poder considerar la presa llena.
- 4a. columna Entradas al vaso.- Calculadas como escurrimientos mensuales.
- 5a. columna Almacenamiento disponible.- Sumando el almacenamiento inicial más las entradas al vaso (col. 3 + col. 4)

- 6a. columna Extracciones mensuales.-Calculadas como se indicó al estudiar la ley de demandas para los cultivos.
- 7a. columna Almacenamiento final sin pérdidas por evaporación.- Se obtiene restando al almacenamiento disponible, - las extracciones, (col. 5 - col. 6).
- 8a. columna Almacenamiento medio.-Se obtiene promediando los almacenamientos inicial y final.  $\frac{\text{col. 3} + \text{col. 7}}{2}$
- 9a. columna Area de embalse correspondiente al almacenamiento medio.- Se obtiene de la curva de áreas capacidades, - entrando con el volumen medio.
- 10a. columna Evaporación neta en milímetros.-Se obtiene como se - indicó anteriormente en la tabla de evaporación.
- 11a. columna Volumen perdido por evaporación.- Será el producto - del área por la lámina (col. 9 x col. 10).
- 12a. columna Derrames.- Se obtienen cuando al restar la extracción mensual y las pérdidas por evaporación del almacena - namiento disponible, el resultado sea mayor que la ca - pacidad total.
- 13a. columna Deficiencias en volumen.- Cuando la diferencia entre el almacenamiento disponible y la capacidad de azol - ves es menor que la extracción mensual necesaria, la extracción mensual que se podrá hacer será dicha dife

rencia y lo que falta para la extracción completa - correspondiente viene a ser la diferencia en volumen. El almacenamiento final sin pérdidas por evaporación, será la capacidad de azolves, y para obtener el almacenamiento inicial del siguiente mes, se le restarán a la capacidad de azolves las pérdidas por evaporación.

14a. columna Deficiencias en porcentaje.- Se anotan mensualmente - el % de la deficiencia con respecto a la extracción normal mensual y al finalizar el año, se anota el % - del total de las deficiencias mensuales con relación a la extracción anual.

El almacenamiento inicial para cualquier mes, es el almacenamiento final sin pérdidas por evaporación del mes anterior, menos - las pérdidas por evaporación, excepto en el caso en que el mes anterior tenga derrame, pues aquí el almacenamiento inicial será la capacidad total y las pérdidas por evaporación se restarán a la diferencia del almacenamiento aprovechado, menos la extracción y menos la capacidad total, para obtener el derrame del mes anterior.

Al iniciar el cálculo de un año cualquiera, es conveniente - comprobar los cálculos del año anterior de la siguiente manera:

El almacenamiento inicial en el primer mes de año, más la suma - de todas las entradas al vaso, menos la suma de todas las extracciones, - menos la suma de las pérdidas por evaporación y menos la suma de los derrames, deberá ser igual al almacenamiento inicial del primer mes del año - siguiente que se calculó con la secuela acostumbrada.

### Conclusiones

En el funcionamiento realizado se tiene un periodo de 22 años - (1958 - 1979), observados en la estación hidrométrica Huáscato y la estación climatológica Jesús María, las dos localizadas en el Estado de Jalisco.

Como la finalidad de esta presa es la de riego se puede aceptar una deficiencia del 5% que se ajusta a las limitaciones aceptadas por SARH.

A continuación se presenta la tabla con el funcionamiento y los resultados del mismo.

CAPACIDAD DE INICIO	= 6 524.00 x 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>
CAPACIDAD DE AZOLVES (MUERTA)	= 3 000.00 x 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>
CAPACIDAD UTIL	= 47 000.00 x 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>
CAPACIDAD TOTAL	= 50 000.00 x 10 <sup>3</sup> m <sup>3</sup>
MAXIMA DEFICIENCIA EN EL PERIODO	= 1.01%
NUMERO MAXIMO DE AÑOS CON DEFICIENCIA	= 2.00 años
NUMERO DE AÑOS CONSECUTIVOS CON DEFICIENCIAS	= 0.00 años
NUMERO DE DEFICIENCIA ANUAL	= 13% y 11%
AREA REGADA	= 5 081.00 ha



### 3.4.7 Determinación del Gasto Máximo Probable.

La experiencia mundial indica que un gran porcentaje de los fracasos en las obras hidráulicas, se ha debido a la subestimación de la magnitud de la avenida máxima de la corriente que es posible esperar, y por lo tanto a la deficiente capacidad de la obra de excedencias para dar paso a dicha avenida.

"Avenida".- Se define como el aumento que experimenta el gasto medio de una corriente, ocasionado por una tormenta o sucesión de tormentas ocurridas en su cuenca de captación. Es entonces conveniente mencionar algunos de los muchos factores que intervienen para determinar su magnitud.

1. Intensidad y duración de las tormentas.
2. Localización y amplitud de las tormentas en la cuenca de captación.
3. Trayectoria de la tormenta.
4. Area y forma de la cuenca de captación.
5. Topografía de la cuenca, la pendiente de ella y de las corrientes principales.
6. Geología de la cuenca.
7. Vegetación de la cuenca.
8. Estado de saturación de la cuenca.

Las características de una avenida son:

Gasto Máximo, Duración y Volumen total.

Al proyectar una presa resulta indispensable valorar las avenidas de la corriente sobre la que se encontrará, ya que la seguridad de las estructuras la componen tanto en la construcción, como en la operación, estará en función directa de su conocimiento.

Por tal motivo interesa conocer la llamada Avenida Máxima Probable que es la cantidad de agua que escurre en un instante, asociada a un período de tiempo determinado.

Para llegar al conocimiento de las avenidas de una corriente se puede recurrir a diferentes métodos como son los siguientes:

- a) Por observación directa.
- b) Por estimación con las envolventes de los gastos máximos de la región.
- c) Por el Método de Gregory-Arnold.
- d) Método de Gumbel.
- e) Método de Levediof.
- f) Método de Nash.

- a) Aforos Directos

Un aforo directo puede hacerse por medio de una escala, un vertedor, un limnógrafo, o con cable y canastilla; cuando se tiene una estación de aforo sobre la corriente y ha es-

tado trabajando con regularidad durante un tiempo considerable se prefiere este método porque proporciona datos - verídicos.

b) **Envolventes de Gastos Máximos en la Región.**

William P Creager, estudio las avenidas en numerosas corrientes de los E.E.U.U. y de otros ríos importantes del mundo. Al dibujar sus resultados en un gráfica hecha - en papel logarítmico en donde el eje horizontal representa superficies de cuencas y el eje vertical los gastos en  $m^3/s/Km^2$ , obtuvo que la envolvente de todos los puntos resulta una curva cuya ecuación general es del tipo:

$$Q = CA^N$$

o su equivalente  $q = CA^{N-1}$

en donde:

$Q$  = Gasto en  $m^3/s$ .

$q$  = Gasto en  $m^3/s/Km^2$

$A$  = Superficie de la cuenca en  $Km^2$

$N$  = Exponente menor que la unidad (0.3)

$N = 0.8$ , en general ( $N=0.5$ )

$C$  = Coeficiente de avenida que depende - de las características de la cuenca.

La ecuación de la envolvente deducida empíricamente por Creager queda en el S.M.D.

$$Q = 1.303 C (0.386 A) \frac{0.894}{(0.386 A)^{0.048}}$$

Para la constante C asignó un valor de 100 para la envolvente mundial, R.C. Lowry hizo un estudio semejante para los ríos Texas y llegó a una ecuación para la envolvente - que es:

$$q = \frac{C}{(A + 259)^{0.8}}$$

En la Dirección de Hidrología de la S.A.R.H se han efectuado estudios basados en las teorías de Creager y de Lowry, por medio de estadísticas de las avenidas en todas las - corrientes de nuestro país, se ha logrado determinar la - envolvente de los gastos máximos y la constante C=70 para toda la República, se ha subdividido ésta en 25 regiones - hidrológicas y cada una de ellas tiene sus correspondientes curvas envolventes de gastos máximos.

c) Método de Gregory Arnold.

Se basa este método en la hipótesis de que para una determinada intensidad de lluvia en una cuenca, el escurrimiento máximo ocurre cuando todas las partes de la cuenca están

contribuyendo, esto implica que la lluvia tiene que durar un tiempo por lo menos igual al que tarde una gota de agua en llegar desde la parte más remota de la cuenca hasta el sitio de la observación.

La relación entre los factores lluvia y máximo escurrimiento en una superficie drenada está dada por la expresión.

$$Q = C i A$$

en donde:

Q = Escurrimiento máximo en  $m^3/s$ .

C = Porcentaje de lluvia media que se tiene como escurrimiento al final del tiempo considerando y en el sitio de observación.

i = Intensidad media de la lluvia, en el periodo considerado en mm.

A = Area drenada en  $Km^2$

El empleo de este método requiere el conocimiento de las tormentas que ocurren en la región en cuanto a su intensidad, duración, forma en que se presenten y superficie de la zona que afectan; por otra parte, también intervienen las características de la cuenca, como son, su forma, longitud, pendiente, forma de concentración, etc.

El gasto máximo probable, en el Método de Gregory Arnold

está dado por la siguiente expresión, que no deduciremos:

$$Q_{\text{máx.}} = 1.5 H^{0.5714} (C.A.R_H FB)^{1.1429} s^{-0.2143}$$

(en el Sistema Inglés).

En donde:

$Q_{\text{máx.}}$  = Gasto máximo probable en  $\text{ft}^3/\text{s}$ .

$H$  = Tiempo de concentración de la cuenca en horas.

$C$  = Coeficiente de escurrimiento.

$A$  = Area drenada en acres.

$R_H$  = Intensidad media de lluvia en pulg/hora.

$F$  = Factor que depende del coeficiente de rugosidad, del talud de las paredes laterales de la presa y de la relación del ancho del fondo del cauce a la altura.

$B$  = Factor que depende de la relación  $\frac{P}{L}$  en donde:

$L$  = Longitud del río.

$P$  = Factor que depende del tipo de cuenca y forma de concentración y de la relación de áreas de la cuenca  $\frac{A}{A'}$

$s$  = Pendiente media de la cuenca.

La aplicación de la expresión que da el gasto máximo requiere la determinación de los siguientes datos:

Tormentas.- La precipitación máxima en 24 horas.

Coefficiente de Escurrimiento.- Por definición  $C = \frac{V_e}{V_{LL}}$

Pero

$$V_{LL} = A_c \times P_m$$

donde:

$V_{LL}$  = Volumen precipitado (en  $m^3$ )

$A_c$  = Area de la cuenca (en  $Km^2$ )

$P_m$  = Precipitación media anual = (en mm).

$V_e$  = Volumen escurrido (en  $m^3$ )

$C = \frac{V_e}{V_{LL}}$  en %

d) Método de Gumbel

Para calcular el gasto máximo anual para un periodo de retorno determinado se usará la siguiente ecuación.

$$Q_{\text{máx.}} = Q_m - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} \left( \bar{V}_N - \log_e t_r \right) \quad (1)$$

Siendo:

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N Q_i^2}{N-1} - NQ_m^2} \quad (2)$$

Donde:

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} \quad (3)$$

\* Para  $N = 13$ ; de la tabla No. 2 encontramos.

$$\bar{Y}_N = 0.5070 \quad \text{y} \quad \sigma_n = 0.9972$$

y con estos valores entramos a la fórmula (1); de la cual se obtiene el gasto máximo.

El intervalo de confianza, o sea, aquel valor dentro del cual puede variar  $Q$  máx, dependiendo del registro disponible, se obtiene de la siguiente manera:

Si  $\phi = 1 - 1/tr$  varía entre 0.20 y 0.80 el intervalo de confianza - ( $\Delta Q$ ) se calcula con la fórmula:

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N \alpha \sigma_m} \cdot \frac{T_Q}{T n \sqrt{N}} \quad (4)$$

y si  $\phi$  es mayor de 0.90 el intervalo se calcula con:

$$Q = \pm \frac{1.14}{n} \sigma_Q \quad (5)$$

e) Método de Levediof

Para calcular el gasto máximo anual para un período de re-

\* las tablas se localizan al final del capítulo.



torno determinado se usará la siguiente ecuación:

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

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N} \quad (2)$$

$$Q_d = Q \text{ máx.} + \Delta Q \quad (3)$$

$$Q = \frac{AEr Q_{\text{máx.}}}{\sqrt{N}} \quad (4)$$

$$C_v = \frac{\sum_{i=1}^N \left( \frac{Q_i}{Q_m} - 1 \right)^2}{\sqrt{N}} \quad (5)$$

f) Método de Nash

Para calcular el gasto máximo anual para un período de retorno determinado, se usarán las siguientes ecuaciones:

$$Q \text{ máx.} = a + c \log \log \frac{tr}{tr-1}$$

a y c son constantes, función del registro de gastos máximos anuales. Y se calculan de la siguiente manera.

$$a = Q_m - CX_m$$

$$c = \frac{\sum_{i=1}^N X_i Q_i - NX_m Q_m}{\sum_{i=1}^N X_i^2 - NX_m^2}$$

$$X_i = \log \log \frac{tr}{tr - 1}$$

$$Q_m = \frac{\sum_{i=1}^N Q_i}{N}$$

$$X_m = \frac{\sum_{i=1}^N X_i}{N}$$

$$tr = \frac{N + 1}{M}$$

en donde:

N = Número de años de registro

tr = Período de retorno

Q<sub>i</sub> = Gastos máximos anuales registrados (m<sup>3</sup>/seg)

Q<sub>m</sub> = Gasto medio (m<sup>3</sup>/seg)

X<sub>i</sub> = Constante para cada gasto (Q<sub>i</sub>) registrado, en función de su período de retorno.

$X_m$  = Valor de las  $x$  correspondientes a cada  $Q_i$ .

El gasto máximo se calculará con la siguiente expresión:

$$Q_{\text{máx}} = a + c \log \log \frac{tr}{tr-1} \pm Q$$

En donde:

$Q$  = intervalo de confianza, representa el rango en el que puede variar  $Q_{\text{máx}}$ , y  $(Q)$  se calcula con la siguiente expresión.

$$Q = \pm \sqrt{\frac{S_{qq}}{N(N-1)}} + (x - X_m)^2 \frac{1}{N-2} \cdot \frac{1}{S_{xx}} \left( S_{qq} - \frac{S_{xq}^2}{S_{xx}} \right)$$

en donde:

$$S_{qq} = N \sum Q_i^2 - (\sum Q_i)^2$$

$$S_{xx} = N \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2$$

$$S_{xq} = N \sum Q_i x_i - (\sum Q_i) (\sum x_i)$$

Para determinar el gasto máximo se emplearon los tres criterios estadísticos de Gumbel, Levediof y Nash. Los cuales presentan diferentes distribuciones.

El propósito de utilizar estos 3 métodos es el de contar con una gama de información adecuada, para basar la selección en aquella que manifieste mayor bondad hacia los registros. Los períodos de retorno considerados son de: 5, 10, 15, 25, 50, 100, 500, - 1000, 5000, 10 000 años, a continuación se dan los resultados - de cada método.

## G U M B E L

tr años	Q máx. m <sup>3</sup> /seg.	Q m <sup>3</sup> /seg.	Q máx. total m <sup>3</sup> /seg.
5	317.66	39.95	357.61
10	384.36	47.47	431.83
15	423.37	109.69	533.06
25	472.53	109.69	582.22
50	539.22	109.69	649.91
100	605.91	109.69	715.60
500	760.78	109.69	870.47
1000	827.47	109.69	937.16
5000	982.33	109.69	1092.02
10000	1049.02	109.69	1158.71

## L E V E D I O F

tr años	Q máx. m <sup>3</sup> /seg.	Q m <sup>3</sup> /seg.	Q máx total m <sup>3</sup> /seg.
5	277.18	46.84	324.02
10	332.31	50.56	384.87
15	372.40	55.99	328.39
25	408.37	56.81	465.18
50	457.03	59.38	516.41
100	507.82	70.90	578.72
500	624.19	94.40	718.59
1000	668.62	103.72	772.34
5000	789.23	128.55	917.78
10000	823.08	142.04	965.12

## N A S H

tr años	Q máx. m <sup>3</sup> /seg.	Q m <sup>3</sup> /seg.	Q máx. total m <sup>3</sup> /seg.
5	304.51	38.30	342.81
10	361.87	44.69	406.56
15	357.03	92.50	449.53
25	405.95	94.23	500.18
50	472.52	96.12	568.64
100	539.44	97.66	637.10
500	615.44	99.22	715.05
1000	703.05	100.81	803.86
5000	802.62	102.43	905.05
10 000	916.29	104.07	1 020.36

TABLA RESUMEN DE LOS METODOS EMPLEADOS  
Gastos ( $m^3/s.$ ) máximos esperados en la estación Huáscato.

Tr. (años)	GUMBEL	NASH	LEVEDIOF.
5	357.61	342.81	324.02
10	431.83	406.56	384.87
15	533.06	449.53	428.39
25	582.22	500.18	465.18
50	648.91	568.64	516.41
100	715.60	637.10	578.72
500	870.47	715.05	718.59
1000	937.16	803.86	772.34
5000	1092.02	905.05	917.78
10000	1158.71	1020.36	965.12

Los resultados corresponden al límite superior del intervalo de confianza. En base a la experiencia obtenida en diferentes proyectos realizados en México, se ha comprobado que el periodo de retorno que satisface y da un funcionamiento óptimo de la presa dentro de un rango de seguridad aceptable es a  $Tr = 50$  años, razón por la cual para calcular el volumen total aportado por la corriente se toma como  $Q_{m\acute{a}x} = 648.91$ .

### 3.4.8 TRANSITO DE AVENIDAS

**Tránsito de Avenidas.-** Es una técnica que se emplea para conocer el cambio de forma y el desplazamiento en el tiempo - de un hidrograma de entrada y puede ser en vasos, cauces, etc.

En el tránsito de una avenida no se consideran variables como la evaporación y la infiltración (a diferencia del funcionamiento de un vaso), ya que su magnitud es varias veces - inferior al volumen de las entradas o salidas por escurri-miento. El intervalo de tiempo que generalmente se acostumbra emplear en el tránsito de avenidas por vasos es la hora y para la simulación del funcionamiento, el mes.

**Tránsito de Avenidas en Vasos.-** Es el procedimiento (gráfi-  
co o analítico) para determinar la forma del hidrograma de salida a través del vertedor de una presa, cuando se presenta la avenida máxima probable o hidrograma de entrada.

Propósitos para realizar el Tránsito de una avenida a través de un vaso de almacenamiento:

Conocer la evolución de los niveles a partir de uno ini-



cial para confirmar si la política de operación seleccionada es adecuada, de manera que al presentarse la avenida no se ponga en peligro la presa; y en consecuencia bienes materiales o vidas humanas aguas abajo.

- . Dimensionar la obra de excedencias durante la etapa de estudios y proyecto.
- . Fijar altura de cortina

Generalmente el estudio del tránsito de una avenida resulta ser un proceso laborioso si se calcula manualmente; por tal motivo, en la actualidad la herramienta común para analizarlo es por medio de computadora electrónica.

Un programa de tránsito de avenidas por vasos, está compuesto:

- . Orden de entradas.
- . Entradas al vaso en  $m^3/s$ .
- . Elevación del nivel de agua en m.
- . Salidas del vaso en  $m^3$ .
- . Almacenamientos en miles de  $m^3$
- . Volumen total escurrido en miles de  $m^3$

- . Tiempo desde el inicio hasta el final del tránsito en horas.

Un programa de tránsito de avenidas por cauces, obtiene:

- . Orden de las entradas (salidas del vaso).
- . Entradas al tramo del cauce en estudio en  $m^3/s$
- . Salidas en el tramo del cauce en  $m^3/s$
- . Coeficientes empleados.

Métodos para transitar avenidas por un vaso.

Existen diversos criterios para llevar a cabo tal efecto; por lo tanto su selección estará en función de la precisión requerida en el estudio del número de veces que habrá de aplicarse y de la disponibilidad de contar con una computadora.

De entre ellos se mencionarán los siguientes:

**Método Semigráfico.**- Se debe emplear cuidadosamente, ya que el error de lectura en las figuras es acumulativo. Su aplicación requiere fijar de antemano la curva elevaciones-gastos de la obra de excedencias, por lo que no es utilizable cuando se seleccione una política de operación compleja. En la curva elevaciones-volúmenes de almacenamiento se cometen errores frecuentes, por lo que debe calcularse con la mayor precisión posible.

**Método Numérico.-** Los datos de las curvas elevaciones volúmenes de almacenamiento y elevaciones-gastos de salida se deben dar por parejas de valores, entre las cuales se hacen interpolaciones lineales para obtener valores intermedios.

Este método es rápido y permite considerar diferentes curvas elevaciones-gastos de salida, complicadas si fuera necesario, como podrían ser las reglas de operación de compuertas si el vertedor es de cresta controlada.

#### FUNDAMENTOS

**Ecuación de Continuidad.-** Se consideran gastos de salida los que egresan por la obra de excedencias, dependiendo del tipo de aprovechamiento hidráulico.

**Relación entre volumen de almacenamiento y gastos de salida.**

Cuando el vertedor de la presa tiene compuertas, la relación entre almacenamiento de la presa y gastos de salida se debe dar mediante las reglas de operación; en caso contrario, las salidas por la obra de excedencias serán solamente función de la carga sobre el nivel de la cresta del vertedor.

**NOTA:** Por precisión, rapidéz y flexibilidad en los cálculos

es conveniente utilizar el Método Numérico con ayuda de una calculadora programable o computadora digital. El método Semigráfico se incluye para utilizarse cuando no se disponga de la ayuda electrónica mencionada.

Para ambos Métodos se requiere:

1. Hidrograma de entrada
2. Elevación del nivel de agua en el vaso en el instante en que empieza a llegar a la presa la avenida correspondiente al hidrograma de entrada.
3. Curva de elevaciones-volúmenes de almacenamiento
4. Curva de elevaciones-gastos de la obra de excedencias (o su ecuación).

Las técnicas de iteración, son formas empleadas en Hidrología para calcular el efecto del almacenamiento en vasos y cauces, así como la forma y movimiento de una onda de avenida, ya que dado el caudal en un punto aguas arriba, pueden emplearse estos criterios de iteración para calcular el volumen en un punto aguas abajo.

Conclusión:

El hecho de conocer con algunas horas de anticipación los valores de los niveles y gastos que pudieran presentarse en determinados sitios del sistema, permitirá por un lado, modificar la forma de operación de algunas estructuras de este, o bien efectuar medidas preventivas en aquellos sitios

para los cuales no se cuenta con obras de control. La operación de un sistema hidrográfico, estará encaminado a minimizar los daños que pudieran ocurrir por inundación.

El correcto empleo de un sistema permite predecir avenidas dentro de un cierto rango de probabilidad, el cual ha de ser determinado de acuerdo con la confiabilidad de los modelos que lo integren.

No se recomienda tomar como definitiva la precisión de los modelos, pues la constante aplicación del sistema dará mayor aproximación a los valores reales de sus parámetros, aumentando así el rango de confiabilidad y precisión de los mismos.

Es muy importante para que el funcionamiento del sistema sea óptimo, contar con sistemas de comunicación adecuados a la importancia de la cuenca.

Después del análisis realizado sobre tránsito de avenidas; para el problema en estudio, se utilizó el método numérico aplicado a un programa para la Máquina Olivetti 60, presentando los resultados a continuación. (Tabla 3).

T A B L A No. 3

TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PRESENTADA.  
 PROYECTO LA POLVORA, MPO. DEGOLLADO, JAL.

CAPACIDAD TOTAL	50 000.00 x 10 <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
EMBALSE	63.46	m
LONGITUD DEL VERTEDOR.	50.00	m

INT.	Gasto de Entrada.	Gasto de Salida.	Carga del Vertedor.	Sobre Almacene namiento.
1	52.91	0.05	0.01	40.83
2	54.47	0.26	0.02	75.48
3	57.08	0.58	0.03	111.70
4	60.72	0.99	0.05	150.07
5	65.42	1.50	0.06	191.21
6	71.15	2.11	0.08	235.66
7	77.92	2.86	0.09	284.02
8	85.74	3.75	0.11	336.84
9	94.60	4.82	0.13	394.64
10	104.49	6.08	0.15	457.95
11	115.45	7.57	0.18	527.27
12	127.44	9.32	0.21	603.08
13	140.49	11.36	0.23	685.81
14	154.77	13.74	0.27	776.04
15	170.50	16.50	0.30	874.44
16	187.78	19.69	0.34	981.68

INT.	Gasto de Entrada.	Gasto de Salida.	Carga del Vertedor.	Sobre Almacene- namiento.
17	206.87	23.38	0.38	1 098.60
18	228.18	27.64	0.42	1 226.22
19	252.21	32.55	0.47	1 366.26
20	279.59	38.23	0.53	1 519.22
21	311.01	44.82	0.59	1 688.24
22	347.23	52.48	0.65	1 875.30
23	388.76	61.42	0.72	2 082.91
24	433.40	71.83	0.80	2 311.66
25	477.26	83.83	0.89	2 559.35
26	518.63	97.41	0.98	2 823.01
27	557.41	112.52	1.09	3 099.84
28	593.79	129.09	1.19	3 387.26
29	628.09	147.03	1.29	3 683.01
30	648.91	165.99	1.40	3 976.18
31	644.66	185.10	1.51	4 249.16
32	627.19	202.21	1.60	4 496.62
33	608.55	217.65	1.68	4 720.71
34	589.07	231.92	1.75	4 921.79
35	569.06	244.94	1.82	5 100.48
36	548.81	256.73	1.87	5 257.60
37	528.54	267.24	1.93	5 394.07
38	508.43	276.46	1.97	5 510.99
39	488.66	284.40	2.01	5 609.55

INT	Gasto de Entrada.	Gasto de Salida	Carga del Vertedor	Sobre Almacene- namiento.
40	469.35	291.12	2.04	5 690.94
41	450.64	296.68	2.06	5 756.43
42	432.58	301.13	2.09	5 807.24
43	416.76	304.60	2.10	5 845.75
44	402.95	307.21	2.11	5 873.83
45	389.41	309.07	2.12	5 891.98
46	376.13	310.21	2.13	5 900.87
47	363.11	310.68	2.13	5 901.17
48	350.35	310.54	2.13	5 893.50
49	337.85	309.82	2.13	5 878.44
50	325.61	308.58	2.12	5 856.56
51	313.62	306.84	2.11	5 828.36
52	301.90	304.66	2.10	5 794.36
53	290.44	302.07	2.09	5 755.02
54	279.64	298.64	2.08	5 704.43
55	268.83	295.20	2.06	5 653.83
56	258.03	291.77	2.04	5 603.24
57	247.22	288.33	2.03	5 552.64
58	237.06	284.21	2.01	5 492.69
59	227.16	279.88	1.99	5 529.66
60	217.52	275.36	1.96	5 363.88
61	208.15	270.68	1.94	5 295.62
62	199.04	265.85	1.92	5 225.16
63	190.19	260.91	1.90	5 152.74



INT	Gasto de Entrada.	Gasto de Salida.	Carga del Vertedor	Sobrc Almacene- namiento.
64	181.60	255.86	1.87	5 078.62
65	173.27	250.74	1.85	5 003.00
66	165.20	245.58	1.82	4 926.09
67	157.38	240.38	1.79	4 848.07
68	149.83	235.15	1.77	4 769.14
69	142.54	229.90	1.74	4 689.47
70	135.51	224.65	1.72	4 609.25
71	128.75	219.40	1.69	4 528.62
72	122.24	214.17	1.66	4 447.74
73	115.98	208.96	1.63	4 366.75
74	110.01	203.80	1.61	4 285.80
75	104.27	198.68	1.58	4 205.01
76	98.81	193.62	1.55	4 124.51
77	93.61	188.36	1.53	4 044.62
78	88.66	182.92	1.50	3 965.61
79	83.98	177.59	1.47	3 887.59
80	79.56	172.39	1.44	3 810.63
81	75.39	167.31	1.41	3 734.79
82	71.50	162.35	1.38	3 660.16
83	67.85	157.52	1.35	3 586.81
84	64.47	152.82	1.33	3 514.80
85	61.35	148.26	1.30	3 444.20
86	58.49	143.83	1.27	3 375.09

INT	Gasto de Entrada	Gasto de Salida	Carga del Vertedor	Sobre Almacene- namiento.
87	55.90	139.54	1.25	3 307.51
88	53.56	135.39	1.22	3 241.54

GASTO MAXIMO DE SALIDA 310.68 m<sup>3</sup>

CARGA EN EL VERTEDOR 2.13 m

## 3.4.9 Datos de Proyecto

Por medio del estudio hidrológico, se ha llegado a determinar una serie de datos necesarios para proceder al proyecto de cada una de las estructuras que constituyen la presa.

**CORTINA**

Capacidad útil.	47'000 000 m <sup>3</sup>
Capacidad para azolves	3'000 000 m <sup>3</sup>
Capacidad total almacenamiento	50'000 000 m <sup>3</sup>
Elevación del NAME	1 665.59 m
Elevación de la corona	1 666.00 m
Elevación azolves	1 629.80 m
Ancho de corona	4.20 m
Elevación del NAMO	1 663.46 m

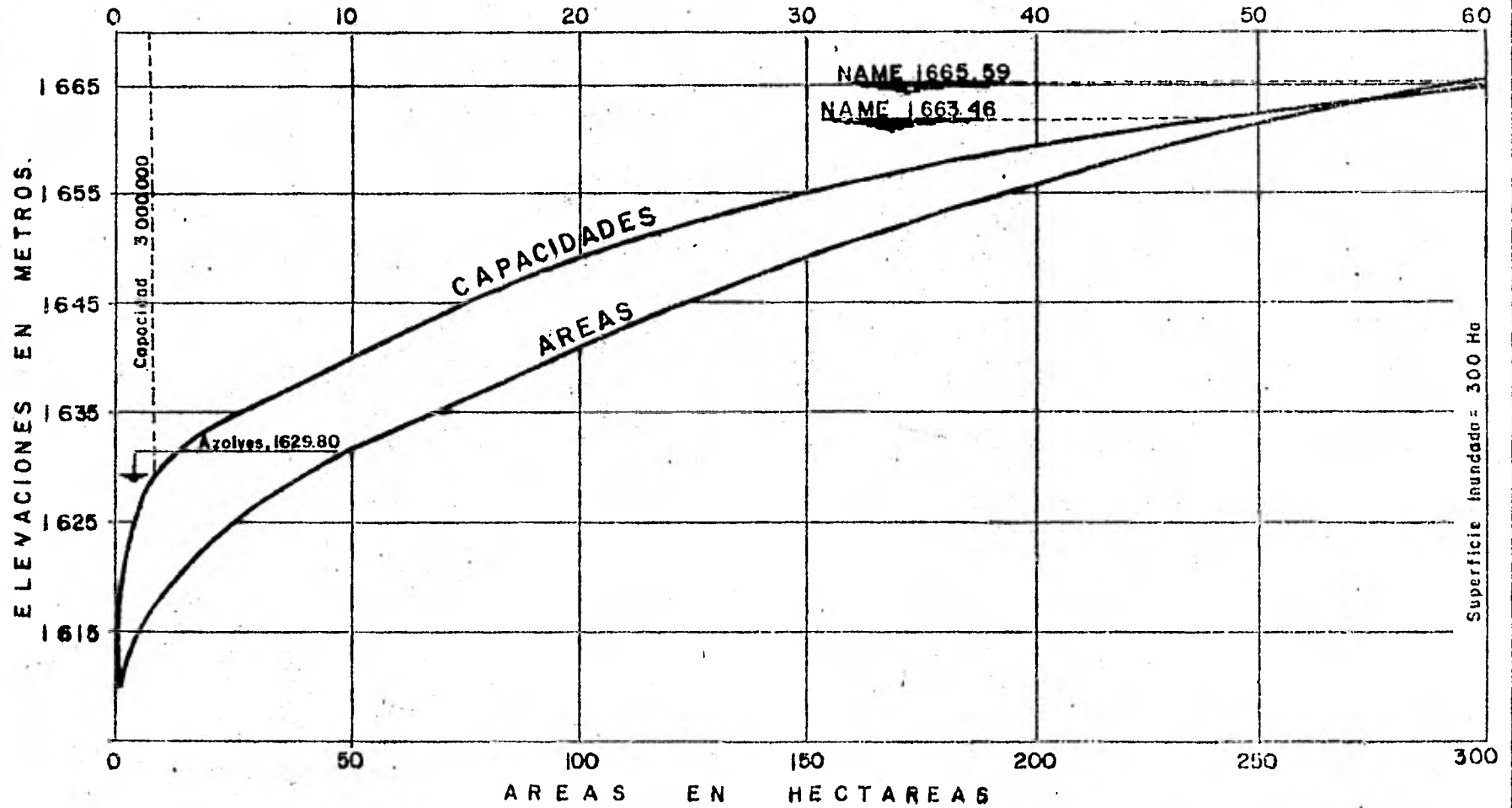
**VERTEDOR**

Gasto de diseño	310.70 m <sup>3</sup> /s
Carga sobre la cresta	2.13 m

**OBRA DE TOMA**

Gasto de diseño	4.635 m <sup>3</sup> /s
Sección del túnel	Herradura
Diámetro interior del túnel	2.40 m
Elevación de acceso	1 622.80 m
Elevación de salida	1 621.955 m

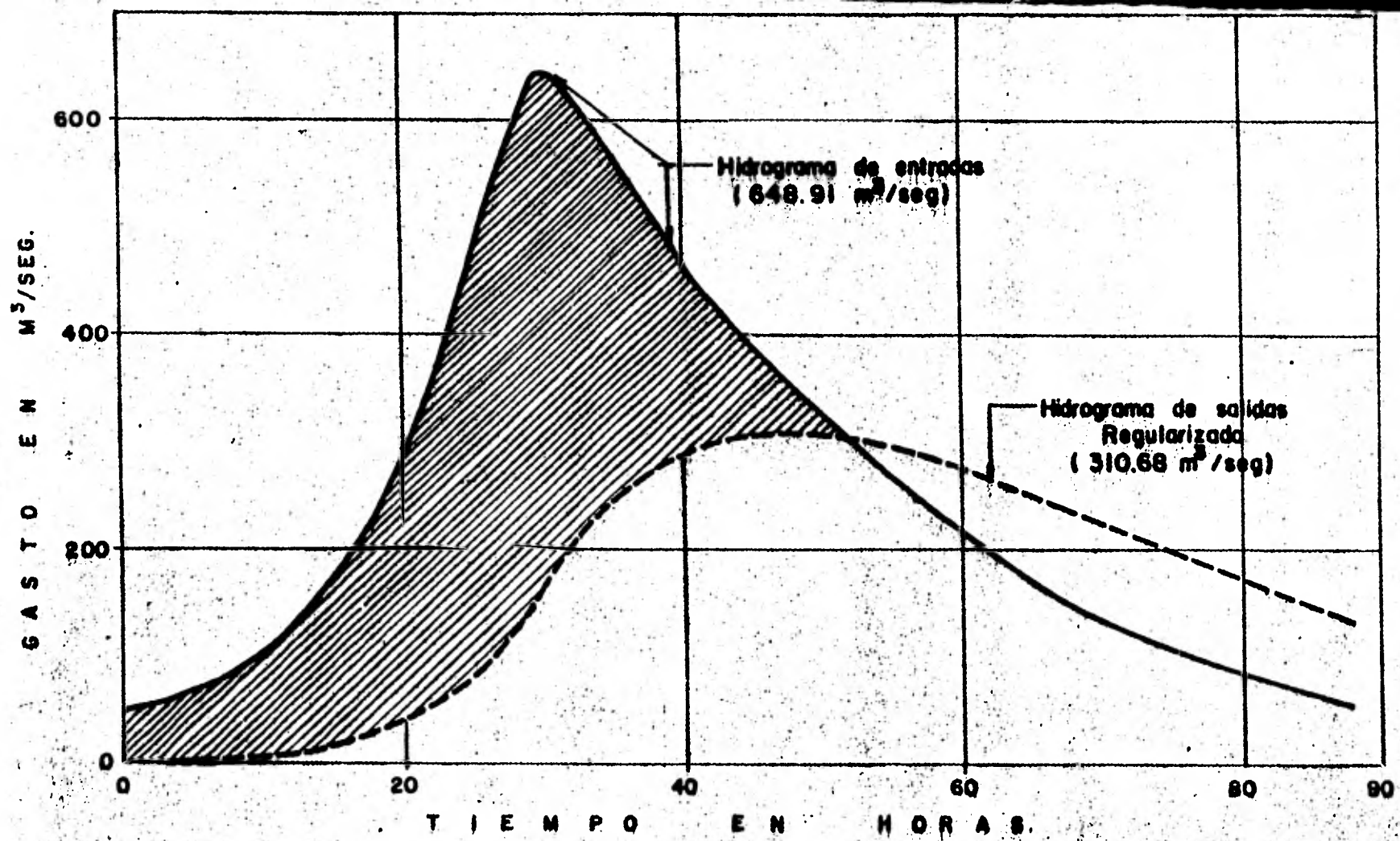
CAPACIDADES EN MILLONES DE METROS CUBICOS



CURVAS DE AREAS-CAPACIDADES DE LA PRESA "LA POLVORA" MPIO.

DEGOLLADO, JAL.

Fig. No.



**TRANSITO DE AVENIDA MAXIMA PRESENTADA PARA LA PRESA "LA POLVORA"  
MPIO. DEGOLLADO, JAL.**

Fig. No.

VALORES DE LAS CONSTANTES  $Y_N$   $\sigma_N$

N	$Y_N$	$\sigma_N$	N	$Y_N$	$\sigma_N$
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590
9	.4902	.9288	50	.54854	1.16066
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1623
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1695
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20649
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.5463	1.15185	500	.57240	1.25880
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255

TABLA No. 2

METODO DE GUMBEL

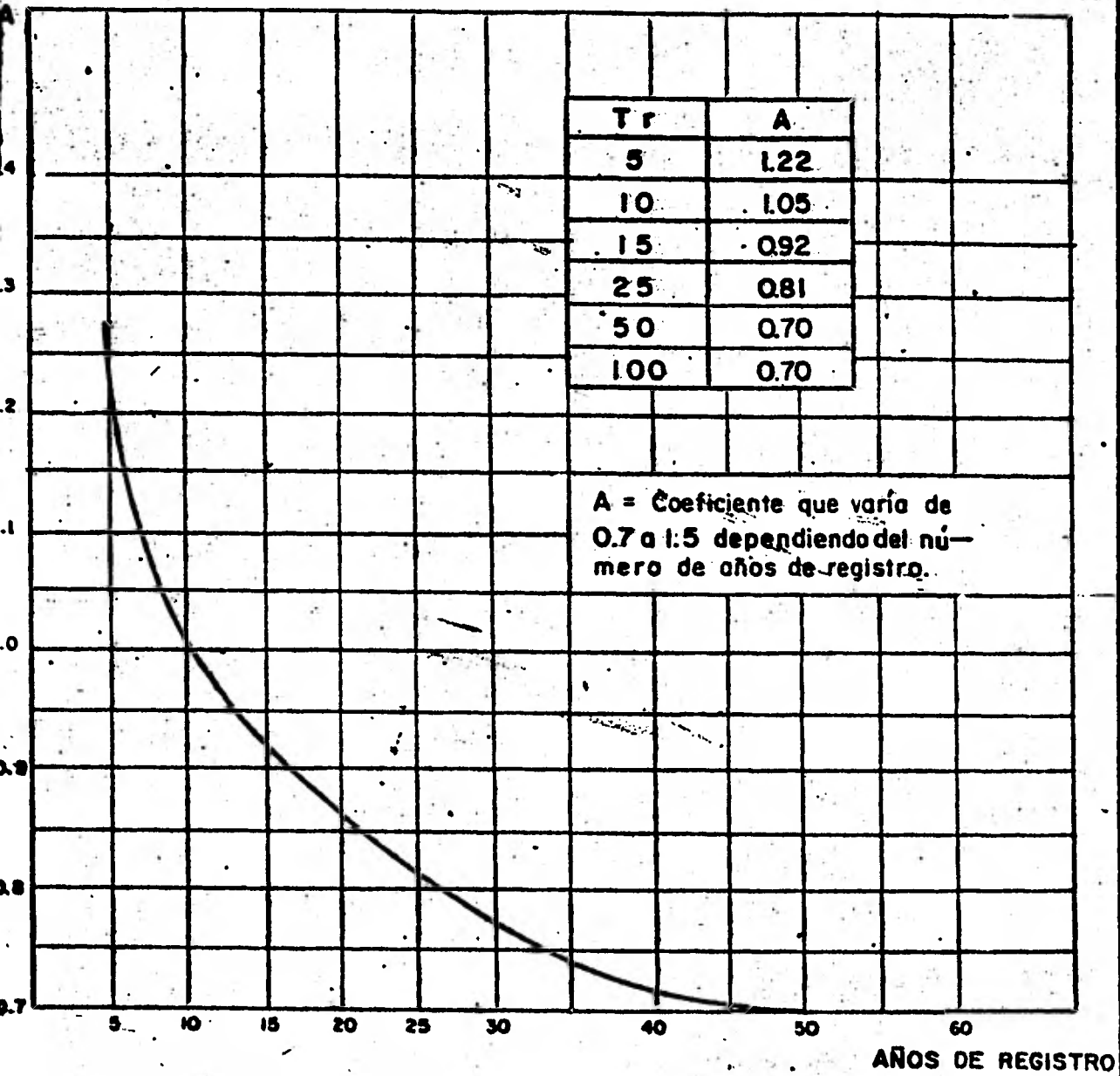
VALORES DE LAS CONSTANTES  $\sqrt{N\alpha\sigma_n}$

$\beta$	$\sqrt{N\alpha\sigma_n}$
.01	(2.1607)
.02	(1.7894)
.05	(1.4550)
.10	(1.3028)
.10	1.2548
.20	1.2427
.25	1.2494
.30	1.2687
.35	1.2981
.40	1.3366
.45	1.3845
.50	1.4427
.55	1.5130
.60	1.5984
.65	1.7034
.70	1.8355
.75	2.0069
.80	2.2408
.85	2.5849
.90	(3.1639)
.90	(4.4721)
.98	(7.0710)
.90	(10.000)

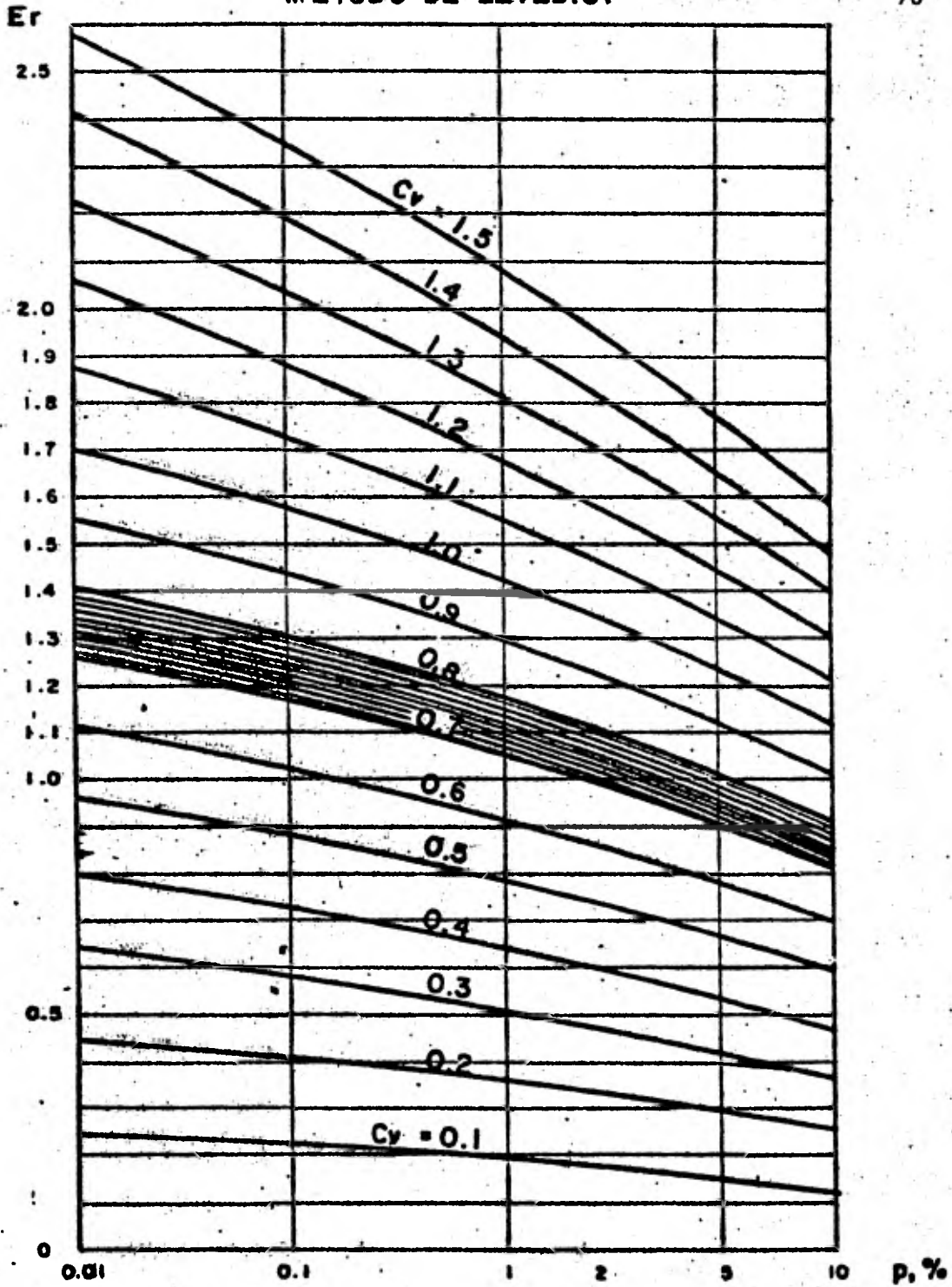
TABLA No. 4

FUENTE: Esguerrimiento en grandes cuencas.  
Instituto de Ingenieria, UNAM.

## METODO DE LEVEDIOF



VALORES DE LA CONSTANTE A



VALORES DE LA CONSTANTE  $E_r$



C <sub>s</sub>	P en %																						C <sub>s</sub>
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99.9	
0.0	3.72	3.09	2.58	2.33	2.02	1.88	1.64	1.28	0.84	0.67	0.52	0.25	0.00	-0.25	-0.52	-0.67	-0.84	-1.28	-1.64	-1.88	-2.33	-3.09	0.0
0.05	3.83	3.16	2.63	2.38	2.08	1.90	1.65	1.29	0.84	0.68	0.52	0.24	-0.01	-0.26	-0.52	-0.68	-0.84	-1.28	-1.62	-1.86	-2.28	-3.02	0.05
0.1	3.94	3.23	2.67	2.40	2.11	1.82	1.67	1.29	0.84	0.68	0.51	0.24	-0.02	-0.27	-0.53	-0.68	-0.85	-1.27	-1.61	-1.84	-2.25	-2.95	0.1
0.15	4.03	3.31	2.71	2.44	2.13	1.94	1.68	1.30	0.84	0.68	0.50	0.23	-0.02	-0.28	-0.54	-0.68	-0.88	-1.26	-1.60	-1.82	-2.22	-2.98	0.15
0.2	4.16	3.38	2.76	2.47	2.16	1.98	1.70	1.30	0.83	0.65	0.50	0.22	-0.03	-0.28	-0.55	-0.69	-0.85	-1.26	-1.58	-1.79	-2.18	-2.81	0.2
0.25	4.27	3.45	2.81	2.50	2.18	1.98	1.71	1.30	0.82	0.64	0.49	0.21	-0.04	-0.29	-0.56	-0.70	-0.85	-1.25	-1.56	-1.77	-2.14	-2.69	0.25
0.3	4.38	3.52	2.86	2.54	2.21	2.00	1.72	1.31	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.05	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.55	-1.75	-2.10	-2.67	0.3
0.35	4.50	3.59	2.90	2.58	2.23	2.02	1.73	1.32	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.06	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.53	-1.72	-2.06	-2.60	0.35
0.4	4.61	3.66	2.95	2.61	2.28	2.04	1.75	1.32	0.82	0.63	0.47	0.19	-0.07	-0.31	-0.57	-0.71	-0.85	-1.23	-1.52	-1.70	-2.03	-2.54	0.4
0.45	4.72	3.74	2.99	2.64	2.28	2.06	1.76	1.32	0.82	0.62	0.46	0.18	-0.06	-0.32	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.51	-1.68	-2.00	-2.47	0.45
0.5	4.83	3.81	3.04	2.68	2.31	2.08	1.77	1.32	0.81	0.62	0.46	0.17	-0.06	-0.33	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.49	-1.68	-1.98	-2.40	0.5
0.55	4.94	3.88	3.08	2.72	2.33	2.10	1.78	1.32	0.80	0.62	0.45	0.16	-0.09	-0.34	-0.58	-0.72	-0.85	-1.21	-1.47	-1.64	-1.92	-2.32	0.55
0.6	5.05	3.98	3.13	2.75	2.35	2.12	1.80	1.33	0.80	0.61	0.44	0.16	-0.10	-0.34	-0.58	-0.72	-0.85	-1.20	-1.46	-1.61	-1.88	-2.27	0.6
0.65	5.16	4.03	3.17	2.78	2.37	2.14	1.81	1.33	0.79	0.60	0.44	0.15	-0.11	-0.35	-0.60	-0.72	-0.85	-1.19	-1.44	-1.59	-1.84	-2.20	0.65
0.7	5.28	4.10	3.22	2.82	2.40	2.15	1.82	1.33	0.79	0.59	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.42	-1.57	-1.81	-2.14	0.7
0.75	5.39	4.17	3.26	2.86	2.42	2.16	1.83	1.34	0.78	0.58	0.42	0.13	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.16	-1.40	-1.54	-1.78	-2.08	0.75
0.8	5.50	4.24	3.31	2.89	2.45	2.18	1.84	1.34	0.78	0.58	0.41	0.12	-0.13	-0.37	-0.60	-0.73	-0.85	-1.17	-1.38	-1.52	-1.74	-2.02	0.8
0.85	5.62	4.31	3.35	2.92	2.47	2.20	1.85	1.34	0.78	0.58	0.40	0.12	-0.14	-0.38	-0.60	-0.73	-0.85	-1.16	-1.36	-1.49	-1.70	-1.96	0.85
0.9	5.73	4.38	3.40	2.96	2.50	2.22	1.86	1.34	0.77	0.57	0.40	0.11	-0.15	-0.38	-0.61	-0.73	-0.85	-1.15	-1.35	-1.47	-1.68	-1.90	0.9
0.95	5.84	4.46	3.44	2.99	2.52	2.24	1.87	1.34	0.76	0.56	0.39	0.10	-0.16	-0.38	-0.62	-0.73	-0.85	-1.14	-1.34	-1.44	-1.62	-1.84	0.95
1.0	5.88	4.53	3.49	3.02	2.54	2.25	1.88	1.34	0.76	0.55	0.38	0.09	-0.16	-0.39	-0.62	-0.73	-0.85	-1.13	-1.32	-1.42	-1.59	-1.79	1.0
1.05	6.07	4.60	3.53	3.06	2.56	2.28	1.89	1.34	0.75	0.54	0.37	0.08	-0.17	-0.40	-0.62	-0.74	-0.85	-1.12	-1.30	-1.40	-1.56	-1.74	1.05
1.1	6.18	4.67	3.58	3.09	2.58	2.28	1.89	1.34	0.74	0.54	0.36	0.07	-0.18	-0.41	-0.62	-0.74	-0.85	-1.10	-1.28	-1.38	-1.52	-1.68	1.1
1.15	6.30	4.74	3.62	3.12	2.60	2.30	1.90	1.34	0.74	0.53	0.35	0.06	-0.18	-0.42	-0.62	-0.74	-0.84	-1.09	-1.26	-1.36	-1.48	-1.63	1.15
1.2	6.41	4.81	3.66	3.15	2.62	2.31	1.92	1.34	0.73	0.52	0.35	0.05	-0.19	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.08	-1.24	-1.33	-1.45	-1.58	1.2
1.25	6.52	4.88	3.70	3.18	2.64	2.32	1.93	1.34	0.72	0.52	0.34	0.04	-0.20	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.07	-1.22	-1.30	-1.42	-1.53	1.25
1.3	6.64	4.95	3.74	3.21	2.67	2.34	1.94	1.34	0.72	0.51	0.33	0.04	-0.21	-0.43	-0.63	-0.74	-0.84	-1.06	-1.20	-1.28	-1.38	-1.48	1.3
1.35	6.74	5.02	3.78	3.24	2.69	2.36	1.94	1.34	0.72	0.50	0.32	0.03	-0.22	-0.44	-0.64	-0.74	-0.84	-1.05	-1.18	-1.26	-1.35	-1.44	1.35
1.4	6.87	5.09	3.83	3.27	2.71	2.37	1.95	1.34	0.71	0.49	0.31	0.02	-0.22	-0.44	-0.64	-0.73	-0.83	-1.04	-1.17	-1.23	-1.32	-1.39	1.4
1.45	6.98	5.19	3.87	3.30	2.72	2.38	1.95	1.33	0.70	0.48	0.30	0.01	-0.23	-0.44	-0.64	-0.73	-0.82	-1.03	-1.16	-1.21	-1.29	-1.36	1.45
1.5	7.09	5.28	3.91	3.33	2.74	2.39	1.96	1.33	0.69	0.47	0.30	0.00	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.02	-1.13	-1.19	-1.26	-1.31	1.5
1.55	7.20	5.32	3.95	3.36	2.76	2.40	1.96	1.33	0.68	0.46	0.29	0.01	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.00	-1.12	-1.16	-1.23	-1.28	1.55
1.6	7.31	5.37	3.99	3.39	2.78	2.42	1.97	1.33	0.67	0.46	0.28	0.02	-0.25	-0.45	-0.64	-0.73	-0.81	-0.99	-1.10	-1.14	-1.20	-1.24	1.6
1.65	7.42	5.44	4.03	3.42	2.80	2.43	1.97	1.32	0.67	0.45	0.27	0.02	-0.26	-0.46	-0.64	-0.72	-0.81	-0.98	-1.08	-1.12	-1.17	-1.20	1.65
1.7	7.54	5.50	4.07	3.44	2.82	2.44	1.98	1.32	0.66	0.44	0.26	0.03	-0.27	-0.47	-0.64	-0.72	-0.81	-0.97	-1.06	-1.10	-1.14	-1.17	1.7
1.75	7.65	5.57	4.11	3.47	2.83	2.45	1.98	1.32	0.65	0.43	0.25	0.04	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.96	-1.04	-1.08	-1.12	-1.14	1.75

FUENTE: Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad.

VALORES DE K

C <sub>s</sub>	P en %																				C <sub>s</sub>		
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	6	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97		99	99.9
1.8	7.76	5.64	4.15	3.50	2.85	2.46	1.99	1.32	0.64	0.42	0.24	-0.05	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.94	-1.02	-1.06	-1.09	-1.11	1.8
1.85	7.67	5.70	4.19	3.52	2.86	2.48	1.99	1.32	0.64	0.41	0.23	-0.06	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.93	-1.00	-1.04	-1.06	-1.06	1.85
1.9	7.98	5.77	4.23	3.55	2.88	2.49	2.00	1.31	0.63	0.40	0.22	-0.07	-0.29	-0.48	-0.64	-0.72	-0.79	-0.92	-0.98	-1.01	-1.04	-1.05	1.9
1.95	8.10	5.84	4.26	3.58	2.89	2.50	2.00	1.30	0.62	0.40	0.21	-0.08	-0.30	-0.48	-0.64	-0.72	-0.79	-0.91	-0.96	-0.99	-1.02	-1.02	1.95
2.0	8.21	5.91	4.30	3.60	2.91	2.51	2.00	1.30	0.61	0.39	0.20	-0.08	-0.31	-0.49	-0.64	-0.71	-0.78	-0.90	-0.950	-0.97	-0.990	-1.00	2.0
2.05		5.97	4.34	3.63	2.92	2.52	2.00	1.30	0.60	0.38	0.19	-0.09	-0.32	-0.49	-0.64	-0.71	-0.77	-0.89	-0.932	-0.95	-0.967	-0.976	2.05
2.1		6.04	4.38	3.65	2.94	2.53	2.01	1.29	0.59	0.37	0.18	-0.10	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.866	-0.914	-0.930	-0.945	-0.953	2.1
2.15		6.09	4.42	3.66	2.94	2.53	2.01	1.28	0.58	0.36	0.17	-0.11	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.854	-0.898	-0.913	-0.925	-0.931	2.15
2.2		6.14	4.46	3.68	2.95	2.54	2.02	1.27	0.57	0.35	0.16	-0.12	-0.33	-0.50	-0.64	-0.69	-0.75	-0.842	-0.882	-0.895	-0.905	-0.910	2.2
2.25		6.20	4.49	3.70	2.96	2.54	2.02	1.26	0.56	0.33	0.15	-0.12	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.828	-0.866	-0.878	-0.886	-0.890	2.25
2.3		6.26	4.52	3.73	2.98	2.54	2.01	1.26	0.55	0.32	0.14	-0.13	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.815	-0.850	-0.850	-0.867	-0.870	2.3
2.35		6.31	4.55	3.75	3.00	2.57	2.01	1.25	0.53	0.30	0.13	-0.13	-0.34	-0.50	-0.62	-0.67	-0.73	-0.803	-0.835	-0.845	-0.848	-0.852	2.35
2.4		6.37	4.59	3.78	3.02	2.60	2.00	1.25	0.52	0.29	0.12	-0.14	-0.35	-0.51	-0.62	-0.67	-0.72	-0.792	-0.820	-0.826	-0.830	-0.834	2.4
2.45		6.43	4.62	3.80	3.03	2.61	2.00	1.24	0.51	0.28	0.11	-0.15	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.780	-0.805	-0.810	-0.815	-0.817	2.45
2.5		6.50	4.66	3.82	3.05	2.62	2.00	1.23	0.50	0.27	0.10	-0.16	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.768	-0.790	-0.795	-0.800	-0.800	2.5
2.55		6.52	4.68	3.84	3.06	2.62	2.00	1.22	0.49	0.26	0.093	-0.16	-0.36	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.757	-0.777	-0.780	-0.785	-0.785	2.55
2.6		6.54	4.71	3.86	3.08	2.63	2.00	1.21	0.48	0.25	0.085	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.746	-0.764	-0.766	-0.770	-0.770	2.6
2.65		6.64	4.75	3.89	3.09	2.63	2.00	1.20	0.47	0.24	0.078	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.65	-0.69	-0.734	-0.750	-0.752	-0.755	-0.755	2.65
2.7		6.75	4.80	3.92	3.10	2.64	2.00	1.19	0.46	0.24	0.070	-0.18	-0.38	-0.51	-0.61	-0.65	-0.68	-0.721	-0.736	-0.739	-0.740	-0.740	2.7
2.75		6.80	4.83	3.94	3.11	2.64	2.00	1.18	0.45	0.23	0.063	-0.19	-0.38	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.713	-0.724	-0.726	-0.727	-0.728	2.75
2.8		6.86	4.86	3.96	3.12	2.65	2.00	1.18	0.44	0.22	0.057	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.703	-0.711	-0.714	-0.715	-0.715	2.8
2.85		6.93	4.88	3.98	3.12	2.65	2.00	1.16	0.42	0.21	0.049	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.65	-0.692	-0.700	-0.702	-0.702	-0.702	2.85
2.9		7.00	4.91	4.01	3.12	2.66	1.99	1.15	0.41	0.20	0.041	-0.21	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.65	-0.681	-0.688	-0.689	-0.698	-0.690	2.9
2.95		7.05	4.93	4.03	3.13	2.66	1.98	1.14	0.40	0.19	0.034	-0.21	-0.39	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.672	-0.677	-0.678	-0.674	-0.678	2.95
3.0		7.10	4.95	4.05	3.14	2.66	1.97	1.13	0.39	0.19	0.027	-0.22	-0.40	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.661	-0.665	-0.666	-0.666	-0.666	3.0
3.05		7.16	4.98	4.07	3.14	2.66	1.97	1.12	0.38	0.18	0.018	-0.22	-0.40	-0.51	-0.58	-0.61	-0.63	-0.651	-0.655	-0.656	-0.656	-0.656	3.05
3.1		7.23	5.01	4.09	3.14	2.66	1.97	1.11	0.37	0.17	0.010	-0.23	-0.40	-0.51	-0.58	-0.60	-0.62	-0.641	-0.645	-0.646	-0.646	-0.646	3.1
3.15		7.23	5.04	4.10	3.14	2.66	1.96	1.10	0.36	0.16	0.002	-0.24	-0.40	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.631	-0.635	-0.636	-0.636	-0.636	3.15
3.2		7.35	5.08	4.11	3.14	2.66	1.96	1.09	0.35	0.15	-0.006	-0.25	-0.41	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.621	-0.625	-0.625	-0.625	-0.625	3.2
3.25		7.37	5.11	4.13	3.14	2.66	1.95	1.06	0.34	0.14	-0.014	-0.25	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.60	-0.613	-0.616	-0.616	-0.616	-0.616	3.25
3.3		7.44	5.14	4.15	3.14	2.66	1.95	1.08	0.33	0.13	-0.023	-0.26	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.59	-0.605	-0.606	-0.606	-0.606	-0.606	3.3
3.35		7.49	5.16	4.16	3.14	2.66	1.94	1.07	0.32	0.12	-0.029	-0.26	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.596	-0.597	-0.597	-0.597	-0.597	3.35
3.4		7.54	5.19	4.16	3.15	2.66	1.94	1.06	0.31	0.11	-0.038	-0.27	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.586	-0.587	-0.589	-0.589	-0.589	3.4
3.45		7.59	5.22	4.19	3.15	2.66	1.93	1.05	0.30	0.09	-0.042	-0.27	-0.41	-0.50	-0.54	-0.56	-0.57	-0.578	-0.579	-0.580	-0.580	-0.580	3.45
3.5		7.64	5.25	4.21	3.16	2.66	1.93	1.04	0.29	0.08	-0.049	-0.28	-0.41	-0.50	-0.54	-0.55	-0.56	-0.570	-0.571	-0.571	-0.571	-0.571	3.5

G <sub>s</sub>	P en %																				G <sub>s</sub>		
	0,01	0,1	0,5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97		99	99,9
3,55	7,66	5,27	4,22	3,16	2,66	1,93	1,03	0,28	0,072	-0,060	-0,28	-0,41	-0,49	-0,54	-0,54	-0,55	-0,562	-0,564	-0,564	-0,564	-0,564	-0,564	3,55
3,6	7,72	5,30	4,24	3,17	2,66	1,93	1,03	0,28	0,064	-0,072	-0,28	-0,42	-0,49	-0,54	-0,54	-0,55	-0,555	-0,556	-0,556	-0,556	-0,556	-0,556	3,6
3,65	7,79	5,32	4,25	3,17	2,66	1,92	1,02	0,27	0,056	-0,078	-0,28	-0,42	-0,48	-0,53	-0,53	-0,54	-0,548	-0,549	-0,549	-0,549	-0,549	-0,549	3,65
3,7	7,86	5,35	4,26	3,18	2,66	1,91	1,01	0,26	0,048	-0,084	-0,29	-0,42	-0,48	-0,52	-0,53	-0,54	-0,541	-0,541	-0,541	-0,541	-0,541	-0,541	3,7
3,75	7,91	5,37	4,27	3,18	2,66	1,90	1,00	0,25	0,040	-0,089	-0,29	-0,42	-0,48	-0,51	-0,52	-0,53	-0,533	-0,533	-0,533	-0,533	-0,533	-0,533	3,75
3,8	7,97	5,40	4,29	3,18	2,65	1,90	1,00	0,24	0,032	-0,095	-0,30	-0,42	-0,48	-0,51	-0,52	-0,52	-0,526	-0,526	-0,526	-0,526	-0,526	-0,526	3,8
3,85	8,02	5,42	4,31	3,19	2,65	1,90	0,99	0,23	0,026	-0,103	-0,30	-0,41	-0,47	-0,50	-0,51	-0,51	-0,519	-0,519	-0,519	-0,519	-0,519	-0,519	3,85
3,9	8,08	5,45	4,32	3,20	2,65	1,90	0,98	0,23	0,020	-0,11	-0,30	-0,41	-0,47	-0,50	-0,51	-0,51	-0,513	-0,513	-0,513	-0,513	-0,513	-0,513	3,9
3,95	8,12	5,47	4,33	3,20	2,65	1,90	0,97	0,22	0,015	-0,11	-0,30	-0,41	-0,46	-0,49	-0,50	-0,50	-0,506	-0,506	-0,506	-0,506	-0,506	-0,506	3,95
4,0	8,17	5,50	4,34	3,20	2,65	1,90	0,96	0,21	0,010	-0,12	-0,31	-0,41	-0,46	-0,49	-0,49	-0,50	-0,500	-0,500	-0,500	-0,500	-0,500	-0,500	4,0
4,05	8,23	5,52	4,35	3,21	2,65	1,89	0,95	0,20	0,005	-0,12	-0,31	-0,41	-0,46	-0,46	-0,487	-0,493	-0,493	-0,493	-0,493	-0,493	-0,493	-0,493	4,05
4,1	8,29	5,55	4,36	3,22	2,65	1,89	0,95	0,20	0,00	-0,13	-0,31	-0,41	-0,46	-0,48	-0,484	-0,486	-0,487	-0,487	-0,487	-0,487	-0,487	-0,487	4,1
4,15	8,33	5,57	4,37	3,23	2,65	1,88	0,94	0,19	-0,005	-0,13	-0,31	-0,41	-0,45	-0,47	-0,478	-0,480	-0,481	-0,481	-0,481	-0,481	-0,481	-0,481	4,15
4,2	8,38	5,60	4,39	3,24	2,64	1,88	0,93	0,19	-0,010	-0,13	-0,31	-0,41	-0,45	-0,47	-0,473	-0,475	-0,475	-0,475	-0,475	-0,475	-0,475	-0,475	4,2
4,25	8,43	5,62	4,39	3,24	2,64	1,87	0,92	0,18	-0,015	-0,13	-0,31	-0,40	-0,44	-0,46	-0,467	-0,470	-0,470	-0,470	-0,470	-0,470	-0,470	-0,470	4,25
4,3	8,49	5,65	4,40	3,24	2,64	1,87	0,92	0,17	-0,021	-0,14	-0,32	-0,40	-0,44	-0,46	-0,462	-0,465	-0,465	-0,465	-0,465	-0,465	-0,465	-0,465	4,3
4,35	8,54	5,67	4,41	3,24	2,64	1,86	0,91	0,16	-0,026	-0,14	-0,32	-0,40	-0,44	-0,455	-0,458	-0,460	-0,460	-0,460	-0,460	-0,460	-0,460	-0,460	4,35
4,4	8,60	5,69	4,42	3,25	2,63	1,86	0,91	0,15	-0,032	-0,15	-0,32	-0,40	-0,44	-0,451	-0,454	-0,455	-0,455	-0,455	-0,455	-0,455	-0,455	-0,455	4,4
4,45	8,64	5,71	4,43	3,25	2,63	1,85	0,90	0,14	-0,037	-0,15	-0,32	-0,40	-0,43	-0,446	-0,449	-0,450	-0,450	-0,450	-0,450	-0,450	-0,450	-0,450	4,45
4,5	8,69	5,74	4,44	3,26	2,62	1,85	0,89	0,14	-0,042	-0,16	-0,32	-0,40	-0,43	-0,441	-0,444	-0,445	-0,445	-0,445	-0,445	-0,445	-0,445	-0,445	4,5
4,55	8,74	5,76	4,45	3,26	2,62	1,84	0,88	0,13	-0,047	-0,16	-0,32	-0,40	-0,42	-0,436	-0,439	-0,440	-0,440	-0,440	-0,440	-0,440	-0,440	-0,440	4,55
4,6	8,79	5,79	4,46	3,27	2,62	1,84	0,87	0,13	-0,052	-0,17	-0,32	-0,40	-0,42	-0,432	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	4,6
4,65	8,84	5,81	4,47	3,27	2,61	1,83	0,86	0,12	-0,056	-0,17	-0,32	-0,40	-0,42	-0,428	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	4,65
4,7	8,89	5,84	4,49	3,28	2,61	1,83	0,85	0,11	-0,064	-0,18	-0,32	-0,40	-0,42	-0,424	-0,425	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	4,7
4,75	8,92	5,86	4,49	3,28	2,61	1,82	0,85	0,10	-0,069	-0,18	-0,32	-0,395	-0,415	-0,420	-0,426	-0,421	-0,421	-0,421	-0,421	-0,421	-0,421	-0,421	4,75
4,8	8,96	5,89	4,50	3,29	2,60	1,81	0,82	0,10	-0,075	-0,19	-0,32	-0,39	-0,41	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	4,8
4,85	9,00	5,89	4,50	3,29	2,60	1,80	0,81	0,092	-0,081	-0,19	-0,32	-0,388	-0,405	-0,411	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	4,85
4,9	9,04	5,90	4,51	3,30	2,60	1,80	0,80	0,084	-0,087	-0,19	-0,33	-0,386	-0,401	-0,407	-0,408	-0,409	-0,409	-0,409	-0,409	-0,409	-0,409	-0,409	4,9
4,95	9,08	5,92	4,52	3,31	2,60	1,79	0,79	0,078	-0,093	-0,19	-0,33	-0,383	-0,398	-0,403	-0,404	-0,404	-0,404	-0,404	-0,404	-0,404	-0,404	-0,404	4,95
5,0	9,12	5,94	4,54	3,32	2,60	1,78	0,78	0,068	-0,099	-0,20	-0,33	-0,380	-0,385	-0,399	-0,400	-0,400	-0,400	-0,400	-0,400	-0,400	-0,400	-0,400	5,0
5,05	9,16	5,96	4,55	3,32	2,60	1,77	0,77	0,059	-0,105	-0,20	-0,33	-0,378	-0,391	-0,395	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	5,05
5,1	9,20	5,98	4,57	3,32	2,60	1,76	0,76	0,051	-0,110	-0,21	-0,33	-0,376	-0,388	-0,391	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	5,1
5,15	9,23	6,00	4,58	3,32	2,60	1,75	0,74	0,043	-0,115	-0,21	-0,33	-0,373	-0,385	-0,387	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	5,15
5,2	9,27	6,02	4,59	3,33	2,60	1,74	0,73	0,035	-0,120	-0,21	-0,33	-0,370	-0,382	-0,384	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	5,2

## C A P I T U L O VI

## OBRA DE DESVIO

## 4.1 Introducción

Las obras de desvío se construyen con el objeto de cambiar la dirección del escurrimiento de un río durante la construcción de la cortina y obras auxiliares, a fin de poder trabajar en "seco" en el sitio de emplazamiento de dichas obras. La capacidad de esta obra de desvío dependerá fundamentalmente del tipo de presa a construir; por lo tanto, será diferente cuando se trate de una cortina de concreto (sección gravedad), que de materiales graduados (tierra y enrocamiento), debido a que en el primer caso, poco a ningún daño ocasionaría que hubiera vertidos parciales por encima de la estructura; en cambio, en el segundo caso, el vertido podría erosionar la estructura y provocar una falla de graves consecuencias.

La selección del desvío dependerá también del tamaño de la estructura, propiamente dicha, ya que una estructura relativamente pequeña en donde el tiempo de construcción es menor que el período de estiaje, el desvío será diferente que para una estructura relativamente grande en donde el tiempo de construcción sea mayor que un período hidrológico completo de sequía y lluvias; siendo necesario para ésta última desviar el escurrimiento total de los períodos de sequías y lluvias de varios períodos hidrológicos consecutivos o de un período típico en el que se consideren gastos máximos. En este

caso puede resultar antieconómico proyectar el desvío para el gasto máximo registrado durante el período de observación, o para el gasto máximo probable calculado, y casi siempre es conveniente escoger una capacidad del desvío para un gasto menor que los indicados, valuando el riesgo que se corre con tal decisión.

#### 4.2 Factores que Intervienen en la Selección

Existen varios factores que definen las características de la obra, interviniendo con mayor o menor grado, según las circunstancias que imperan en cada caso particular, por lo que indicaremos los factores en el orden que generalmente deberán analizarse para llegar a la solución más conveniente:

1. Hidrología
2. Topografía
3. Geología
4. Planeación general de la obra
  - a) Tipo de cortina
  - b) Tipo de obra de excedencias
  - c) De los escurrimientos
  - d) Del espacio disponible en la zona de construcción
5. Tiempo de ejecución
6. Costos

Estos factores se prestan para realizar un trabajo más profundo, por lo que en este capítulo únicamente se mencionan.

#### 4.3 Selección del Tipo de Desvío

Para desviar la corriente de un río durante la construcción de una presa se utiliza alguno o algunos de los siguientes procesos:

- a) Tajo
- b) Túnel perforado de la ladera
- c) Conductos a través o debajo de la presa
- d) Dejando pasar el agua sobre los lechos superiores de los bloques de construcción en caso de una presa de concreto o gravedad.
- e) La estructura de la obra de toma
- f) Mixtos

En la selección del método de desvío intervienen los factores que se mencionaron en el inciso anterior.

En el caso de una cortina de concreto ya sea vertedora o no vertedora que tenga suficiente espacio para el equipo de construcción; a menudo es favorable hacer colado de bloque y dejar el flujo entre ellos, -- sin que tenga gran influencia el gasto máximo que brinque sobre la estructura. En otras ocasiones es factible que el flujo pase a través del hueco dejado en la estructura.

El desvío por medio de túneles construidos en las laderas, de los cañones y que libren la zona de construcción, pueden tener alguna ventaja en cortinas de concreto y su uso es frecuente en cortinas de materiales graduados.

Los túneles que se emplearon para el desvío pueden usarse con ventaja en la descarga de vertedores con canal lateral y en obras de toma y de control, por lo que en la planeación general debe tomarse en cuenta esa posibilidad.

El costo del desvío es generalmente mayor para cortinas de materiales graduados o de enrocamiento, que para una cortina de concreto, debido a la gran amplitud de la base en las cortinas primeramente señaladas y a la posibilidad de que brinque alguna avenida sobre el cuerpo de la misma. Las diferencias en costo de los diversos tipos de desvíos, generalmente no son de gran importancia en la selección del tipo de cortina, sin embargo en el caso de que se tenga un río permanente y muy caudaloso, la diferencia de costo puede contribuir a la selección de la cortina de concreto.

#### 4.4 Estudio Hidráulico

Con respecto a la forma de desvío del río de la presa "Huáscato", tomando en cuenta los factores que intervienen en la planeación de la obra de desvío mencionados en los incisos anteriores y los resultados de los estudios, se concluye que:

La obra de desvfo se hará mediante un orificio localizado en el cuerpo de la cortina y dejando verter por encima de la misma cortina y al cerrar el orificio, se empleará la obra de toma como túnel de desvfo.

La obra de desvfo se realizará tomando en cuenta 3 etapas:

- . Primera etapa.- Los escurrimientos se manejan por el cauce del rfo. En esta etapa se hace la limpia y el tratamiento de las laderas; se inicia la construcción de la obra de toma, y se construye el orificio que se utilizará para desviar el rfo.
- . Segunda etapa.- Los escurrimientos se manejan a través del orificio que se dejó en la cortina; en esta etapa se hace la limpia y tratamiento de la zona del cauce; se termina la construcción de la obra de toma.
- . Tercera etapa.- Corresponde al cierre de la presa con lo que se inicia el almacenamiento en el vaso. En esta etapa, se concluye la construcción de la presa y el cierre se hará en época de estiaje para poder manejar el rfo por medio de la obra de toma.

El análisis hidráulico de la obra de desvfo se realizará para:

- a) El orificio se hará trabajar como:
  - Conducto trabajando como canal
  - Conducto trabajando a presión



- b) El trabajo del vertedor es a cresta libre
- c) El túnel de la obra de toma se analiza como se muestra en el capítulo correspondiente.

En el orificio se adoptará la forma circular para el conducto, en donde los cálculos hidráulicos se harán para una gama de diámetros desde 5 m hasta 10 m, intervalo que se considera incluye la alternativa óptima para la solución del problema.

El resultado de este análisis hidráulico nos llevará a la obtención de las curvas de gastos, para diferentes diámetros del túnel, que se requieren para el análisis del tránsito de avenidas.

- Conducto trabajando como canal.

Para definir el tipo de flujo que se presentará dentro del conducto, se procede de la siguiente forma:

Datos:

$$\begin{aligned}d &= 7.50 \text{ m} \\ \eta &= 0.015 \\ S &= 0.005 \\ Q &= 310.70 \text{ m}^3/\text{s}\end{aligned}$$

Para una relación de tirante a diámetro de 0.8 obtenemos:

$$\frac{Y_n}{d} = 0.8$$

$$Y_n = 0.8 d$$

$$Y_n = 0.8 (7.5)$$

$$Y_n = 6.00 \text{ m (tirante normal)}$$

Con  $\frac{Y_n}{d} = 0.8$  se entra a la gráfica de open channel Hydraulic's -

de Ven T. Chow (pág. 130) para determinar el gasto.

$$\frac{Q_n}{S^{1/2} d^{8/3}} = 0.31$$

$$Q = \frac{0.31 S^{1/2} d^{8/3}}{7}$$

$$Q = \frac{0.31 (0.005)^{1/2} (7.5)^{8/3}}{0.015}$$

$$Q = \frac{0.31 (0.07) (215.52)}{0.015}$$

$$Q = 314.95 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

con este gasto se calcula el tirante crítico ( $Y_c$ ).

$$Z = \frac{Q}{\sqrt{g}} = \frac{314.95}{\sqrt{9.81}}$$

$$Z = 100.56$$

$$\frac{Z}{d^{2.5}} = \frac{100.56}{(7.5)^{2.5}} = 0.65$$

con  $\frac{Z}{d^{2.5}} = 0.65$  se entra a la gráfica de open channel Hydraulic's de -

Ven T. chow (pág.65) para determinar el tirante crítico.

$$\frac{Y_c}{d} = 0.85$$

$$Y_c = 0.85 d$$

$$Y_c = 6.38 \text{ tirante crítico}$$

Al cumplir que el tirante normal es menor que el crítico, nos encontramos en un flujo super-crítico, motivo por el cual el análisis hidráulico del túnel trabajando como canal se realiza por medio de las gráficas de flujo crítico.

Para determinar las características hidráulicas del conducto se procede de la siguiente forma:

1. Se dan valores arbitrarios al tirante "t" (m). Para nuestro

caso se dieron valores desde 1 m hasta el valor del diámetro del túnel.

2. Se fija el diámetro del túnel "d" (m), dándole valores desde 5 hasta 10 m.
3. Se realiza la operación "t/d"
4. Con el valor que nos resulte de la operación "t/d" se entra a las gráficas de flujo crítico; dándonos como resultado el valor de "Z"/d<sup>2.5</sup>.
5. Se calcula d<sup>2.5</sup>
6. Se calcula "Z" multiplicando el valor que resulte de la gráfica por d<sup>2.5</sup>
7. Se obtiene el gasto Q(m<sup>3</sup>/s) aplicando la siguiente fórmula

$$Q = Z \sqrt{g}$$

Donde:

$$g = \text{aceleración de la gravedad} = (9.81 \text{ m/seg}^2)$$

8. Con el diámetro d (m) se calcula el área del círculo

$$A = \frac{\pi d^2}{4} \quad (\text{m}^2)$$

9. Con el gasto  $Q(\text{m}^3/\text{s})$  y el área  $A (\text{m}^2)$  se calcula la velocidad  $V$ .

$$V = \frac{Q}{A} \quad (\text{m/s})$$

10. Con la velocidad  $V(\text{m/s})$  obtenida, se procede al cálculo de las pérdidas por entrada " $h_e$ " mediante la siguiente ecuación.

$$h_e = 0.05 \frac{V^2}{2g} \quad (\text{m})$$

11. Se calcula el desnivel  $\Delta$  existente entre la entrada y salida del túnel mediante la siguiente fórmula

$$\Delta = ls \quad (\text{m})$$

Donde:

$\Delta$  = desnivel en metros

$l$  = longitud en metros

$s$  = pendiente del túnel

Para nuestro caso este término es constante en todo el cálculo teniendo como datos

$$l = 41.10 \text{ m}$$

$$s = 0.005$$

$$\Delta = 0.21 \text{ m}$$

12. Finalmente se calcula la carga total Ht en metros mediante la siguiente ecuación

$$H_t = t + \frac{v^2}{2g} + h_e + \Delta \text{ (m)}$$

Donde:

t = tirante (m)

$\frac{v^2}{2g}$  = carga de la velocidad

$h_e$  = Pérdidas de entrada

$\Delta$  = Desnivel

Los resultados obtenidos con el procedimiento anterior son los siguientes:

DIAMETRO = 5 m

$Q_m^3/s$	Ht (m)
5.88	3.24
22.41	4.65
49.02	6.19
86.84	8.10
166.04	13.00

DIAMETRO = 6 m

$Q_m^3/s$	Ht (m)
6.01	3.24
25.19	4.65
54.13	6.19
133.06	8.10
222.43	13.00

DIAMETRO = 7 m

$Q_m^3/s$	Ht (m)
7.24	3.24
26.47	4.65
60.09	6.19
148.03	8.80
270.06	13.00

DIAMETRO = 8 m

$Q_m^3/s$	Ht (m)
7.49	3.24
28.58	4.65
65.77	6.19
157.33	8.80
353.78	13.00

DIAMETRO = 9 m

---

$Qm^3/s$	Ht (m)
7.91	3.24
30.44	4.65
69.41	6.19
182.66	8.80
399.56	13.00

---

DIAMETRO = 10 m

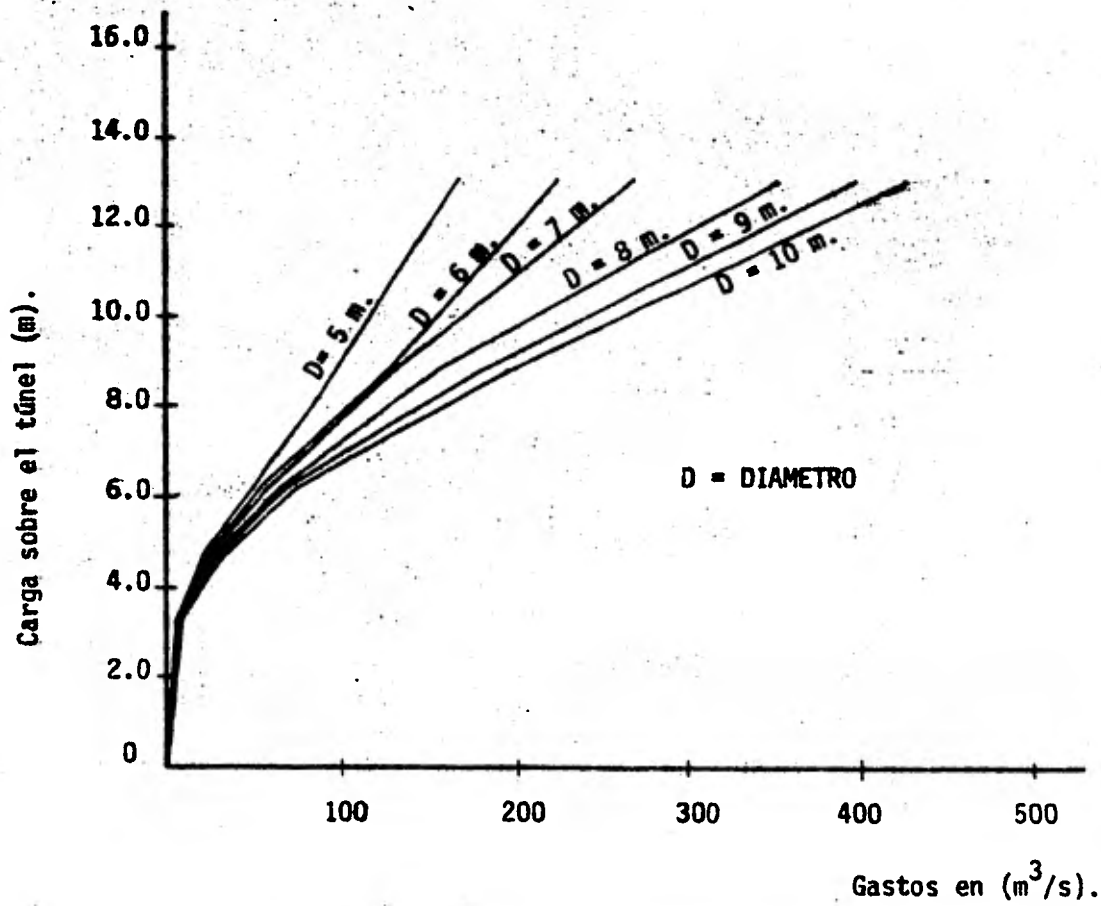
---

$Qm^3/s$	Ht (m)
8.32	3.24
33.28	4.65
74.72	6.19
198.08	8.80
431.83	13.00

---



Con los valores anteriores se procede a la construcción de la gráfica gasto - carga del túnel.



GRAFICA GASTO-CARGA DEL TUNEL

- Conducto trabajando a presión

El cálculo hidráulico de un conducto trabajando a presión se basa en la ecuación de Bernoulli escrita como sigue:

$$H_t = h_l + h_v$$

en la que:

$H_t$  = Carga total necesaria para contrarrestar las diferentes pérdidas de carga para producir la descarga.

$h_l$  = Pérdidas acumulativas en el sistema.

$h_v$  = Pérdidas de salida.

Las pérdidas acumulativas ( $h_l$ ) tomadas para nuestro caso son las siguientes:

$h_f$  = Pérdidas por fricción

$h_e$  = Pérdidas a la entrada

Las pérdidas por cambio de dirección se consideran despreciables para nuestro caso.

Ahora bien, relacionando las componentes individuales de las dife -

rentes pérdidas se tiene que:

$$H_t = \frac{f l}{D} \left( \frac{v^2}{2g} \right) + K_e \left( \frac{v^2}{2g} \right) + K_v \left( \frac{v^2}{2g} \right)$$

con lo que finalmente la ecuación de Bernoulli se puede expresar como:

$$H_t = \left( \frac{v^2}{2g} \right) \left( \frac{f l}{D} + K_e + K_v \right)$$

en la que

$\left( \frac{v^2}{2g} \right)$  = carga de velocidad.

$f$  = coeficiente de pérdidas por fricción para el movimiento de agua en conductos.

$K_e$  = coeficiente de pérdidas a la entrada.

$K_v$  = coeficiente de pérdidas de carga de velocidad a la salida.

$l$  = longitud del túnel trabajando como tubería.

$D$  = Diámetro del túnel.

La carga total ( $H_t$ ) necesaria para contrarrestar las diferentes - pérdidas de carga para producir la descarga, se mide de la superficie del

agua en el vaso al centro del túnel a la salida.

Si el chorro de salida se apoya en el piso de aguas abajo, la carga se mide a la parte más elevada del chorro emergente en el punto de mayor contracción; si el portal de salida está sumergido, la carga se mide al nivel del agua de descarga.

El procedimiento de cálculo a seguir es el siguiente:

1. Se calculan las pérdidas por fricción, por entrada y por salida, dejando todos los términos en función de la carga de velocidad ( $V^2/2g$ ).
2. Se calcula el área del conducto como  $A = \pi d^2/4$ , donde "d" es el diámetro del conducto que se tome.
3. Se forma la siguiente tabla.

Q	V	$\frac{V^2}{2g}$	$H_t = \left(\frac{V^2}{2g}\right) \left(\frac{f_l}{d} + K_e + K_v\right)$
---	---	------------------	--

4. Se dan los valores arbitrarios a los gastos Q ( $m^3/s$ )
5. Con el área y el gasto se calcula la velocidad como

$$V = Q/A \quad (m/s)$$

6. Se calcula el término

$$v^2/2g$$

7. Finalmente se calcula la carga total Ht en metros.

Los resultados que se obtuvieron con diámetros desde 5 m hasta -  
10 m son los siguientes:

DIAMETRO = 5 m

$Qm^3/S$	Ht (m)
50	0.38
100	1.51
150	3.39
200	6.03
250	9.42
300	13.57

DIAMETRO = 6 m

---

$Q_m^3/s$	Ht (m)
50	0.18
100	0.72
150	1.62
200	2.88
250	4.50
300	6.49
350	8.83
400	11.53
450	14.53

---

DIAMETRO = 7 m

---

$Q_m^3/s$	Ht (m)
50	0.10
100	0.38
150	0.86
200	1.53
250	2.39
300	3.44
350	4.68
400	6.11
450	7.74

---

DIAMETRO = 8 m

---

$Q_m^3/s$	Ht (m)
50	0.06
100	0.22
150	0.50
200	0.90
250	1.40
300	2.01
350	2.74
400	3.58
450	4.53

---

DIAMETRO = 9 m

---

$Q_m^3/s$	Ht (m)
50	0.03
100	0.14
150	0.31
200	0.55
250	0.87
300	1.25
350	1.70
400	2.22
450	2.80

---

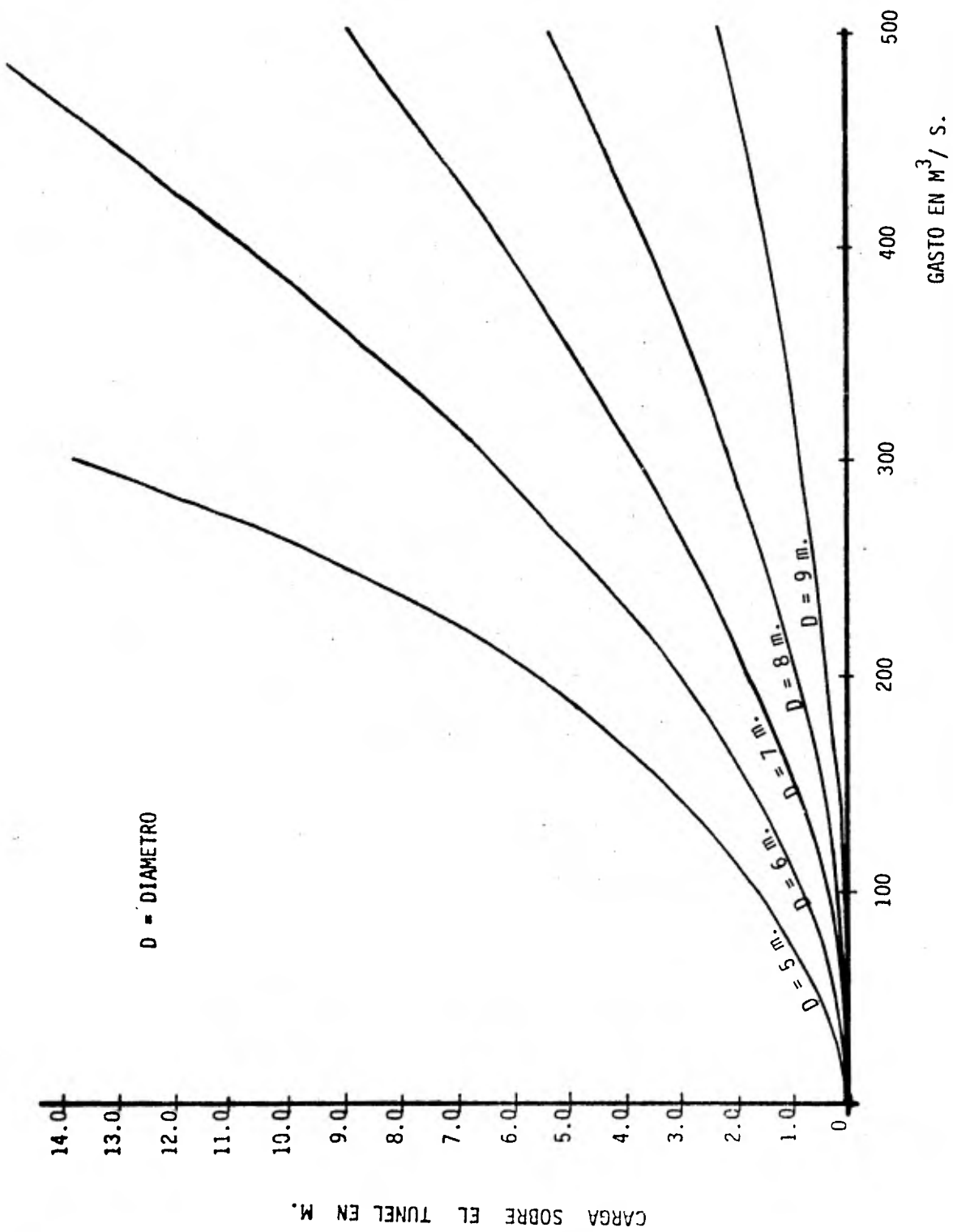
DIAMETRO = 10 m

$Q_{m^3/s}$	Ht (m)
50	0.02
100	0.09
150	0.20
200	0.36
250	0.57
300	0.82
350	1.11
400	1.45
450	1.84

Una vez que se han obtenido los diferentes diámetros de túnel, - tanto trabajando como canal, como a presión, se procede a hacer un análisis de sensibilidad para poder determinar cuál es el diámetro más favorable desde el punto de vista económico y constructivo que se elegirá para desviar el gasto que se presente.

También se tendrán que contemplar las posibles destrucciones parciales o totales de la misma estructura (cortina), al igual que los posibles daños que se presenten aguas abajo, como son; inundaciones, daños



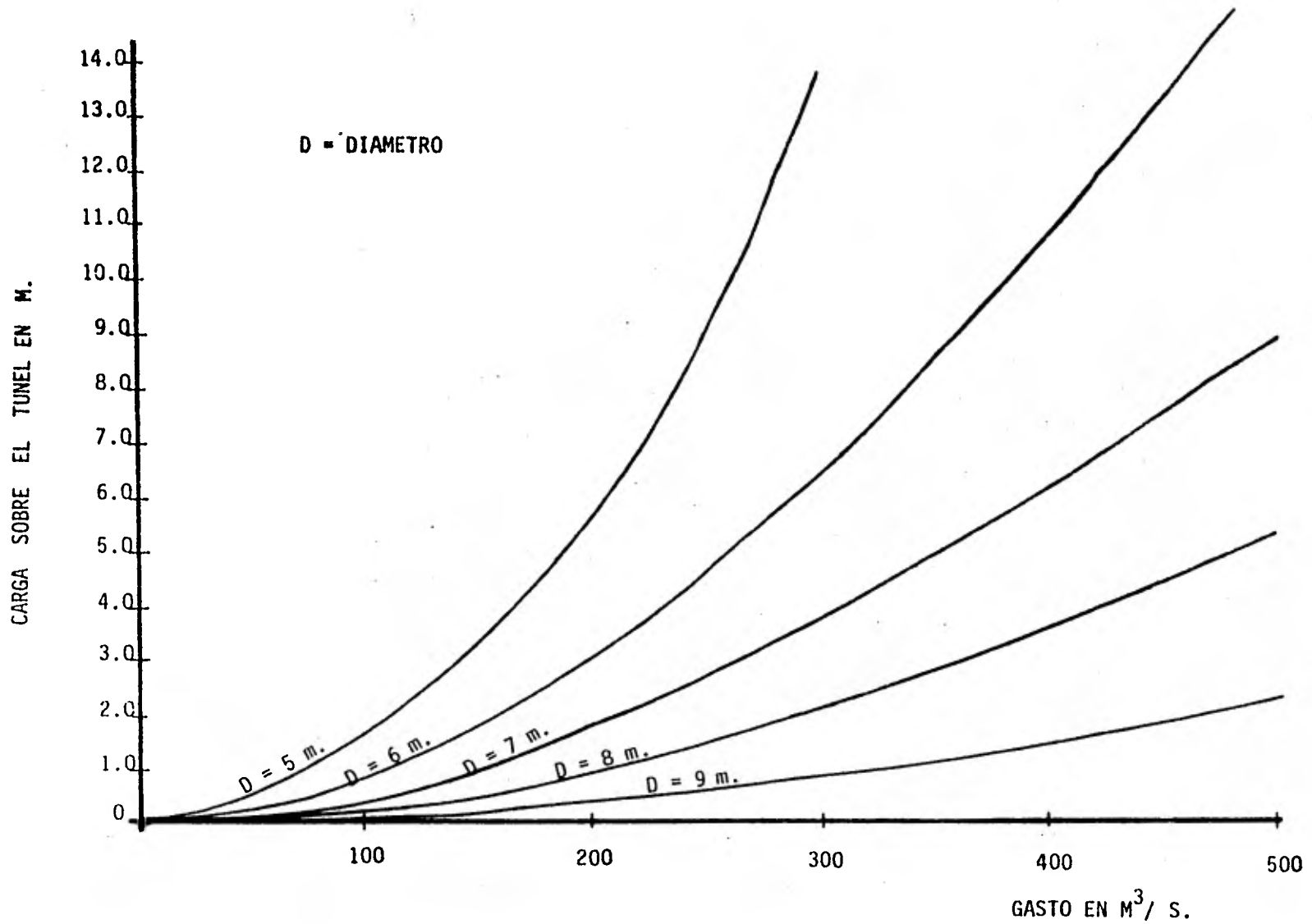


GRAFICA GASTO - CARGA DEL TUNEL A PRESION

D = DIAMETRO

CARGA SOBRE EL TUNEL EN M.

GASTO EN M<sup>3</sup>/S.



GRAFICA GASTO - CARGA DEL TUNEL A PRESION

materiales e indemnizaciones. Es necesario considerar estos daños en la toma de decisiones para la elección del desvío.

La tendencia general en las alternativas estudiadas indican que la solución del desvío se encuentra hacia la menor inversión en las obras destinadas para este objetivo.

b) Vertedor de Cresta Libre

El vertedor tiene como objetivo dejar pasar los escurrimientos que no fueron almacenados en el vaso en el momento en que se presentó la avenida máxima.

En nuestro caso el tipo de vertedor propuesto es de cresta libre (ancha) y descarga directa, el cual está integrado en el cuerpo de la cortina, las razones principales que se tomaron en cuenta para su aceptación en el desvío, fueron:

- El buen funcionamiento hidráulico.
- El poco daño que se le causaría a la estructura, en caso de que se presentara la avenida máxima.
- La economía.

Las características hidráulicas del vertedor se determinarán a partir de la expresión siguiente:

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

El cálculo hidráulico del vertedor se puede apreciar en el capítulo correspondiente.

#### CARACTERISTICAS DEL VERTEDOR

Gasto de diseño (tr= 50 años) =  $310.70 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Long. de cresta = 50 m.

Carga sobre el vertedor = 2.13 m

Gasto de descarga =  $155.35 \text{ m}^3/\text{s}$ .

NOTA: Se regula la avenida al 50% en el vaso, y se desaloja por el orificio (túnel) que se dejó en la cortina.

#### Conclusiones

El análisis indica como solución adecuada, adoptar para el desvío:

- a) Una avenida con un periodo de retorno de 50 años.
- b) Un túnel de 6.0 metros de diámetro.

#### Recomendaciones

Periodo para el cierre del cauce.- De acuerdo con el análisis de los gastos máximos mensuales probables se tiene que el cierre del cauce puede hacerse desde principios de noviembre, de tal manera que se puede aprovechar todo el periodo de estiaje en la construcción de la cortina hasta una altura de 25 mts.

Los gastos probables en el mes de noviembre para un periodo de retorno entre 10 y 50 años, varían en el rango de 5 y 30 m<sup>3</sup>/s.

Periodo para el cierre de la presa.- El cierre de la presa se recomienda realizarlo en la época de los escurrimientos mínimos que se presentan en los meses de abril y mayo y los cuales podrían ser desalojados por la obra de toma como se indica en la curva del plano de obra de toma.

## C A P I T U L O V

## CORTINA

## 5.1 INTRODUCCION

Antes de iniciar el proyecto de cada una de las estructuras que constituyen la presa, cabe aclarar algunos conceptos generales con respecto a la misma.

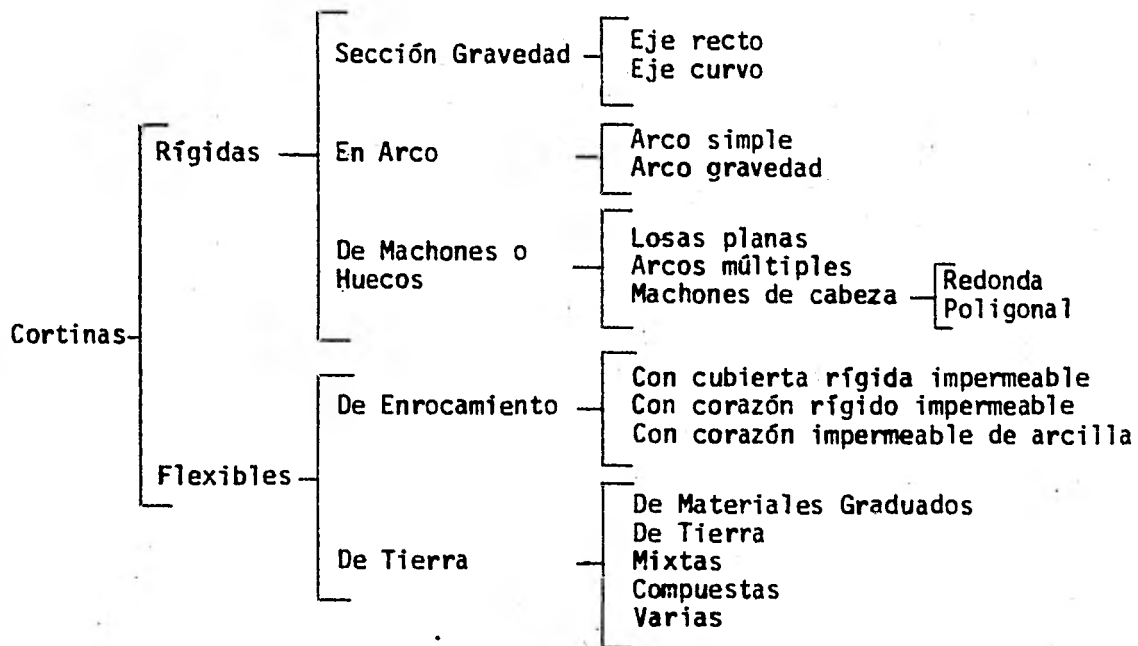
**PRESA DE ALMACENAMIENTO.**- Es el conjunto de estructuras colocadas en el curso de una corriente, teniendo como finalidad cambiar su régimen y aprovechar el escurrimiento, para embalsar las aguas en los períodos en que abunda, utilizándola en épocas de estiaje, y satisfacer así las necesidades del hombre, en la región que se planea construir; está constituida por los siguientes elementos:

- A. VASO Depósito natural en el cual se almacena el agua.
- B. BOQUILLA Zona estrecha en el cauce del río y lugar escogido para construir la cortina.
- C. CORTINA Es la estructura artificial colocada en la boquilla, y que forma una pantalla impermeable con el fin de cerrar al final del valle, el paso del agua, lográndose así el almacenamiento.
- D. DIQUES Es la estructura que obstruye el cauce de la corriente, con la única finalidad de sobreelevar el tirante de aguas para que exista la carga hidrostática necesaria sobre la obra de toma.

E. OBRA DE TOMA Y OBRA DE EXCEDENCIAS.- Se definirán en el desarrollo de este trabajo.

## 5.2 CLASIFICACION DE LAS CORTINAS

Tomando en cuenta el tipo de cimentación, que depende de las características geológicas, las cortinas se clasifican en dos grupos:



De acuerdo con el cuadro anterior, en éste estudio se proyecta construir, una cortina rígida, de sección de gravedad y eje recto; sin embargo, para elegir este tipo de cortina, se tuvo que hacer un análisis minucioso - con respecto a dos condiciones primordiales:

- a) Impermeabilidad
- e) Estabilidad

**Impermeabilidad.**- La cortina junto con la boquilla deben formar una sola unidad impermeable en forma natural. Cuando esto no es posible se hacen tratamientos especiales de inyectado para evitar fugas posteriores.

**Estabilidad.**- El agua retenida por las cortinas es el principal elemento que actúa contra la estabilidad de la misma. Si ésta no se halla estable puede fallar y ocasionarfa pérdidas considerables, tanto materiales como humanas en la zona aguas abajo.

Estas dos condiciones se deben verificar simultáneamente, de no poder lograr alguna de las dos, se debe desechar el proyecto, o bién, elegir otro lugar más propicio.

A continuación se darán algunos conceptos que con frecuencia estaremos empleando en el transcurso de este trabajo.

**CORTINA DE GRAVEDAD.** Es una estructura de concreto, mampostería o mixta, que equilibra las cargas a que está sujeta, primordialmente, con su propio peso.

**SECCION VERTEDORA.** Es la estructura que va a permitir el paso de las aguas excedentes del embalse (se le dá forma de cimacio).



**EJE DE LA CORTINA.** Es una línea imaginaria que va a todo lo largo de la estructura desde un extremo a otro y se hace coincidir con el paramento mojado de la corona, por lo que en planta se ve como una línea que coincide con el límite de aguas arriba.

### 5.3 FACTORES DE SELECCION

La determinación del tipo de cortina más conveniente, para un sitio determinado, involucra las condiciones físicas tales como: hidrología, topografía, geología, disponibilidad de materiales, dimensiones de la obra de excedencias, aspecto sísmico del lugar y aspectos económicos.

### 5.4 DESCRIPCION

La cortina a proyectar en este estudio es de gravedad (mampostería) con pantalla de concreto aguas arriba; la altura máxima de la presa será de 66 metros sobre el cauce, una longitud total de 236.0 metros y un ancho de corona de 4.20 metros.

El vertedor, se encontrará alojado en la parte central de la cortina contando con una longitud de 50.0 metros.

La obra de toma estará alojada en el cuerpo de la cortina, en su margen izquierda.

## 5.5 ANALISIS DE ESTABILIDAD

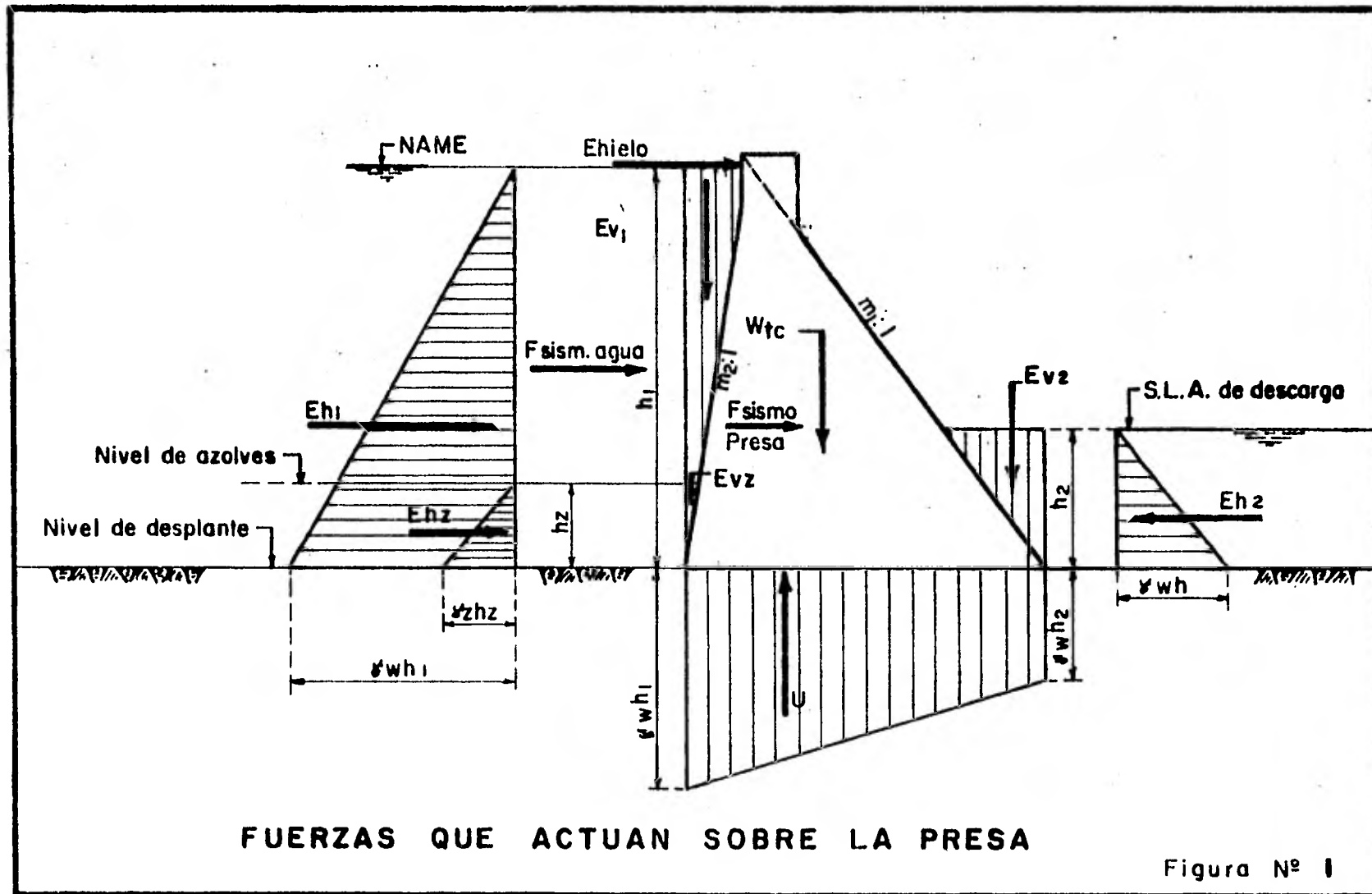
Las cortinas de tipo gravedad, son estructuras de dimensiones tales, que por su propio peso resisten las fuerzas que actúan en ellas. Dichas fuerzas se transmiten a la cimentación por medio de esfuerzos normales y rasantes que se originan en su interior, con líneas de acción en planos verticales normales al eje de la presa.

Las fuerzas que actúan son:

1. Presión hidrostática
2. Subpresión
3. Presión de azolves
4. Presión de hielo (poco usual en México)
5. Peso propio de la estructura
6. Reacción resultante de la cimentación
7. Fuerzas producidas por sismos

A continuación se dará una breve descripción del valor e influencia de cada una de ellas.

**Presión hidrostática .** Según los principios de la hidrostática, la presión en un punto en el seno de un líquido vale  $P = Wh$ , siendo (W) el peso volumétrico del líquido y (h) la carga o altura de la superficie libre del líquido respecto al punto donde se quiere determinar la presión.



FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE LA PRESA

Figura Nº 1

Por lo tanto la presión varía linealmente al ir variando la altura. Considerando un ancho unitario el empuje total del agua será.

$$E(h) = \frac{wh^2}{2}$$

**Subpresión.** Por causa de la presión en la cara aguas arriba de la cortina, algo de agua se introduce dentro de los poros de la mampostería o concreto, o a través, de la superficie de contacto entre la mampostería y la roca de la cimentación. Entonces es una fuerza de abajo hacia arriba perjudicial para la estabilidad de la cortina, por dar una fuerza que produce un cierto momento de volcamiento que se suma al del empuje horizontal del agua. Algunas medidas para reducir la subpresión son: Cuidar la calidad del concreto; cuidar la unión presa-cimentación y mediante el inyectado de una pantalla de impermeabilización de una carpeta de consolidación; y la construcción de drenes verticales a través del concreto de la presa o de la roca de la cimentación.

**Presión de azolves.** Es producida por la acumulación de azolves, - esta presión aumenta con la profundidad.

$$P_{az} = \gamma_z \text{ hz.}$$

Paz = Presión de azolves.

$\gamma_z$  = Peso volumétrico del material acumulado.

hz = Espesor del material.

La fuerza equivalente a la presión de azolves es:

$$E_{hz} = \frac{\gamma z}{2} hz^2$$

Peso propio de la estructura. El peso depende del volumen de la cortina y del peso unitario del material empleado, los valores generalmente usados son de 2 200 Kg/m<sup>3</sup> para mampostería de piedra y de 2 400 Kg/m<sup>3</sup> para concreto.

Reacción resultante de la cimentación. Todas las fuerzas que actúan sobre la cortina, se transmiten a la cimentación por medio de planos verticales y deben ser equilibradas por la reacción del terreno, para que esto suceda es necesario que las fatigas originadas no excedan a las fatigas permisibles en la cimentación.

Fuerzas producidas por sismo. Deben considerarse estas fuerzas en regiones sísmicas, pues al temblar la superficie terrestre, la presa debe moverse junto con ella si quiere evitarse la ruptura de la obra. Debido a los temblores se originan dos fuerzas adicionales: El empuje del temblor a la masa de la mampostería y el empuje del temblor debido a la masa de agua, ambas fuerzas actúan en dirección del movimiento sísmico y para nuestro análisis las tomaremos en el sentido más desfavorable (fig. No. 1).

### 5.5.1 REQUISITOS DE ESTABILIDAD

Las condiciones que deben satisfacer las presas de gravedad

para asegurar la estabilidad son:

1. El vuelco. Existe una tendencia en las presas de gravedad a volcarse - girando alrededor del talón de aguas abajo en la cimentación, o alrededor de la arista de aguas arriba de cada sección horizontal. Si el esfuerzo vertical en la arista de aguas arriba que se calcule en cualquier sección horizontal, sin la subpresión, -excede a la subpresión en ese punto, se considera que la presa es segura contra el vuelco con un amplio factor de seguridad. Si la subpresión en el paramento de aguas arriba excede al esfuerzo vertical en cualquier sección horizontal, calculado sin subpresión, las fuerzas de subpresión a lo largo de la grieta horizontal -supuesta, aumenta mucho la tendencia en la presa a volcarse con relación al paramento de aguas abajo.
  
2. Deslizamiento. La fuerza horizontal  $\leq V$ , tiende a desalojar la presa en una dirección horizontal. Esta ten-

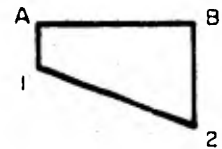
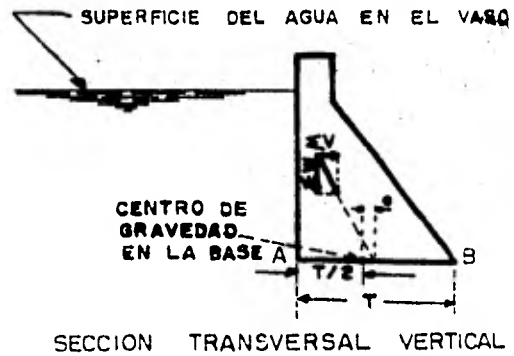


DIAGRAMA DE PRESIONES EN BASE SIN SUBPRESION

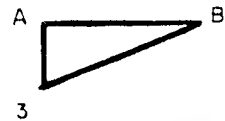


DIAGRAMA DE SUBPRESIONES

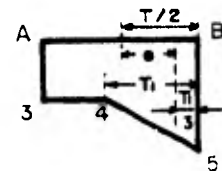


DIAGRAMA COMBINADO DE PRESIONES Y SUBPRESIONES EN LA BASE

PRESIONES EN LA BASE DE LA CIMENTACION EN UNA PRESA DE CONCRETO DEL TIPO DE GRAVEDAD

dencia la contrarrestan las resistencias producidas por la fricción y por la resistencia al corte del concreto o de la cimentación.

Las características cohesivas del concreto o de la roca, que afectan mucho al factor de fricción de corte, deben determinarse por medio de pruebas de laboratorio; el método usual de comprobar la estructura contra el desalojamiento horizontal es por la determinación de un factor de deslizamiento.

El factor de deslizamiento permisible es el coeficiente de fricción estática entre dos superficies de deslizamiento, reducido por un factor de seguridad conveniente. Si (f) representa el factor de deslizamiento permitido, una presa se considera segura contra el deslizamiento cuando

$$\frac{\sum V}{\sum W - U} \text{ es igual a o menor que } (f).$$

La tabla que se muestra a continuación, tiene valores de (f) para algunas superficies de contacto.

MATERIAL	( f )
Roca sana, con superficie limpia e irregular. . . . .	0.8
Roca, con algunas fisuras y laminaciones. . . . .	0.7
Grava y arena gruesa. . . . .	0.4
Arena. . . . .	0.3
Choy (arcilla laminar). . . . .	0.3
Limo y arcilla. . . . .	(es necesario hacer pruebas).

3. Esfuerzos excesivos.- Los esfuerzos normal y principal en el concreto, de la presa, deben mantenerse dentro de ciertos valores máximos permitidos. Normalmente, en presas de gravedad, de concreto, baja el valor de estos esfuerzos, es decir, es muy pequeño; por lo tanto, una mezcla de concreto diseñada para satisfacer la durabilidad y la manejabilidad, alcanzará suficiente resistencia para lograr un factor de seguridad alto contra el exceso de trabajo de los materiales.

Las condiciones de análisis se exponen a continuación:

CONDICION B.- Peso de la cortina, agua al NAMO, azolves, subpresión con drenes, sismo horizontal.

CONDICION C.- Peso de la cortina, agua al NAME, azolves, subpresión con drenes operantes.

CONDICION D.- Peso de la cortina, agua al NAME, azolves, subpresión con drenes inoperantes.



TABLA DE LA ESTABILIDAD DE LA CORTINA SECCION GRAVEDAD.

NUM. ORD.	ELEV. SECCION (mts)	PERALTE (mts)	PROY. AR. O. (mts)	DREN (mts)	B			C			D		
					F. P. AR. (kg/c <sup>2</sup> )	F. P. AB. (kg/c <sup>2</sup> )	C. S. C. ADIM.	F. P. AR. (kg/c <sup>2</sup> )	F. P. AB. (kg/c <sup>2</sup> )	C. S. C. ADIM.	F. P. AR. (kg/c <sup>2</sup> )	F. P. AB. (kg/c <sup>2</sup> )	C. S. C. ADIM.
1	660.60	4.20	0.00	1.50	0.10	2.08	45.74	0.03	1.95	47.23	0.02	1.89	47.23
2	659.10	5.37	0.00	1.50	0.54	2.63	33.75	0.51	2.46	35.70	0.33	2.37	35.70
3	657.60	6.68	0.00	1.50	0.75	2.62	26.61	0.73	2.45	29.30	0.45	2.31	29.30
4	656.10	8.81	0.15	1.65	0.72	2.68	21.78	0.75	2.46	24.90	0.40	2.31	24.90
5	654.60	9.33	0.15	1.80	0.66	3.04	18.33	0.76	2.73	21.63	0.33	2.51	21.63
6	653.10	10.65	0.15	1.95	0.60	3.47	15.79	0.77	3.08	19.12	0.27	2.88	19.12
7	651.60	11.97	0.15	2.10	0.53	3.94	13.86	0.78	3.40	17.12	0.21	3.21	17.12
8	650.10	13.20	0.15	2.25	0.43	4.26	12.26	0.76	3.63	15.40	0.12	3.43	15.40
9	648.60	14.61	0.15	2.40	0.40	5.19	11.13	0.82	4.38	14.17	0.10	4.12	14.17
10	647.10	16.93	0.15	2.55	0.34	5.39	10.13	0.84	4.4	13.05	0.05	4.23	13.05
11	645.60	17.25	0.15	2.70	0.28	5.89	9.29	0.87	4.84	12.09	0.00	4.58	12.09
12	644.10	18.57	0.15	2.85	0.22	6.40	8.59	0.90	5.21	11.26	-0.05	4.94	11.26
13	642.60	19.89	0.15	3.00	0.17	6.90	7.98	0.93	5.58	18.54	-0.09	5.29	10.54
14	641.10	21.21	0.15	3.15	0.12	7.41	7.46	0.97	5.94	9.90	-0.13	5.64	9.90
15	639.60	22.53	0.15	3.30	0.07	7.91	7.00	1.00	6.31	9.34	-0.16	5.99	9.34
16	638.10	23.85	0.15	3.45	0.02	8.42	6.60	1.34	6.68	0.84	-0.20	6.35	8.64
17	636.60	25.17	0.15	3.60	-0.03	8.93	6.24	1.08	7.05	8.39	-0.23	6.70	3.39
18	635.10	25.49	0.15	3.75	-0.08	9.43	5.92	1.12	7.42	7.98	-0.27	7.05	7.98
19	633.60	27.81	0.15	3.90	-0.12	9.93	5.63	1.15	7.79	7.61	-0.30	7.41	7.61
20	632.10	29.13	0.15	4.05	-0.16	10.44	5.37	1.21	8.15	7.27	-0.33	7.76	7.27
21	630.60	30.45	0.15	4.28	-0.20	10.94	5.13	1.25	8.52	6.96	-0.36	8.11	6.96
22	629.10	31.77	0.15	4.35	-0.24	11.44	4.92	1.31	8.89	6.68	-0.39	8.46	6.68
23	627.60	33.09	0.15	4.50	-0.28	11.94	4.72	1.34	9.25	6.42	-0.42	8.81	6.42
24	626.10	34.41	0.15	4.65	-0.32	12.44	4.54	1.39	9.62	6.18	-0.44	9.16	6.18
25	624.60	35.73	0.15	4.80	-0.35	12.93	4.37	1.44	9.99	5.95	-0.47	9.51	6.95
26	623.10	37.05	0.15	4.95	-0.39	13.43	4.21	1.49	10.35	5.75	-0.50	9.87	5.75
27	621.60	38.37	0.15	5.10	-0.42	13.92	4.07	1.53	10.72	5.55	-0.52	10.22	5.55
28	620.10	39.69	0.15	5.25	-0.45	14.42	3.93	1.58	11.08	5.36	-0.55	10.57	5.36
29	618.60	41.01	0.15	5.40	-0.48	14.91	3.80	1.64	11.45	5.19	-0.57	11.91	5.19
30	617.10	42.33	0.15	5.55	-0.51	15.40	3.67	1.69	11.81	5.02	-0.59	11.26	5.12
31	615.60	43.65	0.15	5.70	-0.53	15.89	3.55	1.74	12.18	4.85	-0.61	11.61	4.65
32	614.10	44.97	0.15	5.85	-0.56	16.39	3.44	1.80	12.54	4.70	-0.63	11.96	4.70
33	612.60	46.29	0.15	6.00	-0.58	16.88	3.34	1.85	12.91	4.56	-0.65	12.31	4.56
34	611.10	47.61	0.15	6.15	-0.61	17.38	3.24	1.91	13.28	4.42	-0.67	12.67	4.42
35	609.60	48.93	0.15	6.30	-0.64	17.87	3.14	1.96	13.65	4.28	-0.69	13.02	4.28
36	608.10	50.25	0.15	6.45	-0.66	18.37	3.05	2.00	31.28	4.16	-0.71	13.34	4.16
37	606.60	51.57	0.15	6.60	-0.69	18.87	2.97	1.98	14.11	4.04	-0.74	13.48	4.14
38	605.10	52.89	0.15	6.75	-0.71	19.37	2.89	1.95	14.26	3.94	-0.77	13.63	3.94
39	603.60	54.21	0.15	6.90	-0.76	19.80	2.81	1.92	14.43	3.84	-0.80	13.60	3.84
40	602.10	55.53	0.15	7.05	-0.87	20.08	2.74	1.89	14.62	3.75	-0.85	13.99	3.75
41	600.00	57.37	0.21	7.26	-1.04	20.45	2.55	1.81	14.90	3.64	-0.92	14.27	3.64

F. P. A. R. = ESFUERZOS PERMISIBLES AGUAS ARRIBA.  
 F. P. A. B. = ESFUERZOS PERMISIBLES AGUAS ABAJO.  
 C. S. C. = COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL CORTE.

B = PESO DE LA CORTINA+AGUA AL N.A.N. + AZOLVES+SUPRESION COM DRENES+SISMO HORIZONTAL.  
 C = PESO DE LA CORTINA+AGUA AL N.A.M.E + AZOLVES+SUPRESION COM DRENES OPERANTES.  
 D = PESO DE LA CORTINA+AGUA AL N.A.M.E + AZOLVES+SUPRESION COM DRENES INOPERANTES.

SECCION VERTEDORA

## REVISION DE LA ESTABILIDAD DE UNA CORTINA SECCION GRAVEDAD -

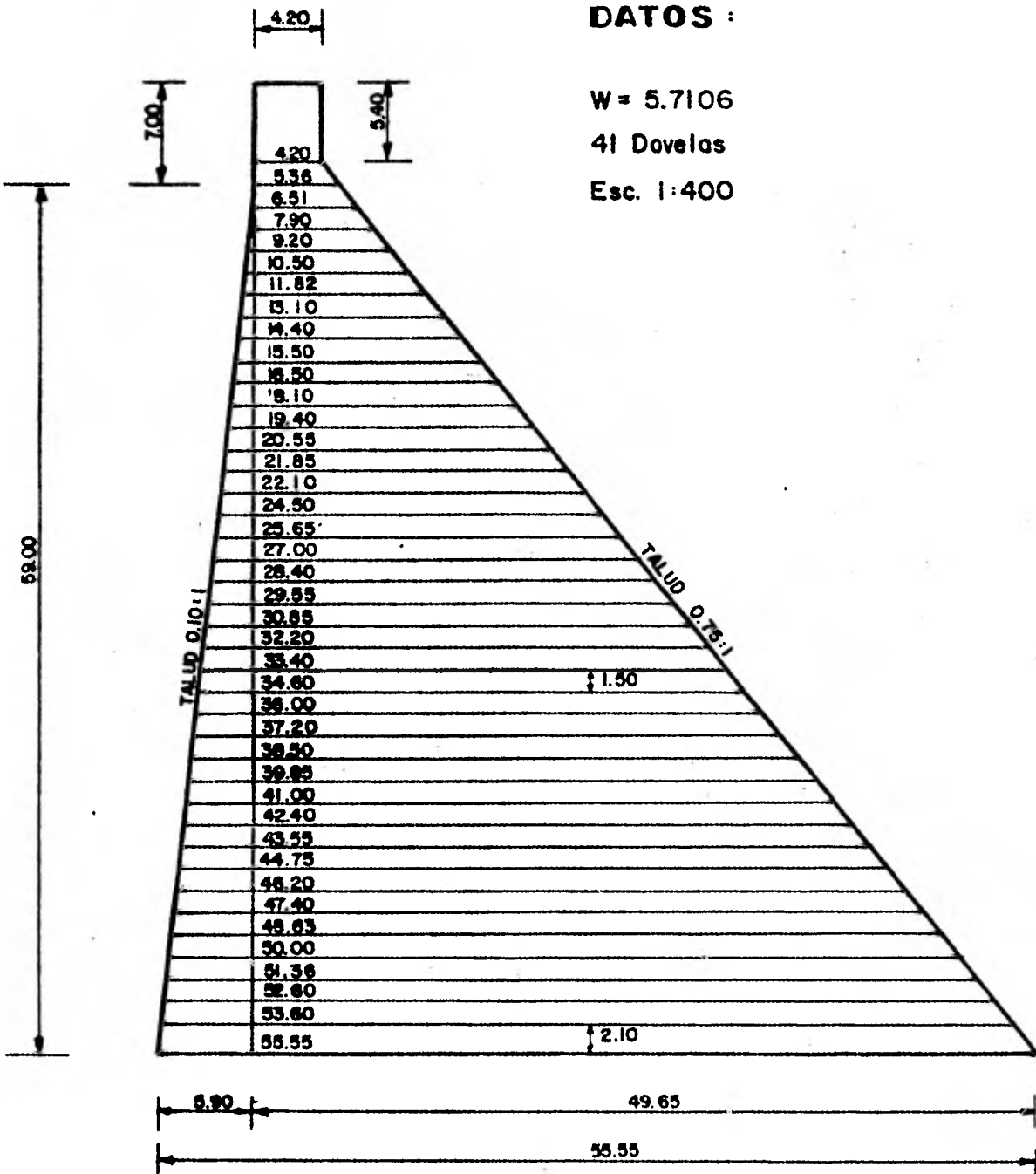
## PROYECTO HUASCATO MUNICIPIO DE DEGOLLADO JALISCO

## SECCION            VERTECTORA

## DATOS:

ELEVACION DE LA CORONA	1 666.000 mts.
ELEVACION DESPLANTE DE LA CORTINA	1 600.000 mts.
ANCHO DE LA CORONA	4.200 mts.
ANGULO PARAM. A. ARRIBA C/VERTICAL.	5.711 mts.
ANGULO PARAM. A. ARRIBA C/V. P/SISMO	5.711 mts.
PESO VOLUMETRICO DE LA CORTINA	2.200 t/m <sup>3</sup> .
ELEVACION AGUA A. ARRIBA N.A.M.E.	1 665.590 mts.
ELEVACION AGUA A. ABAJO N.A.M.E.	1 608.320 mts.
ELEVACION AGUA A. ARRIBA N.A.M.O.	1 663.460 mts.
ELEVACION AGUA A. ABAJO N.A.M.O.	1 604.000 mts.
ELEVACION AZOLVES AGUAS ARRIBA	1 622.800 mts.
ELEVACION AZOLVES AGUAS ABAJO	1 604.000 mts.
COEFICIENTE RUGOSIDAD CORTINA.	0.000
CORTANTE POR COHESION CORTINA	14.000 kg/c <sup>2</sup>
PESO VOL. AZOLVE P/EMPUJE A. ARRIBA	0.360 t/m <sup>3</sup> .
PESO VOL AZOLVE P/PESO A. ARRIBA	0.900 t/m <sup>3</sup> .
PESO VOL. AZOLVE P/EMPUJE A. ABAJO	0.360 t/m <sup>3</sup> .
PESO VOL. AZOLVE P/PESO AGUAS ABAJO	0.900 t/m <sup>3</sup> .
PESO ESPECIFICO DEL AGUA	1.000 t/m <sup>3</sup> .

COEFICIENTE POR SISMO HORIZONTAL	0.150
DISTANCIA DRENES AL EJE CORTINA	1.500 mts.
CARGA CONCENTRADA SOBRE LA CORTINA	0.000 ton.
MOMENTO DE LA CARGA CONCENTRADA	0.000 t-m.
MOMENTO CARGA CONCENTRADA POR SISMO	0.000 t-m.



**DISTRIBUCION DE DOVELAS PARA ESTABILIDAD DE LA CORTINA.**

## " LA POLVORA " MPIO. DEGOLLADO, JAL.

PESO VOL. 2.2 ton/m

$$\text{FACTOR DE SEG. FRICCIÓN - CORT} = \frac{CT + U}{FH} \leq FN$$

$$c = 0.1 \quad f'c = 0.1 \times 140 \text{ kg/cm}^2 = 14 \text{ kg/cm}^2$$

$$U = 0.7$$

ELEVS. m	ALTURA m	FRIC.-CORT.	ESF.PRINC. kg/cm <sup>2</sup>	f' c kg/cm <sup>2</sup>
CORONA 1666	-	-	-	
1660.60	5.4	48.2	2.10	110
57.60	8.4	28.1	2.60	
54.60	11.4	19.5	3.15	
51.60	14.4	14.9	4.00	
48.6	17.4	12.1	4.90	
45.6	20.4	10.2	5.94	
42.6	23.4	8.9	6.94	
39.6	26.4	7.9	7.94	
36.6	29.4	7.1	8.95	
33.6	32.4	6.5	9.95	
30.6	35.4	6.0	10.96	
27.6	38.4	5.6	11.95	
24.6	41.4	5.2	12.95	
21.6	44.4	4.9	13.94	
18.6	47.4	4.6	14.92	
15.6	50.4	4.4	15.91	
12.6	53.4	4.2	16.89	
9.6	56.4	4.0	17.88	140
6.6	59.4	3.8	18.88	
3.6	62.4	3.6	19.81	
1600.0	66.0	3.4	20.46	

## PROYECTO " LA POLVORA ", MPIO. DEGOLLADO, JAL.

FRICCION-CORT.	ALTURA	f <sub>máx</sub> AGUAS ABAJO kg/cm <sup>2</sup>
48.23	5.40	2.10
28.10	6.40	2.60
19.50	11.40	3.15
14.89	14.40	4.00
12.08	17.40	4.90
10.21	20.40	5.94
8.87	23.40	6.94
7.87	26.24	7.94
7.10	29.40	8.95
6.48	32.40	9.95
5.98	35.40	10.96
5.56	38.40	11.95
5.21	41.40	12.95
4.90	44.40	13.94
4.63	47.40	14.92
4.38	50.40	15.91
4.16	53.40	16.89
3.96	56.40	17.88
3.78	59.40	18.88
3.62	62.40	19.81
3.42	66.00	20.46

## PROYECTO " LA POLVORA", MPIO. DE DEGOLLADO, JAL.

Peso volumétrico 2.2 ton/m<sup>2</sup>.Factor de seguridad Fricción cortante =  $\frac{CT + U \leq FV}{\leq FH}$ 

c = 0.1 f'c

U = 0.7 f'c = 140, 125, 110 kg/cm<sup>2</sup>

ELEVACIONES m	ALTURA m	FRIC. CORT.	ESFUERZO PRINCIPAL kg/cm <sup>2</sup>	f'c <sub>2</sub> kg/cm <sup>2</sup>
<b>C O R O N A</b>				
1 660.60	5.40	38.40	2.10	110
57.60	8.40	21.90	2.50	
54.60	11.40	15.40	3.20	
51.60	14.40	11.80	4.10	
48.60	17.40	9.60	5.00	
45.60	20.40	8.00	6.20	
42.60	23.40	7.00	7.20	
39.60	26.40	6.20	8.35	
36.60	29.40	5.60	9.90	
33.60	32.40	5.15	10.70	
30.60	35.40	4.80	10.40	
27.60	38.40	4.45	12.80	
24.60	41.40	4.16	12.75	
21.60	44.40	4.36	13.65	
18.60	47.40	4.13	16.00	
15.60	50.40	3.91	16.00	
12.60	53.40	3.71	16.70	
9.60	56.40	4.00	17.88	140
6.60	59.40	3.80	18.88	
3.60	62.40	3.60	19.81	
1.600.00	66.00	3.42	20.46	

NUM. ORD.	ELEV. SECCION (mts)	PERALTE (mts)	FROY. AR. (mts)	DREN (mts)	A			B			C		
					F.P.AR (KG/C2)	F.F.AB. (KG/C2)	C.S.C. ADIM.	F.P.AR. (KG/C2)	F.P.AB (kg/C2)	C.S.C. ADIM.	F.P.A.R (KG/C2)	F.P.AR (KG/C2)	C.S.C. ADIM.
1	660.60	4.20	0.00	1.50	0.10	2.08	48.23	0.08	1.95	49.63	-0.02	1.89	49.44
2	659.10	5.37	0.00	1.50	0.54	2.63	35.60	0.51	2.48	37.53	0.33	2.37	37.30
3	657.60	6.68	0.15	1.65	0.63	2.59	28.10	0.62	2.42	30.86	0.37	2.28	30.61
4	656.10	6.01	0.15	1.80	0.64	2.83	23.07	0.68	2.59	26.32	0.35	2.44	26.06
5	654.60	9.33	0.15	1.95	0.60	3.15	19.50	0.70	2.83	22.96	0.30	2.66	22.69
6	653.10	10.65	0.15	2.10	0.55	3.56	16.88	0.72	3.13	20.39	0.25	2.95	20.11
7	651.60	11.97	0.15	2.25	0.49	4.00	14.89	0.74	3.46	18.36	0.19	3.26	18.07
8	650.10	13.30	0.15	2.40	0.43	4.49	13.34	0.78	3.82	16.73	-0.14	3.60	16.44
9	648.60	14.61	0.15	2.55	0.37	4.92	12.08	0.79	4.13	15.36	-0.09	3.90	15.07
10	647.10	15.93	0.15	2.70	0.31	5.44	11.06	0.81	4.52	14.23	-0.04	4.27	13.93
11	645.60	17.25	0.15	2.85	0.25	5.94	10.21	0.84	4.88	13.26	-0.00	4.61	12.95
12	644.10	18.57	0.15	3.00	0.20	6.44	9.49	0.87	5.24	12.42	-0.05	4.96	12.11
13	642.60	19.89	0.15	3.15	0.14	6.94	8.87	0.91	5.61	11.69	-0.09	5.31	11.38
14	641.10	21.21	0.15	3.30	0.09	7.44	8.34	0.94	5.97	11.05	-0.12	5.66	10.74
15	639.60	22.53	0.15	3.45	0.04	7.94	7.87	0.98	6.34	10.49	-0.16	6.01	10.17
16	638.10	23.85	0.15	3.60	-0.01	8.45	7.46	1.02	6.70	9.98	-0.19	6.36	9.67
17	636.10	25.17	0.15	3.75	-0.05	8.95	7.10	1.06	7.07	9.53	-0.23	6.71	9.21
18	635.10	26.49	0.15	3.90	-0.10	9.45	6.78	1.10	7.44	9.12	-0.26	7.06	8.80
19	633.60	27.81	0.15	4.05	-0.14	9.95	6.48	1.15	7.88	8.75	-0.29	7.41	8.43
20	632.10	29.13	0.15	4.20	-0.18	10.46	6.22	1.19	8.17	8.41	-0.32	7.76	8.09
21	630.60	30.45	0.15	4.35	-0.22	10.96	5.93	1.23	8.54	8.10	-0.35	8.11	7.78
22	629.10	31.77	0.15	4.50	-0.26	11.48	5.76	1.28	8.90	7.82	-0.38	8.47	7.50
23	627.60	33.09	0.15	4.65	-0.30	11.95	5.56	1.33	9.27	7.56	-0.41	8.82	7.23
24	626.10	34.41	0.15	4.80	-0.34	12.45	5.38	1.37	9.63	7.31	-0.44	9.17	6.93
25	624.60	35.73	0.15	4.95	-0.37	12.95	5.21	1.42	10.00	7.09	-0.46	9.52	6.77
26	623.10	37.05	0.15	5.10	-0.41	13.44	5.05	1.47	10.37	6.88	-0.49	9.87	6.56
27	621.60	38.37	0.15	5.25	-0.44	13.94	4.90	1.52	10.73	6.68	-0.52	10.22	6.36
28	620.10	39.69	0.15	5.40	-0.47	14.43	4.75	1.57	11.09	6.50	-0.54	10.57	6.17
29	618.60	41.01	0.15	5.59	-0.50	14.92	4.63	1.62	11.46	6.32	-0.56	10.91	5.99
30	617.10	42.33	0.15	5.70	-0.53	15.42	4.50	1.67	11.82	6.15	-0.59	11.26	5.82
31	615.60	43.65	0.15	5.85	-0.55	15.91	4.38	1.73	12.19	5.98	-0.60	11.61	5.66
32	614.10	44.97	0.15	6.00	-0.50	15.40	4.27	1.78	12.55	5.83	-0.62	11.96	5.53
33	612.60	43.29	0.15	6.15	-0.61	16.89	4.16	1.83	12.92	5.68	-0.64	12.31	5.35
34	611.10	47.61	0.15	6.30	-0.63	17.39	4.06	1.89	13.29	5.53	-0.66	12.67	5.21
35	609.60	48.93	0.15	6.45	-0.66	17.83	3.96	1.94	13.66	5.40	-0.68	13.02	5.03
36	608.10	56.25	0.15	6.60	-0.68	18.38	3.87	1.98	13.99	5.27	-0.71	13.33	4.85
37	606.60	51.57	0.15	6.75	-0.71	18.86	3.78	1.96	14.12	5.13	-0.73	13.47	4.82
38	605.10	52.89	0.15	6.90	-0.73	19.33	3.70	1.93	14.27	5.00	-0.76	13.63	4.76
39	603.60	54.21	0.15	7.05	-0.78	19.81	3.62	1.90	14.44	4.88	-0.80	13.79	4.69
40	602.10	55.53	0.15	7.20	-0.89	20.09	3.53	1.86	14.63	4.78	-0.84	13.99	4.49
41	600.00	57.37	0.21	7.41	-1.06	20.46	3.42	1.79	14.91	4.65	-0.92	14.27	4.37

F.P.A.R. = ESFUERZOS PERMISIBLES AGUAS ARRIBA.  
F.P.A.B = ESFUERZOS PERMISIBLES AGUAS ABAJO.  
C.S.C. = COEFICIENTE DE SEGURIDAD AL CORTE.

B = PESO DE LA CORTINA+AGUA AL N.A.N. + AZOLVES+SUPRESION CON DRENES OPERANTES + SISMO HORIZONTAL.  
C = PESO DE LA CORTINA+AGUA AL N.A.M.E. + AZOLVES+SUPRESION CON DRENES OPERANTES.  
O = PESO DE LA CORTINA+AGUA AL N.A.M.E. + AZOLVES+SUPRESION CON DRENES INOPERANTES.  
SECCION NO VERTEDORA



## REVISION DE LA ESTABILIDAD DE UNA CORTINA SECCION GRAVEDAD -

## PROYECTO HUASCATO MUNICIPIO DE DEGOLLADO JALISCO

## SECCION NO VERTEDORA

## DATOS:

ELEVACION DE LA CORONA	1 666.000 mts.
ELEVACION DESPLANTE DE LA CORTINA	1 600.000 mts.
ANCHO DE LA CORONA	4.200 mts.
ANGULO PARAM. A ARRIBA C/ VERTICAL.	5.711 mts.
ANGULO PARAM. A. ARRIBA C/V. P/SISMO	5.711 mts.
PESO VOLUMETRICO DE LA CORTINA	2.200 t/m <sup>3</sup>
ELEVACION AGUA A. ARRIBA N.A.M.E.	1 665.590 mts.
ELEVACION AGUA A. ABAJO N.A.M.E.	1 608 320 mts.
ELEVACION AGUA A. ARRIBA N.A.M.O.	1 663.460 mts.
ELEVACION AGUA A. ABAJO N.A.M.O.	1 604.000 mts.
ELEVACION AZOLVES AGUAS ARRIBA	1 622.800 mts.
ELEVACION AZOLVES AGUAS ABAJO	1 604.000 mts.
COEFICIENTE RUGOSIDAD CORTINA	0.700
CORTANTE POR COHESION CORTINA	14.000 kg/c <sup>2</sup>
PESO VOL. AZOLVE P/EMPUJE A. ARRIBA	0.360 t/m <sup>3</sup> .
PESO VOL. AZOLVE P/PESO A. ARRIBA	0.900 t/m <sup>3</sup>
PESO VOL. AZOLVE P/EMPUJE A. ABAJO	0.360 t/m <sup>3</sup>
PESO VOL. AZOLVE P/PESO AGUAS ABAJO	0.900 t/m <sup>3</sup>
PESO ESPECIFICO DEL AGUA	1.000 t/m <sup>3</sup>
COEFICIENTE POR SISMO HORIZONTAL	0.150
DISTANCIA DRENES AL EJE CORTINA	1.500 mts.

CARGA CONCENTRADA SOBRE LA CORTINA	0.000 ton.
MOMENTO DE LA CARGA CONCENTRADA	0.000 t-m
MOMENTO CARGA CONCENTRADA POR SISMO	0.000 t-m

## C A P I T U L O VI

### OBRA DE EXCEDENCIAS.

#### 6.1 Introducción

La obra de excedencias es una de las partes más importantes de una presa, debido a que su finalidad es descargar las aguas excedentes del embalse, e impedir que el agua, que ya no pueda ser almacenada, se desborde sobre la cortina ocasionando serios problemas de diferente naturaleza.

El vertedor adquiere especial interés en presas de tierra o de materiales graduados, pues si llegara a producirse un desbordamiento, se torna inminente el colapso de la estructura por erosión y deslave de sus materiales. Consecuentemente y debido a su función, se debe de buscar que el proyecto hidráulico y estructural sea correcto, para garantizar su objetivo.

#### 6.2 Tipos de Vertedores

Los vertedores de demasías generalmente se clasifican de acuerdo a sus características más importantes, ya sea con respecto al sistema de control, a su canal de descarga, o de otros componentes. Comúnmente se clasifican en:

**Vertedores de caída libre**

Vertedores en abanico

Vertedores de canal lateral

Vertedores en rápida

Vertedores en túnel y en embudo

Sifones vertedores

Vertedores de cresta controlada

### Vertedores de Caída Libre

En este tipo de vertedor la descarga se produce directamente de la cresta vertedora al lecho del cauce, puede adoptarse a presas del tipo de gravedad y de contrafuertes, pero principalmente se adopta en las de arco.

La parte inferior de la lámina vertiente debe estar suficientemente ventilada para prevenir la formación de fuertes pulsaciones.

Cuando no se suministra una protección artificial en la base de la caída, la erosión produce un pozo cuya profundidad de acuerdo a Veronese es:

$$d_s = 1.94 H_t^{0.225} q^{0.54}$$

en donde:

$d_s$  = Profundidad máxima de socavación abajo del nivel de aguas del remanso, en m.

$H_t$  = Caída desde el vaso al nivel de remanso, en m.

$q$  = Gasto unitario, en  $m^3/\text{seg.} \times m$ .

### Vertedores en Abanico

Este tipo de vertedor conviene para aquellos proyectos que requieren una longitud de cresta muy grande y por razones de economía y de topografía, el canal de descarga debe ser angosto para evitar grandes excavaciones, su estructura de control es un cimacio cuya cresta en planta es curva. El canal de acceso en aquel debe obligar a que el escurrimiento sea normal al eje de la cresta vertedora, y por ello convergente. Para fijar sus dimensiones geométricas es aconsejable utilizar los datos de vertedores ya construidos, usando como parámetro la relación entre la longitud de la cresta vertedora y la carga máxima sobre ella.

### Vertedores de Canal Lateral

En este tipo de vertedor la estructura de control la forma un cimacio cuya cresta es paralela al tramo inicial del conducto de descarga. Este tramo recibe el nombre de canal colector, el flujo dentro de éste último, realiza un cambio brusco de dirección acompañado de un remolino de eje longitudinal con gran turbulencia, debido a esto se le considera un vertedor de poca eficiencia; pero por razones de diseño en boquillas cerradas, con laderas muy inclinadas, o bien, cuando el conducto de descarga es muy angosto o un túnel, este tipo de vertedor, a pesar de su poca eficiencia, quizá sea el más conveniente.

### Vertedores en Rápida

Se les llama así a los vertedores cuya descarga se lleva desde la estructura de control hasta el lecho del río a través de un canal a cielo abierto construido en la ladera, en el empotramiento de una cortina, o en un puerto. Su estructura de control es un cimacio normal al eje del canal y el flujo aguas arriba y aguas abajo de la estructura de control es paralelo a este eje.

En el caso de ser curvo el canal de conducción (por razones topográficas) se debe procurar que después de la curva no siga un tramo recto de canal, sino que se halle colocada la estructura terminal.

### Vertedores en Túnel

Cuando la descarga de la estructura de control al lecho del río se haga por debajo o alrededor de la cortina y a través de un conducto cerrado se puede llamar vertedor en túnel. Estos se diseñan para trabajar parcialmente llenos en toda su longitud. Para que funcione así, el área hidráulica ha de quedar limitada cuando mucho un 75 por ciento del área del túnel. Son aplicables ventajosamente en cañones estrechos con taludes pendientes o en un canal a cielo abierto que corra el peligro de obturarse por deslizamiento de los taludes de excavación.

### Vertedores en Embudo

El vertedor en embudo presenta un cimacio de perfil especial cuya cresta en planta es circular; el agua pasa a través de la cresta y cae en

una lumbrera vertical o inclinada conectada a la zona de descarga en el río a través de un túnel o conducto casi horizontal. Este tipo de vertedor muestra ventaja en su uso en presas alojadas en cañones estrechos donde las laderas se elevan rápidamente a donde haya disponible un conducto o túnel de desvío para el tramo final del vertedor.

#### Sifones Vertedores

El sifón vertedor está formado por una transición de entrada, la garganta o sección de control, el tramo recto de descarga y el tramo de salida; la entrada se debe situar abajo del nivel de agua en el vaso para evitar la intromisión de basura y escombros, y la formación de vórtices que rompan la acción sifónica. Debido a que las presiones negativas con que trabaja el sifón, el conducto tiene que ser lo suficientemente rígido para resistir las fuerzas de un colapso. Para evitar presiones absolutas cercanas a la vaporización, la caída total del sifón se limitará a un máximo de 6 m.

#### Vertedores de Cresta Controlada

Esta estructura se emplea si hay necesidad de derramar agua por abajo del nivel normal de operación o cuando se desee el control de una avenida en forma predeterminada. Conviene emplear compuertas reguladoras u otra forma de cresta móvil cuando no es adaptable a la topografía del sitio una cresta libre de gran longitud. Otro tipo de control puede hacerse por medio de compuertas, ya sea deslizantes, radiales o de segmento.

### 6.3 Factores de Selección

Para seleccionar el tipo de vertedor más adecuado, deberán tomarse

en consideración, toda una serie de factores y razonamientos para comparar unos con otros, ya que alguno de ellos puede tener un peso decisivo para su elección.

De los factores más importantes se pueden enunciar:

- 1.- Topografía del Sitio.- Este representa uno de los factores más importantes, ya que nos va a determinar apriori, el tipo de estructura más adecuado.
- 2.- Geología del Sitio.- Una vez definido el punto anterior, se deberá precisar que la geología del subsuelo, reúna las condiciones necesarias para lograr con seguridad el desplante de las estructuras.
- 3.- Tipo de Cortina.- Definir si la cortina va a ser rígida o flexible, ya que si es rígida la obra de control podría encontrarse en el cuerpo de la misma.
- 4.- Régimen de la Corriente.- Dependiendo del régimen observado del río, es posible decidir entre un vertedor que trabaje para avenidas con mayor período de retorno o de carácter extraordinario.
- 5.- Operación.- Atendiendo a los resultados del estudio hidrológico



co y en particular a los transitorios de avenida, el vertedor puede ser de cresta libre o controlada requiriéndose para este último caso una buena operación.

- 6.- Economía.- Optimizando los puntos anteriores, se llegará a definir la obra de control idónea, que no siempre será la más económica, por lo que es necesario realizar alternativas con objeto de comparar costos y escoger finalmente la más económica, sin perder de vista la seguridad y eficiencia del sistema.

#### DATOS GENERALES

Los datos necesarios para efectuar el proyecto de una obra de excedencias se obtienen del estudio hidrológico, las cuales se señalan a continuación:

Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (NAME).- Es la elevación que podría alcanzar el agua en el vaso en algún momento de la vida útil de la presa y se obtiene a partir de la avenida máxima probable.

Elevación de la Cresta Vertedora.- Esta elevación corresponde a la del nivel de aguas normales en el embalse (N.A.N.) Para el caso de vertedores con descarga libre, equivale a la elevación que se obtiene cuando el almacenamiento en el vaso es igual a la suma de capacidad de

azolves, más la capacidad útil.

**Gasto de Diseño.** - Es la descarga máxima que se extraerá por la obra de excedencias, dada por la diferencia de nivel entre el NAME y la cresta - vertedora.

**Longitud de la Cresta Vertedora.** - Del estudio de regularización de la avenida para vaso lleno, se obtiene el dato correspondiente a la longitud de la cresta vertedora, que permite la descarga máxima.

#### 6.4 Descripción

De los resultados obtenidos en los estudios anteriores, se determinó la conveniencia de construir un vertedor de excedencias del tipo de descarga libre con cresta recta, el cual debido a lo ancho de la boquilla va a estar alojado en el cuerpo de la cortina.

Del estudio hidrológico y de transitar la avenida por el vaso, para una longitud de cresta de 50 m., se obtuvieron los siguientes datos:

$$Q = 310.70 \text{ m}^3/\text{seg} ; \quad H = 2.13 \text{ m.}$$

en donde:

Q Gasto de diseño.

H Carga sobre la cresta

En planta, el vertedor varía desde una longitud de 50 m (en el cimacio) hasta 39.311 m (lugar de la descarga). Esto obedece a una reducción gradual en el canal de descarga.

El cimacio se calculó como un perfil tipo Creager adaptado a las fórmulas de Schimemi. Se aprovechó el talud 0.75:1 que tiene la cortina en el talud de aguas abajo, para hacerlo tangente con el perfil del cimacio.

La elevación de la cresta vertedora es 1663.46 m.s.n.m y la del punto de tangencia con el talud de 0.75:1 es 1661.10 m.s.n.m.

Mediante muros de encauzamiento empotrados en la cortina se conduce el agua por la rápida formada con el talud de 0.75:1 y al llegar a la elevación 1611.76 m.s.n.m, inicia la cubeta deflectora tipo salto de ski, cuyo radio es de  $R = 2.50$  m y un ángulo de salida de  $30^\circ$ .

#### 6.5 Cálculo Hidráulico.

La geometría del cimacio se calculará como perfil tipo Creager adaptado a las fórmulas de Schimemi, con los datos siguientes:

$$Q = 310.7 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$L = 50 \text{ m.}$$

Para calcular la carga sobre el vertedor se emplea la fórmula gene-

ral de los vertedores de cresta gruesa, considerando que no hay contracciones, ni velocidad de llegada.

$$Q = CLH^{3/2}$$

en donde:

L = Longitud de la cresta vertedora

H = Carga del vertedor en metros

C = Coeficiente de descarga; para eje recto se toma un valor de 2 generalmente.

por lo tanto:

$$H = \left( \frac{Q}{CL} \right)^{2/3} = \left( \frac{310.7}{2(50)} \right)^{2/3} = 2.13 \text{ m}$$

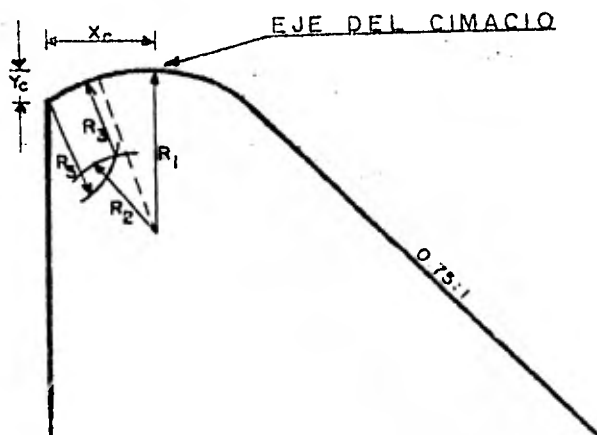


FIGURA 6.1.

$$X_c = 0.283 \quad H = 0.283 (2.13) = 0.603 \text{ m}$$

$$Y_c = 0.126 \quad H = 0.126 (2.13) = 0.269 \text{ m}$$

$$R_1 = 0.530 \quad H = 0.530 (2.13) = 1.129 \text{ m}$$

$$R_2 = 0.296 \quad H = 0.296 (2.13) = 0.630 \text{ m}$$

$$R_3 = 0.234 \quad H = 0.234 (2.13) = 0.498 \text{ m}$$

La caída parabólica desde el eje del cimacio hasta el punto de tangencia aguas abajo, se revisará por las formulas de Schimemi.

$$Y = 0.5 \frac{X^{1.85}}{H^{0.85}} \quad ; \quad X_t = \frac{H}{(0.925 T)^{1.176}}$$

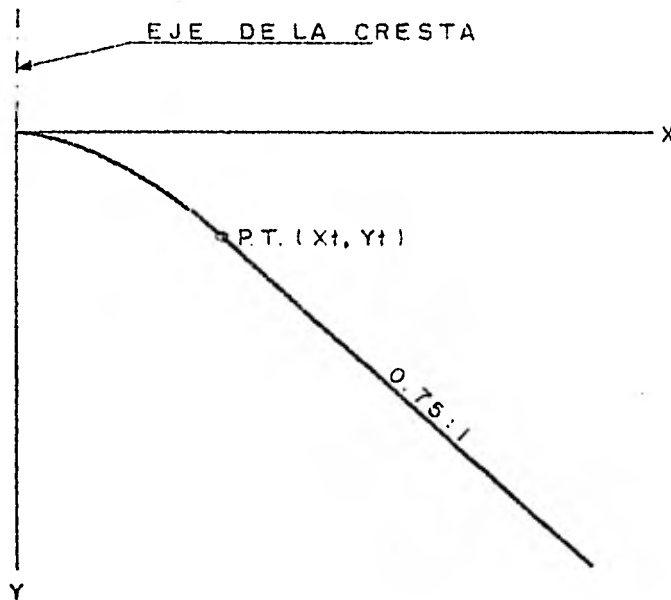


FIGURA 6.2.

se obtiene el punto de tangencia aguas abajo para el talud  $T=0.75$ .

$$X_t = \frac{2.13}{[0.925 (0.75)]^{1.176}} \quad X_t = 3.275 \text{ m.}$$

$$Y_t = \frac{0.5 (3.275)^{1.85}}{(2.13)^{0.85}} \quad Y_t = 2.360 \text{ m.}$$

coordenadas de la parábola hasta el punto de tangencia.

T A B L A 6.1

X	0.25	0.50	1.0	1.25	1.5	1.75	2.0	2.25
Y	0.02	0.07	0.2	0.39	0.5	0.74	0.9	1.17
X	2.5	2.75	3.0	3.275				
Y	1.4	1.70	2.0	2.360				

en el plano No. 1 se podrán observar las coordenadas con aproximación de milésimas y el dibujo del perfil correspondiente.

#### Cálculo de los Tirantes del Vertedor.

Los tirantes se determinarán de la siguiente forma; de la figura 6.3 (obtenida de la pag. 4 de los apuntes de Hidráulica II del Ing. Gilberto - Sotelo Avila), y estableciendo el teorema de Bernoulli entre las secciones (1) y (2), se obtiene la expresión general.

$$h_v = \frac{v^2}{2g}$$

P.H.C.- Plano Horizontal de Comparación.

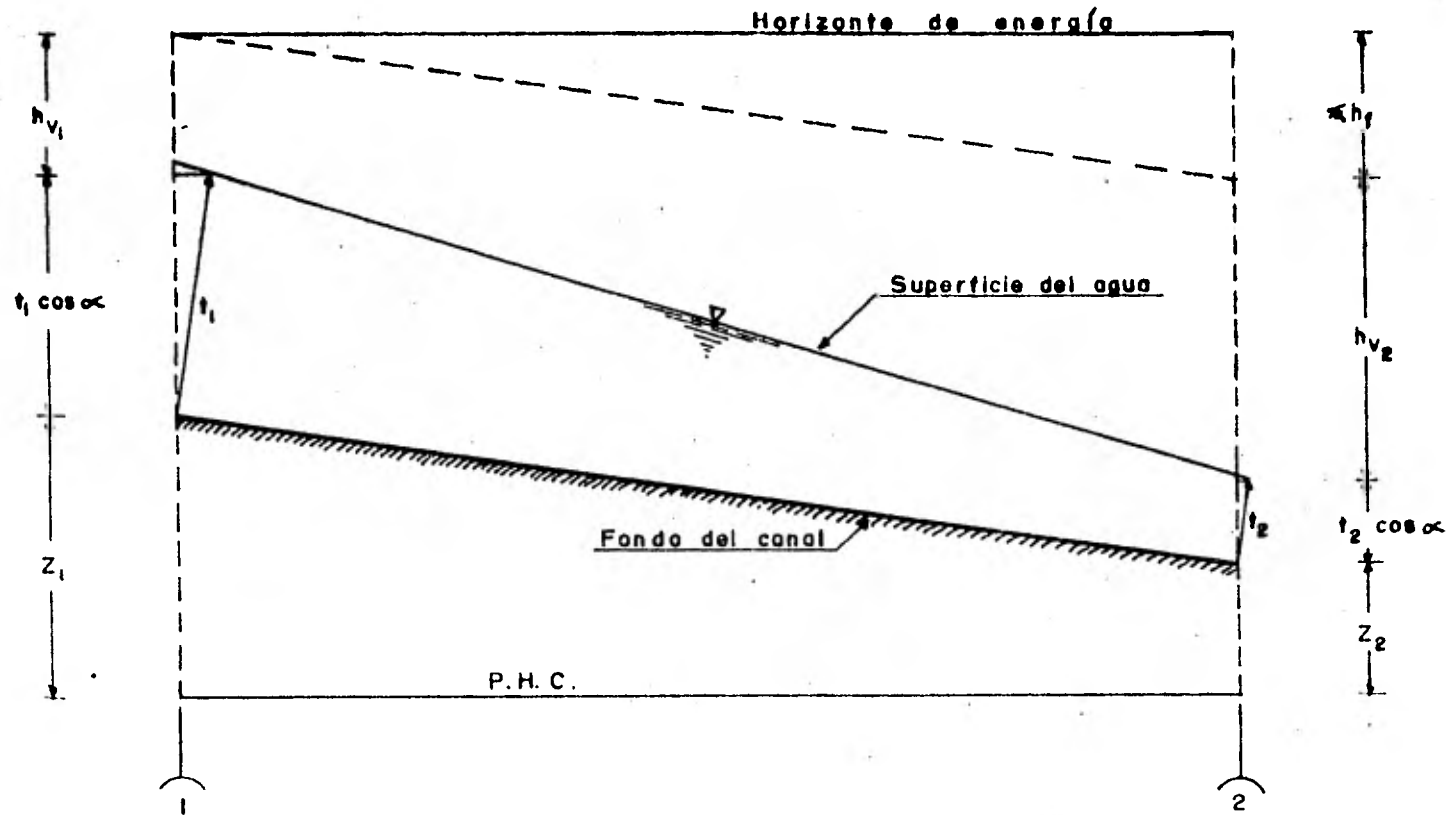


FIGURA 6.3.

$$H = Z_1 + t_1 \cos \alpha + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + t_2 \cos \alpha + \frac{V_2^2}{2g} + \sum hf.$$

en donde:

$h_f$  = Sumatoria de pérdidas.

$H$  = Carga total.

$Z$  = Altura de la sección con respecto al plano horizontal de comparación.

$t$  = Tirante del canal.

$t \cos \alpha$  = Proyección vertical del tirante.

$\frac{V^2}{2g}$  = Carga de velocidad

Determinación del tirante crítico.

De la expresión general para una sección rectangular se tiene:

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} ; \quad q = \frac{Q}{b}$$

en donde:

$q$  = Gasto por unidad de longitud

$b$  = Ancho del canal vertedor

$d_c$  = Tirante crítico

$Q$  = Gasto de diseño

por lo tanto

$$q = \frac{310.7}{50} = 6.21 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m}.$$

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{6.21^2}{9.81}} = 1.578 \text{ m}.$$



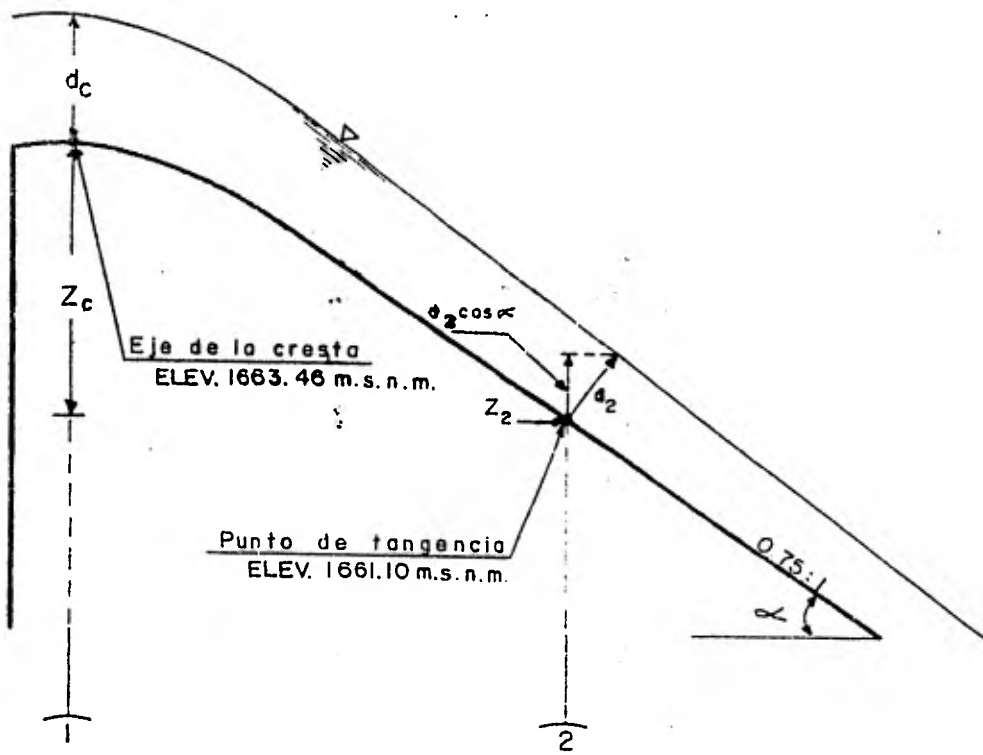


FIGURA 6.4.

De la figura 6.4 y aplicando el teorema de Bernoulli entre las secciones (1) y (2).

$$Z_c + d_c + h_{v_c} = Z_2 + d_2 \cos \alpha + h_{v_2} + \sum hf \dots \dots (1)$$

haciendo

$$H_c = Z_c + d_c + h_{v_c} \dots \dots \dots (2)$$

$$H_2 = Z_2 + d_2 \cos \alpha + h_{v_2} + \sum hf \dots \dots \dots (3)$$

de la figura 6.4 se obtiene:

$$\tan \alpha = \frac{1}{0.75} \quad \Rightarrow \quad \alpha = 53^\circ 7' 48''$$

$$Z_c = 2.36 \text{ m}; \quad d_c = 1.578 \text{ m}, \quad \text{por continuidad,}$$

$$Q = AV \quad \therefore \quad V_c = \frac{Q}{A_c} \quad \Rightarrow \quad \text{por otro lado,}$$

$$A_c = b \times d_c = 50 \times 1.578 = 78.90 \text{ m}^2, \quad \text{así mismo, } Q=310.7 \text{ m}^3 / \text{seg. substituyendo } A_c \text{ y } Q \text{ en } V_c.$$

$$V_c = \frac{310.7}{78.90} = 3.937 \text{ m/seg. por consiguiente la carga de velocidad será}$$

$$h_{v_c} = \frac{V_c^2}{2g} = \frac{3.937^2}{19.62} = 0.790 \text{ m.}$$

Substituyendo  $d_c$ ,  $Z_c$  y  $h_{v_c}$  en (2)

$$2.36 + 1.578 + 0.790 = H_c = 4.728 \text{ m.}$$

Para encontrar  $d_2$  se debe de cumplir que  $H_c = H_2$ . Por tanteos se llegó a determinar (TABLA 6.2):

T A B L A 6.2

$d_2$	$d_2 \cos \alpha$	$A_2$	$V_2$	$h_{v_2}$	$H_2$	$H_c$	dif.
1.180	0.708	34.833	8.919	4.054	4.762	4.728	0.034
1.185	0.711	34.981	8.882	4.020	4.731	4.728	0.003

en el cálculo anterior se consideró  $hf = 0$ ,  $Z_2 = 0$ ,  $\cos \alpha = 0.60$  y  $b_2 = 49.2$  m.

La geometría del canal en planta, tomando en consideración que la plantilla se vá reduciendo conforme a un ángulo de  $7^\circ$  (como aparece en la figura 6.5.), es la siguiente:

$$b = 50.0 \text{ m (longitud de la cresta vertedora)}$$

$$b_2 = 50 - (2 \tan 7^\circ) (3.275) = 49.2 \text{ m.}$$

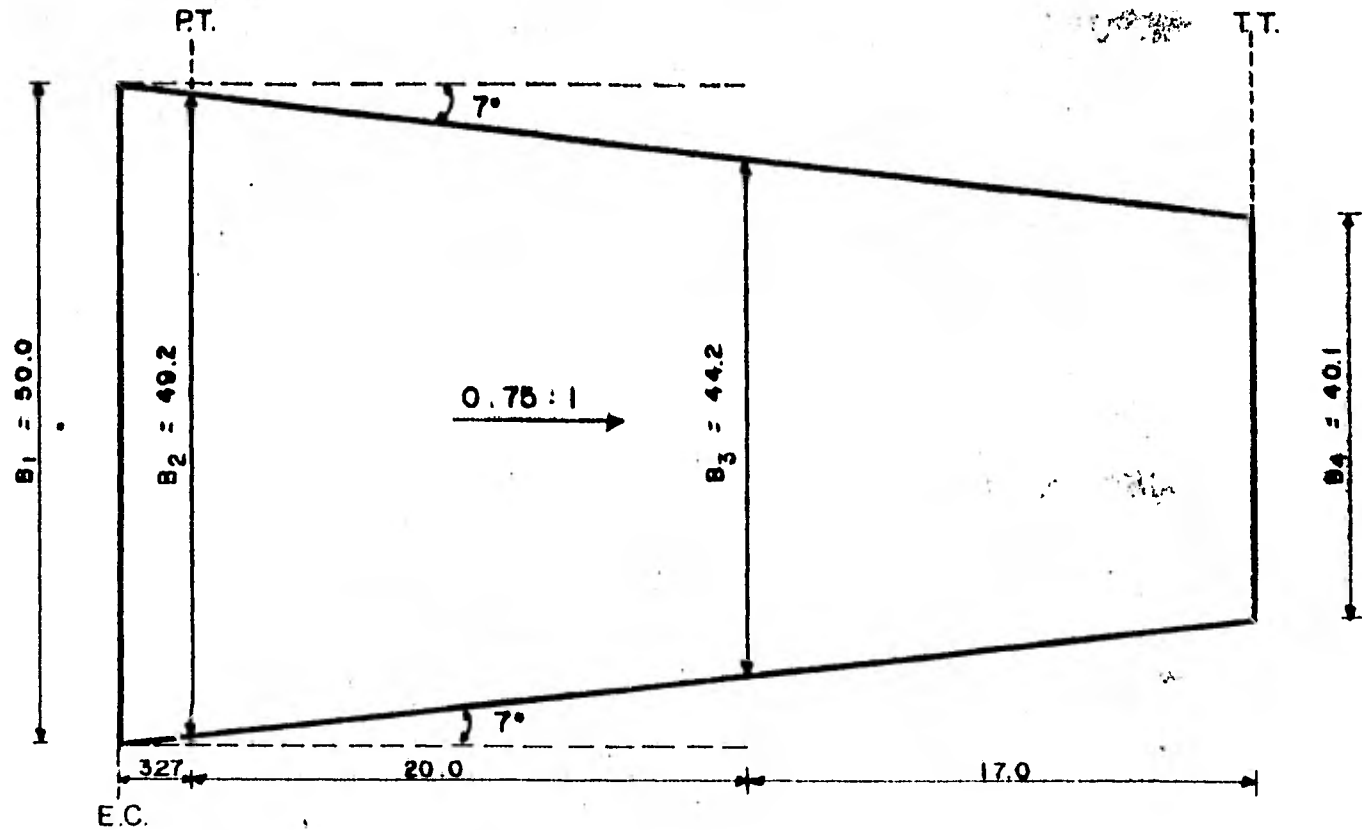
$$b_3 = 50 - (2 \tan 7^\circ) (23.275) = 44.285 \text{ m.}$$

$$b_4 = 50 - (2 \tan 7^\circ) (40.274) = 40.109 \text{ m.}$$

en  $b_4$  inicia la cubeta deflectora.

Aplicando Bernoulli entre las secciones (2) y (3) mostradas en la figura 6.6.

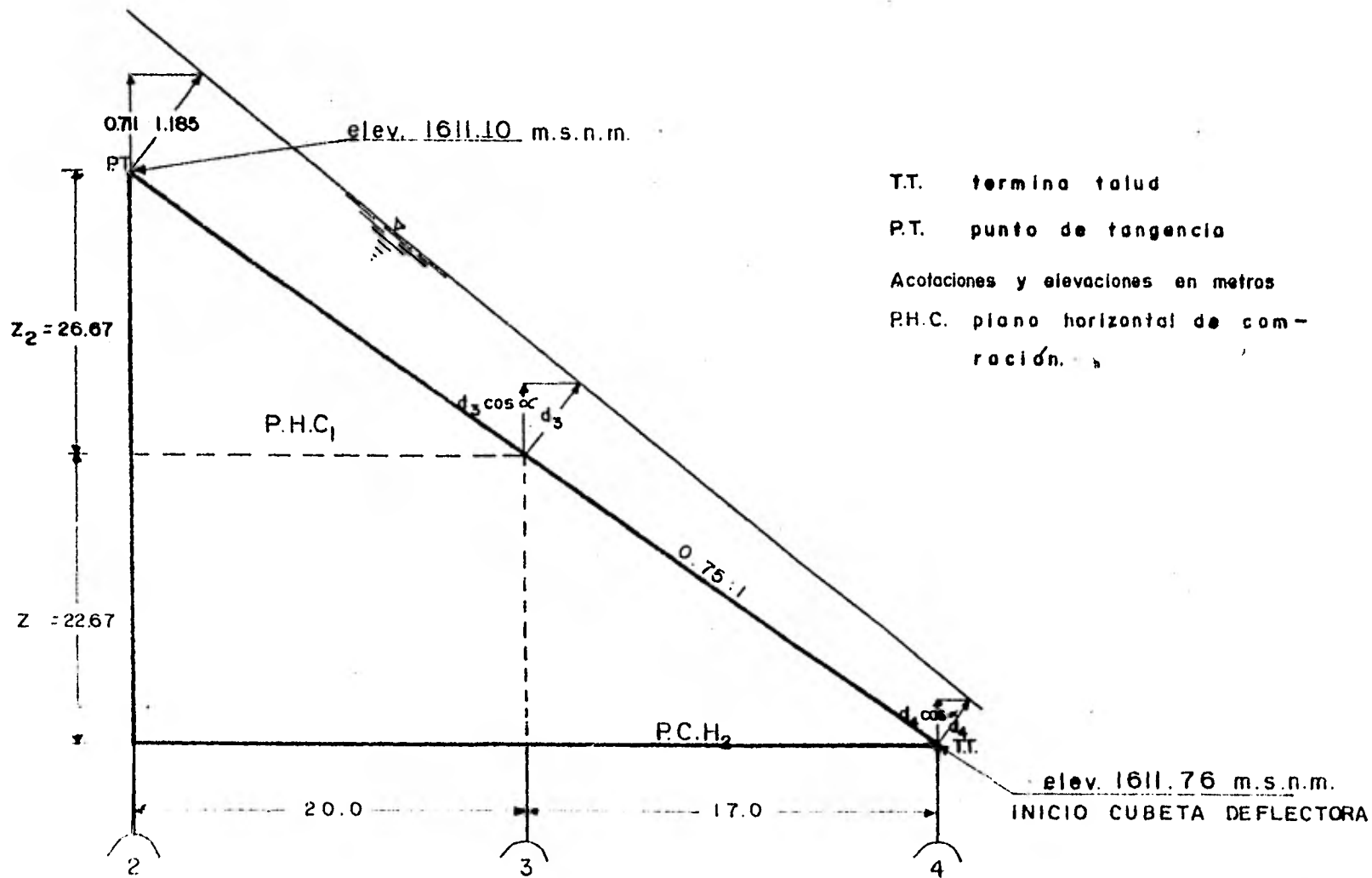
$$Z_2 + d_2 \cos \alpha + h_{v_2} = Z_3 + d_3 \cos \alpha + h_{v_3} + \sum hf.$$



NOTAS

- B ancho del canal
  - E.C. eje del cimacio
  - P.T. punto de tangencia
  - T.T. termina talud
- acafaciones en metros

FIGURA 6.5.



T.T. termina talud  
 P.T. punto de tangencia  
 Acotaciones y elevaciones en metros  
 P.H.C. plano horizontal de com-  
 ración.

FIGURA 6.6.

haciendo

$$H_2 = Z_2 + d_2 \cos \alpha + h_{v_2} \dots \dots \dots (4)$$

$$H_3 = Z_3 + d_3 \cos \alpha + h_{v_3} + hf \dots \dots \dots (5)$$

substituyendo valores:

$$H_2 = 26.67 + 0.711 + 4.020 = 31.401 \text{ m.}$$

Así mismo:

$$L_{2-3} = \sqrt{26.67^2 + 20.0^2} = 33.336 \text{ m.}$$

ancho de plantilla en la sección 3:

$$b_3 = 44.285 \text{ m.}$$

Las pérdidas de carga por fricción (hf) se valuarán conforme a la expresión:

$$hf = \left( \frac{V_m n}{R_{h_m}^{2/3}} \right)^2 L$$

donde

$V_m$  Velocidad media

$n$  Coeficiente de fricción = 0.015

$R_{h_m}$  Radio hidráulico medio

$L$  Distancia entre secciones.

En la tabla siguiente se han tabulado los cálculos para encontrar  $d_3$ .

T A B L A 6.3

$d_3$	$d_3 \cos \alpha$	$A_3$	$P_3$	$R_{h_3}$	$R_{h_m}$	$R_{h_m}^{2/3}$
0.5145	0.3087	13.670	44.901	0.304	0.497	0.628
0.5144	0.3086	13.668	44.902	0.304	0.497	0.628

$V_3$	$h_{V_3}$	$V_m$	$h_f$	$H_3$	$H_2$	dif.
22.728	26.329	15.805	4.750	31.387	31.401	0.014
22.731	26.337	15.806	4.751	31.397	31.401	0.004

De igual forma se calcula  $t_4$ .

Tomando como plano horizontal de referencia el punto 4 - (de la figura 6.6) se tiene  $Z_4 = 0$  y  $Z_3 = 22.67$  m., así:

$$H_3 = Z_3 + d_3 \cos \alpha + h_{V_3} = 22.67 + 0.3086 + 26.337$$

$$H_3 = 49.317, \text{ por lo tanto}$$

$$H_4 = d_4 \cos \alpha + h_{V_4} + h_f = 49.317 \text{ m.}$$

donde:

$$L_3 - 4 = 28.336 \text{ m.}$$

$$B_4 = 40.10 \text{ m.}$$

T A B L A 6.4.

$d_4$	$d_4 \cos \alpha$	$A_4$	$P_4$	$R_{h_4}$	$R_{h_m}$	$R_{h_m}^{2/3}$
0.5198	0.3118	12.506	40.724	0.307	0.3056	0.4537
0.5197	0.3118	12.504	40.724	0.307	0.3056	0.4537
$V_4$	$h_{V_4}$	$V_m$	$h_{f_4}$	$H_4$	$H_3$	dif.
24.844	31.459	23.787	17.525	49.296	49.317	0.021
24.848	31.469	23.789	17.529	49.309	49.317	0.008

## CUBETA DEFLECTORA DEL TIPO SALTO DE SKI

Para determinar el radio de la cubeta deflectora, se utilizó la relación en la cual el radio varía desde  $2.5 d$  hasta  $5d$ , siendo  $d$  el tirante perpendicular al punto donde termina el talud del canal.



Al proyectar la cubeta, la elevación de la nariz debe ser mayor que la elevación calculada para la S.L.A (superficie libre del agua).

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores, se ha proyectado la cubeta tal como se muestra en la figura 6.8:

- 1) El punto de tangencia  $PT_2$  de la cubeta con el talud de la cortina se ha fijado a la elevación 1611.76 m.s.n.m.
- 2) La elevación 1612.26 m.s.n.m, corresponde a la nariz, es mayor que la S.L.A.
- 3) El radio es de 2.5 m.
- 4) El ángulo de salida  $\theta = 30^\circ$ .
- 5) Las elevaciones y estaciones de los puntos principales se determinan por geometría.

Cálculo de los tirantes en la cubeta deflectora.

- a) Con base a la experiencia y a modelos realizados se ha visto que la cubeta trabaja en forma por demás satisfactoria, haciendo:

$$R = 5d_t, \text{ (de la tabla 6.4)}$$

$$d_4 = d_1 = 0.5196 \text{ m.}$$

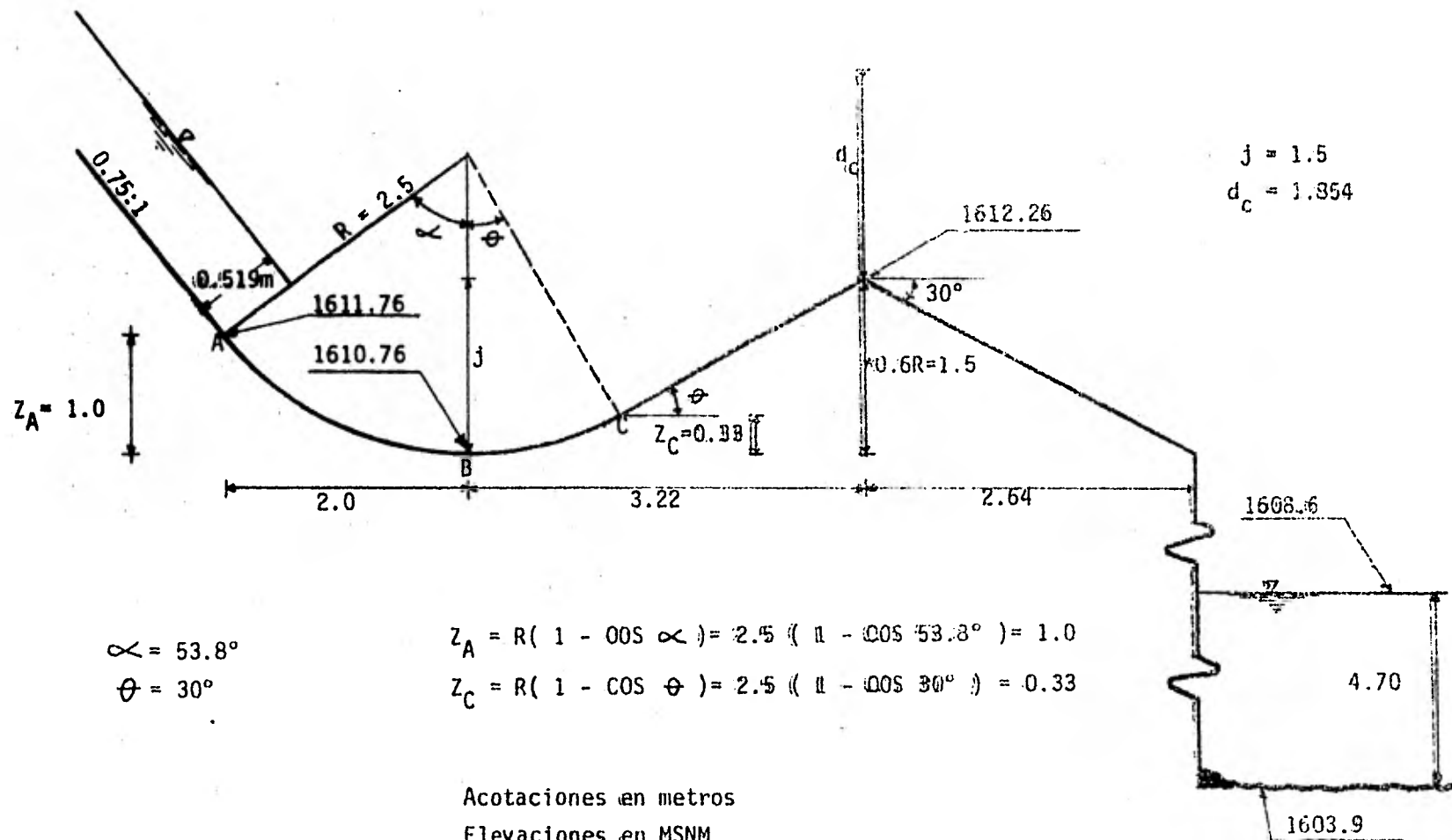
entonces:

$$R = 5 (0.5196) = 2.598 \text{ m.}$$

se adoptará para este caso un radio de 2.5 m que se haya dentro de los límites antes determinados.

- b) Angulo de Salida.- En las cubetas deflectoras es preciso obligar a que el chorro caiga lo más alejado al pie del vertedor, con el fin de evitar socavaciones en éste, además de lograr una dispersión del agua que sea favorable a la disipación de energía. Para este caso se propuso un ángulo de despegue de  $30^\circ$ , aunque una solución definitiva deberá tomarse después de haber realizado suficientes ensayos en el modelo hidráulico, que garanticen un mejor funcionamiento y un amplio margen de seguridad a la estructura.
- c) Elevación de la Nariz.- De la curva de gastos obtenida con los registros de la estación hidrométrica, se obtuvo que el tirante en el río aguas abajo de la cortina para un gasto de  $Q = 310.70 \text{ m}^3$ , será  $tr = 4.70 \text{ m.}$ , por lo tanto, la elevación de la superficie del agua es:

$$1603.90 + 4.70 = 1608.6 \text{ m.}$$



$\alpha = 53.8^\circ$   
 $\theta = 30^\circ$

$Z_A = R(1 - \cos \alpha) = 2.5(1 - \cos 53.8^\circ) = 1.0$   
 $Z_C = R(1 - \cos \theta) = 2.5(1 - \cos 30^\circ) = 0.33$

Acotaciones en metros  
 Elevaciones en MSNM

\* de la página 332 fig. 210 (A) del libro  
 de Diseño de Presas Pequeñas  
 ( BUREAU OF RECLAMATION )

FIGURA 6.8

Pasamos el plano horizontal de comparación por B y aplicando el teorema de Bernoulli entre A y B, se debe cumplir que:

$$Z_A + d_A \cos \alpha + h_{V_A} = d_B + h_{V_B} + h_f$$

haciendo

$$H_A = Z_A + d_A \cos \alpha + h_{V_A}$$

$$H_B = d_B + h_{V_B} + h_f$$

quedaría,

$$H_A = H_B \dots \dots \dots (6)$$

de la tabla 6.4

$$d_A \cos \alpha = d_B \cos \alpha = 0.3118 \text{ m, por otro lado}$$

$$Z_A = R(1 - \cos \alpha) = 2.5 (1 - 0.599) = 1.0 \text{ m, por consiguiente}$$

$$H_A = 1.0 + 0.312 + 31.469 = 32.781 \text{ m.}$$

Para cumplir con la igualdad en la ecuación (6)  $d_B$  se calculó con ayuda de la siguiente tabla, con el ancho de canal correspondiente

$$b_B = 50 - 2 \tan 7^\circ (42.275) = 39.618 \text{ m.}$$

T A B L A 6.5

$d_B$	$A_B$	$P_B$	$R_{h_B}$	$R_{h_m}$	$R_{h_m}^{2/3}$		
0.3169	12.555	40.252	0.3119	0.3094	0.4575		
0.317	12.558	40.252	0.312	0.309	0.4575		
$V_B$	$h_{V_B}$	$V_{m_B}$	$h_f$	$H_B$	$H_A$		dif.
24.747	31.214	24.797	1.322	32.859	32.781		0.072
24.741	31.119	24.794	1.320	32.756	32.781		-0.025

De la figura 6.8 el tirante  $d_c$  se calcula con la fórmula del tirante crítico, debido a que la nariz se considera como una sección de control, por lo tanto:

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} ; \quad q = \frac{Q}{b}$$

ancho de la sección debido a la reducción gradual

$$b = 50 - 2 \tan 7^\circ (45.495) = 38.827 \text{ m.}$$

entonces

$$q = \frac{310.7}{38.827} = 8.00 \text{ m}^3/\text{seg/m.}$$

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{8.00^2}{9.81}} = 1.868 \text{ m.}$$

Antes de calcular la longitud del salto de SKI es conveniente revisar si el salto despega o no, de acuerdo a Elevatorski, el salto despega si

$$Y_2 > J + Y_c \dots \dots \dots (7)$$

donde:

$Y_2$  Tirante conjugado mayor en B, sacado a partir del conjugado menor que es  $d_B = 0.317$  m. (Tabla 6.5)

$J$  Diferencia de elevaciones entre la nariz y el fondo de la cubeta (figura 6.8).

$Y_C$  Tirante crítico en la nariz (figura 6.8).

de acuerdo a la fórmula 4.7 pag. 141 del libro apuntes de Hidráulica II, - del Ing. Gilberto Sotelo Avila.

$$Y_2 = Y_1 (0.5) (\sqrt{1 + 8 Fr_1^2} - 1)$$

$$Fr_1 = V_1 / \sqrt{g Y_1}$$

donde:

$Fr_1$  Número de Froude antes del salto.

$Y_1$  Tirante conjugado menor,  $Y_1 = d_B$

$Y_2$  Tirante conjugado mayor.

substituyendo valores de la tabla 6.5

$$Fr_1 = \frac{24.741}{\sqrt{(9.81)(0.317)}} = 14.03$$

$$Y_2 = (0.317)(0.5) \left( \sqrt{1 + 8 (14.03)^2} - 1 \right)$$

$$Y_2 = 6.133 \text{ m.}$$

por otro lado de la ecuación (7) y figura 6.8

$$6.133 > j + dc \Rightarrow 6.133 > 1.5 + 1.868$$

6.133 > 3.368, lo cual indica que el salto despega.

Longitud del Salto de Ski.

De acuerdo a Petrachev

$$L = 2 \phi^2 n s \cos \theta \left( \sin \theta + \sqrt{\sin^2 \theta + \frac{1-n}{\phi^2 n}} \right) \dots \dots (8)$$

donde

L Longitud del salto .

$\phi$  Varfa entre 0.8 y 1.0 dependiendo de la forma del canal y de la cubeta, en este caso = 0.9

$\theta$  Angulo de salida de la nariz (30°)

n Es igual a la relación  $S_1/S$

Elevaciones en m.s.n.m

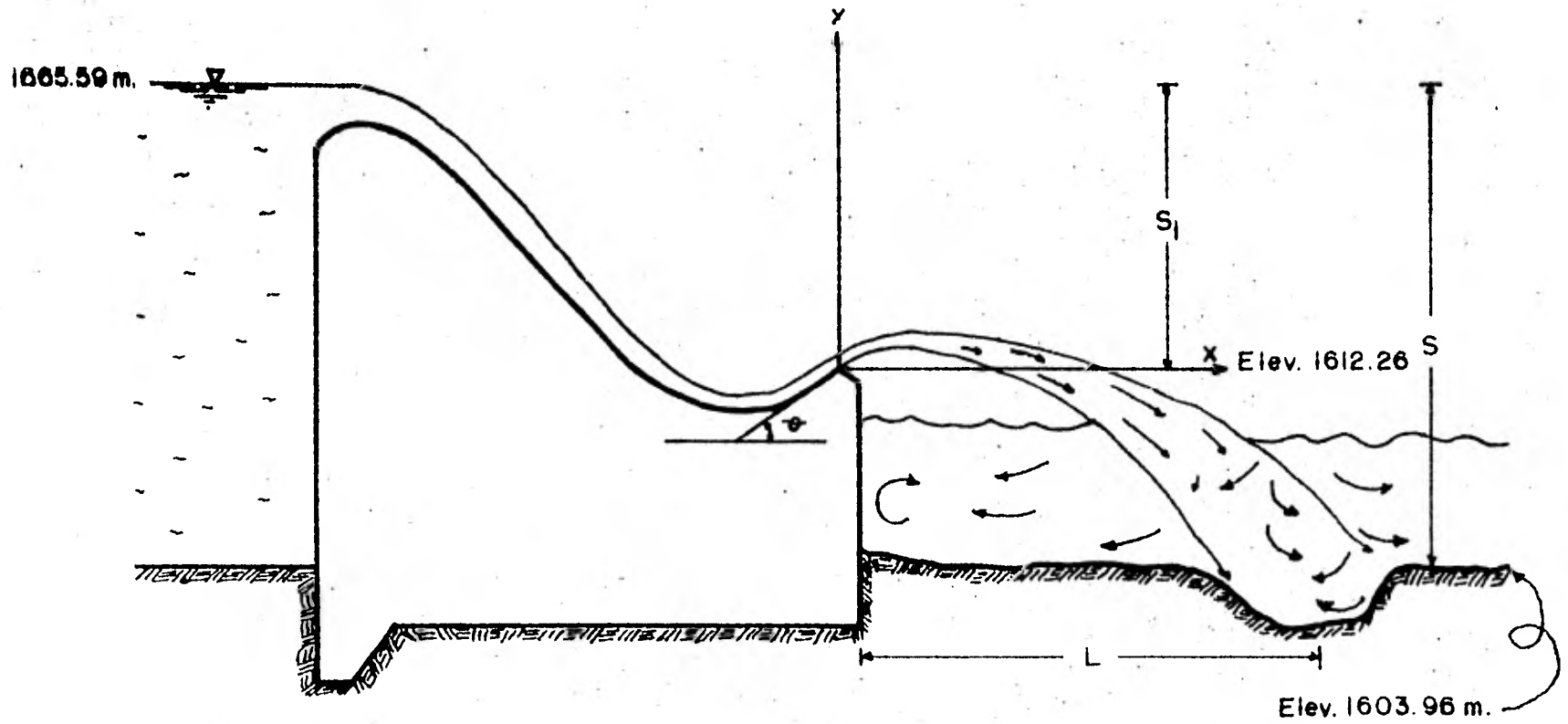


FIGURA 6.9.



$S_1$  = Diferencia de elevaciones entre el NAMO o NAIMN (según sea el caso) con respecto a la nariz de la cubeta deflectora.

$S$  = Diferencia de elevaciones entre el NAMO o NAIMN con respecto al cauce del río.

de acuerdo a la figura 6.9

$$n = \frac{S_1}{S} = \frac{1665.59 - 1612.26}{1665.59 - 1603.96} = \frac{53.33}{61.63} = 0.865$$

substituyendo valores en la ecuación (8)

$$L = 2 (0.9)^2 (0.865) (61.63) \cos 30^\circ \left( \sin 30^\circ + \sqrt{\sin^2 30^\circ + \frac{1-0.865}{0.9^2 (0.865)}} \right)$$

$$L = 1.62 (0.865) (61.63) 0.865 (0.5 + \sqrt{0.25 + 0.193})$$

$$L = 74.789 (1.165)$$

$$L = 87.173 \text{ m.}$$

De la misma forma se procedió a calcular para el 25% del gasto de diseño;  $Q = 0.25 \times 310.7 = 77.675 \text{ m}^3/\text{seg.}$ , llegando a la conclusión de que el salto despega para ese gasto, al cumplirse la relación.

$$Y_2 > j + d_c$$

con los valores

$$2.391 > 1.5 + 0.251$$

$$2.391 > 1.751$$

con una longitud de salto  $L = 85.351$  m.

Con los resultados obtenidos se deduce que la obra de excedencias trabaja en forma por demás satisfactoria, es decir, no se vá a presentar ningún tipo de falla hidráulica que la ponga en alguna situación crítica e inestable.

## CAPITULO VII

### OBRA DE TOMA

#### 7.1 Introducción

A la estructura que va a servir para extraer el agua en forma controlada de una determinada obra de aprovechamiento hidráulico, se le conoce como "Obra de Toma". Esta puede ser diseñada para: presas de almacenamiento, presas derivadoras, plantas de bombeo y tomas directas en corrientes perennes.

Cuando se trata de presas de almacenamiento, la obra de toma va a funcionar de acuerdo al objetivo de la presa, pudiendo ser: generación de energía eléctrica, riego, dotación de agua potable, como auxiliares en el control de avenidas, desvío de la corriente durante la construcción de la cortina y desagüe para el vaciado rápido del vaso.

Por consiguiente, el tipo de obra de toma depende del tipo de aprovechamiento y los objetivos del mismo.

#### 7.2 Tipos de Obra de toma

Conforme al inciso anterior, la obra de toma se puede clasificar (siendo las más utilizadas) de acuerdo a los tipos siguientes:

- a) Con torre.

- b) Con Lumbrera
- c) Con Tuberfa de Presión
- d) Funcionando como Canal

a) Con Torre

Este tipo de toma (Fig. 7.1) se puede emplear en presas, tanto rígidas como flexibles, en las primeras por la facilidad de poder usar compuertas de tipos sencillos y en las segundas, debido a lo inclinado del talud de la cortina aguas arriba, hace por demás difícil la operación de los mecanismos de control, por lo que con la Torre de Toma se resuelve ese problema.

Esta puede ser de diferentes formas geométricas; rectangular, cuadrada, en forma de prisma de varias caras, o bien con columnas con una plataforma en la parte superior para la instalación de los malacates. Estas se hallan comunicadas con la corona de la cortina mediante puentes que pueden ser de acero, o bien, de concreto reforzado. Dentro del cuerpo de las torres pasan los tubos de ventilación de las compuertas o válvulas.

Las partes que constituyen este tipo de toma, en dirección de la corriente (como se aprecia en la Fig. 7.1 ) son:

1.- Canal de acceso.- Su función es de encauzar el agua hacia la rejilla.

2.- Rejilla.- Su instalación es con el fin de que no se introduzcan hacia el conducto cuerpos flotantes como troncos de árboles, hielo y basura, lo cual sería perjudicial para la obra.

Como se encuentra sumergida su mantenimiento es difícil, por lo cual es necesario, dar un área suficiente para que al pasar el agua a través de la rejilla, su velocidad sea baja y se evite - que los cuerpos que lleguen a ella no se adhieran y caigan hacia el fondo.

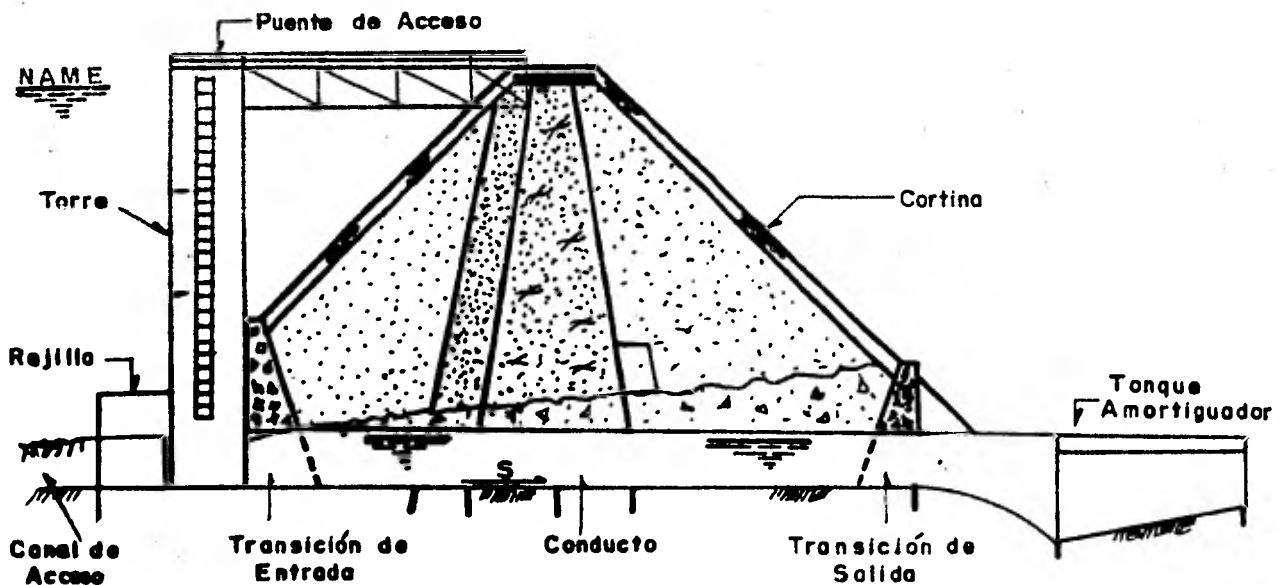


Fig. 7.1 Obra de Toma con Torre

- 3.- Torre.- Aquí se instalan los mecanismos de control de las compuertas tanto la de servicio como la de emergencia, se ponen dos con el fin de darle un buen mantenimiento a las compuertas en caso que se requiera. Como se mencionó anteriormente, es necesario comunicar el piso de maniobras de la torre con la corona por medio de un puente de acceso, de acero o de concreto.
  
- 4.- Transición de entrada.- Esta estructura se requiere para pasar de la sección rectangular de las compuertas a la del conducto. Su construcción deberá ir de acuerdo al caso particular de que se trate, ya que no hay ninguna norma a seguir, solo deberá evitarse que al cambiar de sección haya grandes pérdidas.
  
- 5.- Conducto.- Estos trabajan de diferentes formas según la obra hidráulica de que se trate, y pueden ser de concreto reforzado o de acero, en caso de que trabaje a presión este se conecta a la torre de toma.
  
- 6.- Transición interior de salida.- Trabaja en la misma forma que la de entrada, solo que, de la sección del conducto a la sección de salida.
  
- 7.- Transición de Salida.- Sirve para pasar de la sección de sa

lida del conducto, a la sección del tanque amortiguador o estructura disipadora.

- 8.- Tanque amortiguador.- Su función es la de amortiguar la energía cinética del agua por medio del salto hidráulico; lo cual disminuye la velocidad con que sale el agua y evita así que erosione el canal de salida o de descarga al río.

b) Con Lumbrera

Su función es semejante a la de la torre; sirve para colocar en ella las compuertas de servicio y emergencia; en la caseta que va sobre la lumbrera se colocan los mecanismos de operación de las compuertas; la diferencia con la torre, es que la lumbrera va excavada en una de las laderas de la boquilla y lo más cerca de la corona con el fin de evitar el puente de acceso.

Las partes que forman este tipo de estructura se presenta en la fig. No. 7.2

c) Con Tubería a Presión

Este tipo de toma, tiene una rejilla adosada al cuerpo, la

cual se conecta por medio de una estructura a la tubería de acero, esta conduce el agua a la caseta donde es controlada por medio de válvulas de mariposa. La descarga al canal de conducción se lleva a cabo por medio de una estructura amortiguadora a base de un tanque de reposo con su pantalla y escala de gastos. (Fig.7.3).

d) Obra de Toma Funcionando como Canal.

Este tipo consta de una estructura de rejillas, la lumbrera en donde se encuentran los mecanismos de operación de las compuertas, misma que se encuentra adosada al cuerpo de la cortina; el agua fluye por un conducto de concreto reforzado a través de la cortina, el cual descarga al canal de conducción por medio de un tanque amortiguador formado por una rampa parabólica y el fondo con contrapendiente (fig. 7.4).

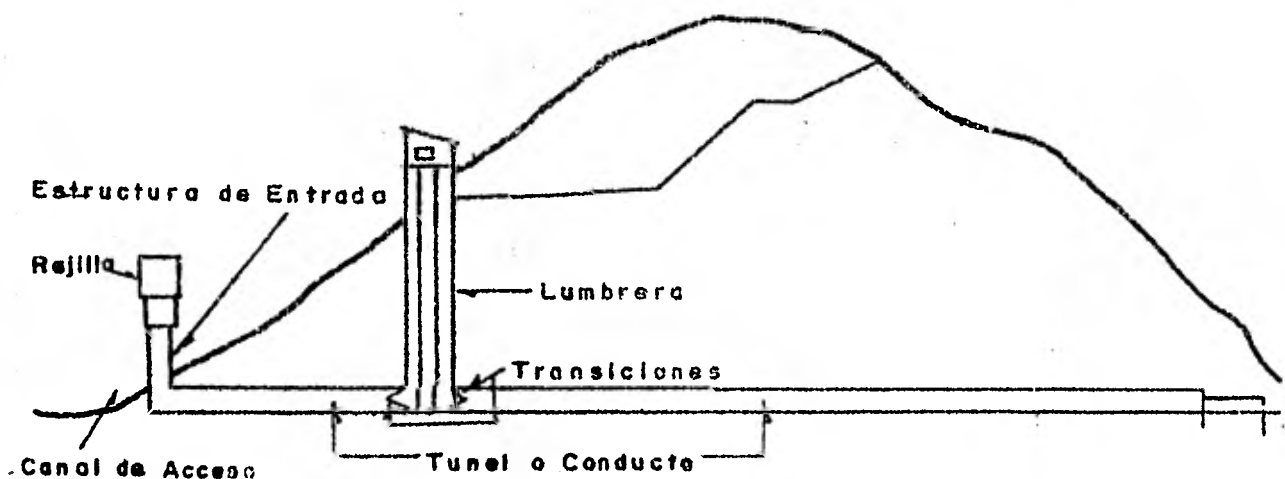


Fig. 7.2 Obra de Toma con Lumbrera



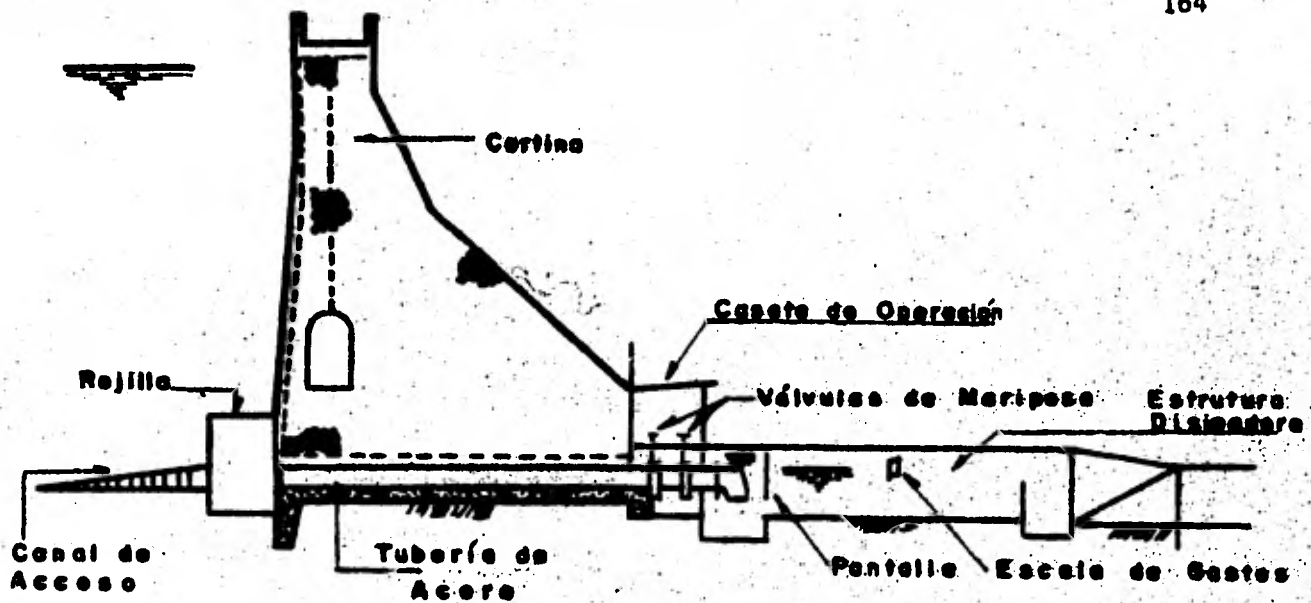


FIG. 7.3. Obra de Toma con Tubería a Presión

### 7.3 Factores de Selección

**Topografía.**- Es uno de los factores más importantes, que nos determinará la forma que tiene la boquilla y por consiguiente el tipo de Obra de Toma que debe usarse. Para la localización de la Obra de Toma se contará con la elevación del umbral así como con la elevación de la descarga, ligándose éstas por medio de una línea lo más corta posible para que el proyecto sea económico.

**Tipo de cortina.**-Según el tipo de cortina va a ser el tipo de la Obra de Toma, lo que hace este punto indiscutiblemente importante.

Si la cortina es de materiales graduados, o bien, de concreto o mampostería, se va a usar una Obra de Toma de acuerdo a la misma; en la primera, se pueden poner túneles en las laderas y en las

segundas con conductos o tuberías a través de la cortina, teniendo de antemano, varios anteproyectos que determinen sus cantidades de obra, para en un análisis, decidirse por el tipo de obra de toma que mejor funcione hidráulicamente y que sea a su vez el más económico.

**Objetivo.-** La obra de toma depende principalmente de su finalidad, si es para generación de energía, como obra de desvío, o como desagüe para el vaciado rápido del vaso; en base a su uso, se van a definir las condiciones de construcción y su tipo.

#### 7.4 Descripción

Para el caso de la presa la Pólvora, el tipo de toma más adecuado para la cortina elegida es la que funciona como canal; su eje está localizado en la estación 0 + 037 del cuerpo de la cortina. La estructura está integrada por: El canal de acceso a la elevación de 1622.50 m.s.n.m.; la estructura en la cual están adosadas las rejillas a la elevación 1629.80 m.s.n.m. (elevación de azolves) en la estación 0 + 007.30. En esa misma estación, pero a la elevación 1622.80 m.s.n.m. una compuerta deslizante de 2.50 x 2.50, misma que se va a usar para desviar el río durante la construcción; una torre donde se instalarán los mecanismos de operación de la compuerta; y un conducto de sección portal cuya geometría está dada por un rectángulo de 2.40 m de base x 1.20 m de altura y en la parte superior por un semicírculo de 1.20 m de radio.

El conducto se inicia en la estación 0 + 003.50 a la elevación - 1622.80 m.s.n.m. y termina en la estación 0 + 033.80, con una pendiente - de  $S = 0.025$ ; finalmente, remata en un tanque amortiguador con caída parabólica, que obligará la producción del salto hidráulico para disipar la energía y disminuir la velocidad del agua, en tal forma, que impida se erosione el canal de salida. La estructura disipadora termina en la estación - 0 + 061.353, en donde da principio el canal muerto o de salida, a la elevación 1621.455 m.s.n.m.

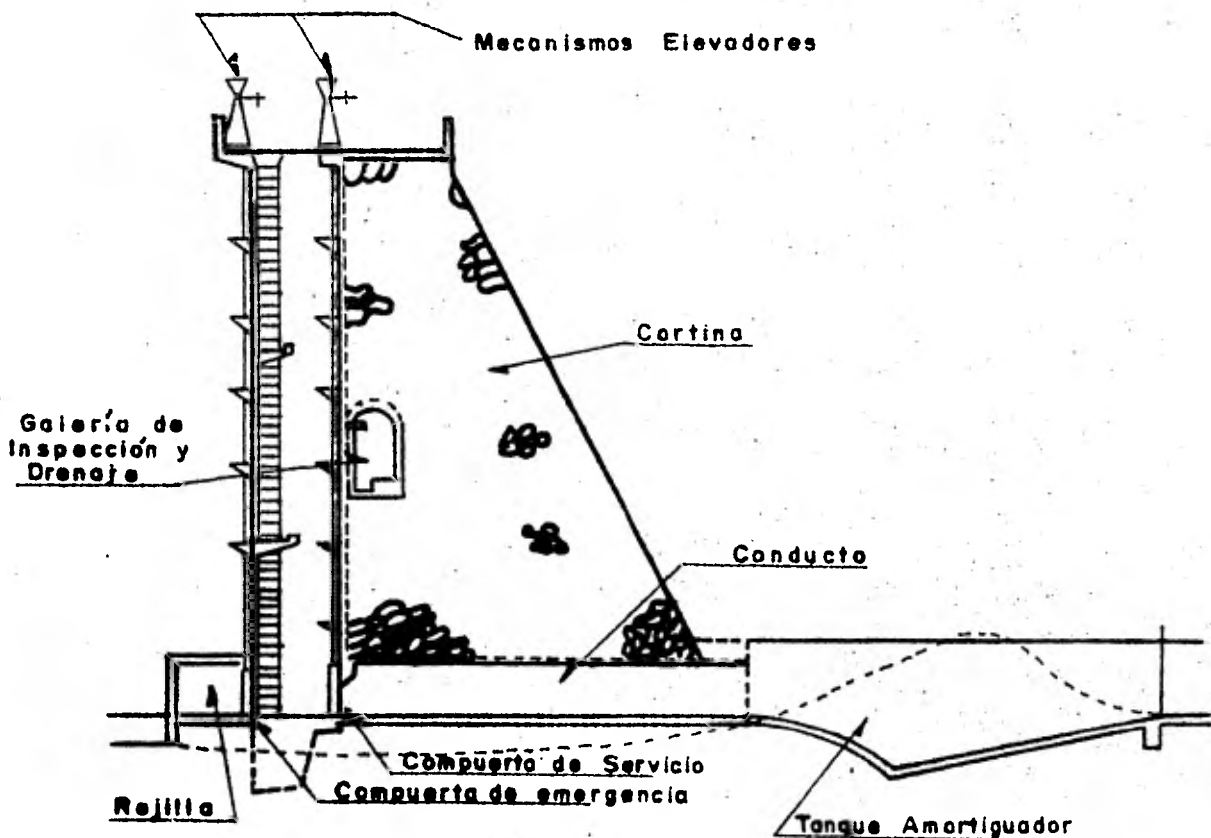


Fig. 7.4 Obro de Toma Funcionando como Canal

## 7.5 CALCULO HIDRAULICO.

Los datos necesarios para el desarrollo del estudio son:

1.	Umbral de la toma	1 629.80 M.S.N.M.
2.	Elevación correspondiente al NAMIN.	1 637.00 M.S.N.M.
3.	Elevación correspondiente al NAMO.	1 663.46 M.S.N.M.
4.	Elevación correspondiente al NAME.	1 665.59 M.S.N.M.
5.	Carga mínima (NAMIN)	14.20 M.
6.	Carga al NAMO	40.66 M.
7.	Carga máxima (NAME)	42.79 M.
8.	Gasto de diseño	4.635 M <sup>3</sup> /seg.

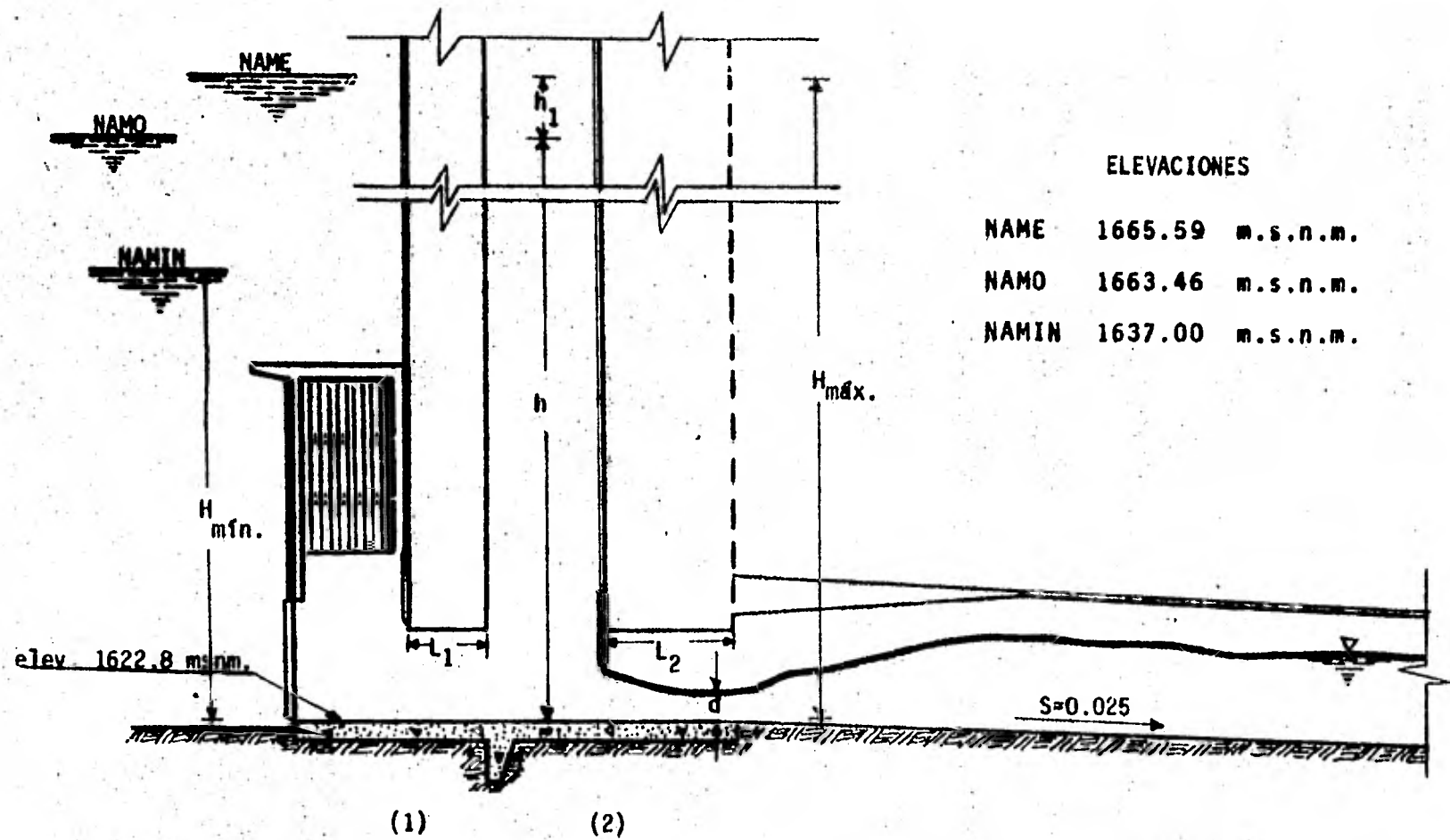


FIG. 7.5 - A OBRA DE TOMA - CORTE LONGITUDINAL

**Dimensionamiento de las Compuertas.-** Conforme al esquema que se muestra en la figura 7.5-A, se propusieron dos compuertas deslizantes cuadradas de 1.22 x 1.22 m, donde se hicieron las siguientes consideraciones:

$A_1$  = Area de la compuerta auxiliar.

$A_2$  = Area de la compuerta de servicio.

$Q_1$  = Gasto que pasa por la compuerta auxiliar.

$Q_2$  = Gasto que pasa por la compuerta de servicio.

Como las compuertas son iguales:

$$A_1 = A_2 \quad \text{y también} \quad Q_1 = Q_2$$

En caso de no haber diseñado previamente las rejillas, se aceptará - que las pérdidas en ellas seade 0.10 m. (pag. II - 16 del libro Obras de - Toma - SARH).

De acuerdo a la figura anterior el orificio (1), trabajará ahogado - y el (2) libre, funcionando con las fórmulas:

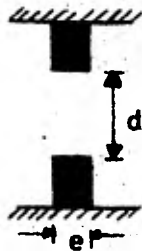
$$Q_1 = C_1 A_1 \sqrt{2gh_1} \dots \dots \dots (1)$$

$$Q_2 = C_2 A_2 \sqrt{2gh_2} \dots \dots \dots (2)$$

donde

**Q** Gasto de diseño.

**C<sub>1</sub>** Coeficiente de gasto en orificios sumergidos, que -  
esta en función de  $e/d$ .



Obtenido de la tabla 6.2 -  
según Domínguez, Eytalwein y -  
Schurinu, pag 221 del libro -  
Hidráulica General del Ing. -  
Gilberto Sotelo Avila.

**A<sub>1</sub> = A<sub>2</sub>** Area de los orificios (1) y (2) respectivamente

**h<sub>1</sub> = (H-h)** Pérdida de carga, por orificio sumergido

**C<sub>2</sub> = C<sub>v</sub> · C<sub>c</sub>** Coeficiente de descarga para orificios libres

**C<sub>v</sub> =** Coeficiente de velocidad (0.95)

**C<sub>c</sub> =** Coeficiente de contracción, (0.63) para orifi-

cios libres.

$h_2 = (h-d)$  Pérdida de carga por orificio libre

$d = C_c \cdot a$  Tirante de la vena contraída.

$a$  Abertura de la compuerta.

$g$  Aceleración de la gravedad.

$H$  Desnivel mínimo - 0.10, por rejilla.

$h$  Carga hidrostática de la torre.

por continuidad:

$$Q_1 = Q_2$$

$$C_1 A_1 \sqrt{2gh_1} = C_2 A_2 \sqrt{2gh_2}$$

$$C_1^2 A_1^2 2g(H-h) = C_2^2 A_2^2 2g(h-d)$$

$$C_1^2 A_1^2 h + C_2^2 A_2^2 h = C_1^2 A_1^2 H + C_2^2 A_2^2 d$$



$$h = \frac{C_1^2 A_1^2 H}{C_1^2 A_1^2 + C_2^2 A_2^2} + \frac{C_2^2 A_2^2 d}{C_1^2 A_1^2 + C_2^2 A_2^2}$$

Proponiendo dimensiones de compuertas de 1.22mx1.22m para verificar - el gasto con la ecuación (2).

$$Q = C_2 A_2 \sqrt{2g(h-d)} \dots \dots \dots (3)$$

$$C_2 = C_v C_c \longrightarrow C_2 = 0.95 \times 0.63 = 0.6$$

Determinación de  $C_1$ ,  $d$  y  $H$  para calcular  $h$ .

$$e = 1.30 \text{ m. } d = 1.376 \text{ m. } \frac{e}{d} = \frac{1.30}{1.376} = 0.944$$

$e$  = Longitud del orificio y  $d$  = diámetro del orificio -  
(en este caso el diámetro del área equivalente a las dimensiones de la compuerta 1.22 x 1.22), de la tabla 6.2, para 0.944, corresponde  $C_1 = 0.73$ .

$$d = 0.63 \times 1.22 = 0.7686 \approx 0.769 \text{ m.}$$

$$H = 14.20 - 0.10 = 14.10 \text{ m.}$$

Suprimimos el valor de las áreas que son iguales:

$$h = \frac{C_1^2}{C_1^2 + C_2^2} H + \frac{C_2^2}{C_1^2 + C_2^2} d$$

substituyendo valores.

$$h = \frac{0.73^2}{0.73^2 + 0.6^2} 14.10 + \frac{0.6^2}{0.73^2 + 0.6^2} 0.769$$

$$h = 8.415 + 0.31 \longrightarrow h = 8.725 \text{ m.}$$

$$A_1 = A_2 = 1.22 \times 1.22 = 1.488 \text{ m}^2 \approx 1.49 \text{ m}^2.$$

substituyendo en (3)

$$Q = 0.6 \times 1.49 \sqrt{19.62(8.725 - 0.769)}$$

$$Q = 11.17 \text{ m}^3/\text{seg} > Q = 4.635 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Las compuertas están sobradas, por lo tanto, se aceptan quedando establecidas sus dimensiones.

Determinación del gasto máximo ( $Q_{\text{máx}}$ ) que pasa por las compuertas, estando estas totalmente abiertas y con  $H_{\text{máx}}$ .

$$\underline{\text{NAME}} \quad H = 42.79 - 0.10 = 42.69 \text{ m.}$$

$$Q_{\text{máx.}} = C_2 A_2 \sqrt{2g(h-d)}$$

$$h = \frac{0.73^2}{0.73^2 + 0.60^2} 42.69 + \frac{0.60^2}{0.73^2 + 0.60^2} 0.769$$

$$h = 25.47 + 0.31 \longrightarrow h = 25.78 \text{ m.}$$

$$Q_{\text{máx}} = 0.6 \times 1.49 \sqrt{19.62(25.78 - 0.769)}$$

$$Q = 19.80 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

#### Determinación del gasto al NAMO

$$H = 40.66 - 0.10 = 40.56 \text{ m.}$$

$$Q_{\text{NAMO}} = C_2 A_2 \sqrt{2g(h-d)}$$

$$h = \frac{0.73^2}{0.73^2 + 0.60^2} 40.56 + \frac{0.60^2}{0.73^2 + 0.60^2} 0.769$$

$$h = 24.52 \text{ m.}$$

$$Q_{\text{NAMO}} = 0.60 \times 1.49 \sqrt{19.62(24.52 - 0.769)}$$

$$Q_{\text{NAMO}} = 19.30 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Abertura de la compuerta para que pase el gasto de diseño  $Q=4.635 \text{ m}^3/\text{seg.}$  con carga al NAMO.

$$Q = C_1 A_1 \sqrt{2g(H-h)} \dots \dots \dots (4)$$

de la ecuación anterior se despeja  $h$  y se usa en la ecuación (5), la cual estará en función de la velocidad y de la sección contracta obteniendo que:

$$Q = C_v db \sqrt{2g(h-d)}$$

$$\frac{Q^2}{C_v^2 d^2 b^2} = 2g(h-d)$$

$$\frac{Q^2}{2g C_v^2 b^2} = d^2 h - d^3$$

$$d^3 - d^2 h + \frac{Q^2}{2g C_v^2 b^2} = 0 \dots \dots \dots (5)$$

en la que "b" es el ancho de la compuerta; se encuentra  $d$  por medio de tanteos, hasta que se obtenga el gasto  $Q$ , para finalmente obtener la abertura  $a$ .

$$a = \frac{d}{C_c} \dots \dots \dots (6)$$

de la ecuación (4) tenemos

$$h = H - \frac{Q^2}{2g C_1^2 A_1^2} = 40.56 - \frac{4.635^2}{19.62(0.733)^2(1.488)^2}$$

$$h = 40.56 - 0.920 = 39.639 \text{ m.}$$

Resolviendo la ecuación (5) por tanteos, encontramos "d" apoyándonos en la tabla siguiente:

d	d <sup>3</sup>	d H <sup>2</sup>	Q <sup>2</sup> /2gC <sub>v</sub> <sup>2</sup> b <sup>2</sup>	= 0.0
0.2	0.0080	1.586	0.793	- 0.785
0.1417	0.002845	0.7959	0.793	- 0.0000621

Con d = 0.1417 m se entra en la ecuación (6), obteniendo  
 $a = \frac{0.1417}{0.63} = 0.2249 \text{ m}$ , que es la abertura necesaria para que pase el gasto de diseño.

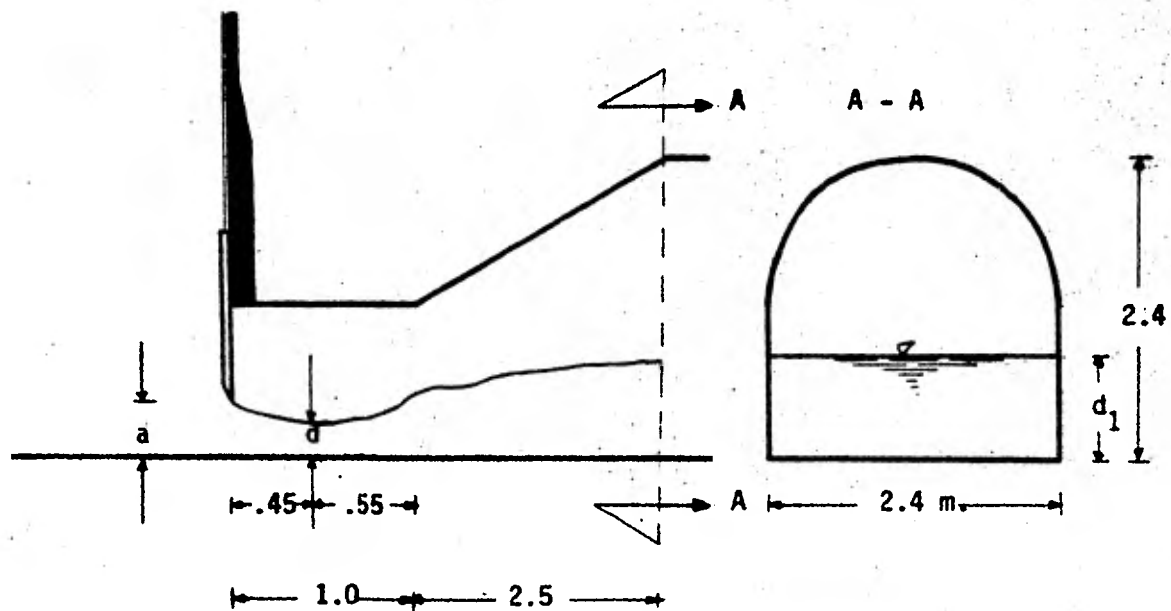
Para diseñar hidráulicamente la estructura de salida, se acostumbra revisar el funcionamiento hidráulico, considerando que el nivel del agua en el vaso corresponde a la elevación del NAMO.

#### PERFIL DEL AGUA EN EL CONDUCTO

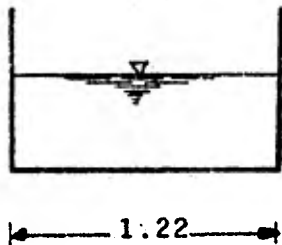
Para el gasto de diseño y carga al NAMO.

$$Q = 4.635 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad a = 0.2249 \text{ m.} \quad d = 0.1417 \text{ m.}$$

## ACOTACIONES EN METROS.



$L = 2a = 2(0.2249) = 0.4498\text{m}$ . aplicando el teorema de Bernoulli entre la sección donde se produce el tirante contraído y el principio de la transición de entrada, se obtienen las siguientes condiciones hidráulicas.



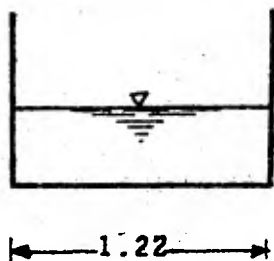
EST. 0+000.45

↓  
0.1417 m

$$V = 26.807 \text{ m/seg.}$$

$$A = 0.1729 \text{ m}^2$$

$$Rh^{2/3} = 0.236$$



EST. 0+001

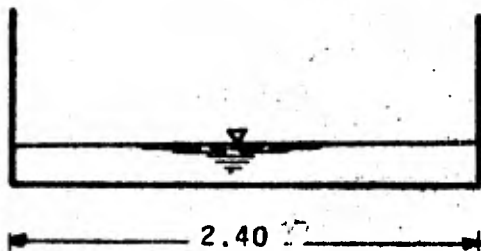
↓  
0.145

$$V = 26.2022 \text{ m/seg.}$$

$$A = 0.1759 \text{ m}^2$$

$$Rh^{2/3} = 0.239$$

Aplicando el teorema de Bernoulli entre la estación 0+001 y el principio de la galería, se obtiene:



EST 0+003.5

↓  
0.0846

$$V = 22.8325 \text{ m/seg.}$$

$$A = 0.203 \text{ m}^2$$

$$Rh^{2/3} = 0.1841$$

Las condiciones hidráulicas se calcularon como sigue:

Entre las estaciones 0 + 000.45 y 0 + 001

$$d + h_v = d_1 + h_{v_1} + h_{f_1} \quad ; \quad h_f = \left( \frac{V_m n}{R_{h_m}^{2/3}} \right)^2 \times L$$

si hacemos

$$H = d + h_v \dots \dots \dots (7)$$

$$H_1 = d_1 + h_{v_1} + h_{f_1} \dots \dots \dots (8)$$

$$H = 0.1417 + 36.6376 = 36.7793 \text{ m}$$

Con la tabla siguiente se determinó  $d_1$ .

$d_1$	$A_1$	$P_1$	$R_{h_1}$	$R_h^{2/3}$	$R_{h_m}^{2/3}$	
0.145	0.1769	1.5100	0.1172	0.2394	0.2377	
$v$	$h_{v_1}$	$V_m$	$h_f$	$H_1$	$H_c$	dif.
26.2012	34.9901	26.5041	1.5386	36.6737	36.7793	0.10

en el cálculo anterior se consideró,  $n = 0.015$  y  $L = 0.55 \text{ m}$ .



De igual forma se determinaron las condiciones hidráulicas entre las estaciones 0 + 001 y 0 + 003.5.

$$d_1 + h_{V_1} = d_2 + h_{V_2} + h_f + h_t$$

donde

$h_t$  Pérdidas por ampliación, se determinaron con la fórmula  $h_t = 0.1 (h_{V_1} - h_{V_2})$ .

haciendo

$$H_1 = d_1 + h_{V_1} \dots \dots \dots (9)$$

$$H_2 = d_2 + h_{V_2} + h_{f_2} + h_{t_2} \dots \dots \dots (10)$$

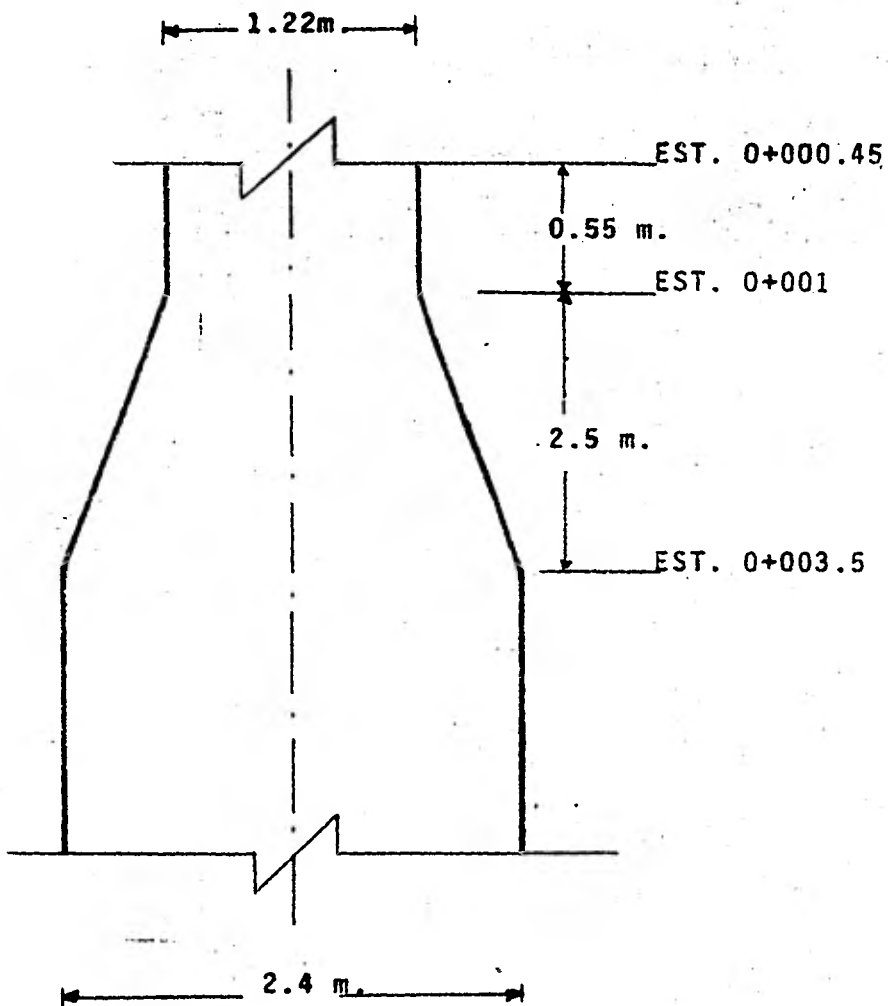
substituyendo valores de la tabla anterior en (9)

$$H_1 = 0.145 + 34.990 = 35.135 \text{ m.}$$

para determinar la ec. (10) calculamos  $d_2$  con ayuda de la siguiente tabla.

$d_2$	$A_2$	$P_2$	Rh	$Rh^{2/3}$	$Rh_m^{2/3}$	$V_2$
0.0846	0.203	2.569	0.0790	0.1841	0.2118	22.8325

$h_{v_2}$	$V_m$	$hf_2$	$ht_2$	$H_2$	$H_1$	dif.
26.571	24.5169	7.537	0.842	35.035	35.135	0.10



TRANSICION DE ENTRADA (PLANTA).

PENDIENTE HIDRAULICA DE LA GALERIA.

Al trabajar como canal, la pendiente de la galería debe ser mayor que la crítica, para que el régimen de la corriente sea rápido; para ello, se calcula la pendiente crítica respectiva al gasto de diseño.

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} ; \quad q = \frac{Q}{b} ; \quad S_c = \left( \frac{nV_c}{Rh_c^{2/3}} \right)^2$$

donde

$d_c$  Tirante crítico, es el valor particular del tirante  $d$  con el cual el agua escurre con un mínimo de energía y es el valor límite del tirante en el paso del régimen lento a régimen rápido y viceversa.

$Q$  Gasto.

$b$  Ancho de la galería.

$S_c$  Pendiente crítica, es cuando el agua se conduce con un régimen uniforme, con una energía específica mínima y el tirante crítico.

$Rh_c$  Radio hidráulico crítico.

$V_c$  Velocidad crítica.

$n$  Coeficiente de rugosidad.

Para  $Q = 4.635 \text{ m}^3/\text{seg}$  Gasto de diseño.

$$q = \frac{Q}{B} = \frac{4.635}{2.40} = 1.931 \text{ m}^3/\text{seg/m.}$$

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{1.931^2}{9.81}} = 0.724 \text{ m.}$$

$$A_c = b \times d_c = 2.40 \times 0.724 = 1.737 \text{ m}^2$$

$$P_c = b + 2d_c = 2.40 + 2(0.724) = 3.848$$

$$R_{h_c} = \frac{A_c}{P_c} = \frac{1.737}{3.848} = 0.451 \quad R_{h_c}^{2/3} = 0.588$$

$$V_c = \frac{Q}{A_c} = \frac{4.635}{1.737} = 2.668 \text{ m/seg.}$$

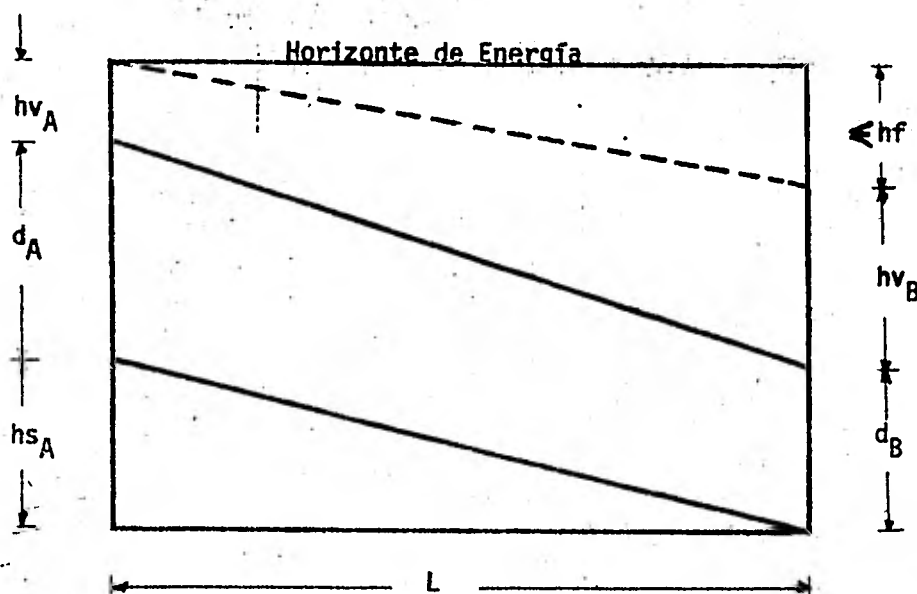
$$S_c = \left( \frac{0.015 \times 2.688}{0.588} \right)^2 = 0.00470$$

Se le dará a la galería una pendiente de 0.025 que es mayor que la crítica calculada, para garantizar que el agua circulará con régimen rápido y no producirá dentro de ella el salto hidráulico, ni tampoco alcanzará el tirante crítico.

### CALCULO DE LOS TIRANTES EN LA GALERIA.

Una vez fijada la pendiente, se calculará el perfil del agua dentro de la galería con el fin de conocer las condiciones hidráulicas a la salida de la misma.

En la figura que se muestra a continuación, se representa un tramo de galería de longitud  $L$  entre las secciones A y B.



Por el teorema de Bernoulli.

$$hs_A + d_A + hV_A = d_B + hV_B + h_f + h_c$$

donde

$d_A$  Tirante del agua en la sección A.

$d_B$  Tirante del agua en la sección B.

$hV_A$  Carga de velocidad en la sección A.

$hV_B$  Carga de velocidad en la sección B.

$hs_A = S \times L$ , carga debida al desnivel entre las secciones A y B.

$h_f = \left( \frac{V_m \times n}{Rh_m^{2/3}} \right)^2 \times L$ , pérdida de carga debida a la fricción entre las secciones A y B.

$h_c$  Pérdida por cambio de dirección gradual, de acuerdo al libro Obras de Toma en presas de almacenamiento editado por la SARH.

$h_c = K_c \frac{v^2}{2g}$  ;  $K_c$  valor que carece de dimensiones y varfa con la relación radio de la curva entre el diámetro del tubo según la tabla siguiente:

T A B L A A

R/d	K <sub>c</sub>
1	0.52
2	0.29
4	0.23
6	0.21
10	0.20

Análisis con el gasto de diseño y carga al NAMO.

Se debe cumplir entre las estaciones 0 + 003.5 y 0 + 033.8 que:

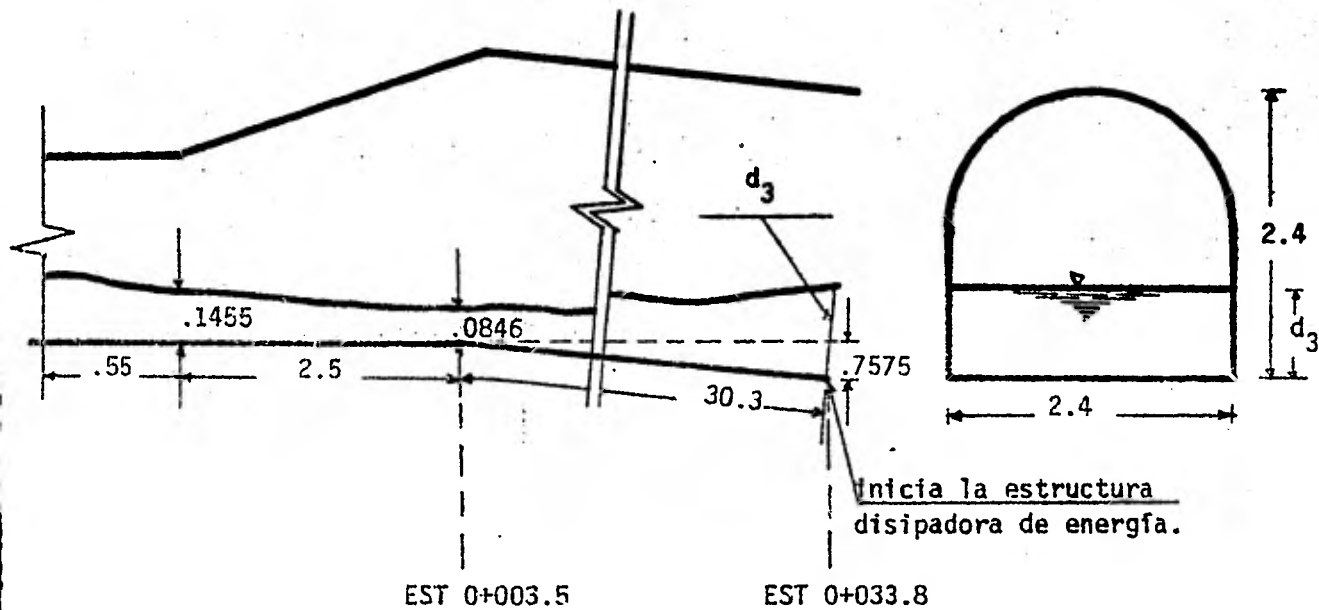
$$h_{S_2} + d_2 + h_{V_2} = d_3 + h_{V_3} + h_f + h_c$$

haciendo

$$H_2 = h_{S_2} + d_2 + h_{V_2} \dots \dots \dots (11)$$

$$H_3 = d_3 + h_{V_3} + h_f + h_c \dots \dots \dots (12)$$

## CORTE LONGITUDINAL DEL CONDUCTO DE LA OBRA DE TOMA.



Acotaciones en Metros.

donde

$$h_{S_2} = S \times L = 0.025 \times 30.3 = 0.7575 \text{ m.}$$

$$d_2 = 0.0846 \text{ m.}$$

$$h_{V_2} = 26.571 \text{ m.}$$



la ecuación (11) quedaría.

$$H_2 = 0.7575 + 0.0846 + 26.571 = 27.4131 \text{ m.}$$

En base a la siguiente tabla obtendremos  $d_3$  para determinar la ecuación (12).

$d_3$	$A_3$	$P_3$	Rh	$Rh^{2/3}$	$Rh_m^{2/3}$	V
0.242	0.5808	2.8840	0.2014	0.3436	0.2638	7.9804
$h_{v_3}$	$V_m$	$h_f$	$h_c$	$H_3$	$H_2$	dif.
3.2460	15.4065	23.2531	0.6492	27.3903	24.4131	0.02

el valor de  $K_c$  para las pérdidas por cambio de dirección empleado en la tabla anterior se determinó así:

$$R = 33.456 \text{ m (Radio del cambio de dirección).}$$

A = área de la galería.

$$A = 2.4 \times 1.2 + \frac{\pi (2.4)^2}{4} (0.5) = 5.1419 \text{ m.}$$

d = diámetro equivalente a el área de la galería.

$$d = \left( \frac{4A}{\pi} \right)^{1/2} = \left( \frac{4(5.1419)}{\pi} \right)^{1/2} = 2.5587$$

$$R/d = 33.456/2.5587 = 13.0754$$

con este valor, de la tabla A, se toma  $K_c = 0.20$ .

#### DIMENSIONAMIENTO DE LA ESTRUCTURA DISIPADORA DE ENERGIA.

La descarga de una Obra de Toma, bien sea con compuertas, válvulas, o conductos de circulación libre, fluirá a gran velocidad, lo que ocasionaría erosionamiento en las cimentaciones blandas; para evitarlo se construyen estructuras de disipación que absorben la energía del agua antes de encauzarla a el canal de conducción.

Para dimensionar la estructura disipadora de energía se utilizó el programa DREIZEHN elaborado por la Subdirección de Proyectos de la Dirección General de Obras Hidráulicas e Ingeniería Agrícola para el Desarrollo General. En seguida se describe dicho programa.

El objeto del programa es calcular transiciones del tipo que se muestra en la figura (A), y provocar un salto hidráulico ( fig. B) para disipar la energía del agua antes de canalizarla.

En el programa se divide la X total en 50 segmentos definidos por 51 estaciones, para encontrar la distancia mínima en que puede producirse el salto sin dañar la galería, así como el punto en el que la energía del conjugado mayor del régimen rápido es igual (tolerancia 0.001) a la energía en el canal. En general este cálculo se efectúa como sigue: 1o. Se

aplica el teorema de Bernoulli con los datos de salida de la galería ( e -  
 iniciales de la transición), obteniendo el momentum a todo lo largo de la  
 caída parabólica y la contrapendiente. Este cálculo es a Régimen Rápido  
 2o. Se aplica el teorema de Bernoulli en sentido contrario al flujo del  
 agua, iniciando el cálculo en el canal y a Régimen Lento. 3o. En donde  
 las curvas de momentum se intersectan, se produce el salto hidráulico.  
 (fig. C). En seguida se calcula con esas dimensiones la transición.

#### VARIABLES DE ENTRADA

BCNDUCTO	Dimensión de la base de la galería.
S	Pendiente de la galería.
CRUG	Coefficiente de rugosidad
DIST	Distancia mínima a la que puede producirse el salto.
PLAN	Plantilla del canal. (fig. D)
ANCHO	Ancho del canal a la altura de la corona.
PERA	Peraite del canal: diferencia de elevaciones entre corona y plantilla. (fig. D).

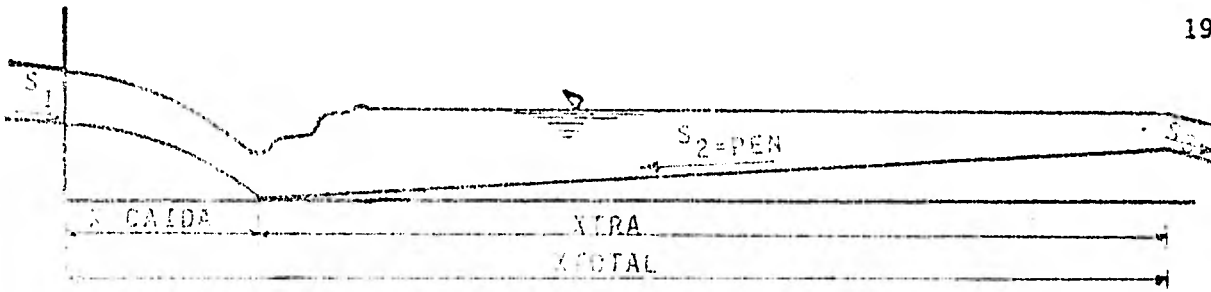


FIGURA A

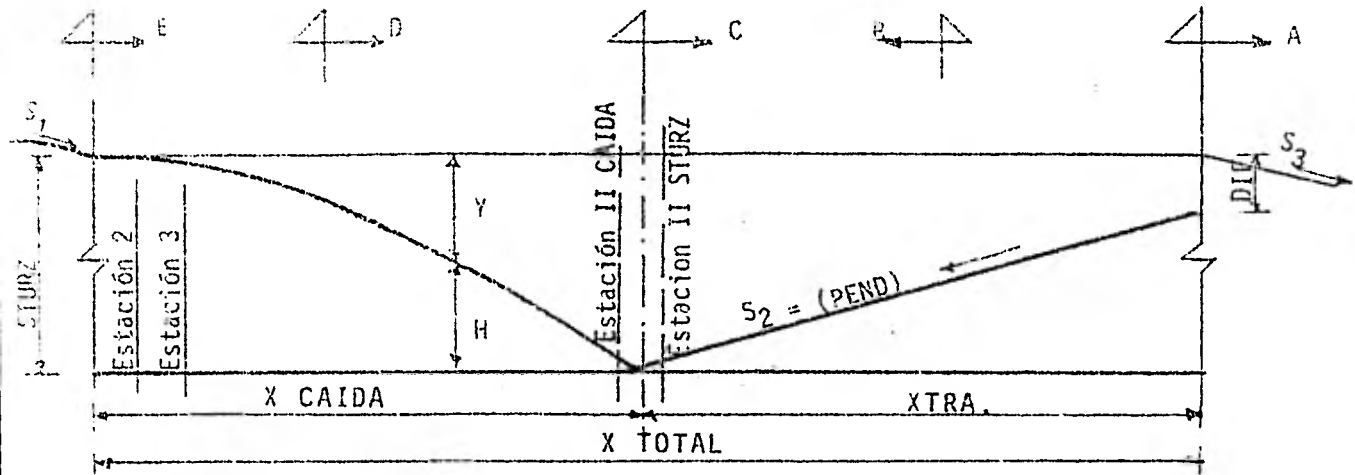


FIGURA B

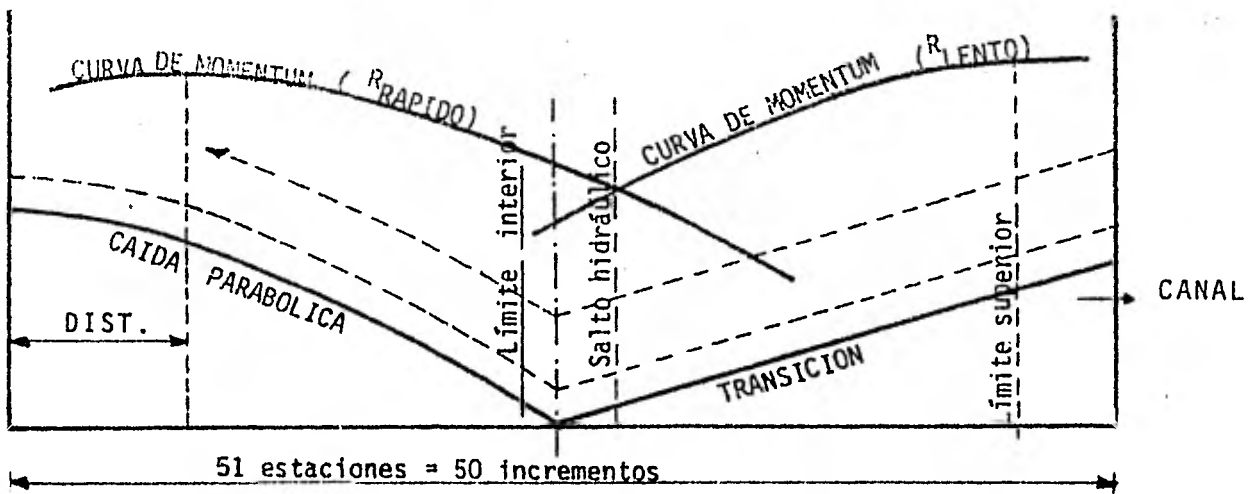


FIGURA C

GUERA.	Variable de control de flujo del programa (=1. para dos gastos; = 0. para un gasto).
DISEÑO	Variable de control de flujo del programa (=1. diseña la transición; = 2. lee xtra. xcaida y pend).
Q	Primer gasto (si Guera = 1) o gasto único (si Guera = 0). Atención.- Cuando Guera = 1, Q debe corresponder al gasto con mayor velocidad de entrada.
TI (I)	Tirante inicial (estación 1) - tirante de salida de la galería.
TT	Tirante final (estación 51) - tirante de entrada al canal.
VV	Velocidad final (estación 51) - velocidad en el canal.
XTRA	Dimensión horizontal de la etapa de transición (fig. B).
XCAIDA.	Dimensión horizontal de la caída parabólica (fig. B).
PEND.	Contrapendiente (fig. B).

Nota: Los valores para xtra, xcaida, y pend. son calculados por el programa cuando DISEÑO = 1

DIF	Diferencia de elevaciones entre la entrada y la salida de la transición. (fig. B).
Q2	Segundo gasto (cuando GUERA = 1).
TQ2	Tirante inicial para segundo gasto (cuando GUERA = 1).
TT2	Tirante final (canal) para segundo gasto (cuando GUERA = 1)
VV2	Velocidad final (canal) para segundo gasto (cuando GUERA=1)

Nota: Q2, TQ2, TT2, VV2, son los valores correspondientes al segundo gasto de una corrida caracterizada por GUERA = 1. El programa diseñará o modificará basándose en el primer gasto Q. Enseguida mantendrá constantes las dimensiones encontradas y probará con el segundo gasto haciendo;

$$Q = Q2$$

$$TI(I) = TQ2$$

$$TT = TT2$$

$$VV = VV2$$

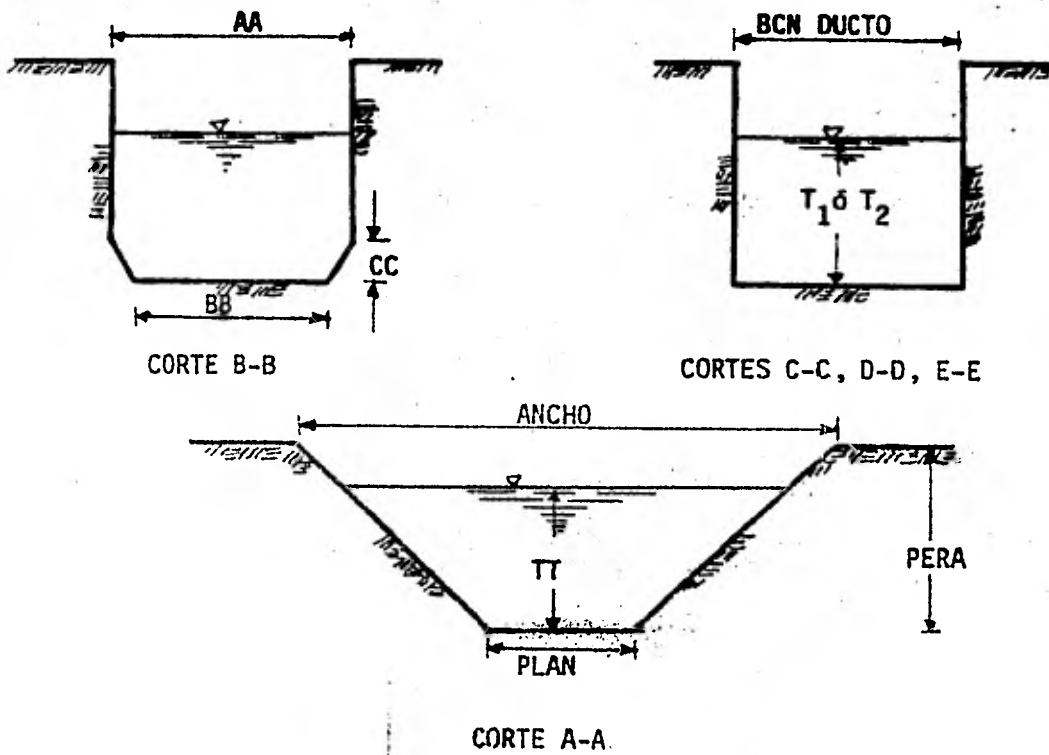


FIG. D ( Cortes de la Figura B).

Datos de proyecto del canal principal para  $Q=4.635 \text{ m}^3/\text{seg.}$  (gasto de diseño).

$$B = 6.0 \text{ m.}$$

$$b = 2.40 \text{ m.}$$

$$t = 0.5:1$$

$$n = 0.017$$

$$S = 0.001$$

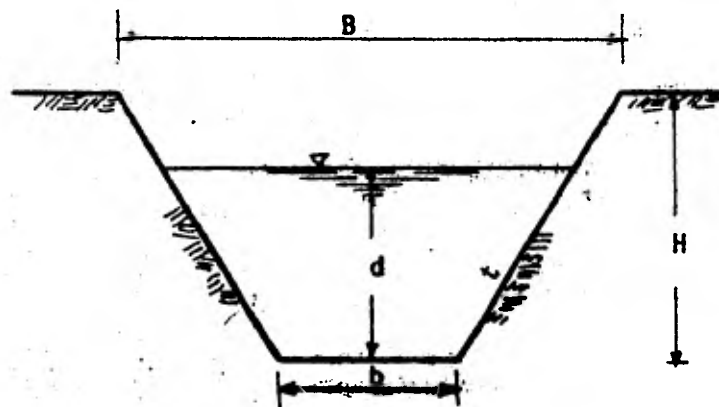
$$H = 3.6 \text{ m.}$$

$$d = 1.103 \text{ m.}$$

$$A = 3.255 \text{ m}^2$$

$$V = 1.424 \text{ m/seg.}$$

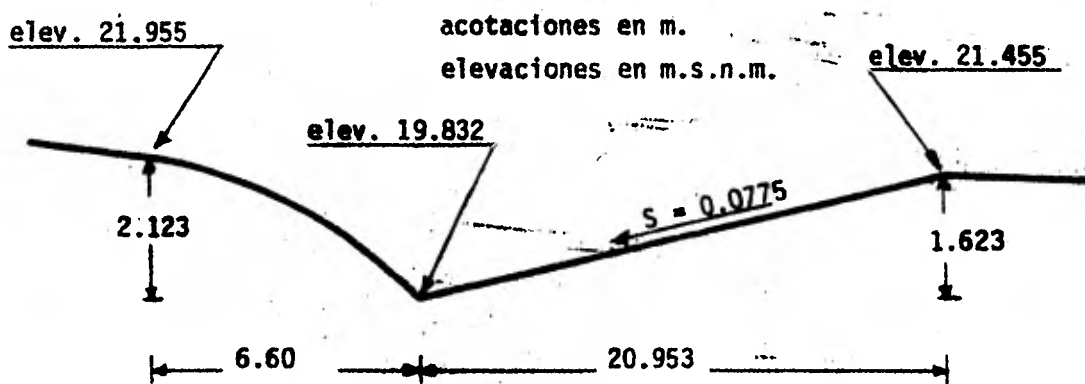
elevación de la plantilla 1621.455 m.s.n.m.



Datos de entrada para el programa DREIZEHN.

BCNDUCTO	=	2.4	GUERA	=	0
S	=	0.025	DISERO	=	1
CRUG	=	0.017	Q	=	4.635
DIST	=	2.00	TI(1)	=	0.242
PLAN	=	2.4	TT	=	1.103
ANCHO	=	6.0	VV	=	1.424
PERA	=	3.6	DIF	=	0.500

Dimensiones de la transición obtenidas por el programa DREIZEHN:





La geometría de la caída parabólica se determinará con la siguiente ecuación:  $y = 0.04874 x^2$

Tabulando:

x	y	elevación
0.50	0.012	21.943
1.00	0.048	21.907
1.50	0.109	21.846
2.00	0.195	21.760
2.50	0.304	21.651
3.00	0.438	21.517
3.50	0.597	21.358
4.00	0.779	21.176
4.50	0.987	20.968
5.00	1.218	20.737
5.50	1.474	20.481
6.00	1.754	20.201
6.60	2.123	19.831

## C A P I T U L O VIII

### ANTEPRESUPUESTO GENERAL.

#### Conceptos de Obra

Para poder valuar en forma exacta el costo total de la obra en todas sus partes que la integran, solo se conceptuaron las principales operaciones necesarias para su realización.

#### Cantidades de Obra

La estimación de las cantidades de obra en las estructuras, se hizo basándose en los planos respectivos.

#### Precios Unitarios

Los precios unitarios que se aplicaron, fueron el resultado del estudio de los siguientes factores:

- a) Mano de Obra.- Se tomaron en cuenta los factores climatológicos de la región y los salarios mínimos vigentes.
- b) Equipo necesario.- Se consultaron catálogos tanto nacionales, como extranjeros, así como tablas empleadas por especialistas -

en construcción para la determinación del mantenimiento, consumo de maquinaria, depreciación, cargas indirectas de administración y utilidades.

- c) Materiales.- La integración de los precios, se apegó a las ya existentes en el mercado local, como en áreas cercanas. Lo que no fue posible conseguir en las cercanías de la región, se consideraron los fletes correspondientes.

Finalmente el estudio se completó con la experiencia de obras similares construidas en el país y con los precios recientemente utilizados por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

PRESUPUESTO PRESA DE ALMACENAMIENTO

PROYECTO: LA POLVORA.

MUNICIPIO: DEGOLLADO.

CONCEPTO:	UNID.	CANT.	P. U.	IMPORTE
1.- Desviación y control del río - durante la construcción.	Global	1	75,000.00	75,000.00
2.- Desmonte, desenraice y limpieza superficial en áreas de construcción.	Ha.	1	3,270.00	3,270.00
3.- Despalme de bancos de préstamo				
a) Para obtener arena y/o grava.	M <sup>3</sup>	1 750	9.80	17,150.00
b) Para obtener piedra.	M <sup>3</sup>	3 500	12.50	43,750.00
4.- Excavación para limpia de las áreas, cimentación de las estructuras.				
a) En tierra.	--	--	--	--
b) En roca suelta para la cortina a máquina.	M <sup>3</sup>	17 924	19.50	349,518.00
c) En roca suelta para la obra de toma.	M <sup>3</sup>	297	19.50	5,791.50
d) En roca fija para la obra de toma.	M <sup>3</sup>	1 188	68.00	80,784.00

CONCEPTO	UNID.	CANT.	P. U.	IMPORTE
e) En roca suelta para dentellones.	M <sup>3</sup>	172	30.20	5,194.40
f) En roca fija para dentellones.	M <sup>3</sup>	431	156.00	67,236.00
<b>5.- Compensaciones.</b>				
a) Por excavación en tierra, cuando esta se efectúe en agua.	--	--	--	--
b) Al precio unitario de la excavación en dentellón, cuando ésta se realice a una profundidad mayor a la del proyecto; por cada 1.5 ó fracción de profundidad adicional.	M <sup>3</sup> /Est.	288	20.00	5,760.00
<b>6.- Colocación de materiales naturales.</b>				
Rellenos simples con material producto de excavación.	M <sup>3</sup>	272	25.90	7,044.80
<b>7.- Fabricación de concretos.</b>				
a) En dentellones, desplantes relleno de oquedades y recubrimiento de tuberías.	M <sup>3</sup>	72 418.2	715.00	51'779,013.00
b) En losas de pisos, banquetas y escalones (pisos de inspección, piso de la corona de la cortina y pisos de la obra de toma y rejillas.	M <sup>3</sup>	985	819.00	806,715.00

CONCEPTO	UNID.	CANT.	P. U.	IMPORTE
c) En el cimacio y cubeta deflector del vertedor y amortiguador.	M <sup>3</sup>	49 463	885.00	43'774,755.00
d) En revestimiento de paramentos y taludes (pantalla aguas arriba de la cortina, paramentos verticales de la galería de inspección, así como en los paramentos de la obra de toma.)	M <sup>3</sup>	16 091	974.70	15'683,897.00
e) En losas de entrepisos, bóvedas, vigas y trabes.	M <sup>3</sup>	600	1,360.00	816,000.00
f) En postes (postes de barandales)	M <sup>3</sup>	15	589.00	8,835.00
g) Concreto ciclópico.	M <sup>3</sup>	3 240	974.70	3'158.028.00
<b>8.- Fabricación de mampostería y zampeados.</b>				
a) Mampostería en el cuerpo de la cortina.	M <sup>3</sup>	158 333	350.00	55'416,550.00
b) Mampostería en pisos y cimentaciones.	M <sup>3</sup>	556	400.00	222,400.00
<b>9.- Tratamiento de cimentación.</b>				
a) Perforación para inyección de drenaje en terreno natural o cuerpo de la cortina, con máquina neumática de percusión y diámetro de 80 mm. - vertical o con inclinación, según proyecto hasta 20 m. de profundidad.	ML	1 500	224.00	336,000.00

CONCEPTO.	UNID.	CANT.	P. U.	IMPORTE
b) Perforación para inyección o drenaje en terreno natural o cuerpo de la cortina con máquina neumática de percusión y diámetro de 80 mm vertical o con inclinación según proyecto hasta 15 m. de profundidad.	ML.	774	224.00	173,376.00
c) Inyección de lechado o mortero de cemento efectuado con boquilla mecánica intercambiable y obturador mecánico.	H.E.	850	360.00	306,000.00
<b>10.- Conceptos diversos.</b>				
a) Corte doblado y colocación de fierro y refuerzo.	Kgs.	97 450	3.90	380,055.00
b) Suministro e instalación de la escala de gastos.	Pza	1	1,155.00	1,155.00
c) Juntas de fieltro asfáltico de 1.91 cm. (3/4") de espesor en concretos.	M <sup>2</sup>	78	97.50	7,605.00
d) Juntas formadas con sellos retenedor de cloruro de polivinilo de 22.9 cm. (9") corrugado y con bulbo central.	M.L.	70	171.20	11,984.00
e) Juntas de aplanado y pintura asfáltica de la mampostería.	M. <sup>2</sup>	350	32.50	11,375.00
f) Juntas en los tubos del barandal.	Pza.	62	23.40	1,450.80
g) Acero estructural para rejillas. (en la estructura en rejillas).	Kgs.	1 927	18.50	35,649.50

CONCEPTO	UNID.	CANT.	P. U.	IMPORTE
h) Suministro y colocación de tubo de fierro galvanizado de 5.08 (2") de diámetro para desagüe de la corona.	M.L.	190	58.60	11,134.00
11.- Suministro y colocación de tuberías.				
a) De concreto simple de 25.4 cm. - (10") Ø para drenaje de la galería y colocada sin juntar para formar el colector de galerías.	M.L.	136	104.00	14,144.00
b) De concreto simple de 45 cm. (18") Ø, colocada sin juntar para formar el colector de laderas.	M.L.	142	156.00	22,152.00
c) De fierro galvanizado de 35 cm. - 2 1/2 de Ø para barandales.	M.L.	470	58.60	27,542.00
d) De lámina negra de 7,62 (3") Ø perforadora para drenes de la cortina.	M.L.	2 500	71.80	179,500.00
12.- Acarreos (aplicables únicamente para aquellos conceptos que no incluyan en el precio unitario).				
a) En el 1er. km de acarreo de cemento suministrado por la Secretaría.	Tons/km	8 816	26.00	229,216.00
b) En el 1er. km de acarreo de fierro de refuerzo, fierro estructural, - compuertas metálicas con sus herrajes y accesorios, válvulas, tuberías de acero, etc. suministrados por la Secretaría.	Tons/km	99 377	39.00	3'875,703.00



CONCEPTO.	UNID.	CANT.	P.U.	IMPORTE
c) En los kilómetros subsecuentes al - ler. km de arena y/o grava.	Ton/Km	188 000	2.90	545,200.00
d) En los kilómetros subsecuentes al - ler. km de piedra para mampostería, zampeados, concreto ciclópeos y en- rocamiento semi-acomodados.	Ton/Km	228 800	3.90	892,320.00
e) En los kilómetros subsecuentes al - ler. km de agua.	M <sup>3</sup> /Km	43 696	3.90	170,414.00
f) En los kilómetros subsecuentes al - de cemento suministrado por la Se- cretaría.	Ton/Km	1 225 424	1.80	2'205,763.20
g) En los kilómetros subsecuentes al - ler. km de fierro de refuerzo, fie- rro estructural, compuertas metáli- cas con sus herrajes y accesorios, válvulas, tuberías de acero etc. su ministrados por la Secretaría.	Ton/Km	13 813.4	3.30	45,584.20

CONCEPTO	UNID.	CANT.	P. U.	IMPORTE
<b>Operación de Equipo:</b>				
Bomba centrífuga de 10.6 cm (4") de diámetro.	H.E.	350	76.00	26,810.00
Bomba centrífuga de 16.2 cm (6") de diámetro.	H.E.	287	103.60	29,733.20
Tractor de 180 HP ó similar equipado con cuchillas de empuje.	H.E.	325	557.50	181,187.50
Motoconformadora caterpillar o similar	H.E.	250	338.20	84,550.00
Compresor de 250 p.c.m.	H.E.	350	283.50	99,225.00
Perforadora de mano C.P. 32-A o similar.	H.E.	400	52.40	20,960.00
Camión de volteo de 4 M <sup>3</sup> de capacidad.	H.E.	350	168.60	59,010.00
Caseta para residencia, comedor y almacenes con techos de lámina de asbesto.	Global	1	140,000.00	140,000.00

CONCEPTO	UNID.	CANT.	P.U.	IMPORTE (\$).
TOTAL				182'451,490.10
MATERIAL				5'085,000.00
SUMA				187'536,490.10
IMPREVISTOS 7%				13'129,554.31
SUMA				200'664,044.41
DIRECCION Y ADMINISTRACION 15%				<u>30'099,606.67</u>
GRAN TOTAL				230'763,651.08 =====

## C A P I T U L O IX

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

La principal actividad de ésta región es la Agricultura; su tasa de rendimiento se ha visto reducida al mínimo debido a que solo disponen de tierra de temporal, razón por la cual se define que el desarrollo integral de una comunidad, depende en gran medida de los recursos con que cuenta, su disponibilidad y como en el caso del agua, las obras necesarias para su aprovechamiento.

Las obras a construir con fines de riego como es el proyecto de la presa "La Pólvora", además de los beneficios económicos que originan, en el aspecto social fundan su mejor justificación, puesto que contribuyen a la superación constante del campesino, permitiéndole su incorporación al desarrollo que actualmente exige el país.

Es entonces de gran interés, hacer notar la importancia que tiene el construir en el país éste tipo de obras, que posteriormente, con la conjugación de otras racionalmente planeadas, se resolverán problemas más complejos, hasta lograr el aprovechamiento integral de los recursos naturales disponibles.

En base a lo expuesto anteriormente, se puede asegurar que la realización de la presa "La Pólvora" redundará, a corto plazo, en grandes benefi-

cios para los habitantes de esa zona, pues al contar con la adecuada asesoría técnica en el renglón agropecuario, estarán mejor preparados para vivir y contribuir al bienestar colectivo en bien propio, de sus familiares y de México.

Por otro lado, en capítulos anteriores se muestra que en base a los estudios hidrológicos, se proyectó y calculó hidráulicamente, cada una de las estructuras propuestas quedando así demostrada su factibilidad técnica; razón por la cual, se recomienda realizarla lo más rápidamente posible - - empleando los métodos modernos de planeación, programación y control; herramientas de comunicación que muestran las relaciones mutuas entre todas las actividades de un proyecto.

**PLANOS:**

1. Cortina y Vertedor - Plano General.
2. Cortina y Vertedor - Plano de Detalles.
3. Obra de Toma - Plano General.









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

- 1) SOTELO AVILA GILBERTO  
Hidráulica General Vol. I  
2a. Edición  
Editorial Limusa  
México, D.F. 1976
  
- 2) UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR.  
Bureau of Reclamation Design of Small Dams.  
2a. Edición  
Washington, 1961
  
- 3) SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA. (SARH)  
Obras de Toma en Presas de Almacenamiento.
  
- 4) SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS  
Publicación Técnica.  
Volumen VII, Número 2  
México, 1978.
  
- 5) INFRAESTRUCTURA, RECURSOS Y SERVICIOS, S.C.  
Presa " La Yerbabuena " Gto. Proyecto Ejecutivo.
  
- 6) R.K. LINSLEY; M.A. KONLER; J.L. PAUL HUS.  
Hidrología para Ingenieros.  
Mc. Graw - Hill.  
México, 1975.

- 7) VEN TE CHOW  
Open - Channel Hydraulics.  
International Student Edition  
Kogokusha Company. Ltd.  
Tokyo, 1959.
- 8) ALEJANDRO LEON RAMIREZ; EMILIO TOVAR VALDEZ.  
Proyecto Cuxtepeques y Presa el Portillo en el Estado de Chiapas.  
Tesis Profesional, 1974  
México, D.F.
- 9) ARTURO AGUILAR SOLORIO  
Estudio de la Obra de Desvío para la presa el Tunal II, Dgo.  
Tesis Profesional, 1976  
México, D.F.
- 10) JOSE MIGUEL GONZALEZ AZUARA.  
Estudio del Anteproyecto de Desvío para la Construcción de la -  
Presa "El Guineo", Gro.  
Tesis Profesional, 1977  
México, D.F.
- 11) BOLETIN HIDROLOGICO No. 51  
Región Hidrológica No. 12  
Cuenca del río Lerma tomos I y IV  
SARH Dirección General de Estudios.
- 12) MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES  
Comisión Federal de Electricidad  
Instituto de Investigaciones de la Industria Eléctrica.  
Tomo II, México, D.F., 1969