Ej. 90

Universidad Nacional Autónoma de México

Facultad de Ingeniería

PRESA CERRO DE ORO, OAXACA Y VERACRUZ OBRA DE CONTROL Y OBRA DE DESVIO

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

Presenta:

LUIS ALEJANDRO LEON HERRERA

México, D. F. 1981

Universidad Nacional Autónoma de México
UNAM
Biblioteca Central
Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

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.

"PRESA CERRO DE ORO, OAXACA Y VERACRUZ
OBRA DE CONTROL Y OBRA DE DESVIO"

CAPITULOS

I Antecedentes

II Descripción de la Obra y estudios preliminares

III Obra de Control y Excedencias

IV Obra de Desvío

V Conclusiones

I.- Antecedentes

1.1. Breve Descripción del río

1.2. Obras que se han realizado para su control

II.- Descripción de la Obra y Estudios Preliminares

2.1. Ubicación de la Presa

2.2. Propósitos de "Cerro de Oro"

2.3. Obras Propuestas

III.- Obra de Control y Excedencias

3.1. Estudios Hidrológicos

3.1.1. Descripción General

3.1.2. Orografía

3.1.3. Hidrografía

3.1.4. Topografía

3.1.5. Descripción de la Presa "Presidente Alemán"

3.1.6. Datos Hidrométricos
3.1.7. Sólidos en Suspensión
3.1.8. Datos Climatológicos
3.1.9. Datos Agrológicos
3.1.10 Requerimientos en Túxtepec

3.2. Determinación de los Gastos Máximos
3.2.1. Métodos Estadísticos
3.2.2. Métodos Empíricos

3.3. Estudios de Avenidas
3.3.1. Avenidas máximas registradas
3.3.2. Avenida máxima probable
3.3.3. Forma de la Avenida máxima probable

3.4. Estudio de Control
3.4.1. Regularización a gasto constante
3.4.2. Tránsito de la Avenida máxima probable

3.5. Análisis de Funcionamiento de Vaso
3.5.1. Alternativas
3.5.2. Determinación de la elevación de la Cresta Vertedera
3.5.3. Curva de Gastos del Vertedor

3.6. Estudio Hidráulico del Vertedor
3.6.1. Geometría del Cimacio
3.6.2. Estudio Hidráulico
3.6.3. Cálculo del Tanque amortiguador

IV.- Obra de Desvío

4.1. Relación de esta obra con el resto del sistema

4.1.1. Finalidad del desvío

4.1.2. Relación con el resto de las obras

4.1.3. Tipos de desvío

4.2. Funcionamiento del desvío

4.2.1. Tipo y características del desvío elegido

4.2.2. Características hidráulicas

4.2.3. Cálculo de la Curva de Gastos de los Túneles

4.3. Determinación de la Elevación de las Ataguías

4.3.1. Método de Puls modificada-Alternativas

4.3.2. Resultados del tránsito de avenidas por el método de Puls modificado

V.- Conclusiones

CAPITULO I

ANTECEDENTES DE LA OBRA

1.1. BREVE DESCRIPCION DEL RIO.

El Rio Papaloapan es uno de los más caudalosos de la República, con un escurrimiento anual de 47,000 millones de metros cúbicos. Está formado por dos grandes afluentes: el Rio Tonto que drena una gran zona de la vertiente del golfo de la Sierra Madre Oriental, y el Rio Santo Domingo que drena el llamado Alto Papaloapan mediante sus principales afluentes: el Rio Usila y el Rio Valle Nacional.

Debido a su gran caudal, el Papaloapan ha causado muchos problemas de inundaciones a las zonas circunvecinas, situación que ha prevalecido en ausencia de controles artificiales, afectando con esto a ciudades y poblaciones localizadas en ambas márgenes del Rio.

1.2. Obras que se han realizado para su control. Dentro de las obras que se han llevado a cabo para regularizar este Rio, se encuentra en lugar importante la Presa "Presidente Alemán", que se terminó de construir en 1955, obra que intercepta las aguas del Rio Tonto a la altura de Temascal, Oaxaca y las almacena en un vaso de 8,200 millones de metros cúbicos de capacidad, cubriendo una superficie de 48,000 hectáreas y a cuya cortina auxilian dos diques: uno el de "Pescaditos" y otro el de "Macines", ambos con una longitud total-

de 2,380 m. Su utilidad ha sido evidente ya que en 1958 controló una avenida parecida a otra de 1944 que causó grandes perjuicios.

Se han realizado cortes de rectificación, bordes marginales de protección, etc. también se ha planteado la construcción de otra Presa que aumente el control de los escurrimientos de esta cuenca; dicha presa se localizará sobre el Río Sto. Domingo, que es de los principales afluentes del Papaloapan. Este río tiene un área de cuenca de 14,000 Km^2 y ha producido avenidas del orden de los 11,000 m^3/S.

CAPITULO II

DESCRIPCION DE LA OBRA Y ESTUDIOS PRELIMINARES

2.1. UBICACION DE LA PRESA.

Como se refirió anteriormente la Presa "Alemán", se encuentra en el Río Tonto, que representa un 25% del escurrimiento que desfoga al Papaloapan, por tanto se han planteado diversas alterantivas de regularización para aumentar el control del Papaloapan.

De diversas alternativas de presa propuestas, la más factible de realizarse según estudios de anteproyecto es la de "Cerro de Oro" sobre el Río Santo Domingo. La localización de esta Presa es contigua a la "Alemán", por lo cual se plantea la posibilidad de intercomunicar los vasos para formar uno solo y consecuentemente mejorar el aprovechamiento de ambas corrientes. (los Ríos Tonto y Santo Domingo representan aproximadamente el 62% del escurrimiento medio anual del Río Papaloapan al iniciar su recorrido por la llanura costera).

2.2. PROPOSITOS DE "CERRO DE ORO"

Con la construcción de la Presa "Cerro de Oro" sobre el Río Santo Domingo se podrá formar el Sistema "Temascal-Cerro de Oro", siendo sus objetivos:

a) Regularizar el escurrimiento del Papaloapan, para abatir el gasto a uno menor que no produzca inundaciones (la capacidad del cauce del Papaloapan es de aproximadamente 4000 m3/s).

b) Aumentar la capacidad de generación de Energía tomando en cuenta las instalaciones de la Presa "Alemán" - ya existentes.

c) Proporcionar Riego, a las zonas situadas entre los - Ríos Santo Domingo y Tesechoacán; del orden de 30,000 hectáreas.

Igualmente se podrán desarrollar una serie de actividades complementarias como pesca, turísticas, navegación, - etc.

2.3. OBRAS PROPUESTAS.

Las Obras Hidráulicas inicialmente propuestas para la Presa "Cerro de Oro" son: Cortina, Vertedor de demasias, - - obras de toma y obra de desvío.

Una vez elegido el sitio se plantearon en base a las- características topográficas, geológicas e hidrológicas, la- ubicación de las estructuras y sus dimensionamientos previos.

Cortina.- Se propuso una cortina de materiales gradua

dos con 10 m. de ancho de corona y taludes exteriores de 2:1 hasta la corona de las atagufas; de allí taludes de 2:1 hasta el terreno natural. Internamente la cortina estará constituída por un corazón de material impermeable de 5 m. de ancho en su corona y taludes de 0.25:1, desplantándose éste en una trinchera, al centro de la cual se pondrá un dentellón de concreto para apoyo de una pantalla de inyecciones. En ambos lados del corazón impermeable llevará material de grava y arena de ancho variable conforme los taludes. Paralelos a estos irá la rezaga dando cuerpo a la cortina y, dando forma a los taludes exteriores se colocarán chapas de enrocamiento en ambos lados de la sección.

Las atagufas para el desvío formarán parte de la cortina y su geometría será de 10m. de ancho en la corona con talud de 2:1 aguas arriba y de 1.5:1 el de aguas abajo, su constitución en cuanto a materiales será similar al de la cortina.

Obra de control y excedencias.- Esta obra se encuentra localizada en la margen izquierda y consta de tres conductos que descargan sus aguas a tres túneles respectivamente. Dichos conductos están controlados a su vez por tres compuertas radiales cada uno. El vertedor es del tipo de Cimacio y se comunica al umbral de entrada de los túneles, mediante una transición de rectangular a circular; dicha transición se hace a través de una rápida que gradualmente baja hasta introducirse a los túneles. El trazo de dichos túneles

en planta es recto y terminan en un tanque amortiguador.

Obra de Desvío.- El desvío se realizará a través de los túneles ya mencionados, los cuales se propusieron de 12 m. de diámetro, serán tres y pasarán en su trayectoria bajo el Cimacio; el cierre en el acceso se hará con obturadores metálicos y finalmente se taponearán en una segunda etapa.

Obras de toma.- Habrá una obra de toma en la margen derecha y una en la margen izquierda. La obra de toma de la margen derecha se localiza en el sitio llamado Boca lagarto y consta de un canal de acceso que da paso a las rejillas que se encontrarán colocadas a la entrada de la obra de toma. El control del gasto se realizará por medio de dos compuertas de emergencia y dos de servicio. De dicha torre se pasará a un túnel por medio de una transición de sección rectangular a circular, y de ahí al canal principal.

El túnel descargará a un tanque amortiguador para salir de ahí al canal principal. El acceso a la torre de toma se realizara a través de un puente apoyado en una torre intermedia.

La toma de la margen izquierda estará ubicada en un punto cercano al vertedor de la Presa "Alemán" y básicamente tendrá las mismas características de la toma de la margen derecha.

Estudios.- El proyecto "Cerro de Oro" ha sido planteado hidrológicamente junto con la presa "Presidente Alemán".- Dada la cercanía de ambas obras, los estudios hidrológicos que a continuación se resumen toman en cuenta el funcionamiento simultáneo de ambos proyectos de manera de aprovechar al máximo los escurrimientos, sus capacidades de vaso y sus instalaciones, para así alcanzar los objetivos de control de avenidas y de riego propuestos.

Se volvieron a realizar para el proyecto definitivo estados de todas las obras: Cortina, Obra de Control, obras de toma, etc. planteándose alternativas de las mismas. Las obras planteadas en esta tesis: Obra de Control y Obra de Desvío forman parte de una alternativa definitiva de solución.

La decisión final acerca de la mejor alternativa de solución de "Cerro de Oro" será de la exclusiva competencia de las autoridades de Recursos Hidráulicos, siendo las soluciones aquí planteadas responsabilidad del autor.

CAPITULO III

OBRA DE CONTROL Y EXCEDENCIAS.

3.1. ESTUDIOS HIDROLOGICOS.

Como se mencionó en los dos primeros capítulos, el vaso de la Presa "Cerro de Oro" se encuentra junto al vaso de la Presa "Presidente Alemán", por lo cual se ha pensado unir los dos vasos a través del ex-Dique Pescaditos de Enmedio.

Se han realizado estudios, del vaso Cerro de Oro solo y de los vasos combinados; se mencionarán algunas características de ambos vasos:

3.1.1. Descripción General.

Los ríos Tonto y Sto. Domingo, son los principales formadores del río Papaloapan. Ocupan la parte occidental de la cuenca y drenan, hasta el sitio del proyecto, áreas de 3,975 Km^2 a la Presa Presidente Alemán y 13,831 Km^2, a "Cerro de Oro", las cuales representan el 38% del área drenada por el Papaloapan, hasta su desembocadura en la laguna de Alvarado.

La cuenca colinda al norte con la cuenca del río Blanco, al sur con la cuenca del río Atoyac de la vertiente del Océano Pacífico, al este con las cuencas de los ríos Amapa y

Valle Nacional y al oeste con la cuenca del río Balsas.

3.1.2. Orografía.

La cuenca del río Sto. Domingo, está confinada por la Sierra Madre de Oaxaca (del sur), la cual la separa por el - poniente de las cuencas de los ríos Balsas y Atoyac.

Sin embargo, la cordillera más importante que atraviesa la cuenca es aquella que partiendo del pico de Orizaba, - separa las cuencas de los ríos Tonto y Sto. Domingo. Dicha - cordillera con elevaciones máximas del orden de los 3,000 - Mts. define claramente dos zonas dentro de la cuenca, ya que al constituir una barrera a la humedad proveniente del Golfo de México, provoca grandes precipitaciones en la cuenca del- río Tonto, recibiendo en cambio la vertiente opuesta, únicamente el remanente de la humedad no precipitada, ocasionando que dicha zona sea semiarida y poco aportadora.

3.1.3. Hidrografía.

El colector de la cuenca del río Papaloapan lo constituye el río Sto. Domingo, conocido en sus orígenes como río- Salado, el cual drena el valle Poblano-Oaxaqueño, y la alta- Mixteca; tiene la cuenca más árida y deforestada del sistema produciendo por esta razón más del 60% de los azolves que - llegan al río Papaloapan.

El curso del río Salado se desarrolla con un rumbo medio sur-este, recibiendo por su margen derecha importantes - aportadores: Zapotitlán, Calapilla y Xiquila. A la altura - del poblado de Quiotepec se une al río Grande, formando entre ambos el Sto. Domingo.

A partir de dicha confluencia el río Sto. Domingo cambia su curso hacia el Oriente y recibe por margen derecha la aportación del río Usila, localizándose a 14 Km aguas abajo de la confluencia, el eje del proyecto "Cerro de Oro".

En la parte final de su recorrido el río Sto. Domingo enfila hacia el noreste y recibe la aportación por margen derecha de uno de sus más importantes afluentes, el río Valle-Nacional, para más adelante unirse al río Tonto en las cercanías del poblado de Papaloapan, dando origen al río del mismo nombre.

Lo anterior será importante puesto que al establecer los objetivos para "Cerro de Oro", se tomará muy en cuenta - la situación descrita.

En el caso de la Presa Alemán su aportador es el río Tonto que nace en las estribaciones de la Sierra Mazateca siguiendo una trayectoria hacia el noroeste para virar luego - al sureste, rumbo que sostiene hasta el vaso de la presa.

Sus aportadores más importantes son los ríos Moyoatem

pa, Petlapa, Santiago y Altotonga.

Debido a que su cuenca esta situada en una zona de alta precipitación, a pesar de su pequeña extensión genera -- aproximadamente el 20% del escurrimiento correspondiente a - la cuenca total del río Papaloapan.

Este río lleva el porcentaje más bajo de azolve del - sistema fuvial, debido a que la mayor parte de su cuenca está cubierta de vegetación.

A partir de la unión de los ríos Tonto y Sto. Domingo, el río Papaloapan fluye por la planicie costera y recibe por margen derecha a sus dos afluentes más importantes, los ríos Tesechoacán y San Juan Evangelista, que provienen del nudo - de Zempoaltépetl. Desemboca finalmente al Golfo de México en la laguna de Alvarado.

3.1.4. Topografía.

De planos de la zona se obtuvieron los siguientes datos:

Areas Drenadas	
Hasta la estación hidrométrica Cantón	13,688 Km^2
Hasta el sitio del proyecto Cerro de Oro	13,831 Km^2

De planos de la Comisión del Papaloapan se obtuvieron

las curvas de áreas y capacidades del vaso "Cerro de Oro"; - se encuentran dibujadas las curvas Elevaciones-Areas-Volúmenes.

La elevación de la boquilla de Temascal es la - - - 4 m.s.n.m. y la de la boquilla de "Cerro de Oro" es la 16 - m.s.n.m.

3.1.5. Descripción de la Presa Presidente Alemán.

La presa Presidente Alemán, la cual controla los escurrimientos del río Tonto, fué terminada en 1957, localizándose aproximadamente a 40 Km al norte de Ciudad Alemán, en el sitio denominado Temascal.

La obra consiste esencialmente de una cortina de materiales graduados con corona a la elevación 74.80 y bordo libre de 3.50 m., quedando el NAMO a la 71.30 m; consta de una obra de excedencias constituída por 11 compuertas radiales - de 10 m de longitud con pantalla, 7 de ellas con cresta a la elevación 59.30 m y las otras 4 a la 62.05 m.

La comunicación entre los vasos de "Alemán" y "Cerro de Oro" se puede lograr mediante un tajo de comunicación, - eliminando el dique "Pescaditos de Enmedio" de manera que se forme un solo almacenamiento, obteniéndose así a partir del plano topográfico, los siguientes datos:

Elevación del cauce en la boquilla (río Tonto)	4.00 m
Elevación máxima levantada	75.00 m
Almacenamiento a la elev. 75. m	15034 Mm^3
Area de embalse a la elev. 75 m	26265 has

Al NAMO actual de la Presa Presidente Alemán que tiene la elevación 71.30 almacena 9,111 Mm^3 y el vaso común, osea "Presidente Alemán" y "Cerro de Oro" tendría 12,330 Mm^3, por lo cual al vaso "Cerro de Oro" le corresponde un almacenamiento de 3,219 millones m^3.

3.1.6. Datos Hidrométricos.

En el río Sto. Domingo se efectúan desde 1947 observaciones del régimen de la corriente en la estación hidrométrica Cantón, localizada a 2.5 Km aguas arriba del sitio "Cerro de Oro". Del río Tonto, los registros parten de Enero de 1948 a Abril 1952, en la estación Paso de Vigas a 5 Km arriba de la cortina actual de la Presa "Alemán".

En junio de 1949, entró en operación la estación Temascal aguas abajo de la cortina actual.

Las entradas al vaso común corresponden a la suma de los escurrimientos del río Sto. Domingo en la estación cantón y del río Tonto, en algunas de las estaciones ya mencionadas, aquí se cuenta con los siguientes datos:

Entrada media anual (1944-1970)	14,117 Mm^3
Entrada máxima anual (1969)	23,187 Mm^3
Entrada mínima anual (1949)	6,998 Mm^3

3.1.7. Sólidos en Suspensión.

De las estaciones hidrométricas Cantón y Paso de Vi-- gas, se ha cuantificado el material de acarreo en suspensión para cada corriente, así:

En el caso de "Cerro de Oro" y de 1948 a la fecha se- determinaron 1.13 partes por millar, con un volumen medio de escurrimiento de 5,983 Mm^3. Para la Presa Alemán, se determi nó un porcentaje de 0.063 partes por millar con un volumen - medio de escurrimiento de 8,134 millones de m^3; así en un pe ríodo de 50 años tendremos:

Azolves = [(8,134 x 0.000063) + (5,983 x 0.00133)] 50

Azolves = 423 Mm^3

Incrementando este valor en un 33% por arrastre de - fondo se tiene:

Cap. de Azolves = 423 x 1.33 = 564 Mm^3

De manera que al determinar la capacidad mínima de - operación, ésta debe ser superior a la obtenida.

3.1.8. Datos Climatológicos.

Con datos de las cuencas de los ríos Sto. Domingo y - Tonto se obtuvieron lluvias medias anuales de 1020 y 2937 mm respectivamente.

Con datos de lluvia y evaporación de las estaciones - Cantón y Temascal se determinó para el período 1944-1970 una evaporación media anual de -249 mm.

3.1.9. Datos Agrológicos

De acuerdo a los ú'timos datos, las tierras por regar comprenden 14,250 has. localizadas en la margen izquierda - del río Sto. Domingo, en Macines y 50,000 has. en la zona de los Naranjos localizados en la margen izquierda del río Papaloapan.

El programa de cultivos considerados incluyen un 75%- de cultivos perennes y un 25% de cultivos anuales. Entre - - aquellos destacan la caña de azúcar, la piña y los pastos y- de estos se tienen porcentajes importantes de arroz, hortalizas, oleaginosas, tabaco y granos en general. Adicionalmente se tienen programados dobles cultivos en un 19% del área física.

Las demandas de riego se calcularon mediante la aplicación del método de Blaney-Criddle, habiéndose obtenido pa-

ra las zonas de los Macines y los Naranjos coeficientes brutos de riego de 1.00 y 1.39 respectivamente, considerando - que el riego se dará por gravedad y que los canales principales serán revestidos.

En estas condiciones la demanda total anual es de - - 838 Mm^3, más un factor de seguridad por cambios en el programa de cultivos o en áreas; por lo tanto la demanda se puede- considerar de 1,000 Mm^3 al año.

3.1.10. Requerimientos en Tuxtepec.

Según el vocal ejecutivo de Papaloapan, se necesitan- 60 m^3/seg para diluir los deshechos de la fábrica de papel - de Tuxtepec, localizándose dicha fábrica aguas abajo de la - confluencia del rio Valle Nacional con el rio Sto. Domingo;- de la Presa "Cerro de Oro", únicamente se extraerá el gasto- correspondiente a la diferencia de los 60 m^3/seg, y el gasto aportado por el rio Valle Nacional.

3.2. DETERMINACION DE LOS GASTOS MAXIMOS

La Boquilla de la Presa "Cerro de Oro" se escogió cercana a la estación Hidrométrica Cantón que está aguas arriba y que forma parte de un sistema de estaciones que dominan la Cuenca. En base a observaciones que se hicieron a partir de 1947 se tienen registrados los gastos máximos anuales para un período de 23 años a partir de los cuales se calculará el gasto máximo según varios métodos.

3.2.1. Métodos Estadísticos

Método de Gumbel.

Todos los gastos máximos se definen en función de un período de retorno (t_r). Así se calculará el Qmáx. para diferentes períodos de retorno.

$$Q_{máx} = Q_m - \frac{\sigma_q}{\sigma_n} (\bar{Y}_n - \log_e t_r) \qquad (1)$$

$$\sigma_q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n} Q_i^2 - NQ_m^2}{N - 1}} \qquad (2)$$

donde

N = No. de años de registro

Q_i = Gasto máximo anual registrado

$Q_m = \sum_{i=1}^{n} Q_i/N$ Gasto medio en m^3/seg

$Q_{máx}$ Gasto máximo para un período de retorno determinado

t_r período de retorno (años)

σn, $\bar{Y}n$ Constantes función de N (tablas)

σq Desviación estandar de los gastos

Luego se tendrá un intervalo de confianza el cual será función de Ø.

$$\emptyset = 1 - 1/tr$$

Si Ø es $0.20 < \emptyset < 0.80$ entonces

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N} \propto m \frac{\sigma q}{\sigma n \sqrt{N}} \qquad (3)$$

donde:

N = No. de años de registro

$\sqrt{N} \propto m$ Constante función de Ø

σn Constante función de N

σq Desviación estandar de los datos

Si $\emptyset > 0.90$ entonces:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14\,\sigma q}{\sigma n} \qquad (4)$$

Cuando Ø es $0.80 < \emptyset < 0.90$

ΔQ varía en proporción de los valores extremos de Ø

Ordenando los datos en la tabla siguiente se tiene:

$$N = 23 \therefore \qquad Qm = \frac{51411}{23} = 2235.26 \ m^3/s$$

De la ecuación 2

$$\sigma q = \sqrt{\frac{13255.33 \times 10^4 - 23\ (2235.260)^2}{22}} = 895.35$$

De la tabla 1 pág. 31. "Escurrimiento en Cuencas Grandes" por Rolando Springall G., Instituto de Ingeniería, 1967, se tiene:

$N = 23$; $\overline{Y}n = 0.5283$; $n = 1.0811$

De lo cual sustituyendo en (1):

$$Q_{máx.} = 2235.26 - \frac{895.35}{1.0811}\ (0.5283 - \log e\ tr)$$

$$= 2235.26 - 437.529 + 828.184 \log e\ tr$$

$$Q_{máx} = 1797.731 + 828.184 \log e\ tr$$

Se darán diferentes valores al período de retorno.

tr	Qmáx	ΔQ	Qm
50	5037.605	944.13	5982 m^3/seg
100	5611.659	944.13	6556 m^3/seg
1000	7518.623	944.13	8463 m^3/seg
10000	9425.588	944.13	10370 m^3/seg

Luego se evaluará el intervalo de confianza:

$\emptyset = 1 - (1/tr)$

tr	50	100	1000	10000
$\emptyset$	0.98	0.99	0.999	0.9999

De lo anterior se usará la expresión (4)

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14\ (895.35)}{1.0811} = 944.13\ m^3/seg.\therefore$$

Los resultados se muestran en la tabla anterior.

Método de Levediev

Con el método de Levediev se tiene::

$$Qd = Qmáx + \Delta Q \qquad (5)$$

$$Qmáx = Qm\ (KCv + 1) \qquad (6)$$

$$Q = \pm \frac{AEr\ Qmáx}{\sqrt{N}} \qquad (7)$$

Siendo:

A Coeficiente que varía de 0.7 a 1.5 dependiendo del número de años de registro. Si N = 40; A = 0.7

TABLA 3.1. METODOS DE GUMBEL Y LEVEDIEV

AÑO DE OBSERVACION	GASTO MAXIMO m3/seg	$Qi^2 \times 10^{-4}$	$\frac{Qi}{Qm}$	$\frac{Qi}{Qm} - 1$	$\left[\frac{Qi}{Qm} - 1\right]^2$
1 1948	899	80.820	0.402	-0.598	0.358
49	937	87.796	0.419	-0.581	0.358
1950	2950	870.250	1.320	0.320	0.102
51	2308	532.686	1.052	0.032	0.001
5 52	2572	661.518	1.150	0.150	0.023
53	1565	244.922	0.700	-0.300	0.090
54	2176	473.497	0.973	-0.027	0.001
1955	1835	336.722	0.821	-0.179	0.032
56	2175	473.062	0.973	-0.027	0.001
10 57	1287	165.636	0.576	-0.424	0.180
58	4880	2381.440	2.183	1.183	1.399
59	1958	383.376	0.876	-0.124	0.015
1960	3060	936.360	1.309	0.369	0.136
61	2505	627.502	1.121	0.121	0.015
15 62	1609	258.888	0.720	-0.280	0.078
63	1725	297.562	0.772	-0.228	0.052
64	1845	340.402	0.825	-0.175	0.031
1965	2470	610.090	1.105	0.105	0.011
66	2445	596.824	1.093	8.095	0.009
20 67	1685	283.922	0.754	-0.245	0.061
68	2355	554.602	1.053	0.053	0.003
69	3960	1568.160	1.771	0.771	0.594
23 1970	2212	489.294	0.989	-0.011	0.000
	$\Sigma Qi = 51411$	13255.33	---	---	3.530
	$Qm = 2235.26$				

Cs Coeficiente de asimetría que es:

$$Cs = \frac{\sum_{i=1}^{N} \left(\frac{Qi}{Qm} - 1\right)^3}{NCv3} \qquad (8)$$

Por otro lado

Cs = NCv

N = 2 para avenidas por deshielo

N = 3 para avenidas por tormentas

N = 5 para avenidas por tormentas en cuencas ciclónicas.

De entre estos dos valores se escoge el mayor.

Cv Coeficiente de variación, se obtiene de

$$Cv = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} \left(\frac{Qi}{Qm} - 1\right)^2}{N}} \qquad (9)$$

Er Coeficiente que depende de Cv y de la probabilidad p que es $p = \frac{1}{tr}$ (De Gumbel)

K Coeficiente que depende de p y de Cs

Qmáx Gasto máximo probable de diseño para un período de retorno determinado así:

$$Qm = \frac{51411}{23} = 2235.26 \ m^3/seg$$

De la misma tabla 3.1. de Gumbel se encontrarán los siguientes valores:

$$Cv = \sqrt{\frac{3.53}{23}} = 0.392 \doteq 0.40$$

Luego para evaluar Cs de la ec. (8)

Cs con fórmula da: $Cs = \frac{1.627}{23(0.392)^3} = 0.18$

Considerando que las precipitaciones en la cuenca del Papa-- loapan son generadas por avenidas de carácter ciclónico se - tomará Cs = 5 Cv

$$Cs = 5(0.392) = 1.96$$

Obtención del coeficiente K; como está en función de p se hará una tabla para los tr.

tr	P = 1/tr	P	K (t)	Er (Gs)
50	0.02	2	2.89	0.61
100	0.01	1	3.58	0.63
1,000	0.001	0.10	5.84	0.72
10,000	0.0001	0.01	8.10	0.80

Asimismo se valuará Er

Con p y Cs $\Longrightarrow$ K (t)

p y Cv $\Longrightarrow$ Er (Gs)

Así de la tabla anterior y la expresión (6)

tr	(KCv+1)	Qmáx.	ΔQ	Qd'
50	2.132	4765.57	606.15	5371.72
100	2.403	5371.32	705.60	6076.92
1,000	3.289	7351.77	1103.72	8455.49
10,000	4.175	9332.21	1556.72	10888.93

Se tomará A = 1 para N = 23 así

De la expresión (7)

$$Q = \pm \frac{1 \quad Er \ Qmáx}{\sqrt{23}}$$

METODO DE NASH

$$Qmáx = a + c \log \log \frac{tr}{tr - 1} \qquad (10)$$

donde:

a , c constantes función del registro de gastos máximas anuales

$a = Qm - CXm$

$$C = \frac{\sum_{i=1}^{n} Xi \ Qi - NXm \ Qm}{\sum_{i=1}^{n} Xi^2 - NXm^2} \qquad (11)$$

Siendo

$$Xi = \log \log \frac{Tr}{tr-1} \qquad (12)$$

Xi Constante para cada gasto Q registrado, función de su - período de retorno

$Xm = \sum_{i=1}^{n} Xi/N$ valor medio de las X

También:

$$tr = \frac{N + 1}{Mi} \qquad (13)$$

y por último

$$\Delta Q = \pm 2 \left[\frac{sco}{N^2(N-1)} + (X-Xm)^2 \frac{1}{N-2} \frac{1}{Sxx} \left(sqq - \frac{sxq^2}{Sxx} \right) \right]^{1/2} \qquad (14)$$

Siendo:

$Sxx = N\Sigma Xi^2 - (\Sigma X i)^2$

$Sqq = N\Sigma Qi^2 - (\Sigma Q i)^2$

$Sxq = N\Sigma QiXi - (\Sigma Qi) (\Sigma Xi)$

Para esto se tendrá que hacer una tabla la cual tendrá los valores que se necesitan, así; tabla 3.2.:

TABLA 3.2.

METODO DE NASH

	1 tr	2 M1	3 Qi	4 $\frac{tr}{tr-1}$	5 Xi	6 $Qi^2 \times 10^{-4}$	7 QiXi	8 Xi^2
1	24	1	4880	1.043	-1.74	2381	-8491	3.03
	12	2	3960	1.091	-1.42	1568	-5623	2.02
	8	3	3060	1.143	-1.24	936	-3794	1.54
	6	4	2950	1.200	-1.10	870	-3245	1.21
5	4.80	5	2572	1.263	-0.99	661	-2546	0.98
	4	6	2505	1.353	-0.90	627	-2254	0.81
	3.42	7	2470	1.413	-0.82	610	-2025	0.67
	3	8	2443	1.500	-0.75	596	-1832	0.56
	2.66	9	2355	1.602	-0.69	554	-1624	0.48
10	2.40	10	2308	1.714	-0.65	532	-1454	0.40
	2.18	11	2212	1.847	-0.57	489	-1200	0.32
	2	12	2176	2.000	-0.52	473	-1131	0.27
	1.84	13	2175	2.190	-0.47	473	-1022	0.22
	1.71	14	1958	2.408	-0.42	383	- 822	0.18
15	1.60	15	1845	2.667	-0.57	340	- 682	0.14
	1.50	16	1835	3.000	-0.32	336	- 587	0.10
	1.41	17	1725	3.439	-0.27	297	- 465	0.07
	1.33	18	1685	4.030	-0.22	283	- 370	0.05
	1.26	19	1609	4.846	-0.16	258	- 257	0.03
20	1.20	20	1565	6.000	-0.11	244	- 172	0.01
	1.14	21	1287	8.143	-0.04	164	- 51	0.0
	1.09	22	937	12.111	-0.03	87	- 28	0.0
23	1.04	23	899	26.000	+0.15	80	+ 134	0.02
					-13.63	13255	-39601	13.11

De los datos de la tabla 3.2. se tiene:

$tr = \frac{N+1}{Mi}$ lo cual se obtiene de la exp. (13) entre la co-- lumna (2). Luego

$Qm = 2235.26 \quad m^3/seg$

$Xm = \frac{-13.63}{23} = -0.59$ Así.

de la ec. (11).

$$C = \frac{-39601 - [23\ (-0.59)\ \ 2235.26]}{13.11 - 23\ (-0.59)^2} = -1815.933$$

y sust. en la ec. de a

$$a = 2235.26 - [-1815\text{-}933\ (-0.59)] = 1163.860$$

Así el gasto será:

$$Qmáx = 1163.86 - 1815.933 \log \log \frac{tr}{tr-1}$$

De lo cual:

tr	tr/ (tr-1)	log log tr/(tr-1)	Qmáx
50	1.0200	-2.056	4898.882
100	1.0100	-2.360	5449.526
1000	1.0010	-3.361	7269.024
10000	1.0001	-4.362	9085.311

El intervalo de confianza será: Sustituyendo:

$$Sxx = 23(13.11) - (-13.63)^2 = 115.753$$

$$Sqq = 23(13255 \times 10^4) - (51411)^2 = 4.055 \times 10^8$$

$$Sxq = 23(-39601) - [51411(-13.05)] = -210\ 091.07 \therefore$$

$$Q = \pm 2 \sqrt{\frac{4.055\times10^8}{23^2(22)} + (x+0.59)^2 \frac{1}{21} \left(\frac{1}{115.753}\right) \quad 4.055\times10^8 - \frac{(210)^2}{115.753}}$$

$$Q = \pm 2 \sqrt{3.494 \times 10^4 + (X+0.59)^2 \quad 9.949 \times 103}$$

tr	X	ΔQ	Qmax	Qd
50	-2.056	474.223	4898.882	5373
100	-2.300	513.845	5449.526	5963
1 000	-3.361	667.031	7269.024	7936
10 000	-4.362	839.986	9085.311	9925

3.2.2. Métodos Empíricos

Se han desarrollado expresiones que permiten evaluar el gasto máximo en función del área y de la intensidad de la lluvia.

Creager y Lowry desarrollaron fórmulas apoyadas en la expresión del gasto Q = cia, la cual se basa en que el escurrimiento se equilibra con la intensidad de lluvia.

Se han elaborado en base a datos estadísticos, gráficas de gastos registrados en ciertas zonas contra sus áreas de cuenca respectivas, y a dichos valores se les asignó una curva envolvente de gastos máximos registrados.

La expresión para Lowry es de la forma general:

$$q = K\ (A + a)^{-n}$$ donde:

q = gasto unitario en $m^3/s/Km^2$

K = coeficiente en función de la zona de la estación

A = área de la cuenca en Km^2

a = ctte. relativa al área de cuenca = 259

n = exponente que depende de los datos disponibles

La SARH publicó hace tiempo unas gráficas de las envolventes de gastos máximos que están basadas en la expresión de Lowry y para las distintas regiones hidrológicas en que se encuentra dividido el país.

La publicación contiene los gastos máximos observados en más de 20 años para la zona No. 28 donde se encuentra localizada "Cerro de Oro" y también los gastos máximos probables de las mismas zonas, basadas éstas en los registros obtenidos por las estaciones respectivas. Se hizo un análisis estadístico de los gastos máximos, en base a los métodos de Foster III y Gumbel para diversos períodos de retorno y los resultados se encuentran en dicha publicación.

Así, el área de la Cuenca de "Cerro de Oro" es de 13831 Km^2 y tomando un período de retorno de tr = 10,000 años, de la gráfica de gastos probables se obtiene un valor del gasto:

$$q = 1.07 \quad m^3/seg/km^2$$

el cual dará un gasto total Q de:

$$Q = 1.07 \times 13831 = 14799.17 \quad m^3/s$$

Dadas los datos en que se basaron estas gráficas, y que no se toman en cuenta muchas variables, dicho valor se tomara con reservas, por tanto:

Resumiendo todos los valores encontrados hasta ahora por todos los métodos, se tiene:

Para tr = 10,000 años

Gumbel	10 400	m^3/s
Nash	10 000	"
Levediev	10 900	"
Envolventes	14 800	"

Se tomará basándose en todo lo ya dicho un valor del gasto máximo probable de 14,000 m^3/s, que será con el que se trabaje.

3.3. ESTUDIO DE AVENIDAS

3.3.1. Avenidas máximas registradas.

En el período registrado del año de 1948 a la fecha en los ríos Tonto (Alemán) y Santo Domingo (Cerro de Oro) destacan las avenidas ocurridas en 1969 y en 1958 las cuales registraron: 8 427 m^3/seg y 7 969 m3/seg respectivamente. La más desfavorable fué la registrada en 1969 ya que registró mayor gasto y también una duración mayor de alrededor de 40 días, la cual produjo un gran volumen de agua.

3.3.2. Avenida máxima probable.

Del río Santo Domingo se determinó el valor de la avenida máxima probable que fué de 14 000 m^3/seg. Igualmente el río Tonto produjo una avenida de 12 000 m3/seg. por lo cual la avenida máxima probable le corresponde un pico estimado de 25 000 m3/seg.

3.3.3. Forma de la avenida máxima probable.

Dada la naturaleza de los ríos estudiados es muy probable que se presente un tren de avenidas como los máximos registrados por lo que se aceptó que a la avenida máxima probable de 25 000 m3/seg la preceda la observada en agosto y septiembre de 1969.

3.4. ESTUDIO DE CONTROL

3.4.1. Regularización a gasto constante

La gran cantidad de afluentes no controlados que recibe el río Papaloapan impide que se realice un control total de las avenidas en esta zona. De lo anterior se enfocó el estudio a lograr controlar en el puente del ferrocarril un gasto determinado.

Se hicieron dos alternativas:

La primera consiste en controlar la máxima creciente de 1969 (El estudio se realizó con los Vasos de la Presa "Alemán" y "Cerro de Oro" juntos) con un gasto máximo de 8 427 m^3/seg. a un gasto de control de 3 000 m^3/seg. en Papaloapan (a la altura del ferrocarril) requiriéndose para éste un volumen de 5 150 Mm^3.

La segunda alternativa controla la avenida de 1958 de 7 969 m^3/seg. a 3 000 m^3/seg. en el mismo puente, necesitándose una capacidad de 1 850 Mm^3 y la avenida de 1969 -que es mayor- a gastos escalonados de 3 000 m^3/seg. hasta acumular el volumen anterior y después a 4 000 m^3/seg., requiriéndose en total 3 780 m^3/seg., lo cual es menor con respecto a la primera alternativa en 1 370 Mm^3.

Es de notar que con los 3 000 m^3/seg. se protege la zona baja del río Papaloapan.

3.4.2. TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE

Se hicieron los tránsitos correspondientes a las avenidas máximas registradas (1969 y 1958), a la avenida máxima probable (de 25 000 m^3/seg.) y a avenida del orden del 50% y 75% aproximadamente (12 000 y 18 000 m^3/seg. respectivamente), estas últimas con la misma forma de la avenida máxima.- Se recomendó una operación escalonada de 6 000, 8 000 y 10 000 m^3/seg.

La operación sucesiva de la avenida observada de 1969 y de la avenida máxima probable, bien sea que se controle según la primera o la segunda alternativa de control, arroja volúmenes de 6 580 y 5 210 Mm^3. respectivamente.

3.5. ANALISIS DE FUNCIONAMIENTO DE VASO

3.5.1. Alternativas

En este estudio ambas presas formarán un sólo vaso y "Cerro de Oro" tendrá el mismo nivel de la presa "Alemán" ya construido por lo cual la capacidad al NAME en "Alemán", elev. 71.29 m.s.nm. (68.50 B.T.) es un dato forzado: 12 330 Mm^3 por lo que para determinar la capacidad útil, se procederá a la inversa o sea se determinará la capacidad de control de avenidas y la diferencia con la capacidad al NAME, nos dará la capacidad útil.

Se hicieron estudios de funcionamiento de vaso consi-

derando una posible sobreelevación de 1.50, 3.00 y 4.50 m. Dichas sobreelevaciones corresponden a la 72.80, 74.50 y - - 75.80 metros respectivamente.

En los diversos casos se considerará fija la demanda- de 1 000 Mm^3 para riego y la necesaria para complementar en- Tuxtepec un gasto de 60 m^3/seg.

Las tomas para riego y complemento del gasto en Tuxtepec funcionarán en forma independiente de las de generación.

Se partió de que la capacidad mínima de operación es- de 3 770 Mm^3. a la elev. 55.00 m.s.n.m. (elev. 52.21 del Banco Temascal) que es la necesaria para poder regar las tie- - rras con el vaso "Cerro de Oro" y la cual es algo superior a los niveles mínimos a que ha llegado la Presa "Alemán". (Ver curva de Elevaciones-Areas-Capacidades).

Generación y Riego

En este estudio de funcionamiento se estudiaron los - vasos con las capacidades dadas anteriormente, destinándose- al riego 60 000 Ha. en la margen derecha del río Papaloapan- y 30 000 Ha. en la Zona de los Naranjos.

Considerando que se destinan 288 Mm^3 para Los Naran-- jos y 414 Mm^3 para la zona de riego de Cerro de Oro, es de-- cir 702 Mm^3 en total, para riego, la reducción de energía - anual será:

Energía total	1	2	3	4
Sobreelevación (m)	0	1.50	3.00	4.50
Energía total anual Control a 3 000 m^3/seg. Millones de KWH	921	1 050	1 161	1 264
Energía total anual Control a 3 000 y 4000 Millones de KWH	1 089	1 183	1 268	1 352

Como la zona baja del Papaloapan presenta inundaciones periódicas, éstas se han tomado como base para elegir la operación más conveniente, con control a 3 000 m^3/seg.

Esta corresponde a una sobreelevación de 1.50 m. disponiéndose en este caso de una capacidad de conservación de 6 800 Mm^3 pudiéndose incrementar durante los meses de octubre a junio hasta 10 000 Mm^3.

En resumen la capacidad de proyecto se reparte como sigue:

Gasto de control de 3 000 m^3/seg.	Parcial	Acumulado
Capacidad mínima de operación	3 770	3 770
Capacidad útil (julio a septiembre)	3 030	6 800
Capacidad útil (octubre a junio)		10 000
Capacidad para control de avenidas	5 150	11 950
Superalmacenamiento	1 430	13 380

La obra de excedencias para el vaso común consta de la actual en "Alemán" más otra en "Cerro de Oro", controlada ésta mediante compuertas y con capacidad de descarga de 2 400 m^3/seg. a la elevación 62.10 (6 800 Mm^3) y una descarga al NAME (72.80 m.s.n.m.) de 6 000 m^3/seg.

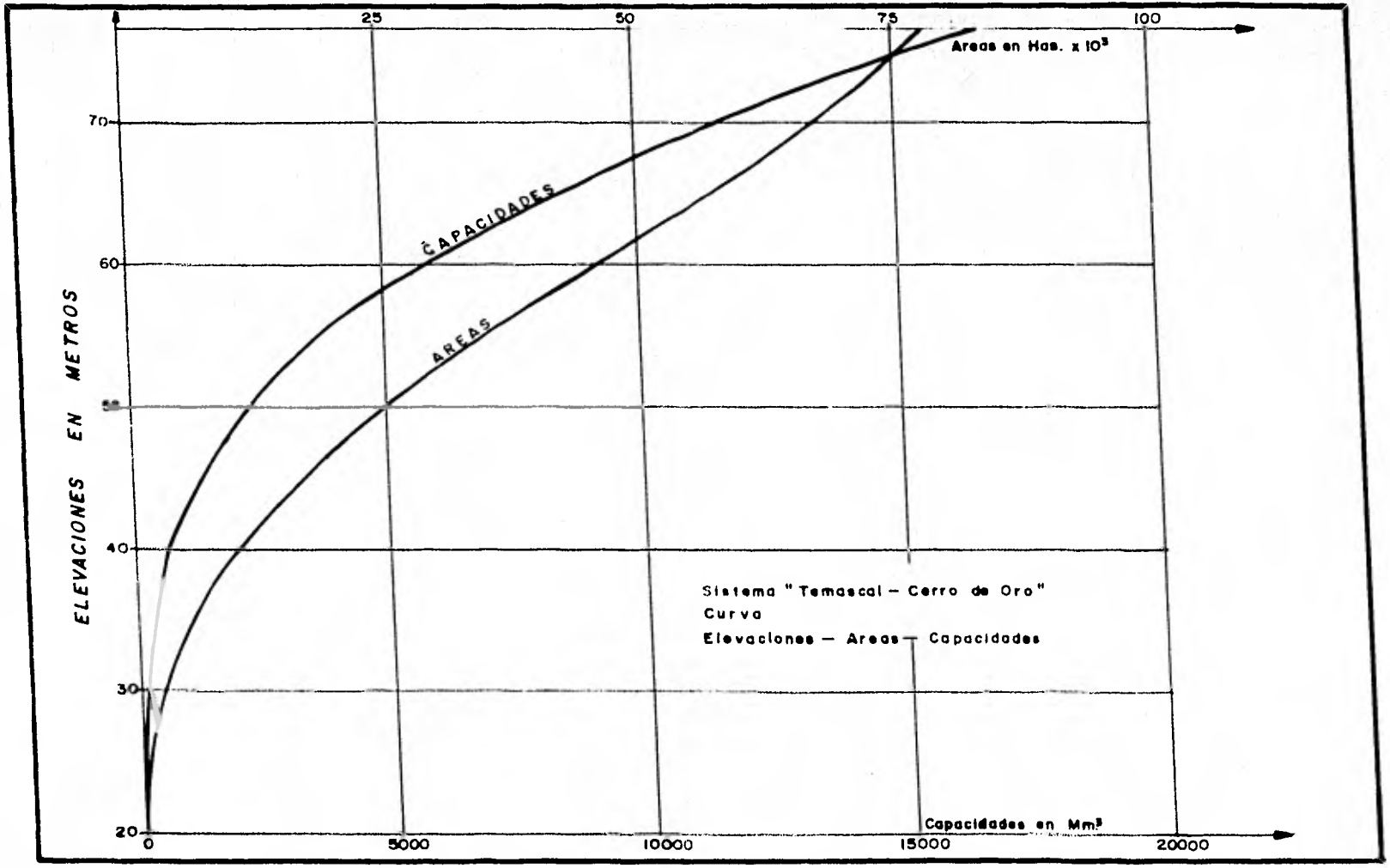
Así los beneficios esperados son:

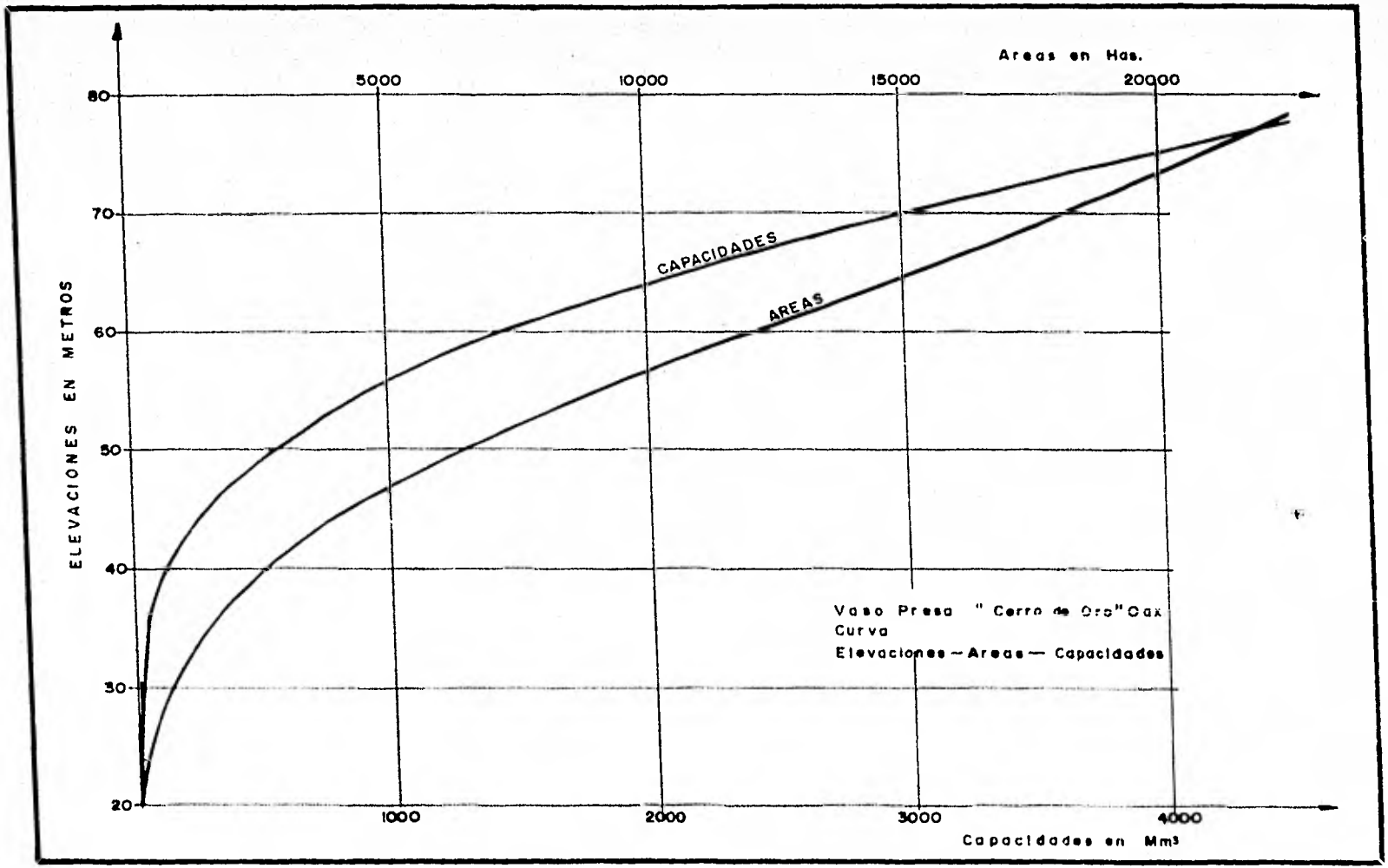
a) Control de todas las avenidas observadas en los ríos Tonto y Santo Domingo a un gasto de 3 000 m^3/seg. a la altura del puente del ferrocarril en Papaloapan.

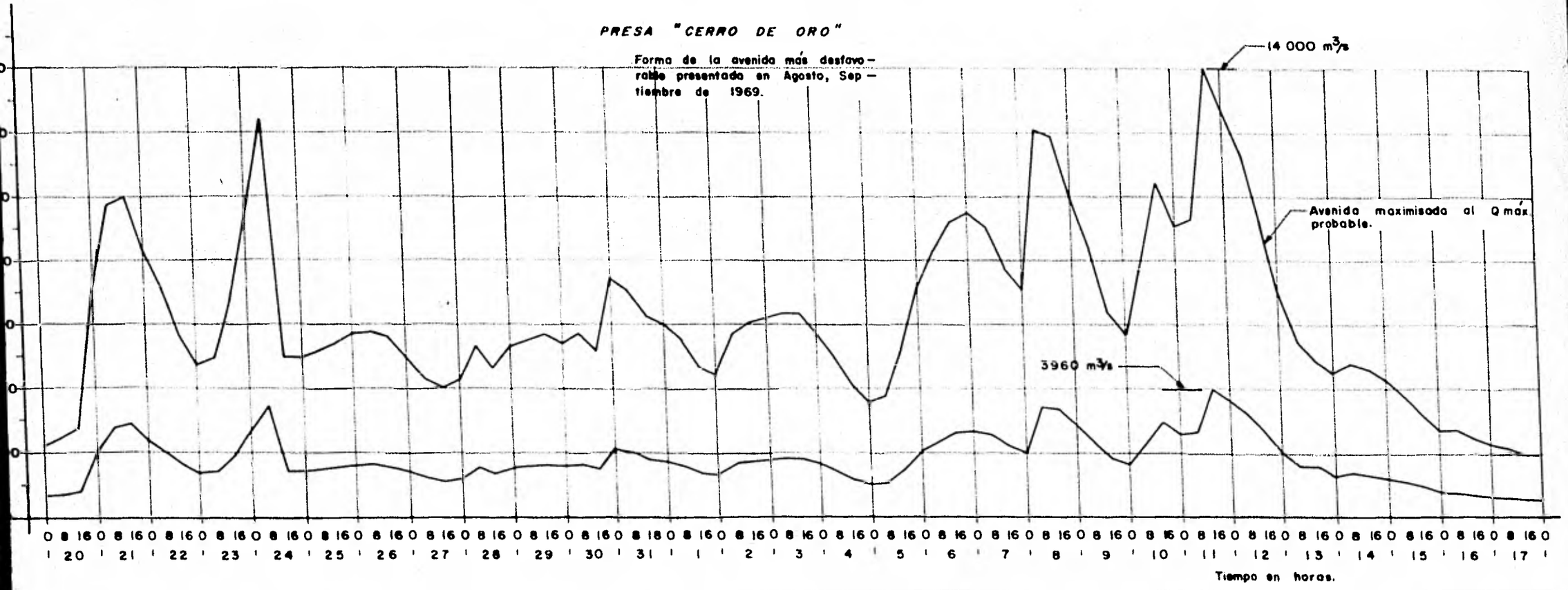
b) Riego de 90 000 Ha: 60 000 en "Cerro de Oro" y 30 000 ha. en Los Naranjos, y

c) Generación total anual de 1 050 KWH.

Posteriormente se recomendó que el vertedor de "Cerro de Oro" pasará un gasto de 1 000 m^3/seg. a la elev. 62.10 m. ya que pueden presentarse avenidas grandes a elevaciones pequeñas. Y para el gasto hasta el NAME se dejarán los 6 000 - m^3/seg. recomendados anteriormente.


25
50
75
100
Areas en Has. x 10³
70
60
50
40
30
20
ELEVACIONES EN METROS
CAPACIDADES
AREAS
Sistema "Temascal – Cerro de Oro"
Curva
Elevaciones – Areas – Capacidades
Capacidades en Mm³
0
5000
10000
15000
20000


Areas en Has.
5000
10000
15000
20000
80
70
60
50
40
30
20
ELEVACIONES EN METROS
CAPACIDADES
AREAS
Vaso Presa "Cerro de Oro" Oax
Curva
Elevaciones — Areas — Capacidades
1000
2000
3000
4000
Capacidades en Mm3


PRESA "CERRO DE ORO"
Forma de la avenida más desfavorable presentada en Agosto, Septiembre de 1969.
14 000 m³/s
Avenida maximisada al Q máx probable.
3960 m³/s
Tiempo en horas.

3.5.2. DETERMINACION DE LA ELEVACION DE LA CRESTA VERTEDORA

Se va a determinar la elevación de la Cresta de la - Cortina cumpliendo dos condiciones:

1°) Pasar un gasto de $Q = 6000\ m^3/s$ hasta la elevación del - NAME, 72.80 m.

2°) Pasar un gasto de $Q = 1000\ m^3/s$ a la elevación 62.10 m. (Estos fueron los resultados del estudio hidrológico).

De la ecuación de gasto en Vertedores se tiene:

$$Q = C\ Le\ He^{3/2}$$

donde: $Le = L' - 2(NKp + Ka)He$

que es la expresión del USBR

C = Coeficiente de descarga

Le = Longitud efectiva

L' = Longitud neta del vertedor

N = Número de pilas

Kp = Coeficiente de contracción por pilas

Ka = Coeficiente de contracción por estribos

He = Carga total sobre la cresta incluyendo la carga de velocidad.

Los coeficientes de pilas y estribos se calcularán en base al criterio del USBR, son valores promedio y afectan la longitud neta del vertedor.

El USBR señala tres tipos de pilas y tres tipos de es

tribos, los cuales son:

Para Pilas:

1) Kp = 0.02, para pilas de tajamar cuadrado con esquinas redondeadas con un radio igual a aproximadamente 0.1 del espesor de la pila.

2) Kp = 0.01, para pilas de tajamar redondo.

3) Kp = 0, para pilas de tajamar triangular.

Para estribos:

1) Ka = 0.20, para estribos cuadrados con los muros de cabeza a 90° con la dirección de la corriente.

2) Ka = 0.10, para estribos redondeados con muros de cabeza a 90° con la dirección de la corriente cuando 0.5 Ho ≥ r ≥ 0.15 Ho.

3) Ka = 0, para estribos redondeados en los que r ≥ 0.5 Ho y el muro de cabeza está colocado a no más de 45° con la dirección de la corriente.

r = radio con que se redondean los estribos.

Se tomarán más adelante los valores correspondientes para realizar los cálculos en base a los valores anteriores.

Cálculos de los coeficientes de descarga

Del estudio de anteproyecto ya mencionado, se especi-

ficó una longitud grande al vertedor propuesto, por tanto se van a variar las longitudes de manera de encontrar la más - adecuada, así:

Se va a suponer un coeficiente de C = 2.17 para el - gasto de 6000 m^3/s y para una longitud de 50 m., así:

Como primera alternativa se propondrá un valor de

Kp = 0.02 para pilas y un valor de Ka = 0.10 para estribos.

$$6000 = 2.17[\,50 - 2\,(0.02N + 0.10)\,He\,]\,He^{3/2}$$

Se supondrán igualmente 5 compuertas, lo cual implica 4 pilas siendo N = 4

$$6000 = 2.17[\,50 - 2\,(4 \times 0.02 + 0.10)\,H\,]\,H^{3/2}$$

en donde H será:

$$6000 = [2.17 \quad 50 - 0.36\,H]\,H^{3/2}$$

$$2765 = (\,50 - 0.36\,H\,)\,H^{3/2}$$

donde:

H = 16 m		2831 ≠ 2765
= 15.50		2710
= 15.80		2782
= 15.70		2758
= 15.73		2766 = 2765
72.80 - 15.73	=	57.07
62.10 - 57.97	=	5.03
57.07 - 25.50	=	31.57

Así:

$$\frac{P}{Hd} = \frac{31.57}{15.73} = 2.00 \qquad Co = 2.17$$

$$\frac{He}{Hd} = \frac{5.03}{15.73} = 0.319 \qquad \text{De aquí}$$

$$\frac{C}{Co} = 0.883$$

$C = 0.883 \times 2.172 = 1.917 = 1.92$ por lo tanto:

Se hará una tabla para los diferentes valores de L, así:

1a) Alternativa.

Se variará L de 48 hasta 54, así:

Para $Q = 6000\ m^3/seg.$ se tiene:

$$6000 = 2.17\ (L - 0.36\ H)\ H^{3/2}$$

L (m)	H (m)	Elev. Cresta
47.50	16.411	56.389
48.00	16.267	56.533
48.50	16.127	56.673
49.00	15.990	56.810
49.50	15.857	56.943
50.00	15.726	57.074
50.50	15.598	57.202
51.00	15.473	57.327
51.50	15.351	57.449
52.00	15.231	57.569
52.50	15.114	57.686
53.00	15.000	57.800
53.50	14.887	57.913
54.00	14.776	58.024

Y para Q = 1000 m^3/seg:

$$1000 = 1.92 \quad (LH^{3/2} - 0.36\ H^{5/2})$$

L (m)	H (m)	Elev. Cresta
47.50	5.067	57.033
48.00	5.029	57.071
48.50	4.992	57.108
49.00	4.956	57.144
49.50	4.920	57.180
50.00	4.885	57.215
50.50	4.851	57.249
51.00	4.817	57.283
51.50	4.785	57.315
52.00	4.752	57.348
52.50	4.720	57.380
53.00	4.688	57.412
53.50	4.658	57.442
54.00	4.627	57.473

Dichos valores se graficaran para obtener el valor de la longitud, y de la elevación.

Para la 2a alternativa se tomaron los siguientes datos:

Con 3 pilas y 4 compuertas

Kp = 0.02

Ka = 0.01 mismas que la anterior.

Para la 3a alternativa se tomaron los valores siguientes:

Para 5 compuertas

N = 4	No. de pilas
Kp = 0.02	Pilas cuadradas
Ka = 0.20	Estribos a 90°

Para la 4a alternativa se tomó:

N = 4	No. de pilas
Kp = 0.02	
Ka = 0.20	Nuevos coeficientes

RESUMIENDO TODAS LAS ALTERNATIVAS ANTERIORES, SE TIENE:

ALTERNATIVA	1	2	3	4
Kp	0.02	0.02	0.02	0.01
Ka	0.10	0.10	0.20	0.10
C_{1000}	1.92	1.92	1.91	1.91
C_{6000}	2.17	2.17	2.17	2.17
H_{1000}	4.82	4.88	4.68	4.94
H_{6000}	15.52	15.58	15.38	15.64
Elev. Cresta	57.28	57.22	57.42	57.16
Longitud	50.80	50.00	54.45	49.10
No. de Pilas	4	3	4	4

De las alternativas anteriores se pueden sacar las siguientes conclusiones:

En el caso de la Alternativa 2, la amplitud de las compuertas que se necesitarían $B = \frac{50}{3} = 16.66$ m. son muy grandes, lo que dificultaría su operación además de que sería menos práctico el control.

La Alternativa 4 da un valor de la longitud de cresta pequeño; al compararla con las demás se ve que serían forzados los diseños geométricos de pilas y estribos.

Por lo tanto se tienen que las Alternativas 1 y 3 dan opción a mejorar la geometría de las pilas y la elevación de la cresta "1" una elevación alta, por lo tanto se van a checar los valores para el caso de estas dos alternativas.

Del tipo de compuertas en otras Presas se ve que se puede acercar a una solución como la de Granero que tiene pilas de 10 x 15.10 metros a la que se adaptaría las compuertas de la Presa.

Malpaso	15 x 15
Miguel Alemán	10 x 4.63
El Granero	10 x 15.10
Amistad	15.24 x 15.24
La Villita	14 x 10.50

De las alternativas propuestas se tiene:

1a). $\frac{L}{5} = \frac{50.80}{5} = 10.16$ m.

Elev. de la Cresta = 57.28 m.

2a). $\frac{L}{5} = \frac{54.45}{5} = 10.89$ m.

Elev. de la Cresta = 57.40 m.

Se ve que la primera alternativa de anchura de com- - puertas más pequeña que la 3a. y a su vez elevación ligera-- mente menor.

Así, cualquiera de éstas satisface el problema. De es ta manera se escogerá la menor elevación de cresta ya que se puede tener la altura de compuertas necesaria para cumplir - los fines previstos.

Así:

Se revisarán las condiciones de operación.

Tomando:

Long. de compuertas = 10.20 m.

Elev. de la cresta = 57.30 m.

Así:

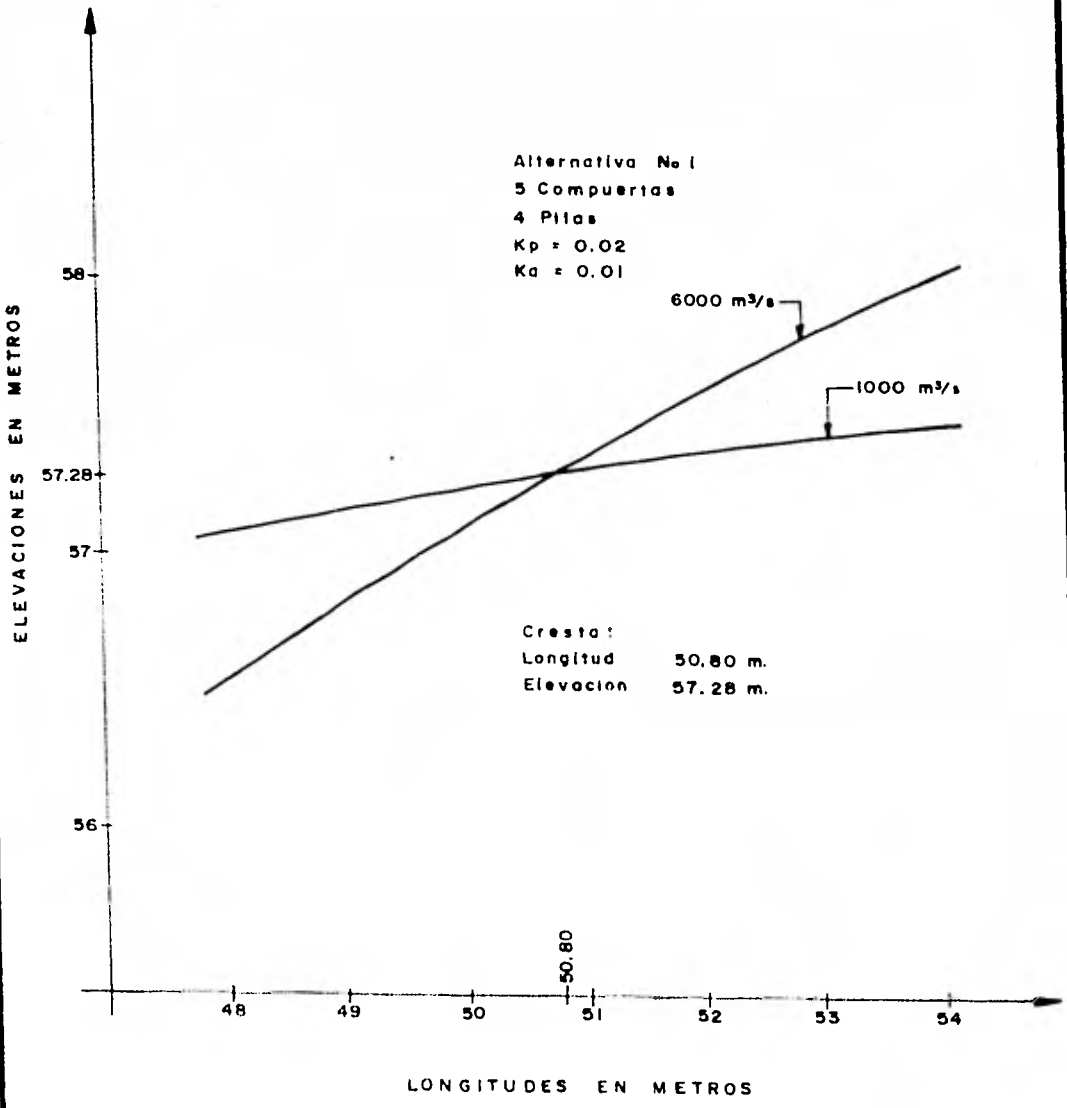
$$Qd = 1.92 \left[51 (4.80)^{3/2} - 0.36 (4.80)^{5/2} \right] = 995 \ m^3/seg.$$

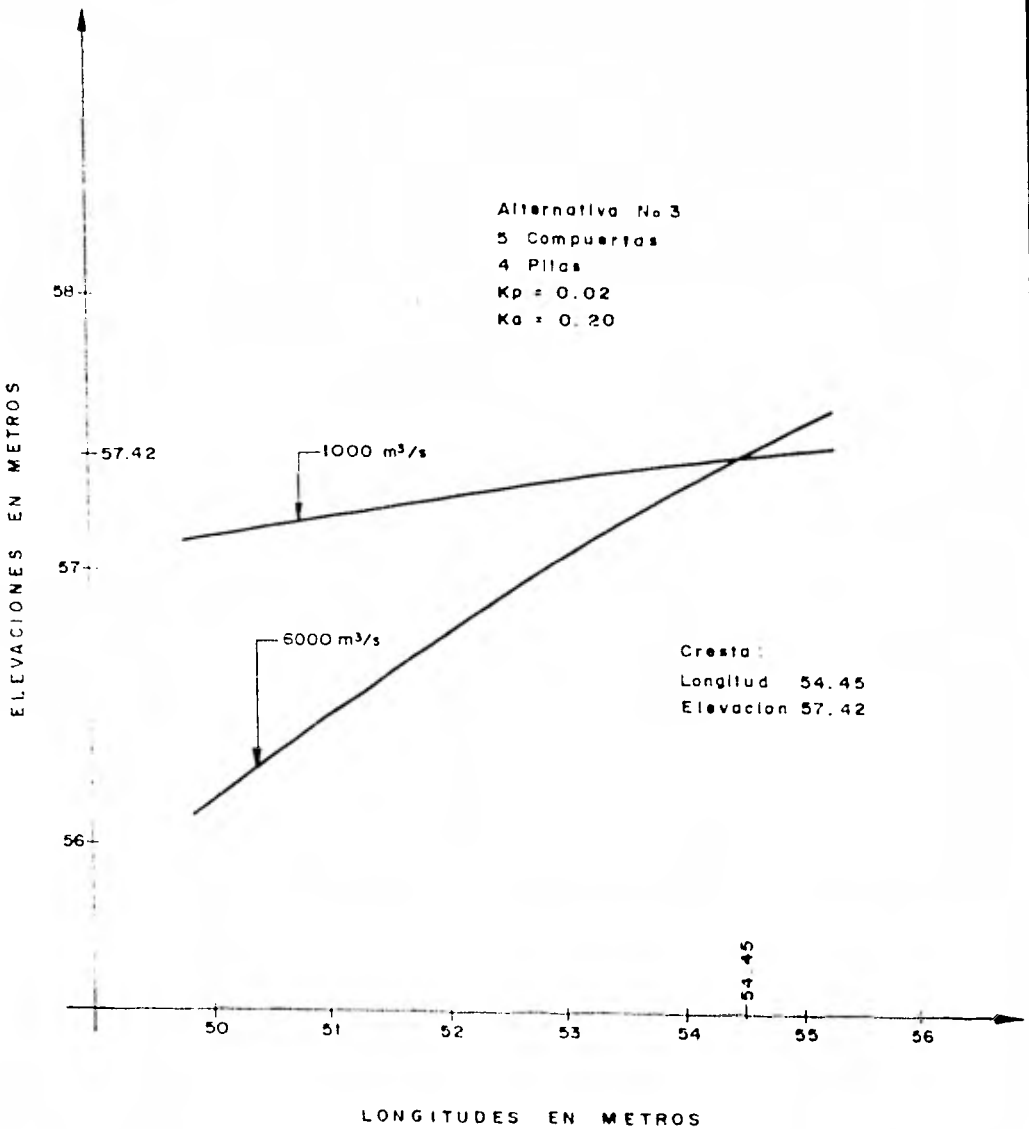
$$Q = 2.17 \left[51 (15.50)^{3/2} - 0.36 (15.50)^{5/2} \right] = 6014.56 \ m^3/seg.$$

Por conclusión se va a optar por elegir la alternati- va No. 1 que dió los resultados siguientes:

Elevación de la Cresta	57.30 m.
Longitud de la Cresta	51.00 m.
No. de compuertas	5
No. de Pilas	4
Longitud de compuertas	10.20 m.
Gasto a la elev. 72.80	6015 m^3/seg.
Gasto a la elev. 62 10	1000 m^3/seg.

Estos datos servirán para iniciar el estudio hidráulico del Vertedor.


Alternativa No I
5 Compuertas
4 Pilas
Kp = 0.02
Ka = 0.01
6000 m³/s
1000 m³/s
Cresta:
Longitud 50.80 m.
Elevacion 57.28 m.
58
57.28
57
56
ELEVACIONES EN METROS
50.80
48
49
50
51
52
53
54
LONGITUDES EN METROS


Alternativa No 3
5 Compuertas
4 Pilas
Kp = 0.02
Ka = 0.20
58
57.42
57
56
1000 m³/s
6000 m³/s
Cresta :
Longitud 54.45
Elevacion 57.42
54.45
50
51
52
53
54
55
56
ELEVACIONES EN METROS
LONGITUDES EN METROS

3.5.3. Curva de Gastos (Sin compuertas)

Se va a determinar la curva de gastos por el Vertedor Tipo que se ha elegido.

Las expresiones resultantes fueron:

$Q = 1.92 \left[51\ H^{3-2} - 0.36\ H^{5/2} \right]$ para $Q = 1000\ m^3/seg.$

y $Q = 2.17 \left[51\ H^{3/2} - 0.36\ H^{5/2} \right]$ para $Q = 6000\ m^3/seg.$

Siendo las H resultantes:

para 6000 = 15.50 m.

1000 = 4.80 m. Luego:

Siendo la carga de diseño Hd = 15.50 m. entonces se - calculará el gasto para diferentes relaciones de H/Hd.

DE GRAFICAS DE COEFICIENTE.

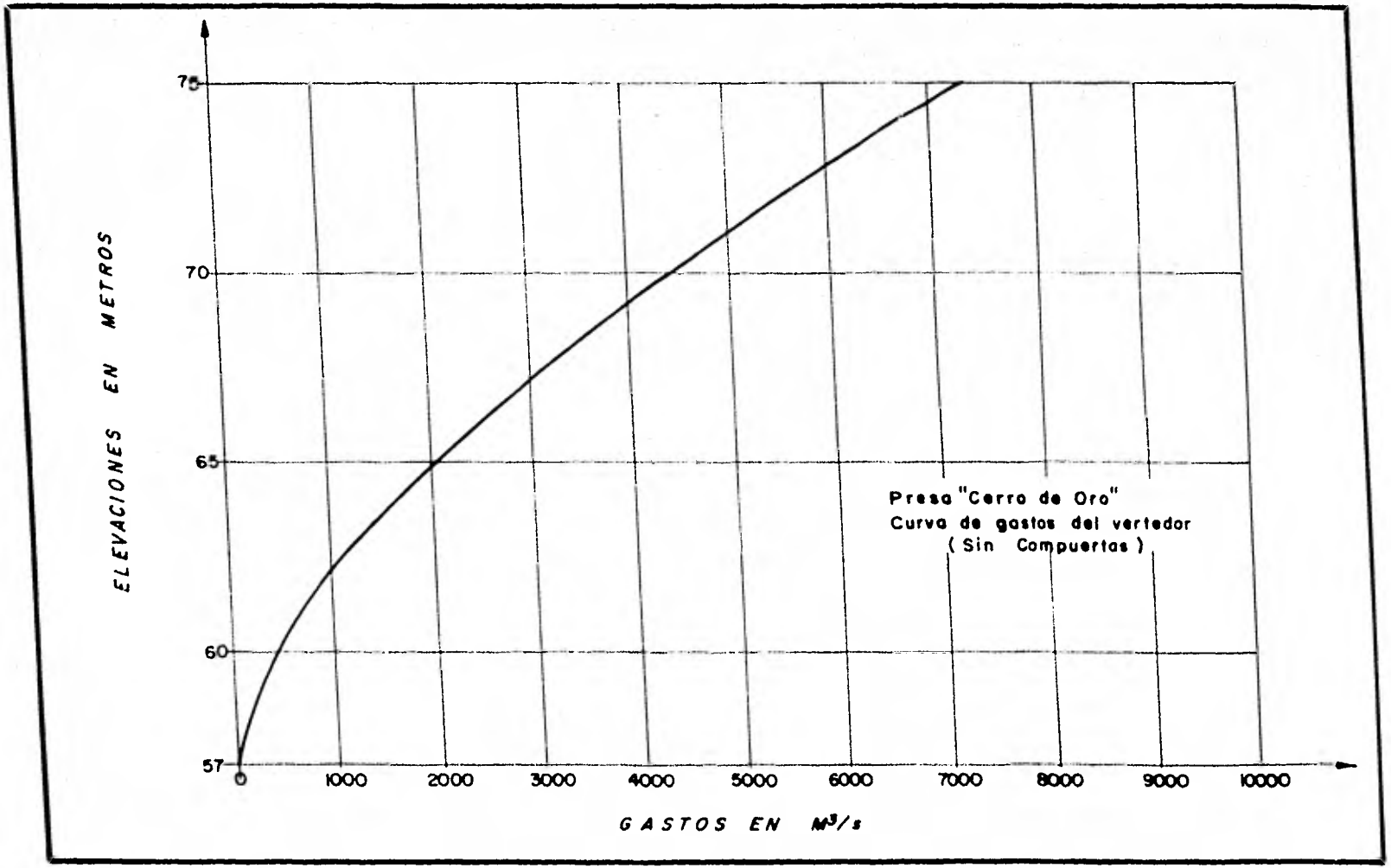
H/Hd	C/Co	C	Co = 2.17
0.00	-----	----	
0.10	0.821	1.781	
0.20	0.851	1.846	
0.30	0.878	1.905	
0.40	0.902	1.957	
0.50	0.922	2.000	
0.60	0.941	2.041	
0.70	0.957	2.076	
0.80	0.972	2.109	
0.90	0.986	2.139	
1.00	1.000	2.170	
1.10	1.013	2.198	
1.20	1.025	2.224	

Los valores constantes son:

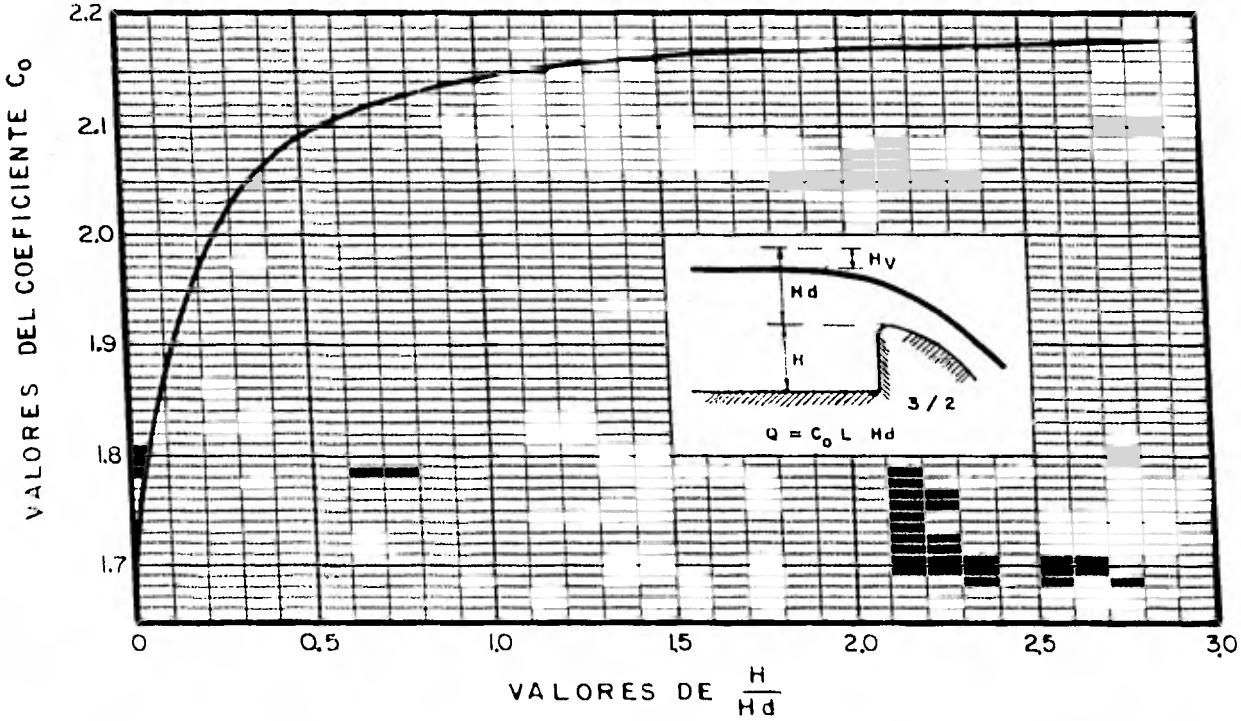
Co = 2.17	Coeficiente de descarga para el gasto de diseño
0.36	Coeficiente resultante de pilas y estribos
51.00 m	Longitud total de compuertas a la elev. de la cresta
57.30 m	Elevación de la Cresta Vertedora.
15.50 m	Carga de diseño

H/Hd	H	c/Co	C	$51\ H^{3/2}$	$0.36H^{5/2}$		Gasto	Elev.
0.00	0	-	-	-	-			57.300
0.10	1.550	0.821	1.781	98.416	1.076	97.34	123.362	58.850
0.20	3.100	0.851	1.846	278.363	6.091	272.272	502.614	60.40
0.30	4.650	0.878	1.905	511.386	16.785	494.601	942.214	61.95
0.40	6.200	0.902	1.957	787.331	34.457	752.874	1473.374	63.50
0.50	7.750	0.922	2.000	1100.329	60.194	1040.135	2080.270	65.05
0.60	9.300	0.941	2.041	1446.420	94.953	1351.467	2758.344	66.60
0.70	10.850	0.957	2.076	1822.698	139.597	1683.101	3494.117	68.15
0.80	12.400	0.972	2.109	2226.910	194.920	2031.990	4285.466	69.70
0.90	13.950	0.986	2.139	2657.244	261.660	2395.584	5124.154	71.25
1.00	15.500	1.000	2.170	3112.201	340.511	2771.690	6014.567	72.80
1.10	17.050	1.013	2.198	3590.515	432.129	3158.386	6942.132	74.35
1.20	18.600	1.025	2.224	4091.095	537.136	3553.959	7904.004	75.90

Así se graficarán gastos contra elevaciones (sin compuertas)


Presa "Cerro de Oro"
Curva de gastos del vertedor
(Sin Compuertas)
ELEVACIONES EN METROS
75
70
65
60
57
0
1000
2000
3000
4000
5000
6000
7000
8000
9000
10000
GASTOS EN M³/s

COEFICIENTES DE DESCARGA PARA CRESTAS DE CIMACIO
CON PARAMENTO VERTICAL



3.6. Funcionamiento hidráulico del Vertedor.

Se tienen los resultados del estudio hidrológico, que servirán para iniciar el cálculo hidráulico del Vertedor, - Así:

Elevación de la Cresta	57.30 m.
Longitud de la Cresta	51.00 m.
No. de Compuertas	5
No. de Pilas	4
Longitud de Compuertas	10.20 m.
Gasto de diseño	6000 m3/seg.

Se propondrá que la estructura vertedora se localice en la margen derecha de la cortina, sobre el arroyo sal, cuya elevación de cauce se encuentra a la cota 25.00 m.

El Vertedor propuesto será un Vertedor de Cimacio tipo Creager, dadas las condiciones topográficas (fig. 3.1).

El estudio tendrá por objeto determinar los tirantes en la rápida, la disipación de la energía mediante una estructura disipadora y la salida del agua hasta su descarga.

El Vertedor constará de:

- Canal de Acceso
- Cimacio
- Rápida

- Tanque amortiguador
- Canal de salida

3.6.1. Geometría del Cimacio

Definidas las elevaciones principales, se podrá proponer la sección del Cimacio.

El USBR, propone un criterio para la sección del Cimacio basado en la siguiente ecuación:

$$\frac{Y}{Ho} = - K \left(\frac{X}{Ho}\right)^{n} \qquad (1)$$

Que define la zona de aguas abajo de la presa siendo la parte de aguas arriba curvas circulares compuestas.

Igualmente hay otra expresión propuesta por el U.S. - Army y basada en datos del USBR, la cual es:

$$X^{n} = K\ Ho^{\,n-1} Y \qquad (2)$$

Donde para diferentes taludes de aguas arriba se proponen valores de unos coeficientes K y n.

A partir de la expresión del U.S.Army se podrá relacionarla con la del USBR.

$$X^n = K\ Ho^{\ n-1} Y \qquad (3)$$

donde $$Y = \frac{X^n}{K\ Ho^n Ho^{-1}}$$

$$Y = \frac{X^n}{K\ Ho^n Ho^{-1}}$$

$$Y = \frac{X^n\ Ho}{Ho^n}\ \frac{1}{K}$$

Siendo $\frac{1}{K}$ una constante, así:

$$Y = \frac{X^n Ho}{Ho^n}\ K$$ también

$$\frac{Y}{Ho} = K\ \frac{X^n}{Ho^n}$$

Se tomarán los valores y criterio correspondiente al - - USBR, así: para el gasto de diseño. $Q=6000\ m^3/s$.

$q = C\ Ho^{\ 3/2} = 2.17(15.50)^{\ 3/2} = 132.421\ m^3/s/m$

Donde Ho incluye la carga de velocidad, luego para valuar la carga de velocidad tendremos:

$$Ho = h_o + ha \qquad \text{donde}$$

$$ha = \frac{V^2}{2g} = \frac{Q^2}{2g\ A^2} = \frac{q^2}{2g\ (p + h_o)^2}$$

$$15.50 = h_o + \frac{893.747}{(31.80 + h_o)^2}$$

Tanteando tenemos:

$$h_o = 15 \Longrightarrow 15.408 < 15.50$$
$$h_o = 15.10 \Longrightarrow 15.506 = 15.50$$

ha=0.406 m

Aplicando el criterio USBR.

$$\frac{ha}{ho} = \frac{0.406}{15.10} = 0.027 \quad \text{luego:}$$

Teniendo paramento vertical

$$K = 0.505$$
$$n = 1.857$$

$Xc/H_o = 0.27$	$Xc = 4.185$ m
$Yc/H_o = 0.115$	$Yc = 1.782$ m
$R1/H_o = 0.518$	$R1 = 8.029$ m
$R2/H_o = 0.218$	$R2 = 3.379$ m

Sustituyendo en la ecuación (1) se tiene:

$$\frac{Y}{15.50} = 0.505\left(\frac{X}{15.50}\right)^{1.85}$$

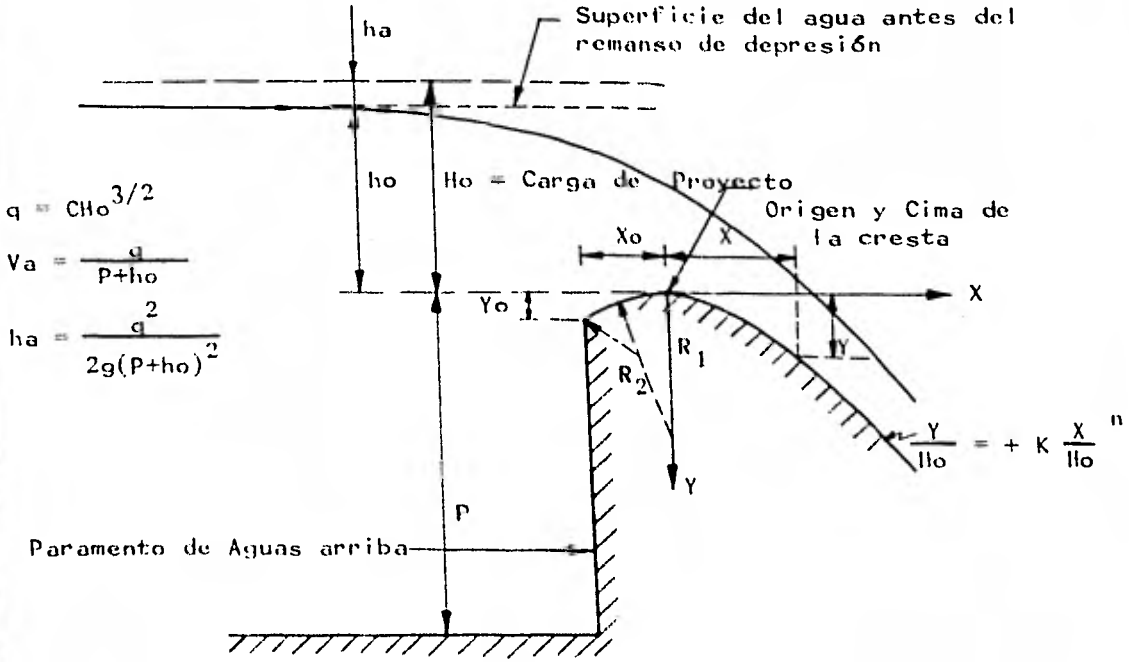
$$Y = 15.5 \times 0.505 \frac{X^{1.857}}{15.50^{1.857}} =$$

$$= 7.8275 \frac{X^{1.857}}{162.3476}$$

$$Y = 0.048\ X^{1.857}$$

$$\boxed{Y = \frac{X^{1.857}}{20.833}} \qquad (2)$$

La cual graficada dará la forma del Cimacio.



De la ecuación (2)

X	Y	X	Y	X	Y
0	0	6.0	1.337	12.0	4.844
1.0	0.048	7.0	1.780	13.0	5.621
2.0	0.173	8.0	2.281	14.0	6.450
3.0	0.369	9.0	2.839	15.0	7.332
4.0	0.630	10.0	3.455	16.0	8.266
5.0	0.933	11.0	4.122	17.0	9.251

Aguas abajo tendrá que escogerse un talud adecuado para garantizar la estabilidad de la sección. Se escogerá "a - priori" un talud de 0.75:1 que se revisará después así:

$$\operatorname{Tan}\theta = \frac{1}{0.75} = 1.333 = \frac{4}{3}$$

$$= 53.13° = 53°\ 7'\ 48''$$ Luego

$$Y = \frac{X^{1.857}}{20.833}$$

$$Y' = \frac{1.857\ X^{0.857}}{20.833} = \frac{4}{3}$$

$$X^{0.857} = \frac{4}{3}\ \frac{20.833}{1.857} = 14.958$$

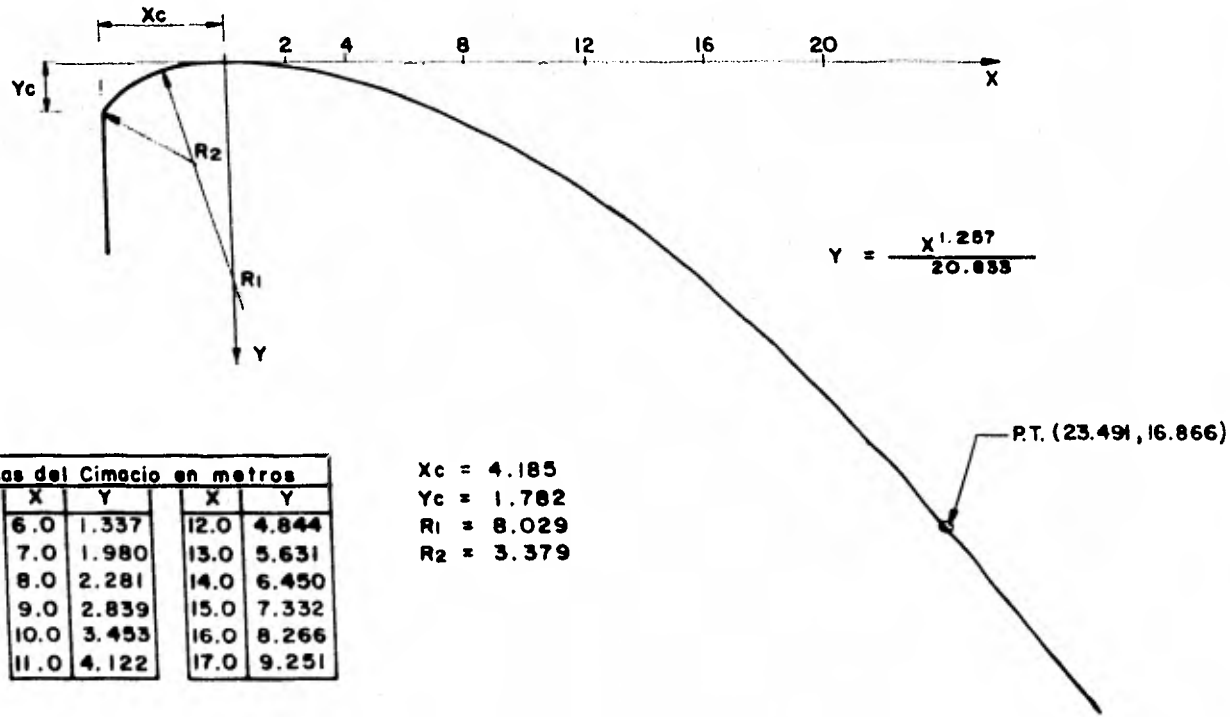
$$X = 14.958^{\frac{1}{0.857}} = 23.491 \qquad Y$$

$$Y = \frac{23.491^{1.857}}{20.833} = 16.866$$

$\therefore$ P.T. (23.491,16.866)

El cual se representará en la gráfica del Cimacio.

PERFIL CREAGER — USBR CIMACIO



$$Y = \frac{X^{1.287}}{20.833}$$

Coordenadas del Cimacio en metros					
X	Y	X	Y	X	Y
0.0	0.0	6.0	1.337	12.0	4.844
1.0	0.048	7.0	1.980	13.0	5.631
2.0	0.173	8.0	2.281	14.0	6.450
3.0	0.369	9.0	2.839	15.0	7.332
4.0	0.630	10.0	3.453	16.0	8.266
5.0	0.953	11.0	4.122	17.0	9.251

Xc = 4.185
Yc = 1.782
R1 = 8.029
R2 = 3.379

3.6.2. Estudio Hidráulico.

Se hará el estudio hidráulico de la siguiente manera:

1).- Determinación del tirante en el Cimacio en el P.T. - (Punto de Tangencia).

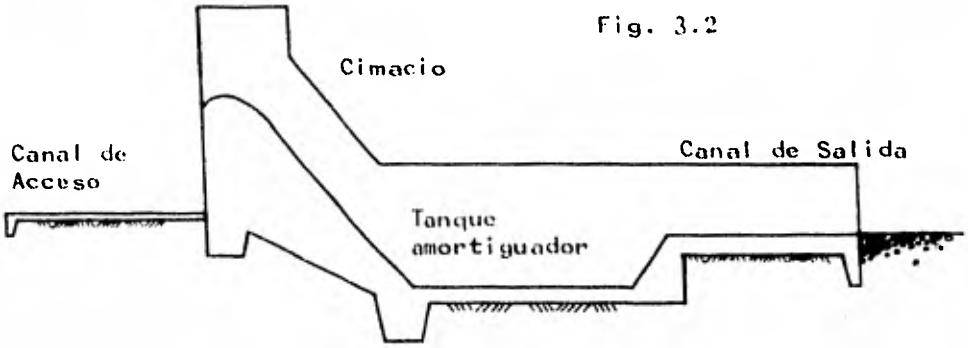
2).- Determinación de los tirantes conjugados menores después del P.T.

3).- Cálculo de los tirantes conjugados mayores.

4).- Determinación de los niveles de la estructura disipadora de energía.

1).- El flujo al pasar el agua por el Cimacio presentara en algún punto de éste, condiciones críticas, ya que cambia de régimen lento aguas arriba a régimen rápido aguas abajo, lo anterior implica que se presentará el tirante crítico (Fig. 3).

Fig. 3.2



Luego el régimen después de este punto será supercrítico en el Cimacio; en esta zona no habra pérdidas de energía debido a la condición misma de Cimacio.

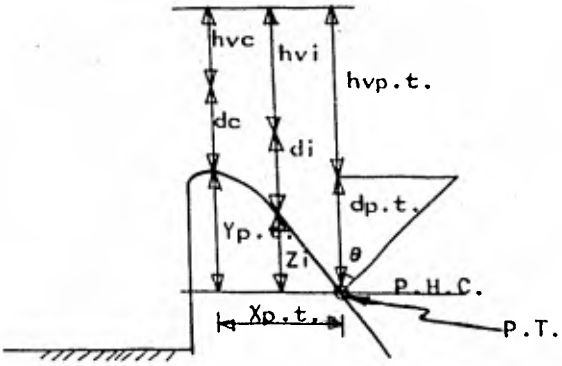
2).- A medida que la pendiente aumenta se incrementa la velocidad y disminuye el tirante, lo cual acelera el flujo.

3).- Desde el P.T. se comenzarán a valuar los tirantes conjugados mayores (régimen tranquilo hipotético) y se considerarán las pérdidas que se generen.

4).- Conocidas las características del río, se tomará en cuenta la energía que habrá aguas abajo y la cual determinará junto con el tirante de la rápida, la elevación de la plantilla del tanque.

3.6.3. Cálculo del tirante en el Cimacio.

No se consideran pérdidas de energía por la misma condición de Cimacio.



De la figura anterior:

$$dc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{132.421^2}{9}} = 12.136 \text{ m}$$

$$Vc = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{bdc} = \frac{q}{dc} = \frac{132.421}{12.136} = 10.911 \text{ m/seg.}$$

$$hvc = \frac{Vc^2}{2g} = \frac{10.911^2}{2g} = 6.068 \text{ m.}$$

$$Ec = dc + hvc = 12.136 + 6.068 = 18.204 \text{ m.}$$

Siendo:

$$Q = CLH^{3/2} = 6000 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

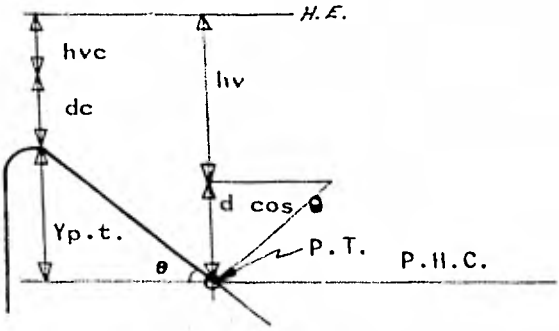
$$Le = L' - 0.36H = 51 - 0.36\,(15.50) = 45.42 \text{ m.}$$

$$q = \frac{Q}{L} = CH^{3/2} = 2.17\ (15.50)^{3/2} = 132.421\ m^3/seg/m.$$

Checamos el No. de Frou. Fr = 1 flujo crítico.

$$FR = \frac{Vc^2}{gdc} = \frac{10.911^2}{12.136g} = 0.999 \doteq 1$$

Bernoulli entre el Cimacio y el P.T.



$$Yp.t. + dc + hvc = d \cos \theta + hv + hf$$

hf = o luego:

Yp.t. = 16.866 m.

dc = 12.136 m.

hvc = 6.068 m. E1 = 35.070 m.

Siendo entonces E2:

$$E2 = d \cos \theta + \frac{Q^2}{A^2 2g} = d \cos \theta + \frac{Q^2}{d^2 \cos^2 \theta \, b^2} \quad \frac{1}{2g}$$

θ = ang. tan (1/0.75) = ang. tan. 1.333

θ = 53.13° $\qquad$ cos θ = 0.60

b = 5 (10.20) + 4 (2.50) = 51 + 10 = 61 m.

$$E2 = 0.6\, d + \frac{6000^2}{d^2 (0.6)^2 (61)^2} \quad \frac{1}{2g}$$

$$E2 = 0.6d + \frac{1369.75}{d^2}$$

E1 = E2 $\qquad$ o sea:

$$35.070 = 0.6d + \frac{1369.75}{d^2}$$

$$35.070\, d^2 = 0.6\, d^3 + 1369.75$$

$$0.6\, d^3 - 35.07\, d^2 + 1369.75 = 0$$

$$d^3 - 58.45\, d^2 + 2283 = 0$$ $\qquad$ Luego:

d = 6.6 $\qquad$ 287 - 2546 + 2283 = 24

6.7 $\qquad$ 301 - 2624 + 2283 = -40

$$6.64 \quad 292.7 - 2577 + 2283 = 1.3$$

$$d = 6.64 \quad y \quad d \cos \theta = 6.64\ (0.6) = 3.984 \text{ m.}$$

$$A = bd = 61 \times 6.64 \times 0.6 = 243.024$$

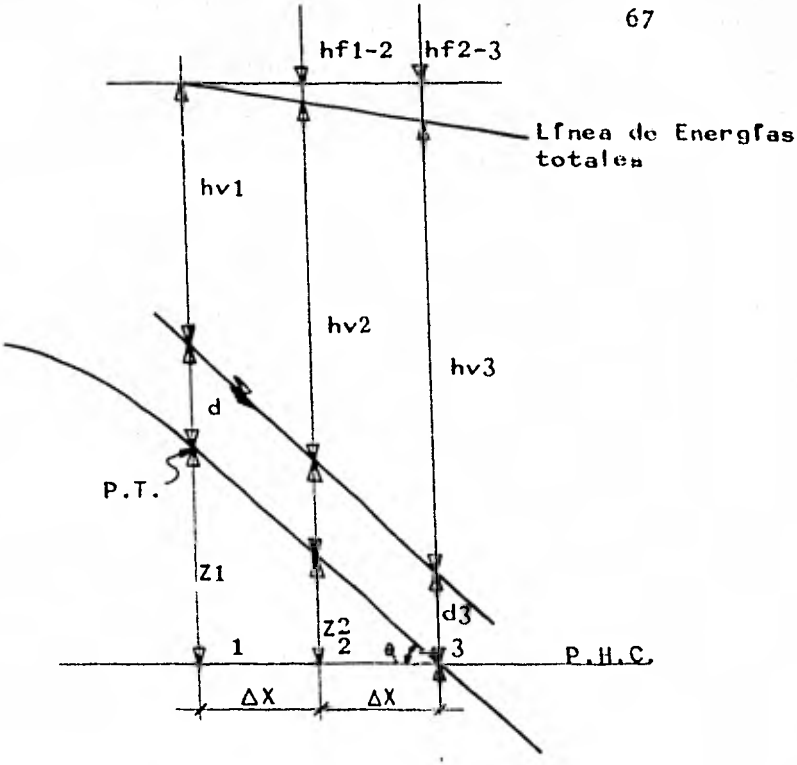
$$V = \frac{Q}{A} = \frac{6000}{243.024} = 24.688 \text{ m/s}$$

$$hv = 31.067 \quad y \quad E2 = 3.984 + 31.067 = 35.051 = 35.070$$

3.6.4. Cálculo de los tirantes en la rápida.

Se calcularán los tirantes en la rápida para cada cierto ΔX a partir del punto de tangencia.

Se hará considerando el esquema siguiente:



Aplicando Bernoulli paso a paso:

$$Z1 + d1 + hv1 = Z2 + d2 \cos \theta + hv2 + hf$$

siendo $hf = \left(\frac{Vm \; n}{Rhm^{2/3}} \right)^2 \Delta X$

DATOS

Q	=	6000 m^3/seg.
b	=	61 m.
θ	=	1/0.75 = 1.333 = 53.13°
cos θ	=	0.6
n	=	0.015 (concreto)
ΔX	=	5m h = SΔX = 1.333 x 5 = 6.666

DATOS DE LA SECCION 1

d1	=	3.984
A	=	bd = 61 (3.984) = 243.024
P	=	68.968
Rh	=	A/P = 3.523 ; $Rh^{2/3}$ = 2.315
V1	=	24.688 m/seg.
hv1	=	31.065 m.

DATOS: $Q = 6000\ m^3/s.$; $n = 0.015$; $b = 61\ m$; $Ax = 5\ m$; $AZ = 6.666\ m$; $E = Zi + di \cos\theta + hvi + hfi - (i + 1)$

Zi	di	di cos θ	Ai	Pi	Rhi	Vi	hvi	Vm	Rhm	hf	Ei
6.666	6.640	3.984	243.024	68.968	3.523	24.688	31.065	———	———	———	41.715
	6.00	3.600	219.600	68.200	3.219	27.322	38.048	26.005	3.371	0.150	41.798
	6.02	3.612	220.332	68.224	3.229	27.231	37.796	25.959	3.376	0.149	41.557
	6.01	3.606	219.966	68.212	3.224	27.276	37.922	25.982	3.373	0.150	41.678
6.666	6.01	3.606	219.966	68.212	3.224	27.276	37.922	———	———	———	48.194
	5.60	3.306	204.960	67.720	3.026	29.274	43.678	28.275	3.125	0.196	47.234
	5.53	3.318	202.398	67.636	2.992	29.644	44.791	28.460	3.108	0.200	48.309
	5.54	3.324	202.764	67.648	2.997	29.591	44.629	28.433	3.110	0.200	48.133
6.666	5.54	3.324	202.764	67.648	2.997	29.591	44.629	———	———	———	54.619
	5.14	3.084	188.124	67.168	2.800	31.893	51.845	30.742	2.898	0.257	55.186
	5.16	3.096	188.856	67.192	2.810	31.770	51.444	30.680	2.903	0.255	54.795
	5.17	3.120	189.222	67.204	2.815	31.708	51.246	30.649	2.906	0.254	54.602

Z1	d1	d1 cos θ	A1	P1	Rh1	V1	hv1	Vm	Rhm	hf	E1
6.666	5.170	3.102	189.222	67.204	2.815	31.708	51.246	———	———	———	61.014
	4.850	2.910	177.510	66.820	2.656	33.800	58.231	32.754	2.735	0.315	61.456
	4.870	2.922	178.242	66.844	2.666	33.662	57.754	32.685	2.740	0.313	60.989
6.666	4.870	2.922	178.242	66.844	2.666	33.662	57.754	———	———	———	67.342
	4.500	2.700	164.700	66.400	2.480	36.429	67.641	35.045	2.573	0.391	70.732
	4.600	2.760	168.360	66.520	2.530	35.637	64.732	34.649	2.598	0.378	67.870
	4.620	2.772	169.092	66.544	2.541	35.483	64.173	34.572	2.603	0.375	67.320
6.666	4.620	2.722	169.092	66.544	2.541	35.483	64.173	———	———	———	73.611
	4.400	2.640	161.040	66.260	2.429	37.257	70.751	36.370	2.485	0.442	73.830
	4.41	2.646	161.406	66.292	2.434	37.173	70.431	36.328	2.487	0.440	73.517
	4.405	2 643	161.223	66.286	2.432	37.215	70.591	36.349	2.486	0.441	73.67

Los valores anteriores se graficarón e igualmente se obtendrón sus conjugados mayores en régimen lento hipotético.

Condiciones del Canal de Salida:

El Vertedor propuesto descargará sus aguas en el "Arroyo Sal" que corre paralelo al Río Sto. Domingo; uno de los objetivos principales del Vertedor es desalojar las avenidas máximas que se presenten y disipar la energía que éstas mismas adquieran con el fin de que no causen daños en su descarga.

Como la capacidad del Arroyo Sal es pequeña en comparación con el gasto de diseño del Vertedor, entonces se propondrá un Canal de Descarga tal que permita hacer la disipación de la energía de manera adecuada; y seguidamente descargar las aguas al cauce del Arroyo.

Se conoce la elevación del lecho del Arroyo Sal que es la 19.00 aproximadamente.

Se usará una sección en dicho canal de descarga de 61 m. de ancho, revestido de concreto con una n de Manning de 0.015, y una pendiente de 0.001, para el gasto de diseño de 6000 m^3/seg, la Sección será rectangular.

Cálculo de las condiciones hidráulicas de dicho canal.

DATOS:

Q	=	6000 m^3/seg.	n	=	0.015	k =	0 Vertical
b	=	61 m	S	=	0.001		

dn = ? De Manning:

$$nQ/S^{1/2} = AR^{2/3}$$

$$\frac{0.015 \times 6000}{\sqrt{0.001}} = bd\left(\frac{bd}{b+2d}\right)^{2/3}$$

$$2846.049 = 61d\left(\frac{61\ d}{61+2d}\right)^{2/3}$$

Dando valores a d:

d	bd	61+2d	2846.049
11.4	695.4	83.8	2850.33
11.38	694.18	83.76	2742.90
11.39	694.79	83.78	2846.61

y los elementos hidráulicos son:

$V = Q/A = 6000/694.79 = 8.635$ m/seg

$hv = V^2/2g = 8.635^2/2g = 3.80$ m.

$En = d + hv = 11.39 + 3.80 = 15.19$ m.

Como en el caso anterior las condiciones en el canal de salida son:

B = 61 m.

$n = 0.015$ (Manning)

$Q = 6000\ m^3/seg$

Pero ahora la sección es trapecial con $K = 0.5$ y el tirante normal es:

$dn = ?$ $\qquad nQ/S^{1/2} = AR^{2/3}$

$$2846.049 = (b+kd)d \left[\frac{(b+kd)d}{b+2d\ \ 1+k^2}\right]^{2/3}$$

$$A = (61.+0.5d)\ d$$

$$P = 61+2d \sqrt{1+0.5^2} = 61+2.24\ d$$

$$2846.049 = (61+0.5d)d \left[\frac{(61.0.5d)\ d}{61+2.24\ d}\right]^{2/3}$$

Proponiendo d:

d	A	P	$AR^{2/3}$
10	660	83.4	2626.14
10.60	702.78	84.74	2882.10
10.52	697.05	84.56	2844.66

$dn = 10.52$ m.

$Vn = Q/A = 6000/697.05 = 8.607$

$Hvn = 3.775$; $E = 14.295$ m.

que son las condiciones del canal a la salida.

3.6.3. Cálculo del tanque amortiguador.

3.6.3.1 Como primera alternativa se pensó en un tanque rec-- tangular con un ancho igual al de la rápida:

La expresión que dará el tirante conjugado mayor es:

$$Y2/Y1 = \frac{1}{2}\left(\sqrt{(1+8Fr_1^2)} - 1\right)$$ donde:

Y2 = tirante conjugado mayor (régimen lento)
Y1 = tirante conjugado menor (régimen rápido)

$Fr_1 = V/\sqrt{gY1}$ = No. de Frou.

Haciendo una tabla se tendrá:

Punto	d1	V1	Fr1	$\sqrt{1+8fr^2 1}$	d2
2	3.606	27.276	4.5859	13.0093	21.6529
3	3.324	29.591	5.1819	14.6907	22.7539
4	3.102	31.708	5.7479	16.2882	23.7120
5	2.922	33.662	6.2873	17.2882	24.5612
6	2.772	35.483	6.8043	18.2204	25.3242
7	2.643	37.215	7.3086	19.1073	26.0282

Luego siendo las condiciones del Canal de descarga - las siguientes, los elementos hidráulicos son:

B = 61 m.
n = 0.015 (concreto)
Q = 6000 m^3/seg.

A = bd _ V = Q/A hv = $V^2/2g$ y E = d+hv

Punto	A	V	hn	Energía
2	1320.8269	4.5426	1.0510	22.7039
3	1387.9879	4.3228	0.9524	23.7063
4	1446.4320	4.1481	0.8770	24.5890
5	1498.2332	4.0047	0.8164	25.3776
6	1544.7762	3.8840	0.7688	26.0930
7	1587.7202	3.7790	0.7278	26.7560

Estos valores se graficaran para obtener los valores- de la elevación del tanque.

De la gráfica, se ve que la intersección entre los ti

rantes marca la elevación del fondo del tanque a la 5.70 m.- Siendo entonces:

D = 25.40 m. Tirante conjugado mayor.
d = 2.90 m. Tirante conjugado menor.

Luego, la longitud del tanque necesario para que se - presente el salto claro es:

Según Sienchin:

Tabla Coeficiente A en la fórmula de Sienchin para- la longitud del salto en canales trapeciales.

Talud k	0	0.5	0.75	1.0	1.25	1.5
A	5	7.9	9.2	10.6	12.60	15

$\therefore$ L = 5 (D - d) = 5 (25.40 - 2.90) = 22.50(5) = 112.50m.

También según el criterio del USBR (Bureau of reclamatión) la longitud en canales rectangulares, es:

FR1 = V1/ $\sqrt{gY1}$	1.7	2	2.5	3	3.5	4	5	6	8	10
L/Y2	4	4.35	4.85	5.28	5.55	5.8	6	6.1	6.12	6.1

Siendo d1 = 2.90

V1 = Q/A1 = 6000/61 x 2.90 = 33.917 m/seg.

FR1 = $33.917/(9.81 \times 2.90)^{1/2}$ = 6.358

$L/Y2 = 6.1 \qquad L = 6.1 \times 25.40 = 154.94$ m.

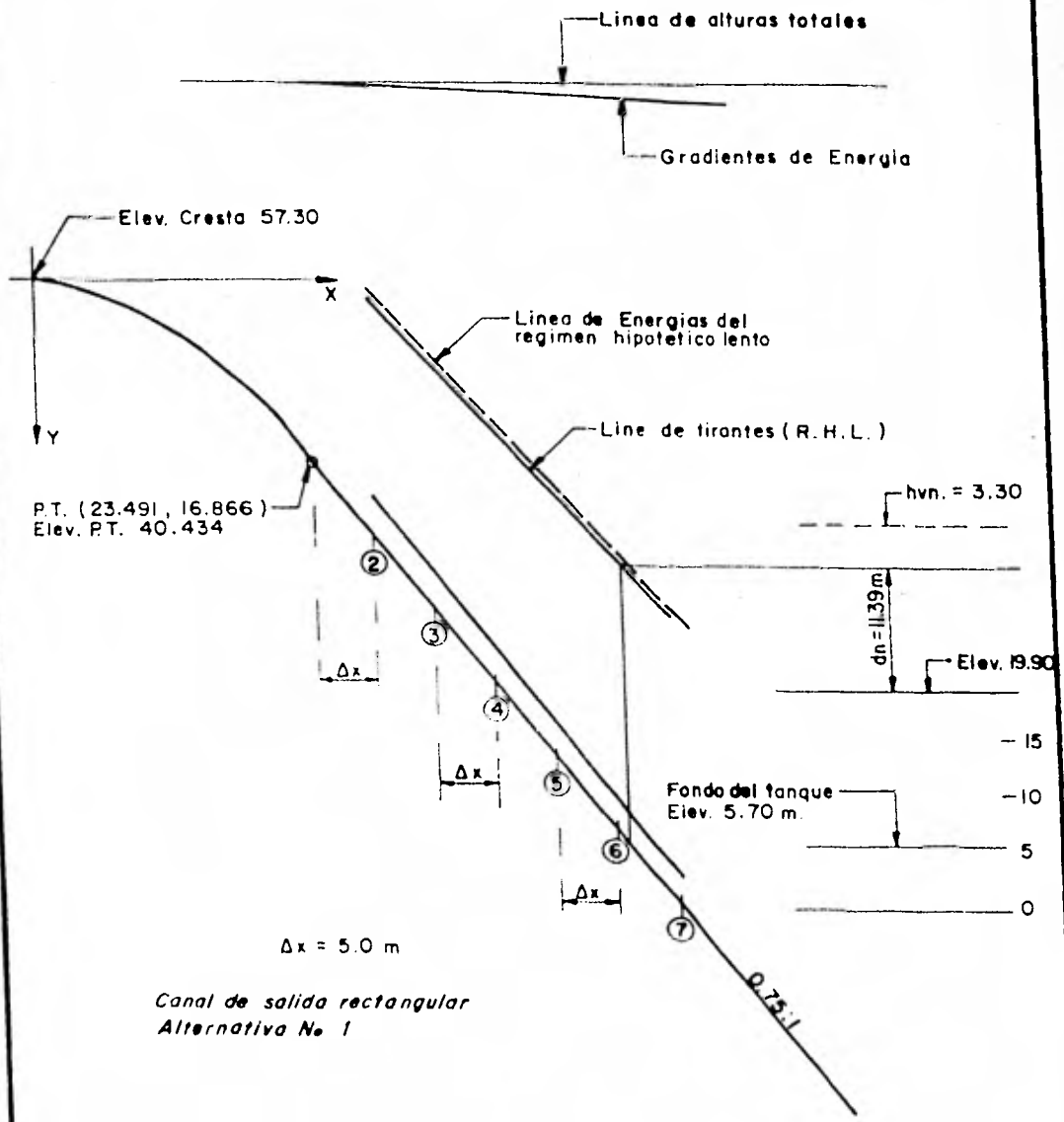
valor muy superior al anterior.

La práctica de Recursos hidráulicos aconseja:

$L = 4 \text{ a } 5\ (D - d)$ Así : con 4

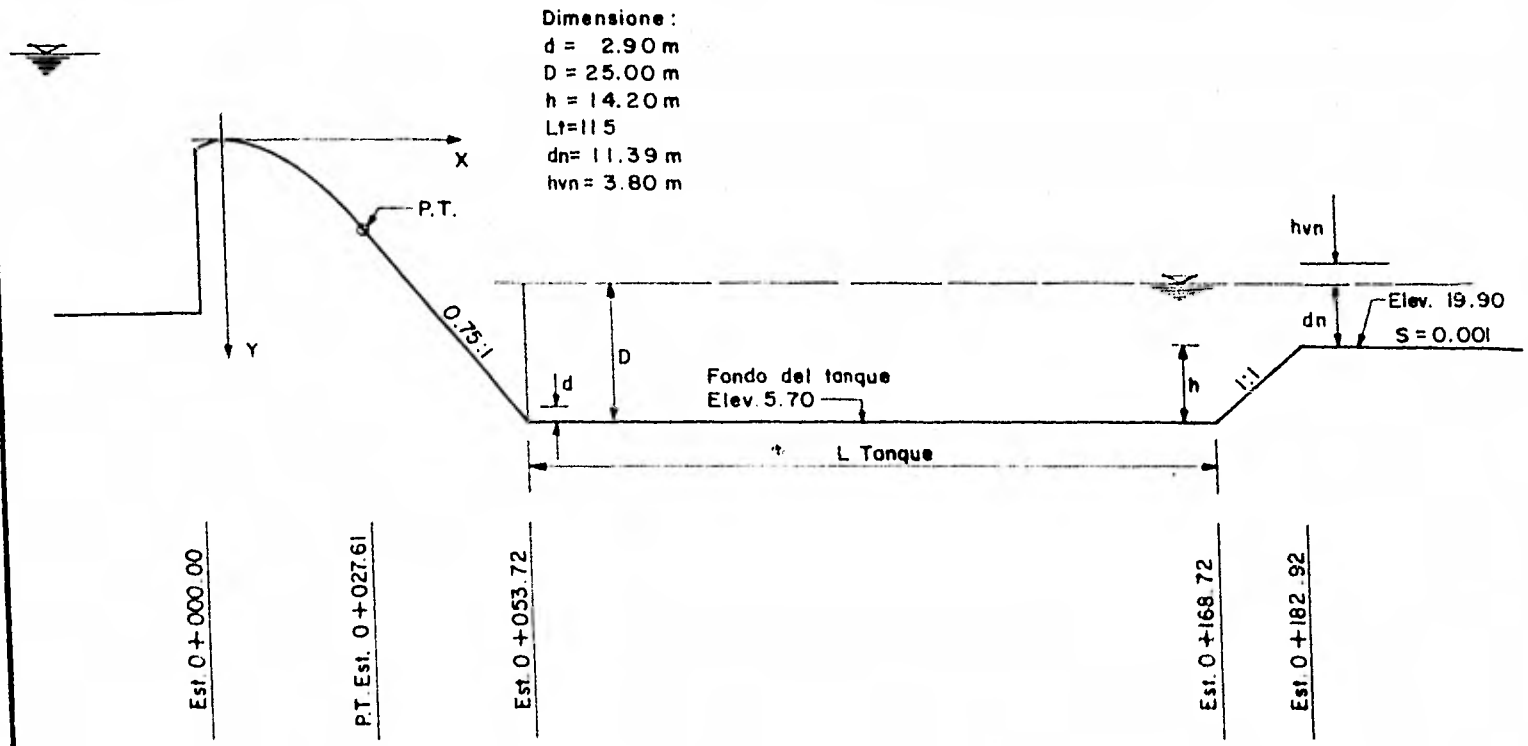
$L = 4\ (25.40 - 2.90) = 4(22.50) = 90$ m.

Se escogerá la longitud dada por los valores de Sienchin: o sea $L = 112.5$ m. $= 115$ m.



Canal de salida rectangular
Alternativa No. 1

TANQUE AMORTIGUADOR ALTERNATIVA I SECCION RECTANGULAR



3.6.3.2 Suponiendo ahora un canal trapecial como segunda alternativa, se tiene:

De la ecuación de "Momentum" o "fuerza específica"

$$\frac{Q^2}{A1\ g} + A1\ \bar{d}1 = \frac{Q^2}{A2\ g} + A2\ \bar{d}2 \qquad (1)$$

siendo $M = \frac{Q^2}{Ag} + A\ Zg$

donde el 1er. término representa la cantidad de movimiento del flujo que atraviesa la sección del canal por unidad de tiempo y por unidad de peso del agua; y el segundo, el empuje hidrostático por unidad de peso y también el momento estático del área respecto de la superficie libre las unidades están en fuerza por unidad de peso.

La anterior expresión ayudará a determinar los tirantes conjugados del régimen hipotético lento, ya que tendremos dos secciones de geometría diferentes.

Como se conoce la sección inicial que es rectangular, se tiene que:

$A1 = bd$

$\bar{d}1 = d/2$ y la sección 2 es de forma trapecial:

$A2 = bd + Kd^2$ y

$\bar{d}2$ de tablas del Sotelo = $Zg2 = k'd$

donde para estas secciones:

$$K' = \frac{1}{3} + \frac{1}{6}\,\frac{b}{b+kd}$$ Mult. por d el 2°término.

$$K' = \frac{1}{3} + \frac{1}{6}\,\frac{bd}{A}$$

$$Zg2 = K'd = \left(\frac{1}{3} + \frac{1}{6}\,\frac{bd}{A}\right)d = \frac{d}{3} + \frac{bd^2}{6A}$$ luego:

$$Zg2\ A2 = \left(\frac{d}{3} + \frac{bd^2}{6A}\right)A = \frac{Ad}{3} \quad \frac{bd^2}{6}$$ Sust. el valor A

$$Zg2\ A2 = \frac{(bd + kd^2)d}{3} + \frac{bd^2}{6} = \frac{(bd^2 + kd^3)}{3} + \frac{bd^2}{6}$$

$$= \frac{2bd^2}{2\times 3} + \frac{bd^2}{6} + \frac{kd^3}{3}$$

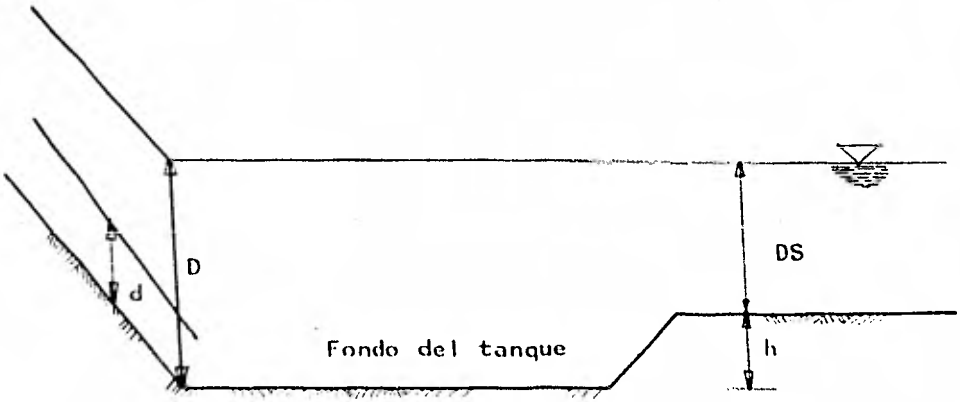
$$Zg2\ A2 = \frac{3bd^2}{6} + \frac{kd^3}{3} = \frac{bd^2}{2} + \frac{kd^3}{3}$$

Sustituyendo en 1

$$\frac{Q^2}{A1g} + A1\ \bar{d}2 = \frac{Q^2}{g(bd+kd^2)} + \frac{bd^2}{2} + \frac{kd^3}{3}$$

Conocidos los valores del 1er. miembro de la ecuación se calcularán por tanteos los valores del segundo.

Las condiciones hidráulicas en el tanque serán:



Aplicando Bernoulli

$D = h + D_s$ donde:

D = Tirante conjugado mayor.

hvd = carga de velocidad de dicho tirante.

h = profundidad del tanque (altura hasta el canal de-salida).

Ds = Tirante normal a la salida.

Haciendo una tabla de los valores del primer miembro.

$$M1 = \frac{Q2}{A1g} + A1\ \bar{d}1$$

$$Q^2/g = q \qquad y \qquad \bar{d} = d/2$$

Punto	d	d	A1	A1d	q/A1	M1
2	3.606	1.803	219.966	396.598	16683.145	17079.743
3	3.324	1.662	202.764	336.993	18098.502	18435.495
4	3.102	1.551	189.222	293.483	19393.752	19687.235
5	2.922	1.461	178.242	260.411	20588.439	20848.850
6	2.772	1.386	169.092	234.361	21702.532	21936.893
7	2.643	1.321	161.223	213.056	22761.793	22974.849

Luego los conjugados mayores son:

Punto	D2	A	V	hv	E	M2
2	20.73	1479.396	4.055	0.838	21.568	17072
3	21.71	1559.972	3.846	0.753	22.463	18433
4	22.56	1630.636	3.679	0.690	23.250	19687
5	23.31	1693.588	3.542	0.639	23.949	20850
6	23.98	1750.300	3.427	0.598	24.578	21933
7	24.60	1803.180	3.327	0.564	25.164	22973

De los resultados de la gráfica, igualando tirantes - se tendrá: La elevación del fondo del tanque en la 6.90 m. y

D = 23.70 m.

d = 3.00 m.

Luego la longitud del tanque, según Sienchin es:

$$L = 7.9\ (23.70 - 3.0) = 7.9\ (20.70) = 163.53 \text{ m.}$$

Según Recursos Hidráulicos será:

$$L = 5(D - d) = 5(20.70) = 103.50 \text{ m.}$$

que es menor que el anterior.

Se propondrán los resultados según el criterio de Recursos Hidráulicos.

Tabla de resultados de las dos alternativas.

Elementos Hidráulicos	Alternativa 1 Rectangular	Alternativa 2 Trapecial (0.5:1)
	(m)	(m)
D	25.40	23.70
d	2.90	3.00
Elev. fondo tanque	5.70	6.90
Long. de tanque	115	105
h del tanque	14.20	13.90
Tirante normal salida	11.39	10.52
hv a la salida	3.80	3.78

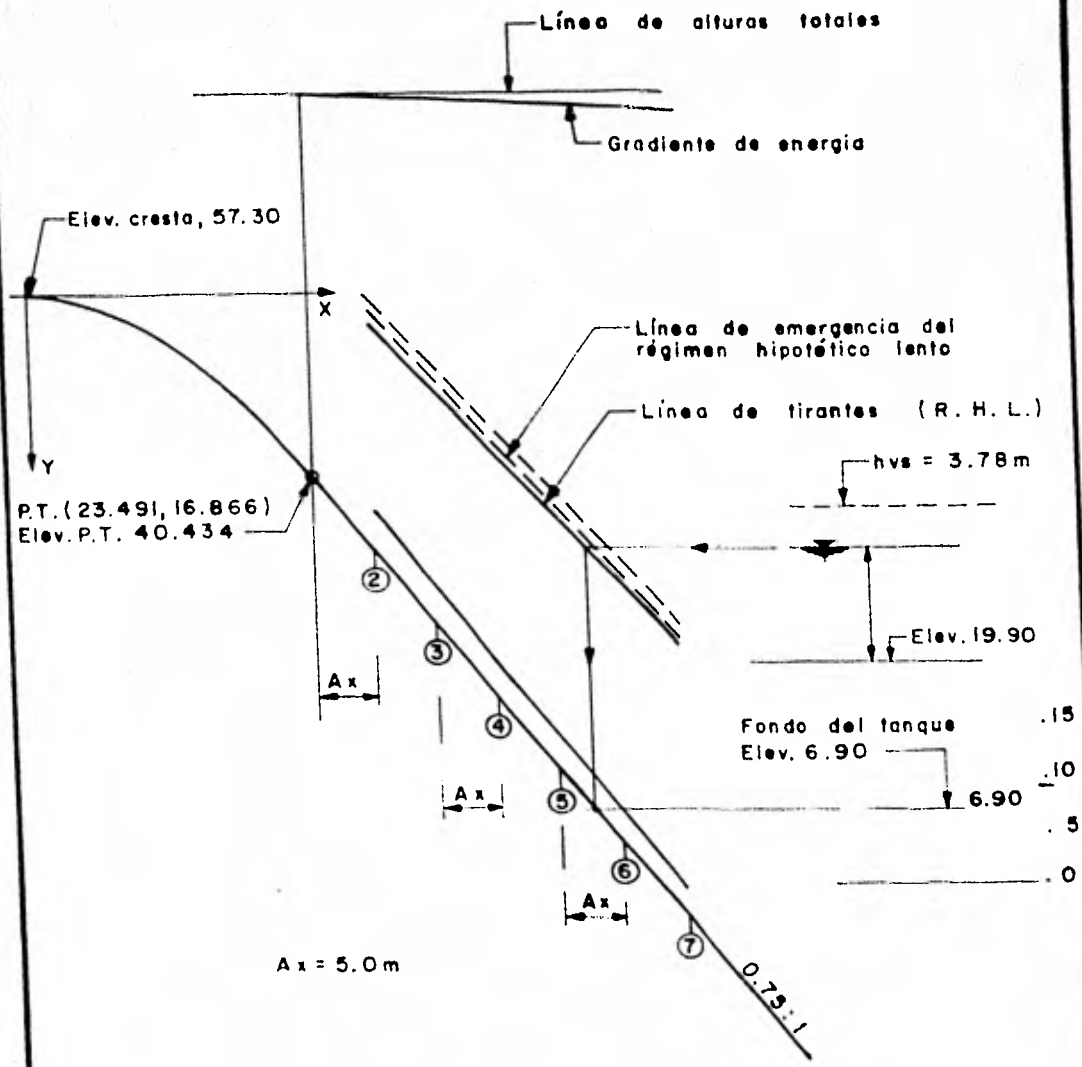
De los resultados anteriores se ve que la longitud -- del tanque es parecida sin embargo la elevación del fondo -- del canal es mayor en el tanque de sección trapecial, lo - - cual lo hace más favorable.

Así, se usará una sección trapecial de 61 m. de ancho; con elevación del fondo del tanque a la 6.20; la longitud se dejará en 115 m. a reserva de checarla en el modelo. Las soluciones se dibujarán más adelante.

Es importante aclarar que las dos soluciones trabajan mejor dándoles un colchón de seguridad de:

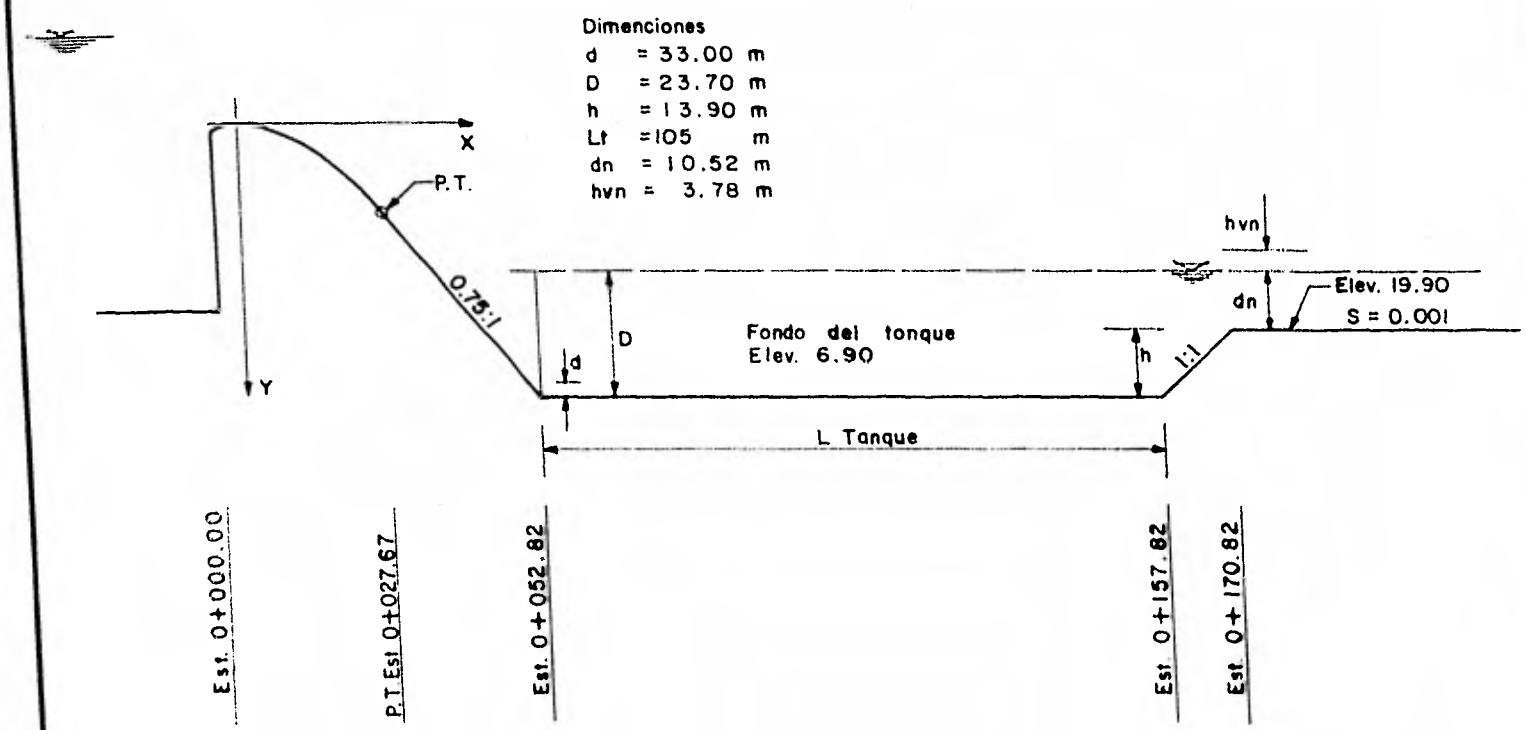
h real tanque = 1.10 h teórica.

Igualmente todos estos vertedores se someten a estu-- dios en modelos, los cuales sirven para precisar las soluciones adaptadas y construir así el mejor prototipo.



CANAL DE SALIDA TRAPECIAL K = 0.5
ALTERNATIVA Nº 2

TANQUE AMORTIGUADOR ALTERNATIVA 2 SECCION TRAPECIAL



CAPITULO IV

OBRA DE DESVIO

4.1 Relación de esta obra en el resto del sistema.

4.1.1. FINALIDAD DEL DESVIO.

La obra de desvío viene a ser una de las obras necesarias para la realización de toda una presa, ya que de un buen planteamiento del desvío, puede garantizarse un proceso de construcción adecuado.

En toda construcción de una presa, es necesario desviar la corriente del río, para realizar las labores del desplante de la cortina, con el tiempo y precisión que se requiera.

Esto se debe a que se tiene que trabajar en seco para realizar las actividades de tratamiento de la cimentación, y de desplante de los materiales de la sección de la cortina.

Dependiendo del tipo de desvío que se tenga, se plantearán las secuencias de construcción de la cortina, una de cuyas primeras fases es como se dijo el tratamiento de la cimentación, así se podrá planear el desvío de modo que esta sea la primera actividad a desarrollar completamente.

Para hacer el dimensionamiento del desvío deberá cono

cerse el régimen del río, los registros de sus escurrimientos, el valor de éstos y sus gastos máximos; de la observación directa de éstos se podrán separar tiempos de estío y de lluvias y con estos datos podrán hacerse las estimaciones necesarias para la obra particular.

Habrá por lo tanto gastos máximos correspondiendo uno al estío y otro a la temporada de lluvias, este último será con el que se haga, según el caso, el dimensionamiento del desvío.

4.1.2. RELACION CON EL RESTO DE LAS OBRAS.

Como se dijo anteriormente, el desvío implica un correcto desarrollo constructivo de todas las obras, por lo cual al planear la presa es necesario saber la localización, el tipo, el eje, el perfil y la geometría pensada para ésta.

En algunos tipos de presas el desvío se logra integrar a la obra de toma a través de un conducto común, cumplido su objetivo en las etapas iniciales de construcción, dicho conducto funcionará definitivamente como toma.

Lo anterior implica que la capacidad necesaria del desvío es igual o inferior a la de la toma, y también que habrá un cierre del conducto en el acceso.

Algunas ocasiones el desvío necesita sus propios elementos de conducción como pueden ser los túneles, esto depen

derá naturalmente de la capacidad necesaria para realizarlo.

La relación de la cortina y el desvío es muy íntima, ya que precisamente de la relación que haya entre la terminación de la cortina y por ende de la formación del almacenamiento, dependerá la importancia que vaya teniendo el desvío, como en el caso de los Tajos a través del cuerpo de la cortina en que el cierre final depende de la velocidad con que se coloque el material de la cortina contra la velocidad de formación del almacenamiento.

En el caso de las tomas y los vertedores, a excepción del caso ya mencionado para las tomas, su posición vertical y en el eje de la cortina, permiten que se construyan con cierta libertad respecto de la cortina y por tanto sean éstos iniciados y terminados independientemente del desvío.

4.1.3. TIPOS DE DESVIO.

Existen diferentes tipos de obras de desvío, las cuales dependen de las características físicas del emplazamiento de la presa e igualmente del gasto que se va a desviar.

Los túneles son estructuras adecuadas para sitios ubicados en cañones angostos, generalmente son de gran diámetro y de sección transversal circular, herradura, medio punto, etc.

La conveniencia de revestir el túnel depende de:

1) El costo de un túnel revestido contra uno sin re-- vestir y que tenga la misma capacidad hidráulica.

2) De la naturaleza de la roca de manera de que pueda quedar sin ademe y

3) De la impermeabilidad del material.

A la entrada de dichos túneles se colocan mecanismos- de control, como son las compuertas o tablones.

El cierre definitivo de estos túneles se realiza po-- niendo tapones de concreto que se colocan en zonas apropia-- das de manera de hacer el cierre hermético.

Los Conductos se usan en presas de tamaño regular, - los cuales permiten el paso de gastos a través de los talu-- des de las presas, son de diámetros pequeños y pueden inte-- grarse al conducto de toma de la presa como ya se mencionó - anteriormente.

En casos en que la toma quede más alta puede hacerse- la comuñicación a través de la parte baja de la entrada de - la toma, taponando ésta después de realizada la estructura - de la toma.

De hecho las condiciones físicas del desvío de este - tipo son idénticas a las de las tomas por lo cual la diferen cia más notable entre ellas, es que una va a trabajar inme--

diatamente al construirse la presa.

Los tajos de desvío vienen a ser otra alternativa más que puede utilizarse en un desvío, estos son canales que se localizan en ejes de cortina en zonas amplias en las que - - otro tipo de desvío sería inadecuado por su localización (túnel o conducto) y por su costo.

Entonces resulta más económico abrir un tajo que atraviese la zona de trabajo. En casos como éste se presenta como problema principal el cierre de la cortina, que debe ser más rápido que la velocidad de acumulación del agua en el vaso, garantizado ésto, se asegurará la conveniencia del tajo.

La sección geométrica de dicho tajo generalmente es - trapecial y no lleva controles, trabajando solamente en función del gasto que llegue.

Existe también un procedimiento de desviación por etapas en el caso de presas de concreto, generalmente de arco;- en estos casos no hay problema en el caso de que el agua rebase la altura ya construída pudiéndose entonces hacer el - desvío de un lado y luego en otro tramo y así sucesivamente.

Las Atagufas son pequeñas cortinas de materiales graduados, las cuales ayudan a desviar el paso del agua ya sea- aguas arriba o aguas abajo de la zona de trabajo. En todos - los casos ya mencionados son partes accesorias que detienen- y encauzan las aguas a los conductos principales.

El dimensionamiento de todas las obras anteriores depende del gasto de diseño que se considere, de la forma de la avenida que lo contenga y de la duración de la obra a construir.

Es importante saber también la altura máxima que la avenida de desvío producirá aguas arriba, a la entrada de la obra de desviación elegida ya que de ésta dependerá la altura de la ataguía apropiada para el encauzamiento de las aguas.

4.2. FUNCIONAMIENTO DEL DESVIO

4.2.1. Tipo y características del desvío elegido.

La zona donde se localiza el eje de la presa "Cerro de Oro", está definida por una zona de cauce y otra zona de terraza; en la margen izquierda corre el río Sto. Domingo y en la margen derecha corre el Arroyo Sal.

Dada la topografía existente la colocación del desvío más adecuada viene a ser la margen izquierda donde existe una trayectoria adecuada para el desvío.

Se escogerá un desvío por túneles debido a que la topografía mencionada arriba, la sección de la cortina y la posición del río sólo dan margen a colocar los túneles en la margen izquierda; un conducto implicaría una sección transversal grande, además de que tendría una gran trayectoria bajo la presa. Posiblemente al cerrar la cortina y formar el vaso se tenga que hacer uso de tajos o de conductos de desvío auxiliares.

Para tener la certeza de que ésta es la mejor alternativa, se verán los registros hidrológicos de los gastos máximos registrados.

4.2.2. Características Hidráulicas.

De los registros de gastos máximos anuales, se pueden

observar el gasto máximo y mínimo.

Así:

Gasto máximo registrado	=	4,880 m^3/seg.
Gasto mínimo registrado	=	899 m^3/seg.
Período de registro	=	28 años

El objeto de este estudio será encontrar el valor del gasto máximo de desvío, asociado al período de retorno más adecuado.

Tomando en cuenta únicamente los gastos máximos registrados se tendrá:

AÑO	GASTO EN m^3/seg.	M	Mayor a Menor	GASTO EN m^3/seg.	Tr Período Retorno	P=1/Tr	%
1948	899	28	1	4880	29	0.0345	3.45
49	937	27	2	3960	14.50	0.0690	6.90
1950	2950	7	3	3960	9.667	0.1034	10.34
51	2308	14	4	3835	7.25	0.1379	13.79
52	2572	8	5	3596	5.80	0.1724	17.24
53	1575	24	6	3060	4.833	0.2069	20.69
54	2176	16	7	2950	4.143	0.2414	24.14
55	1835	20	8	2572	3.635	0.2759	27.59
56	2175	17	9	2548	3.222	0.3104	31.04
57	1287	26	10	2505	2.900	0.3448	34.48
58	4880	1	11	2470	2.636	0.3794	37.94
59	1958	18	12	2443	2.417	0.4137	41.37
1960	3060	6	13	2355	2.231	0.4482	44.82
61	2505	10	14	2308	2.071	0.4829	48.29
62	1609	23	15	2212	1.933	0.5173	51.73
63	1725	21	16	2176	1.813	0.5516	55.16
64	1845	19	17	2175	1.706	0.5862	58.62
65	2470	11	18	1958	1.611	0.6207	62.07
66	2443	12	19	1895	1.526	0.6553	65.53
67	1685	22	20	1835	1.450	0.6897	68.97
68	2355	13	21	1725	1.381	0.7241	72.41
69	3960	3	22	1685	1.318	0.7587	75.87
1970	2212	15	23	1609	1.261	0.7930	79.30
71	1440	25	24	1565	1.208	0.8278	82.78
72	2548	9	25	1440	1.160	0.8621	86.21
73	3835	4	26	1287	1.115	0.8969	89.69
74	3596	5	27	937	1.074	0.9311	93.11
75	3968	2	28	899	1.036	0.9653	96.53

M = Número de orden de magnitud de mayor o menor.

Tr = Período de retorno en años.

P = Probabilidad de que se presente un gasto mayor o igual que el correspondiente.

De probabilidad se tiene que:

Cuando se tienen una serie de datos máximos anuales, el período de retorno, se calcula así:

$$Tr = \frac{N+1}{M}$$ donde:

N = es el número de años de registro
M = orden de magnitud del dato máximo.
Tr = período de retorno en años.

Igualmente, la probabilidad de que se presente un cierto valor máximo depende del Tr, o sea:

$$P = 1/Tr$$

en la cual P es la probabilidad de que se presente un cierto valor máximo, el cual depende de su período de retorno particular.

De aquí también la probabilidad de que no se presente un cierto valor máximo es:

$$Pn = 1 - 1/Tr$$

Así, de los resultados de la tabla anterior, se ve que la probabilidad de que se presente el gasto máximo registrado de 4,880 m^3/seg. es de P = 3.45% esto en un período de retorno de 28 años; similarmente el valor del Qmín. de 889 m^3/s tendrá un período de retorno de 1.089 años y la probabilidad de que se presenta un gasto igual o mayor que éste, es elevado, del 96.53%.

El tiempo de construcción estimado para la Presa "Cerro de Oro" es de cinco años, por tanto la probabilidad de que se presente una avenida de regular valor es alta, así:

se valuarán los gastos para períodos de retorno diferentes, y de éstos y sus probabilidades se escogerá el valor más adecuado.

Para hacer lo anterior se usarán los métodos estadísticos de Gumbel, Nash y Levediev, que nos darán valores los valores máximos.

Los datos hidrológicos serán los mismos:

De los datos anteriores y de las gráficas, se obtendrá el gasto de diseño.

Se observa que para el caso del ordenamiento de los registros de mayor a menor el mayor registro de gasto es el de 1948 con 4880 m^3/seg.

Igualmente los métodos estadísticos indican otros resultados, notando que para el período de retorno de 28 años, se pueden hacer las siguientes comparaciones:

Gasto máximo registrado	4,880 m^3/seg.
Gumbel	5,826 "
Levediev	5,143 "
Nash	5,148 "

Levediev y Nash son similares y todos son mayores que el máximo registrado.

Para un Tr = 25 años, se tendrá:

Tr = 25 años

Gumbel		5,727 m^3/seg.
Levediev		4,998 "
Nash		5,047 "
	Prom.	5,257 m^3/seg.

Para Tr = 28 años

Gumbel		5,826 m^3/seg.
Levediev		5,143 "
Nash		5,148 "
	Prom.	5,372 m^3/seg.

Por último para un Tr = 30 años

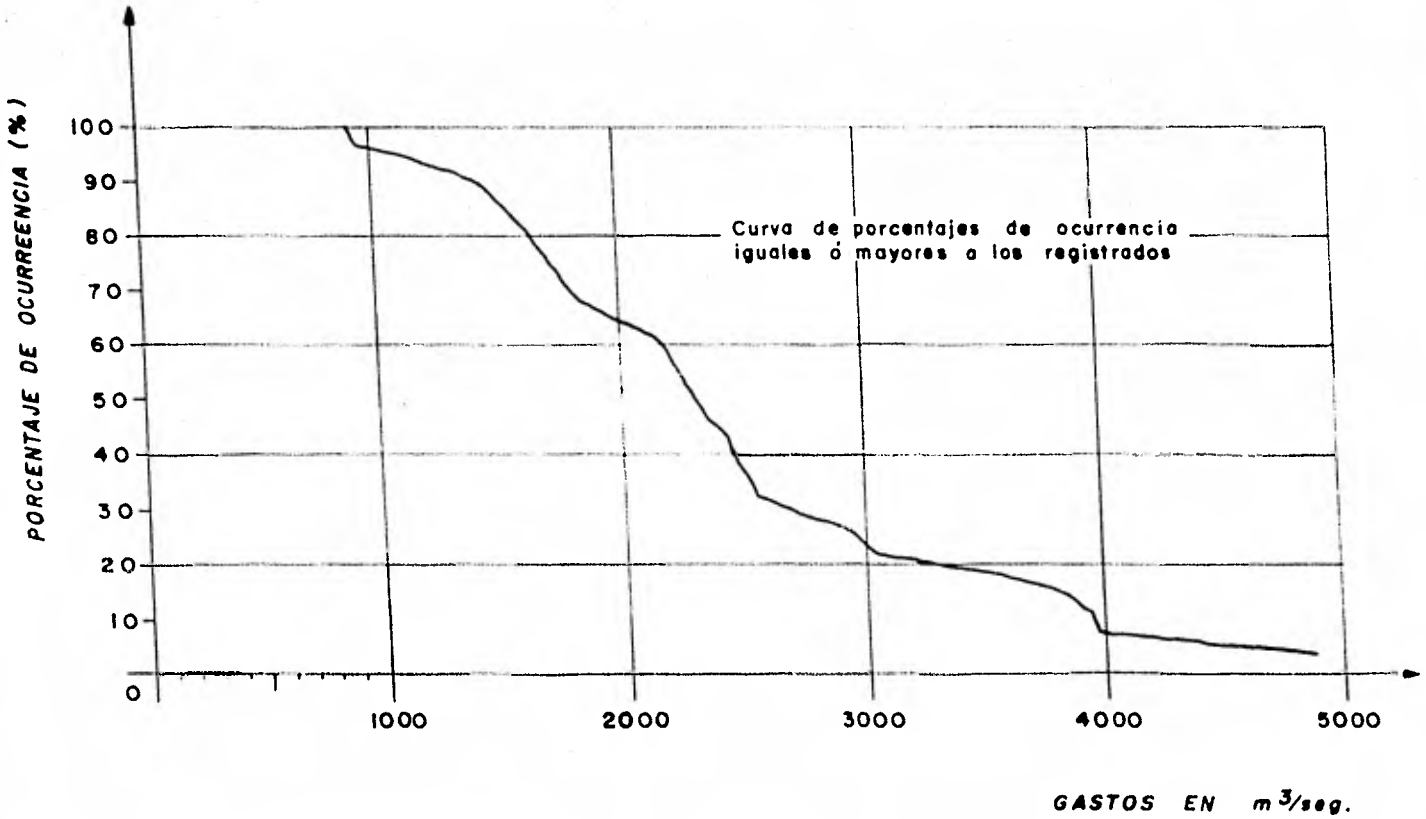
Gumbel		5,886 m^3/seg.
Levediev		5,236 "
Nash		5,210 "
	Prom.	5,440 m^3/seg.

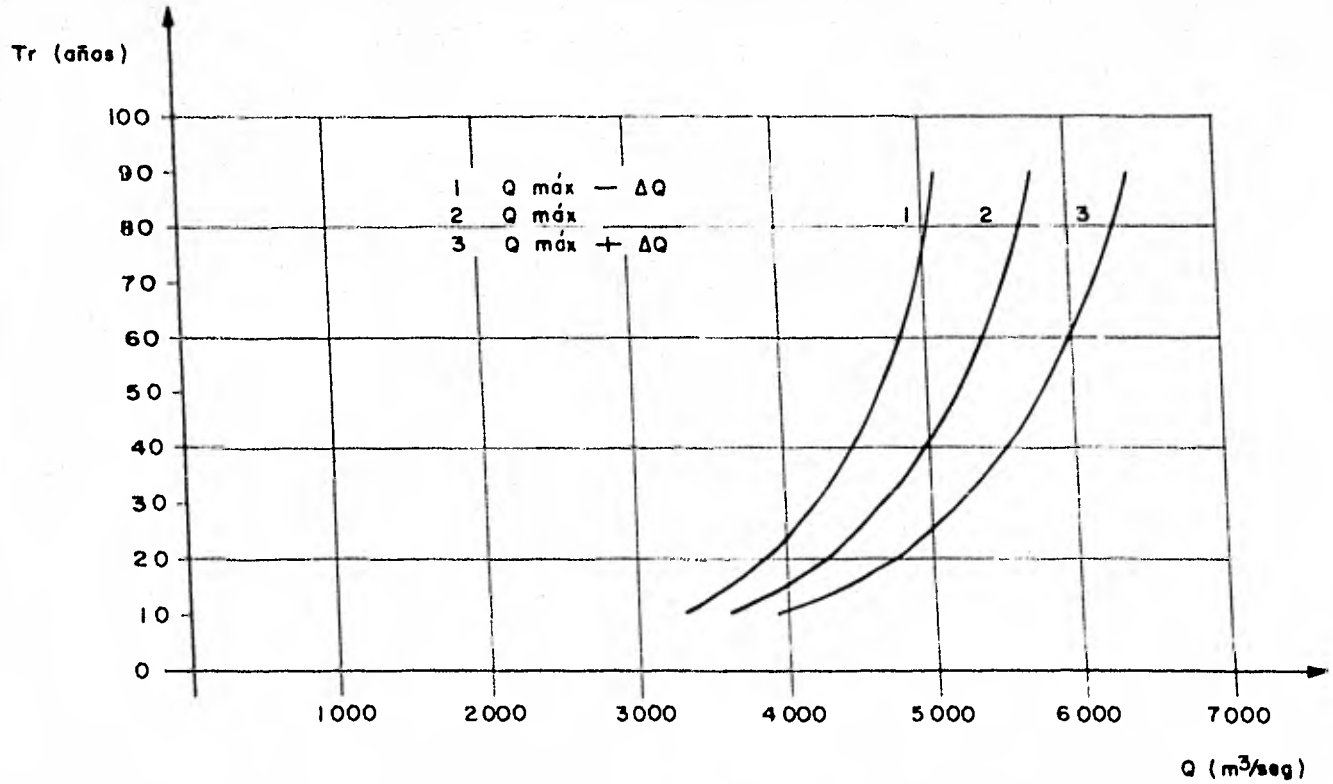
De lo anterior:

Av. máx. registrado	4,880 m^3/seg.
Tr = 25	5,257 "
Tr = 28	5,372 "
Tr = 30	5.440 "

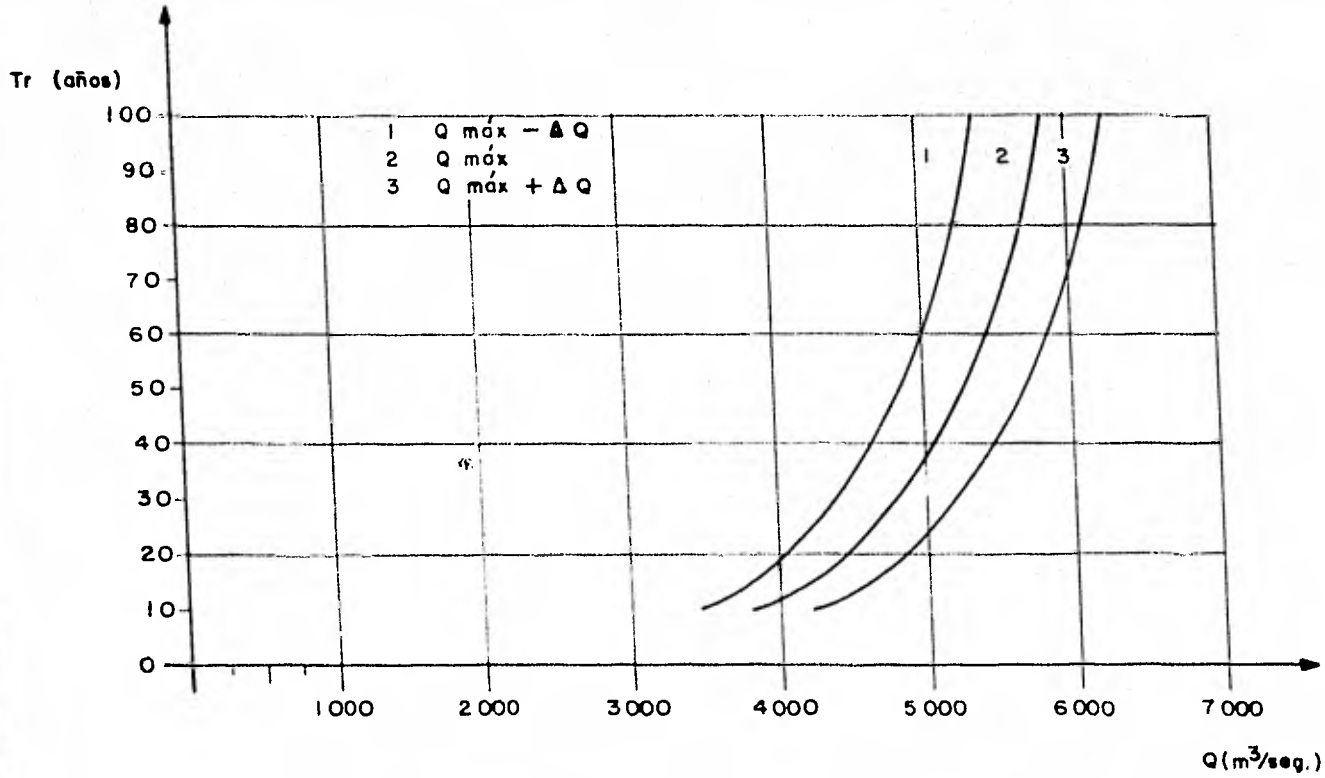
De lo anterior, se analizarán la obra de desvío para gastos de:

1) 5,000 m^3/seg.
2) 5,500 m^3/seg.
3) 6,000 m^3/seg.

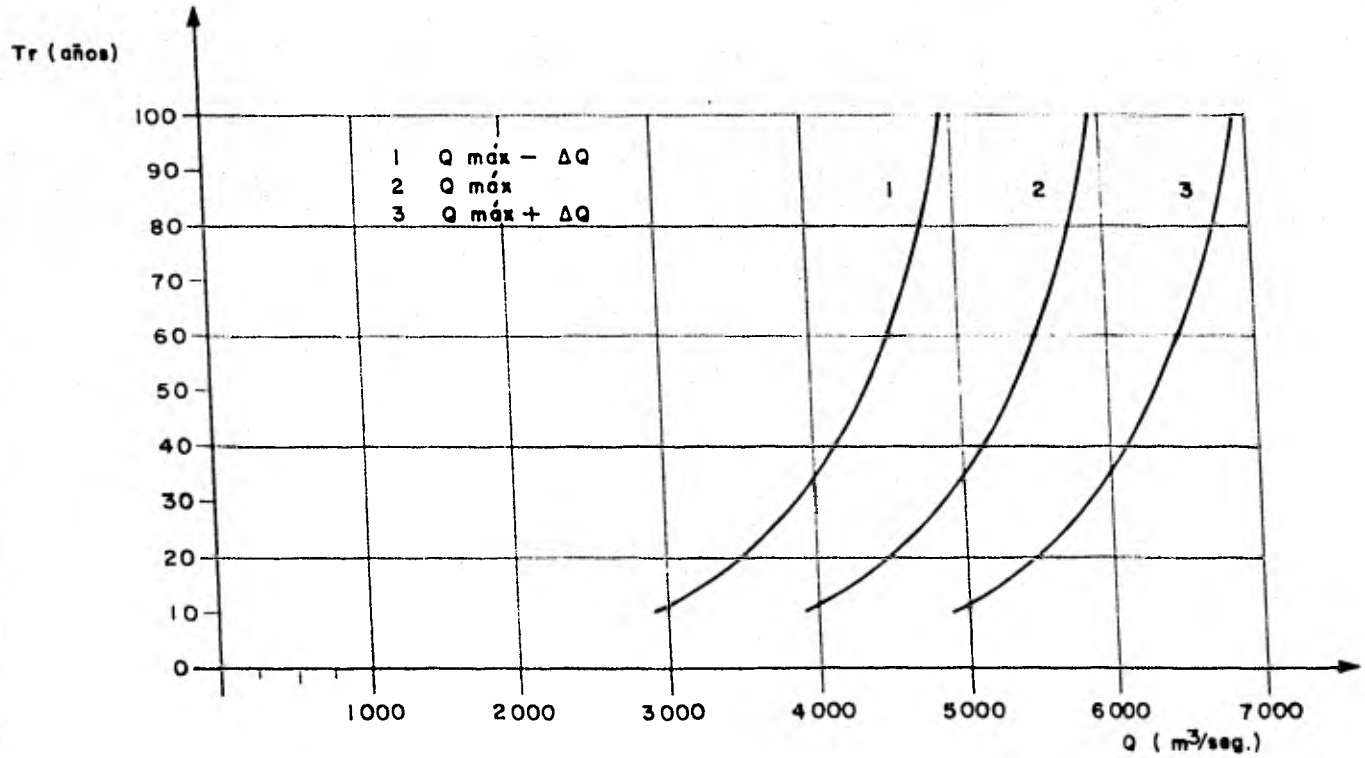

PORCENTAJE DE OCURREENCIA (%)
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
1000
2000
3000
4000
5000
Curva de porcentajes de ocurrencia iguales ó mayores a los registrados
GASTOS EN m³/seg.


Tr (años)
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
1 Q máx — ΔQ
2 Q máx
3 Q máx + ΔQ
1
2
3
1000
2000
3000
4000
5000
6000
7000
Q (m³/seg)

LEVEDIEV


Tr (años)
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
1 Q máx − Δ Q
2 Q máx
3 Q máx + Δ Q
1
2
3
1000
2000
3000
4000
5000
6000
7000
Q (m³/seg.)

NASH


Tr (años)
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
1 Q máx − ΔQ
2 Q máx
3 Q máx + ΔQ
1
2
3
1000
2000
3000
4000
5000
6000
7000
Q (m³/seg.)

GUMBEL

4.2.2. Características Hidráulicas

DETERMINACION DEL AREA DE CONDUCTOS NECESARIA PARA LOS TUNELES.

Las secciones más eficientes para conducir el agua son las circulares y las de herradura; se escogerá entre estas el diámetro más adecuado.

Para un gasto de diseño de 5000 m^3/s y pensando en túneles revestidos de concreto las velocidades pueden variar desde los 15 m/s hasta los 25 m/s.

1) Para túneles circulares:

$Ac = \pi D^2/4$ y para velocidades de 10 a 20 m/s

Velocidad (m/s)	Area (m^2)	2 túneles		3 túneles	
		Area	Diámetro	Area	Diámetro
10	500	250	17.84	167	14.57
12	417	208	16.29	139	13.30
15	333	167	14.57	111	11.89
16	313	156	14.10	104	11.52
18	278	139	13.30	93	10.86
20	250	125	12.62	83	10.30

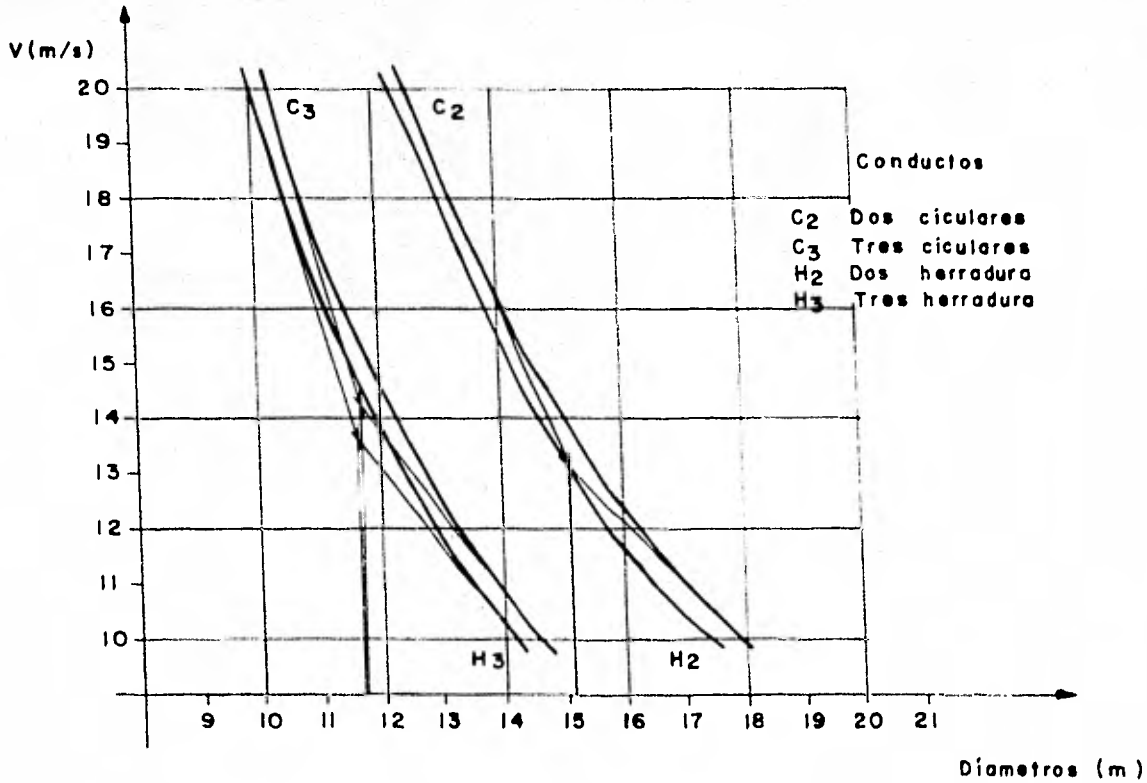
2) Para túneles de sección herradura

$$A = 0.8293 \ D^2$$

Velocidad (m/s)	Area (m^2)	2 túneles		3 túneles	
		Area	Diámetro	Area	Diámetro
10	500	250	17.36	167	14.17
12	417	208	15.85	139	12.94
15	333	167	14.18	111	11.57
16	313	156	13.73	104	11.20
18	278	139	12.94	93	10.56
20	250	125	12.28	83	10.02

De las tablas anteriores se propondrán túneles circulares de 12 m de diámetro, por ser de tamaño adecuado y velocidades medias.

Se proponen entonces 3 túneles de 12 m de diámetro.



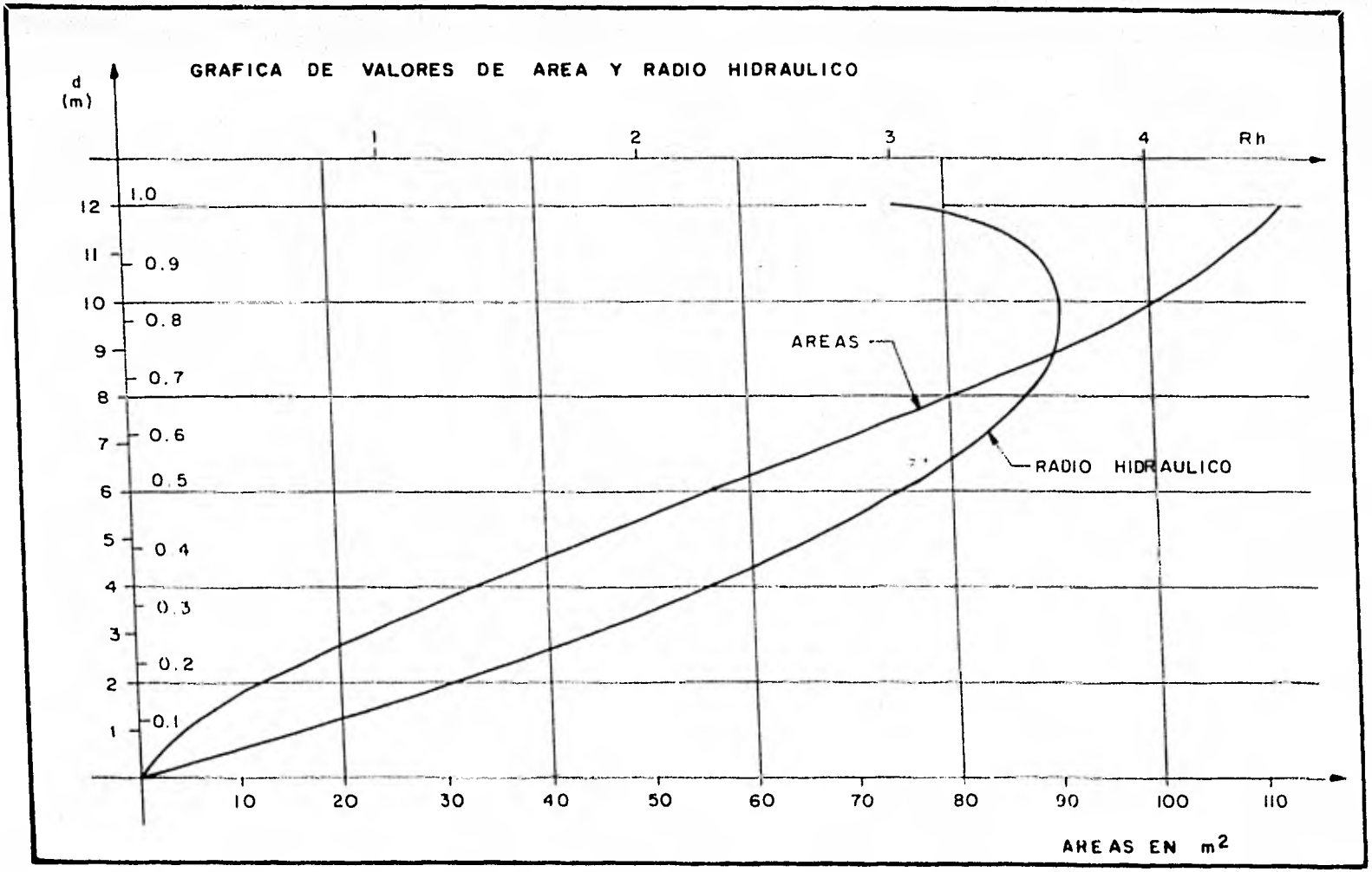
DIAMETROS DE LOS CONDUCTOS DEL DESVIO EN FUNCION DE LAS VELOCIDADES

Elementos geométricos de los túneles circulares.

Se tomarán de la tabla adjunta para el Diámetro:

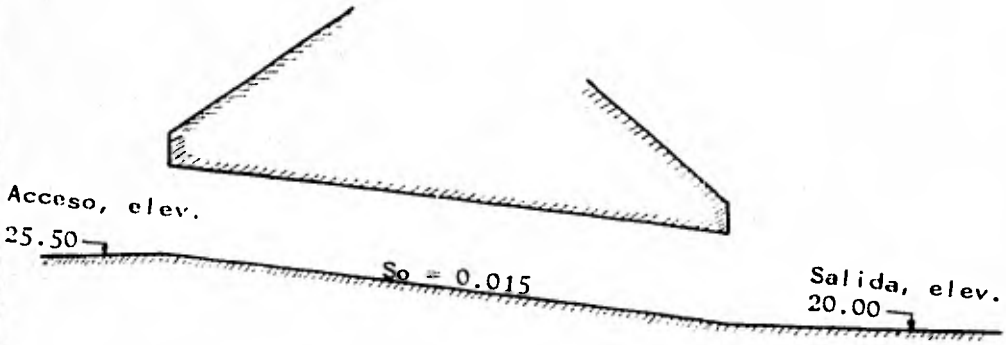
D = 12.00 m y para el Area, el p y el Rh.

d	d/D	Ca	$A=CaD^2$	p=CpD	Rh=CrD
0.60	0.05	0.0147	2.12	5.41	0.391
1.20	0.10	0.0409	5.89	7.72	0.762
1.80	0.15	0.0739	10.64	9.54	1.115
2.40	0.20	0.1118	16.10	11.13	1.447
3.00	0.25	0.1535	22.10	12.57	1.759
3.60	0.30	0.1982	28.54	13.91	2.051
4.20	0.35	0.2450	35.28	15.19	2.322
4.80	0.40	0.2934	42.25	16.43	2.570
5.40	0.45	0.3428	49.36	17.65	2.797
6.00	0.50	0.3927	56.55	18.85	3.000
6.60	0.55	0.4426	63.73	20.05	3.179
7.20	0.60	0.4920	70.85	21.27	3.331
7.80	0.65	0.5404	77.82	22.51	3.457
8.40	0.70	0.5872	84.56	23.79	3.554
9.00	0.75	0.6318	90.98	25.13	3.620
9.60	0.80	0.6736	97.00	26.57	3.650
10.20	0.85	0.7115	102.46	28.15	3.640
10.80	0.90	0.7445	107.21	29.98	3.576
11.40	0.95	0.7707	110.98	32.29	3.437
12.00	1.00	0.7854	113.10	37.70	3.00


GRAFICA DE VALORES DE AREA Y RADIO HIDRAULICO
d (m)
Rh
1
2
3
4
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
AREAS
RADIO HIDRAULICO
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
110
AREAS EN m2

La geometría de los túneles es entonces de 12 m. de diámetro, con una pendiente S = 0.015, de eje recto en planta y con un desnivel de la 25.50 a la 20.00.

Se determinará la pendiente crítica, así:



Siendo entonces el Qd = 5000 m^3/seg. Luego:

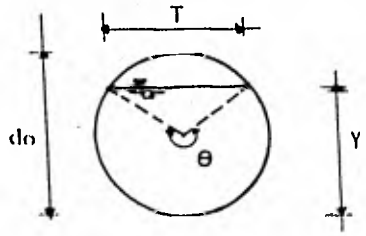
$$Qt = \frac{5000}{3} = 1666.66 \ m^3/seg.$$

De la expresión para tirantes críticos

$$\frac{A^3}{T} = \frac{Q^2}{g}$$

El área es analíticamente:

$$A = \frac{1}{8} \quad (\theta - \text{sen}\ \theta)\ d_o^{\,2}$$



La superficie libre es:

$$T = 2\sqrt{y\ (d_o - y)}$$

El perímetro mojado es:

$$P = \frac{1}{2}\ \theta d_o = \theta r_o$$

y obviamente Rh = A/P

de lo anterior d_o = diámetro del conducto

Así sustituyendo:

$$Q^2/g = 1666.66^2/9.81 = 283155.5$$

Y	θ	θ rad	(θ-senθ)	Area	Pm	T	A^3/T
11	292.88°	5.112	6.033	108.596	30.671	6.633	193068.98
11.20	300.14°	5.239	6.103	109.859	31.431	5.987	221475.88
11.40	308.31°	5.381	6.166	110.983	32.287	5.231	261344.71
11.50	312.88°	5.461	6.194	111.485	32.765	4.796	288924.47
11.47	311.47°	5.436	6.185	111.339	32.617	4.931	279893.12
11.49	312.41°	5.453	6.191	111.437	32.716	4.841	285831.37

De lo anterior Yc = 11.49 m. siendo la pendiente

$$Sc = \left(\frac{Vcn}{Rh^{2/5}}\right)^2 \quad y \quad Vc = \frac{Q}{Ac}$$

Vc = 1666.66/111.437 = 14.956 m/s

Rh = A/P = 111.437/32.716 = 3.406

$$Rh^{2/3} = 2.264$$

$$Sc = \left(\frac{14.956 \times 0.014}{2.264}\right)^2 = 0.009 < 0.015 \quad \therefore$$

La pendiente crítica es 0.009 y es menor que la pendiente de la plantilla.

De lo anterior, la pendiente propuesta So = 0.015 es mayor que la crítica, lo cual implica que el conducto trabajará con régimen supercrítico, por lo cual se presentarán al inicio de los túneles tirantes críticos para diversos gastos.

La ventaja del régimen supercrítico está en la velocidad de paso del agua en el conducto, de manera de desalojar rápido los túneles, además de que el agua que pase en la primera etapa de desvío no tendrá ningún provecho especial.

4.2.3. Cálculo de la Curva de Gastos de los Túneles

Una parte importante de los cálculos es garantizar el correcto funcionamiento de los túneles como desvío, de manera de que sea seguro y confiable.

Igualmente se necesita saber a través de su funcionamiento, la Curva de Elevaciones-Gastos de los túneles, la cual será de mucha utilidad para hacer el tránsito de la avenida probable, para a través de ésta, conocer la elevación de las Atagufas que harán la primera etapa del desvío.

Curva de Gastos.

Dadas las características de operación de los túneles, la curva de gastos resultantes estará formada por 2 tramos:

En el primero el funcionamiento del túnel será como - canal y estará sujeto por lo tanto a la presión atmosférica, su valuación es sencilla y será a basé de las condiciones críticas (tirante crítico en la sección de control); el segundo tramo se analizará más adelante pero su funcionamiento será como orificio.

Por tanto se valuarán los tirantes críticos para diversos gastos. Usando las tablas del Sotelo, se tiene:

De la tabla 2.5 de los Apuntes del Sotelo:

TABLA 4.1. VALUACION DE LOS TIRANTES CRITICOS

(1) Qtotal (m^3/seg)	(2) Qtúnel (m^3/s)	(3) $Q/\sqrt{g}\ D^{5/2}$	(4) y/D	(5) Yc (m)
400	133.333	0.085	0.29	3.48
800	266.666	0.171	0.41	4.92
1200	400.00	0.256	0.51	6.12
1600	533.333	0.341	0.59	7.08
2000	666.666	0.427	0.67	8.04
2400	800.00	0.512	0.73	8.76
2800	933.333	0.597	0.79	9.48
3200	1066.666	0.683	0.84	10.08
3600	1200.00	0.768	0.88	10.56
4000	1333.333	0.853	0.91	10.92
4400	1466.666	0.939	0.93	11.16
4800	1600.00	1.024	0.95	11.40
5200	1733.333	1.109	0.96	11.52
5600	1856.666	1.195	0.97	11.64
6000	2000.00	- - -	- -	- - -
6400	2133.333	- - -	- -	- - -
6800	2266.666	- - -	- -	- - -

TABLA 4.2. CALCULO DE LOS ELEMENTOS HIDRAULICOS PARA LOS TIRANTES CRITICOS CALCULADOS

Se usarán las expresiones siguientes:

$$Vc = Q/Ac \; ; \; hvc = Vc^2/2g \quad y \quad Ec = Yc + hvc$$

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Q/Túnel (m^3/s)	Yc (m)	Yc/D	Area (m^2)	Rhc	Vc (m/s)	hvc (m)	Ec (m)
133.333	3.48	0.29	27.216	1.994	4.899	1.223	4.703
266.666	4.92	0.41	43.661	2.617	6.108	1.901	6.821
400.00	6.12	0.51	57.989	3.037	6.898	2.425	8.545
533.333	7.08	0.59	69.437	3.304	7.681	3.007	10.087
666.666	8.04	0.67	80.554	3.500	8.276	3.491	11.531
800.000	8.76	0.73	88.459	3.594	9.044	4.169	12.929
933.333	9.48	0.79	95.832	3.612	9.739	4.835	14.315
1066.666	10.08	0.84	101.419	3.646	10.517	5.638	15.718
1200.000	10.56	0.88	105.408	3.610	11.384	6.606	17.166
1333.333	10.92	0.91	108.058	3.556	12.339	7.760	18.680
1466.666	11.16	0.93	109.613	3.506	13.380	9.125	20.285
1600.000	11.40	0.95	110.981	3.437	14.417	10.594	21.994
1733.333	11.52	0.96	111.586	3.396	15.534	12.298	23.818
1866.666	11.64	0.97	112.104	3.344	16.651	14.132	25.772

A continuación se calcularán las cargas que producirán estos gastos.

Como el tirante crítico se presentará en el inicio de los túneles, entonces la energía en la entrada corresponde a esa condición, o sea:

$Ec = Yc + hvc$ pero la carga es:

$H = Ec + hent. = Yc + hvc + K\ hvc$

siendo K hvc la pérdida por entrada, aquí se tomará K = 0.15 por tanto las cargas son;

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Nº	Qtotal (m^3/s)	Qtúnel (m^3/s)	hvc (m)	0.15 hvc (m)	Ec (m)	H (m)	Elev (m)
1	400	133.333	1.223	0.183	4.703	4.886	30.386
2	800	266.666	1.901	0.285	6.821	7.106	32.606
3	1200	400.000	2.425	0.364	8.545	8.909	34.409
4	1600	533.333	3.007	0.451	10.087	10.538	36.038
5	2000	666.666	3.491	0.524	11.531	12.055	37.555
6	2400	800.000	4.169	0.625	12.929	13.554	39.054
7	2800	933.333	4.835	0.725	14.315	15.040	40.540
8	3200	1066.666	5.638	0.846	15.718	16.564	42.064
9	3600	1200.00	6.606	0.991	17.166	18.157	43.657
10	4000	1333.333	7.760	1.164	18.680	19.844	45.344
11	4400	1466.666	9.125	1.369	20.285	21.654	47.154
12	4800	1600.00	10.594	1.589	21.994	23.583	49.083
13	5200	1733.333	12.298	1.845	23.818	25.663	51.163
14	5600	1866.666	14.132	2.120	25.772	27.892	53.392

Como se vio anteriormente, la pendiente es supercrítica y el tirante a la entrada de los túneles es el crítico; se valuará entonces el valor de los tirantes normales para algunos gastos:

Usando la tabla 2.5 de Sotelo pero para tirantes normales se tiene:

De Manning.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad y \quad Q = AV$$

Luego:

$$\frac{n\,Q}{S^{1/2}} = AR^{2/3}$$

Introduciendo $D^{8/3}$ en ambos términos:

$$\frac{n\,Q}{D^{8/3} S^{1/2}} = \frac{AR^{2/3}}{D^{8/3}} \quad \text{donde} \quad \frac{0.014\,Q}{12^{8/3} 0.015^{1/2}} = 0.000151\,Q$$

Q/túnel (m^3/s)	$1.51\times10^{-4}Q$	Yn/D	Yn (m)	Yc (m)
133.333	0.020	0.17	2.04	3.48
266.666	0.040	0.24	2.88	4.92
* 400.00	0.061	0.30	3.60	6.12
533.333	0.081	0.35	4.20	7.08
666.666	0.101	0.39	4.68	8.04
* 800.00	0.121	0.43	5.16	8.76
933.333	0.141	0.47	5.64	9.48
1066.666	0.162	0.51	6.12	10.08
*1200.00	0.182	0.55	6.60	10.56
1333.333	0.202	0.59	7.08	10.92
1466.666	0.222	0.62	7.44	11.16
*1600.00	0.242	0.66	7.92	11.40
1733.333	0.263	0.71	8.52	11.52
1866.666	0.283	0.75	9.00	11.64

Se observa que el perfil que se va a presentar es un S2

De la tabla anterior se ve la diferencia entre los tirantes normal y crítico, en que $Yc > Yn$ y por lo tanto el tirante del perfil será: $Yn < Y < Yc$ lo cual implica un perfil S2.

Entonces el agua dentro del túnel tenderá a "normalizarse" hasta el valor de Yn; sin embargo no hay que olvidar las condiciones del agua en el umbral de salida de los túneles, estas condiciones tendrán un efecto sobre lo anteriormente dicho y por lo tanto habrá que ver qué sucede con los gastos si llegan a normalizar su tirante o nó.

Cálculo del perfil S2 dentro de los Túneles

Una vez establecidas las condiciones del flujo dentro de los túneles, se ve que no puede presentarse el salto hidráulico ya que el flujo tratará de llegar al tirante normal; tal vez suceda algún disturbio que sea provocado por la energía del agua a la salida pero teóricamente NO se producirá un salto hidráulico. Se checará lo anterior calculando algunos perfiles.

Se harán 4 perfiles para gastos de: 400, 800, 1200 y 1600 m^3/s. y se sacarán conclusiones.

Se aplicará el Método del Ing. Bribiesca para dicho cálculo:

Datos

$Q_1 = 400\ m^3/seg.$

$n = 0.014$

$\Delta X = 20\ m.$

$Yn = 3.60\ m.$

$Yc = 6.12\ m.$

$\Delta y = 0.25\ m.$

El cálculo se hará para valuar:

$(E + hf/2)$ y $(E - hf/2)$

siendo $h = \left(\frac{Vmn}{Rhm^{2/3}}\right)^2 L$

y de aquí:

$$Sf = \left(\frac{Vn}{Rh^{2/3}}\right)^2 \frac{\Delta X}{2}$$

Se van a poner todos los datos en la siguiente tabla:

Tablas 4.3

$Q = 400\ m^3/s$; $n = 0.014$ $X/2 = 20/2 = 10$ m.

y/D	y (m)	A (m^2)	Rh	$Rh^{2/3}$	V (m/s)	$V^2/2g$ (m)	E (m)	hf/2 (m)	E+hf/2 (m)	E-hf/2 (m)
0.51	6.12	57.989	3.037	2.097	6.898	2.425	8.545	0.0212	8.5662	8.5238
0.45	5.40	49.363	2.797	1.985	8.103	3.347	8.747	0.033	8.779	8.714
0.40	4.80	42.250	2.570	1.876	9.467	4.568	9.368	0.050	9.418	9.319
0.36	4.32	36.662	2.374	1.780	10.910	6.067	10.387	0.074	10.461	10.314
0.33	3.96	32.544	2.218	1.701	12.291	7.700	11.660	0.102	11.762	11.557
0.31	3.72	29.866	2.106	1.643	13.393	9.143	12.863	0.130	12.993	12.732
0.30	3.60	28.541	2.051	1.614	14.015	10.011	13.611	0.148	13.759	13.463

$Q = 800\ m^3/s$

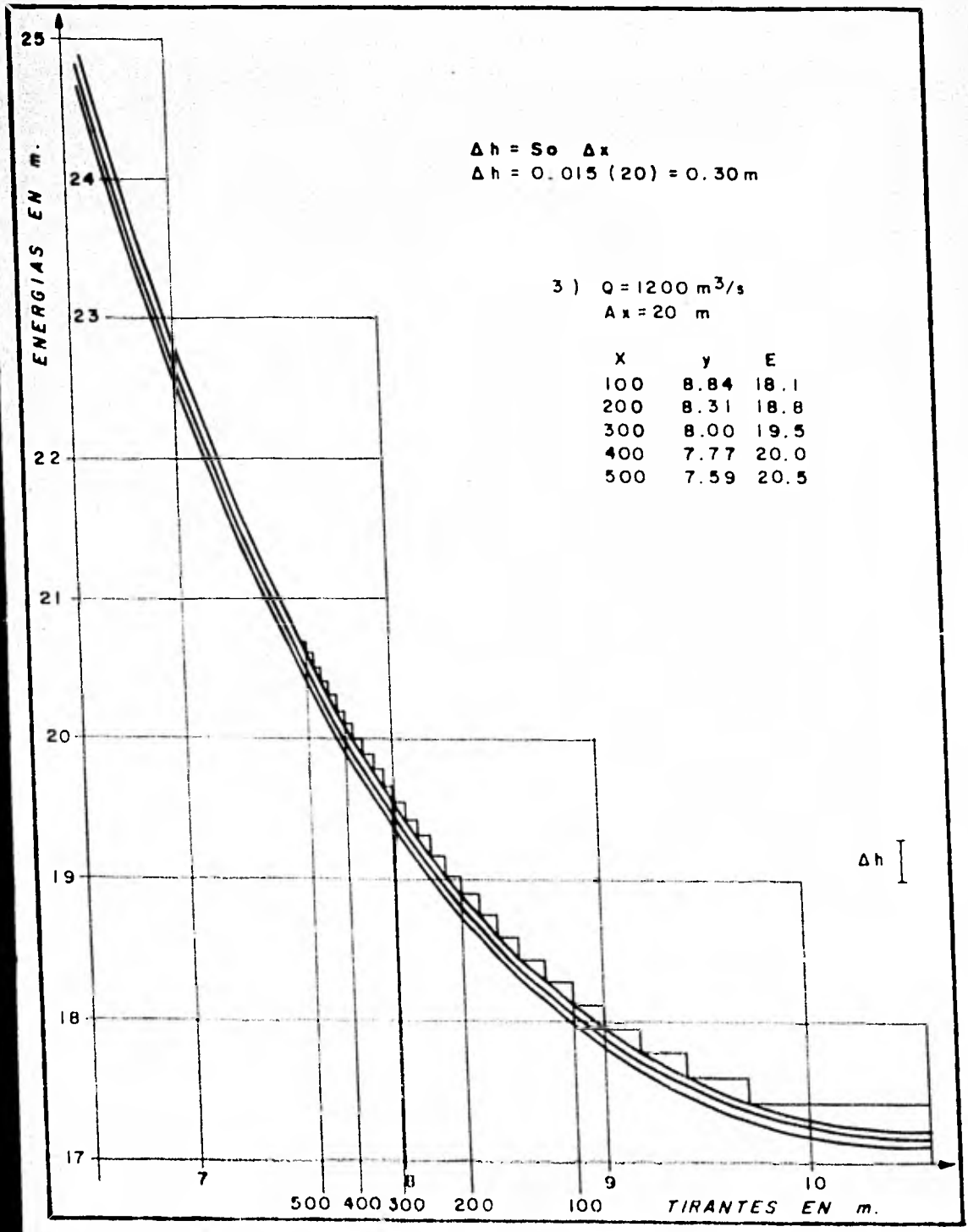
0.73	8.76	88.459	3.594	2.346	9.044	4.169	12.929	0.029	12.958	12.900
0.68	8.16	81.893	3.522	2.315	9.769	4.864	13.024	0.035	13.059	12.989
0.63	7.56	75.053	3.407	2.264	10.659	5.791	13.351	0.043	13.394	13.307
0.58	6.96	68.011	3.274	2.205	11.763	7.052	14.012	0.056	14.068	13.956
0.54	6.48	62.309	3.144	2.146	12.839	8.402	14.882	0.070	14.952	14.812
0.50	6.00	56.549	3.000	2.080	14.147	10.201	16.201	0.091	16.291	16.110
0.47	5.64	52.229	2.880	2.024	15.317	11.958	17.598	0.112	17.710	17.486
0.43	5.16	46.498	2.708	1.943	17.205	15.087	20.247	0.154	20.401	20.094

$Q = 1200\ m^3/s$

y/D	y (m)	A (m^2)	Rh	$Rh^{2/3}$	V (m/s)	$V^2/2g$ (m)	E (m)	hf/2 (m)	E+hf/2 (m)	E-hf/2 (m)
0.88	10.56	105.408	3.610	2.353	11.384	6.606	17.166	0.046	17.212	17.120
0.82	9.84	99.259	3.652	2.372	12.090	7.449	17.289	0.051	17.340	17.239
0.76	9.12	92.218	3.630	2.362	13.013	8.630	17.750	0.059	17.810	17.691
0.71	8.52	85.882	3.568	2.335	13.973	9.951	18.471	0.070	18.541	18.401
0.66	7.92	79.186	3.479	2.296	15.154	11.705	19.625	0.085	19.710	19.539
0.62	7.44	73.656	3.382	2.253	16.292	13.528	20.968	0.102	21.071	20.866
0.58	6.96	68.011	3.274	2.205	17.644	15.867	22.827	0.126	22.953	22.702
0.55	6.60	63.734	3.179	2.162	18.828	18.068	24.668	0.149	24.817	24.250

$Q = 1600\ m^3/s$

0.95	11.40	110.981	3.437	2.278	14.417	10.594	21.994	0.079	22.073	21.915
0.90	10.80	107.208	3.586	2.339	14.924	11.352	22.152	0.080	22.232	22.073
0.85	10.20	102.456	3.640	2.366	15.616	12.430	22.630	0.085	22.715	22.544
0.80	9.60	96.998	3.614	2.355	16.495	13.868	23.468	0.096	23.564	23.372
0.76	9.12	92.218	3.630	2.362	17.350	15.343	24.463	0.106	24.569	24.357
0.72	8.64	87.178	3.581	2.341	18.353	17.168	25.808	0.120	25.929	25.688
0.69	8.28	83.232	3.540	2.323	19.223	18.835	27.115	0.134	27.249	26.981
0.66	7.92	79.186	3.479	2.296	20.206	20.809	28.229	0.152	28.380	28.077

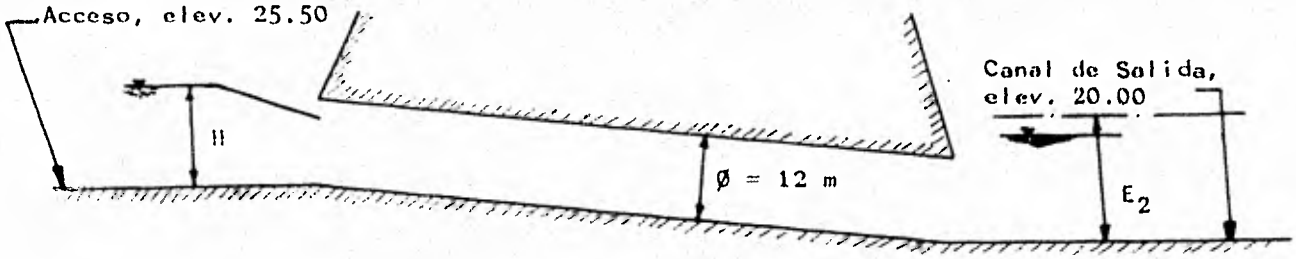

ENERGIAS EN m.
25
24
23
22
21
20
19
18
17
7
8
9
10
500 400 300 200 100
TIRANTES EN m.
Δh = So Δx
Δh = 0.015 (20) = 0.30 m
3) Q = 1200 m³/s
Δx = 20 m
X y E
100 8.84 18.1
200 8.31 18.8
300 8.00 19.5
400 7.77 20.0
500 7.59 20.5
Δh

De las gráficas anteriores de tirantes V Energía para los diferentes gastos se observa que el tirante normal y por tanto el flujo "normalizado" se presenta a una distancia teórica mayor de 500 metros que a su vez es mayor que la longitud de los túneles.

Esto indica un claro comportamiento del régimen en el túnel.

Habrá una transición entre el funcionamiento de los túneles como canal (a presión atmosférica) y como orificio (a presión diferente a la atmosférica) para ciertos valores de los gastos, pero no habrá entonces temor a cavitación o a otros efectos destructivos.

El funcionamiento hidráulico del vertedor como tunel a presión es el siguiente:



Aplicando Bernoulli se tiene:

$$H = Y_2 + hv2 + (Vt - V2)^2/2g + (Vtn/Rh^{2/3})^2 \quad L + \quad 0.15\ Vt^2/2g$$

Siendo:

$Y2 + hv2$	La energía del agua en el canal de salida.
$(Vt - V2)^2/2g$	La pérdida por ampliación de sección (de Borda).
$(Vtn/Rh^{2/3})^2 L$	Pérdida por fricción en toda la longitud del conducto.
$0.15\ Vt^2/2g$	La pérdida por entrada a los túneles.

La carga antes de los túneles es igual a la energía a la salida más las cargas producidas por la pérdida por ampliación, la pérdida de fricción y la pérdida de entrada.

Los resultados se graficarán más adelante.

Tabla 4.4.

Cálculo de las Elevaciones gastos para todos los gastos de los túneles: (como orificio)

$$H = Y2 + V2^2/2g + 0.15\ Vt^2/2g + (Vtn/R^{2/3})^2\ L + (Vt - V2)^2/2g$$

Donde H = carga en el vaso antes de los túneles

$0.15\ Vt^2/2g$ = pérdida por entrada a los túneles

$(Vt\ n/R^{2/3})^2 1$ = pérdida por fricción

$(Vt - V2)^2/2g$ = pérdida por ampliación a la salida asf: Elev. = H + 20

Qtotal	Q/túnel	$Y2+V^2/2g$	V2	Vt	$0.15Vt^2/2g$	hf	$(Vt-V2)^2/2g$	H	Elevación
400	133.333	5.887	0.663	1.179	0.011	0.024	0.014	5.936	25.936
800	266.666	7.386	1.053	2.358	0.043	0.095	0.087	7.611	29.611
1200	400.00	8.556	1.361	3.537	0.096	0.213	0.241	9.106	29.106
1600	533.333	9.778	1.582	4.716	0.170	0.378	0.501	10.827	30.827
2000	666.666	10.932	1.761	5.895	0.266	0.591	0.871	12.660	32.660
2400	800.00	11.996	1.919	7.074	0.383	0.851	1.354	14.584	34.584
2800	933.333	12.758	2.102	8.253	0.521	1.158	1.928	16.365	36.365
3200	1066.666	13.436	2.279	9.431	0.680	1.512	2.607	18.235	38.235
3600	1200.00	14.101	2.441	10.610	0.861	1.914	3.401	20.277	40.277
4000	1333.333	14.587	2.623	11.789	1.063	2.363	4.282	22.295	42.295
4400	1466.666	14.934	2.824	12.968	1.286	2.859	5.245	24.324	44.324
4800	1600.00	15.312	3.009	14.147	1.530	3.402	6.323	26.567	46.567
5200	1733.333	15.643	3.197	15.326	1.796	3.993	7.498	28.930	48.930
5600	1866.666	16.030	3.364	16.505	2.083	4.631	8.802	31.546	51.546
6000	2000.00	16.408	3.526	17.684	2.391	5.316	10.217	34.332	54.332
6400	2133.333	16.756	3.688	18.863	2.720	6.049	11.737	37.262	57.262
6800	2266.666	17.126	3.838	20.042	3.071	6.829	13.383	40.409.	60.409

Se harán las correlaciones de las dos curvas calculadas aplicando una curva geométrica del tipo $y = a\ x^b$

1) Para la curva inicial del túnel trabajando como canal.

Núm.	H (yi)	Q (Xi)	Elevación
0	0	0	25.50
1	4.886	400	30.386
2	7.106	800	32.606
3	8.909	1200	34.409
4	10.538	1600	36.038
5	12.055	2000	37.555
6	13.554	2400	39.054
7	15.040	2800	40.540
8	16.564	3200	42.064
9	18.157	3600	43.657
10	19.844	4000	45.344
11	21.654	4400	47.154
12	23.583	4800	49.083
13	25.663	5200	51.163
14	27.892	5600	53.392

Con $n = 14$ datos

$r^2 = 0.987104$

$b = 0.655305$

Antilog $a = 0.087688$ $\therefore$ Elev. $= 0.087688\ Q^{0.655304}$

Con $n = 12$ datos

$r^2 = 0.992024$

$b = 0.628476$

Antilog $a = 0.106093$ $\therefore$ Elev. $= 0.106093\ Q^{0.628476}$

Con $n = 10$ datos

$r^2 = 0.995686$

$b = 0.604545$

Antilog $a = 0.125407$ $\therefore$ Elev. $= 0.125407\ Q^{0.604545}$

Por lo tanto se eligirá la última ecuación.

Para el caso de los túneles trabajando como orificio::

Núm.	H (yi)	Q (Xi)	Elevación
0	0	0	25.50
1	5.936	400	25.936
2	7.611	800	27.611
3	9.106	1200	29.106
4	10.827	1600	30.827
5	12.660	2000	32.660
6	14.584	2400	34.584
7	16.365	2800	36.365
8	18.235	3200	38.235
9	20.277	3600	40.277
10	22.295	4000	42.295
11	24.324	4400	44.324
12	26.567	4800	46.567
13	28.930	5200	48.930
14	31.546	5600	51.546
15	34.332	6000	54.332
16	37.262	6400	57.262
17	40.409	6800	60.409

Para $n = 17$ datos

$r^2 = 0.961260$

$b = 0.709313$

Antilog $a = 0.065105$

Para $n = 14$ datos

$r^2 = 0.990213$

$b = 0.907645$

$a = 0.012485$

Para $n = 10$ datos

$r^2 = 0.994460$

$b = 1.050564$

$a = 0.003687$ $\therefore$ Elev. $= 0.003687\ Q^{1.050564}$

Que es la ecuación que se usará.

Se eliminaron algunos puntos en ambos ajustes puestoque no pueden ocurrir simultáneamente valores de ciertas cargas para unos mismos gastos.

Se encontrará ahora el punto de Intersección de ambas curvas e igualmente se graficará para tener la Curva de Gastos de los túneles.

Igualando las expresiones obtenidas:

$$0.125407\ Q^{0.604545} = 0.003687\ Q^{1.050564}$$

$$\frac{Q^{1.050564}}{Q^{0.604545}} = \frac{0.125407}{0.003687} = 34.013290$$

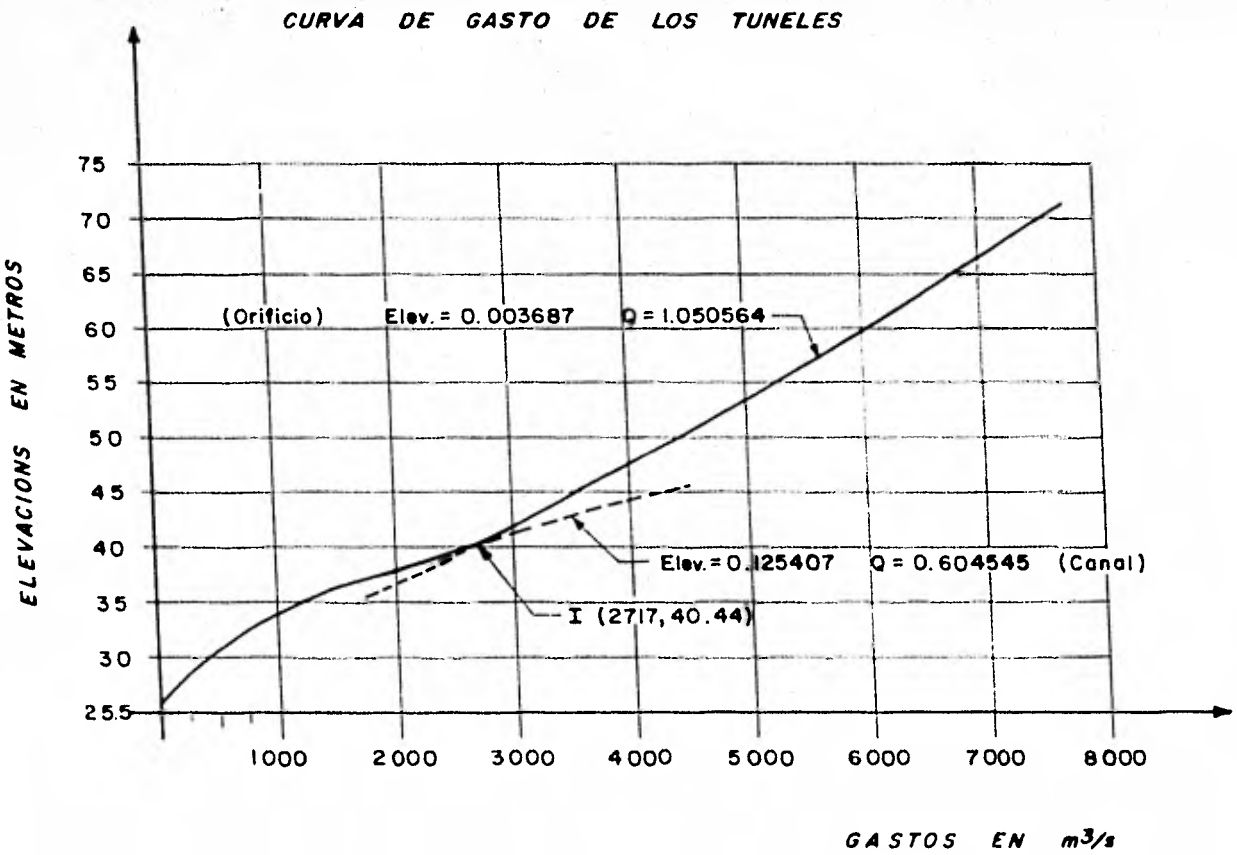
$$Q^{0.446019} = 34.013290$$

$$Q = 2717\ m^3/seg \text{ de donde:}$$

$$\text{Elev.} = 0.125407\ (2717)^{0.604545}$$

Elev. Intersección = 14.94 m Así

Elev. = 25.50 + 14.94 = 40.44 m


CURVA DE GASTO DE LOS TUNELES
ELEVACIONS EN METROS
75
70
65
60
55
50
45
40
35
30
25.5
(Orificio)
Elev. = 0.003687
Q = 1.050564
Elev. = 0.125407
Q = 0.604545
(Canal)
I (2717, 40.44)
1000
2000
3000
4000
5000
6000
7000
8000
GASTOS EN m3/s

4.3. Determinación de la elevación de las ataguías

Tránsito de avenidas

Se va a aplicar a continuación un tránsito de avenidas con el objeto de encontrar el nivel máximo que alcanzará el agua al presentarse una avenida con un cierto gasto máximo.

Esta elevación será básica para determinar la altura necesaria de las ataguías que servirán para realizar una etapa muy importante del desvío durante la construcción de la presa.

Se aplicará por tanto un proceso de cálculo basado en la ecuación de "Continuidad de Almacenamiento".

La Ecuación de Continuidad de Almacenamiento dice que "En un intervalo de tiempo cualquiera, Δt, entra un volumen $Q\Delta t$ al vaso, que se reparte en un volumen que $q\Delta t$ que sale y un volumen ΔV que se almacena".

$$Q\Delta t = q\Delta t + \Delta V$$

Esta ecuación depende de las variables, en tal forma que:

q = función de la carga H $\quad q = f(H)$

H = función de la variación ΔV $\quad H = f(\Delta V)$ y

V = función de la diferencia de gastos $V = (Q - q)$

siendo q = gasto de salida
Q = gasto de entrada
H = carga hidrostática

∴ la ecuación anterior no tiene solución directa.

Existen varios métodos que resuelven el problema entre los que estan:

1) El método de Goodridge - en forma gráfica y a base de - tanteos resuelve la ecuación.

2) Método de variación de niveles.

3) Método de Puls. Procedimiento que a base de tanteos resuelve la ecuación.

4) Método de puls modificado. A base de curvas auxiliares- resuelve la ecuación.

En todos los métodos anteriores se requiere saber de:

1) La curva de elevaciones - capacidades.
2) El hidrograma de entrada.
3) La curva de Gastos de la estructura que se trate.

Siendo los resultados obtenidos:

1) El hidrograma de salidas.
2) La curva de volúmenes retenidos en el Vaso.

4.3.1. METODO DE PULS MODIFICADO - ALTERNATIVAS

Como se mencionó anteriormente el método de Puls modificado resuelve la ecuación de la siguiente manera:

De la ec. de Continuidad.

$$Q\Delta t = q\Delta t + \Delta V$$

Siendo los gastos variables con respecto al tiempo se considera el promedio de ellos en un cierto intervalo de tiempo $t2 - t1 = \Delta t$ Así:

$$\left(\frac{Q1 + Q2}{2}\right)\Delta t = V2 - V1 + \left(\frac{q1 + q2}{2}\right)\Delta t$$

Multiplicando ambos miembros por $2/\Delta t$

$$Q1 + Q2 = (V2 - V1)\frac{2}{\Delta t} + (q1 + q2)$$

$$Q1 + Q2 = \frac{2V2}{\Delta t} - \frac{2V1}{\Delta t} + q1 + q2$$

Fijándose, la hora, el día o el mes como unidad de tiempo constante, se prescindirá del Δt y se trabajará únicamente con volúmenes Así:

$$Q1 + Q2 = 2V2 - 2V1 + q1 + q2$$

$$2V2 + Q2 = Q1 + Q2 + 2V1 - q1$$

Expresión de Puls que puede resolverse de forma directa:

$$(2V + q)2 = Q1 + Q2 + (2V - q)1$$

Se hará necesario como se ve de la expresión anterior valuar dos ecuaciones que son: $(2V + q)$ y $(2V - q)$ las cuales una vez agrupadas y calculadas darán solución directa al problema.

El método de Puls se trabaja de manera analítica y/o gráfica.

Se presentarán a continuación algunos procedimientos analíticos que dan solución al problema.

Se van a valuar inicialmente los valores del Hidrograma de entrada, maximisados a los gastos señalados, aprovechando que se puede sistematizar el método, así:

5000 m^3/seg. Gasto para un tr = 25 años
5500 m^3/seg.
6000 m^3/seg.

Se va a utilizar el Hidrograma de la avenida máxima registrada de 3960 m^3/seg. que aunque no es la mayor en gasto es la mayor en volumen.

Así:

Qmáx registrado = 3960 m^3/s

Q1/Qmáx = 4880/3960 = 1.2323 k1
Q2/Qmáx = 5000/3960 = 1.2626 k2
Q3/Qmáx = 5500/3960 = 1.3889 k3
Q4/Qmáx = 6000/3960 = 1.5152 k4

Así se utilizará la tabla siguiente:

Tabla 4.5.

Tren de Avenidas			Q1 = 4880	Q2 = 5000	Q3 = 5500	Q4 = 6000
Día	Hora	Q, m^3/s	Q/Q máx	Q/Q máx	Q/Q máx	Q/Q máx
	0	640	789	808	889	970
20	8	690	850	871	958	1045
	16	800	986	1010	1111	1212
	0	2000	2465	2525	2778	3030
21	8	2780	3426	3510	3861	4212
	16	2820	3475	3561	3917	4273
	0	2400	2958	3030	3333	3636
22	8	2000	2465	2525	2778	3030
	16	1600	1972	2020	2222	2424
	0	1330	1639	1679	1847	2015
23	8	1400	1725	1768	1944	2121
	16	1910	2354	2412	2653	2894
	0	2660	3278	3359	3694	4030
24	8	3500	4313	4919	4861	5303
	16	1410	1738	1780	1958	2136
	0	1400	1725	1768	1944	2121
25	8	1450	1787	1831	2014	2197
	16	1520	1873	1919	2111	2303
	0	1600	1972	2020	2222	2424
26	8	1630	2009	2058	2264	2470
	16	1580	1947	1995	2194	2394
	0	1400	1725	1768	1944	2121
27	8	1200	1479	1515	1667	1818
	16	1120	1380	1414	1556	1697

Tren de Avenidas			Q1 = 4880	Q2 = 5000	Q3 = 5500	Q4 = 6000
Día	Hora	Q, m^3/s	Q/Q máx	Q/Q máx	Q/Q máx	Q/Q máx
	0	1200	1479	1515	1667	1818
28	8	1500	1848	1894	2083	2273
	16	1300	1602	1641	1806	1970
	0	1500	1848	1894	2083	2273
29	8	1560	1922	1970	2167	2364
	16	1600	1972	2020	2222	2424
	0	1520	1873	1919	2111	2303
30	8	1610	1984	2033	2236	2439
	16	1450	1787	1831	2014	2197
	0	2100	2588	2651	2917	3182
31	8	2000	2465	2525	2778	3030
	16	1770	2181	2235	2458	2682
	0	1700	2095	2146	2361	2576
1	8	1560	1922	1970	2167	2364
	16	1300	1602	1641	1806	1970
	0	1240	1528	1566	1722	1879
2	8	1600	1972	2020	2222	2424
	16	1700	2095	2146	2361	2576
	0	1750	2157	2210	2431	2652
3	8	1800	2218	2273	2500	2727
	16	1800	2218	2273	2500	2727

Día	Hora	Q(m^3/s)	Q/Q máx	Q/Q máx	Q/Q máx	Q/Q máx
	0	1610	1984	2033	2236	2439
4	8	1390	1713	1755	1931	2106
	16	1160	1429	1465	1611	1758
	0	1000	1232	1263	1389	1515
5	8	1050	1294	1326	1458	1591
	16	1450	1787	1831	2014	2197
	0	2010	2477	2538	2792	3046
6	8	2350	2896	2967	3264	3561
	16	2600	3204	3283	3611	3940
	0	2660	3278	3359	3694	4030
7	8	2540	3130	3207	3528	3849
	16	2200	2711	2778	3056	3333
	0	2000	2465	2525	2778	3030
8	8	3400	4190	4293	4722	5152
	16	3350	4128	4230	4653	5076
	0	2800	3450	3535	3889	4243
9	8	2350	2896	2967	3264	3561
	16	1800	2218	2273	2500	2727
	0	1600	1972	2020	2222	2424
10	8	2200	2711	2778	3056	3333
	16	2950	3635	3725	4097	4470
	0	2550	3142	3220	3542	3864
11	8	2620	3229	3308	3639	3970
	16	3960	4880	5000	5500	6000
	0	3600	4436	4545	5000	5455
12	8	3200	3943	4040	4444	4849
	16	2600	3204	3283	3611	3940
	0	1970	2428	2487	2736	2985
13	8	1540	1898	1944	2139	2333
	16	1360	1676	1717	1889	2061

Dia	Hora	Q(m^3/s	Q/Qmáx	Q/Q máx	Q/Q máx	Q/Q máx
	0	1250	1540	1578	1736	1894
14	8	1350	1664	1705	1875	2046
	16	1300	1602	1641	1806	1970
	0	1200	1479	1515	1667	1818
15	8	1050	1294	1326	1458	1591
	16	900	1109	1136	1250	1364
	0	760	937	960	1056	1152
16	8	765	943	966	1063	1159
	16	700	863	884	972	1061
	0	640	789	808	889	970
17	8	600	739	758	833	909
	16	560	690	707	778	849
	0	565	696	713	785	856
18	8					

Tabla 4.6.
Curva de Elevaciones - Capacidades

Elevaciones (m)	Capacidades (M m^3)	Elevaciones (m)	Capacidades (M m^3)
25.50	0	52	715.6
26	9.0	53	792.0
27	10.5	54	873.0
28	12.0	55	959.3
29	14.0	56	1051.3
30	16.7	57	1149.8
31	19.0	58	1254.1
32	21.0	59	1365.3
33	25.0	60	1483.7
34	28.5	61	1608.2
35	33.5	62	1737.6
36	36.0	63	1873.5
37	39.0	64	2018.7
38	45.0	65	2169.5
39	62.0	66	2325.7
40	132.9	67	2489.5
41	160.0	68	2659.8
42	190.3	69	2834.8
43	223.8	70	3011.7
44	262.0	71	3196.3
45	304.4	72	3388.3
46	350.6	73	3588.3
47	400.5	74	3793.8
48	454.5	75	3997.3
49	513.1		
50	576.3		
51	643.9		

1er Método - Método de Puls Modificado.

En las hojas siguientes se presenta el método de Puls modificada adaptado a una calculadora de escritorio - - - - HP 9810-A.

El programa realiza las secuencias ya establecidas - por el método en sí mismo.

En este caso el procedimiento para meter la curva de- Elevaciones - Capacidades varia un poco ya que se toman tres puntos y se les ajusta una ecuación con lo cual se generan - varias parábolas, siendo entonces ventajoso ya que la precisión es mejor.

Se presentan a continuación los listados que arrojó - la calculadora en el proceso.

Tabla 4.7. Datos

Tránsito de Avenidas

Método de Puls.- En máquinas calculadora HP-9810A

Elevación	Volumen Gasto				
25.50	0.000 0.000	36	36.000 1508.210	47	400.500 3841.660
26.0	9.000 9.610	37	39.000 1754.170	48	454.500 4011.560
27.0	10.500 59.570	38	45.000 2014.706	49	513.100 4181.090
28.0	12.000 139.130	39.0	62.000 2289.370	50	576.300 4350.270
29.0	14.000 243.280	40.0	132.900 2577.830	51.0	643.900 4519.120
30.0	16.700 369.290	41.0	160.000 2812.520	52.0	715.600 4687.660
31.0	19.000 515.340	42.0	190.300 2986.050	53.0	792.000 4855.890
32.0	21.000 680.110	43.0	223.800 3158.070	54.0	873.000 5023.820
33.0	25.000 862.500	44.0	262.000 3329.610	55.0	459.300 5191.470
34.0	28.500 1061.840	45.0	304.400 3500.710	56.0	1051.300 5358.850
35.0	33.500 1277.250	46.0	350.600 3671.390	57.0	1149.600 5525.960

58.0	1254.100
	5692.820
59.0	1365.300
	5859.430
60.0	1483.700
	6025.800
61.0	1608.200
	6191.940
62.0	1737.600
	6357.850
63.0	1873.500
	6523.550
64.0	2018.700
	6689.030

Para Q máx = 5000 m^3/seg.

Gasto q.Salida Volumen				
1566.00	1263.00	2525.00	3220.00	1578.00
1129.85	1326.45	2671.69	3013.89	2904.26
29.91	34.00	144.78	195.47	175.57
2020.00	1326.00	4293.00	3308.00	1705.00
1785.34	1289.31	2835.23	3049.22	2655.05
39.57	33.62	163.65	202.16	142.80
2146.00	1831.00	4230.00	* 5000.00	1641.00
2011.10	1615.22	3046.72	3195.72	2464.71
44.89	37.25	201.69	231.87	117.11
2210.00	2538.00	3535.00	4545.00	1515.00
2109.18	2075.95	3159.64	3382.55	2361.48
48.28	47.01	224.13	274.59	92.91
2273.00	1967.00	2967.00	4040.00	1326.00
2172.39	2290.99	3171.20	3481.49	2295.48
51.18	63.40	226.59	299.37	66.76
2273.00	3283.00	2273.00	3283.00	1136.00
2211.84	2340.70	3098.53	3500.30**	1895.81
53.51	86.71	211.77	304.29	42.86
2033.00	3359.00	2020.00	2487.00	960.00
2189.67	2453.45	2964.13	3434.97	1089.60
52.14	113.32	186.28	287.51	29.06
1755.00	3207.00	2778.00	1944.00	966.00
2039.74	2594.71	2879.38	3296.672	980.93
45.78	135.17	171.23	254.38	26.97
1465.00	2778.00	3725.00	1717.00	884.00
1699.73	2677.35	2935.60	3113.71	930.15
38.30	145.44	181.13	214.79	26.09

Para Q máx = 5500 m^3/seg.

Q asto			
q salida			
Volumen			
2167.00	2500.00	1458.00	3528.00
1783.05	2287.54	1395.47	2834.18
39.53	61.57	34.74	257.87
1806.00	2500.00	2014.00	3056.00
1944.80	2296.67	1766.09	2904.98
43.06	67.56	39.21	175.65
1722.00	2236.00	2792.00	2778.00
1802.56	2299.89	2180.03	2906.54
39.89	69.56	51.59	175.98
2222.00	1931.00	3264.00	4722.00
1936.57	2291.05	2308.51	3029.93
42.85	63.46	74.17	198.49
2361.00	1611.00	3611.00	4653.00
2148.86	2157.15	2412.35	3246.86
50.01	50.41	105.18	243.10
2431.00	1389.00	3694.00	3889.00
2241.98	1691.21	2616.13	3367.08
55.79	38.20	137.97	270.87

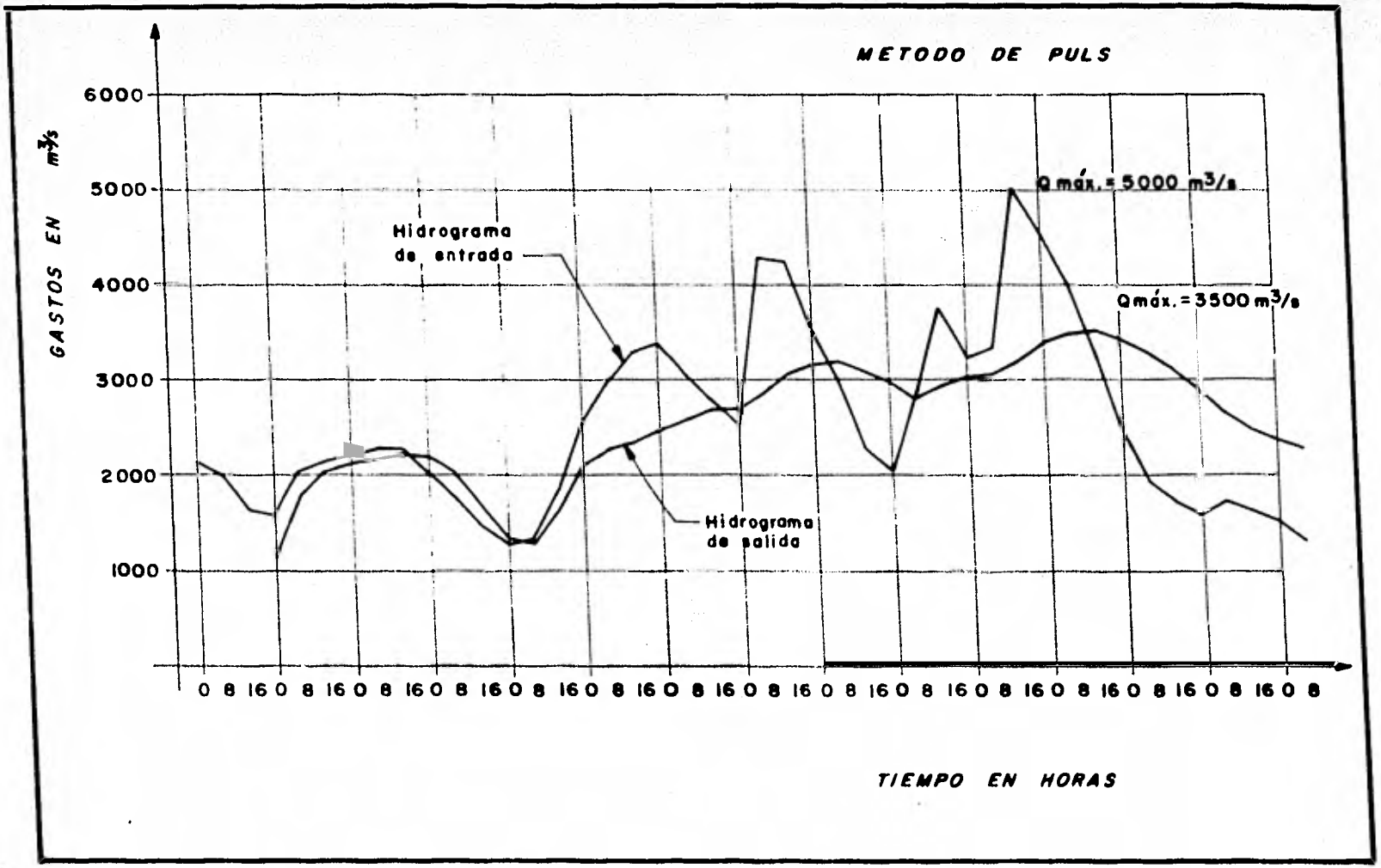
3264.00	*5500.00	1736.00
3390.65	3452.98	3236.47
276.56	292.06	240.80
2500.00	5000.00	1875.00
3332.81	3637.52	3049.78
262.75	341.16	202.28
2222.00	4444.00	
3216.64	3742.34	
236.43	370.87	
3056.00	3611.00	
3143.68	3769.08	
220.85	378.70	
4097.00	2736.00	
3198.69	3712.84	
232.52	362.36	
3542.00	2139.00	
3274.46	3587.41	
249.30	327.44	
3639.00	1889.00	
3311.87	3422.89	
257.87	284.49	

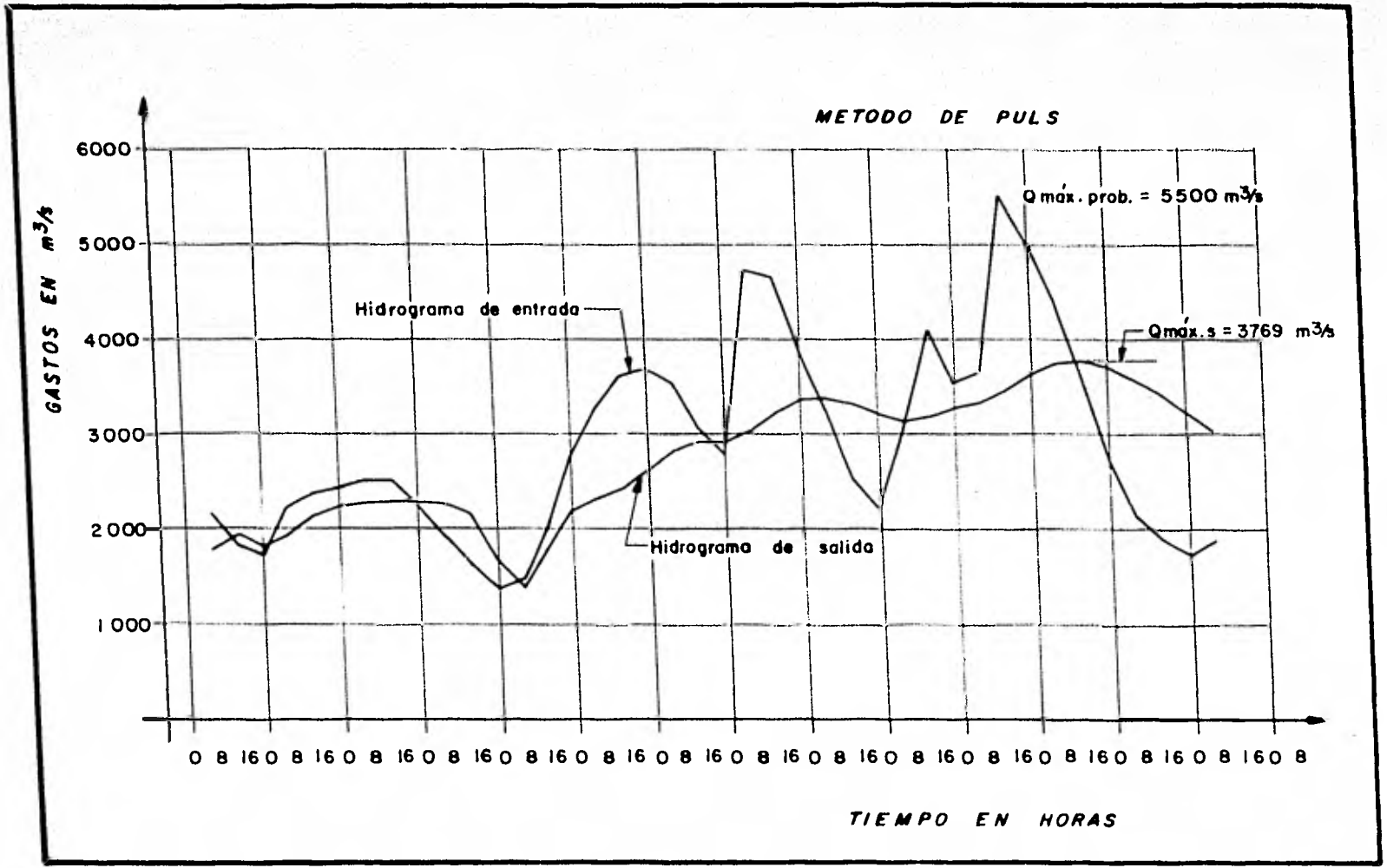
Para Q máx = 6000 m^3/seg.

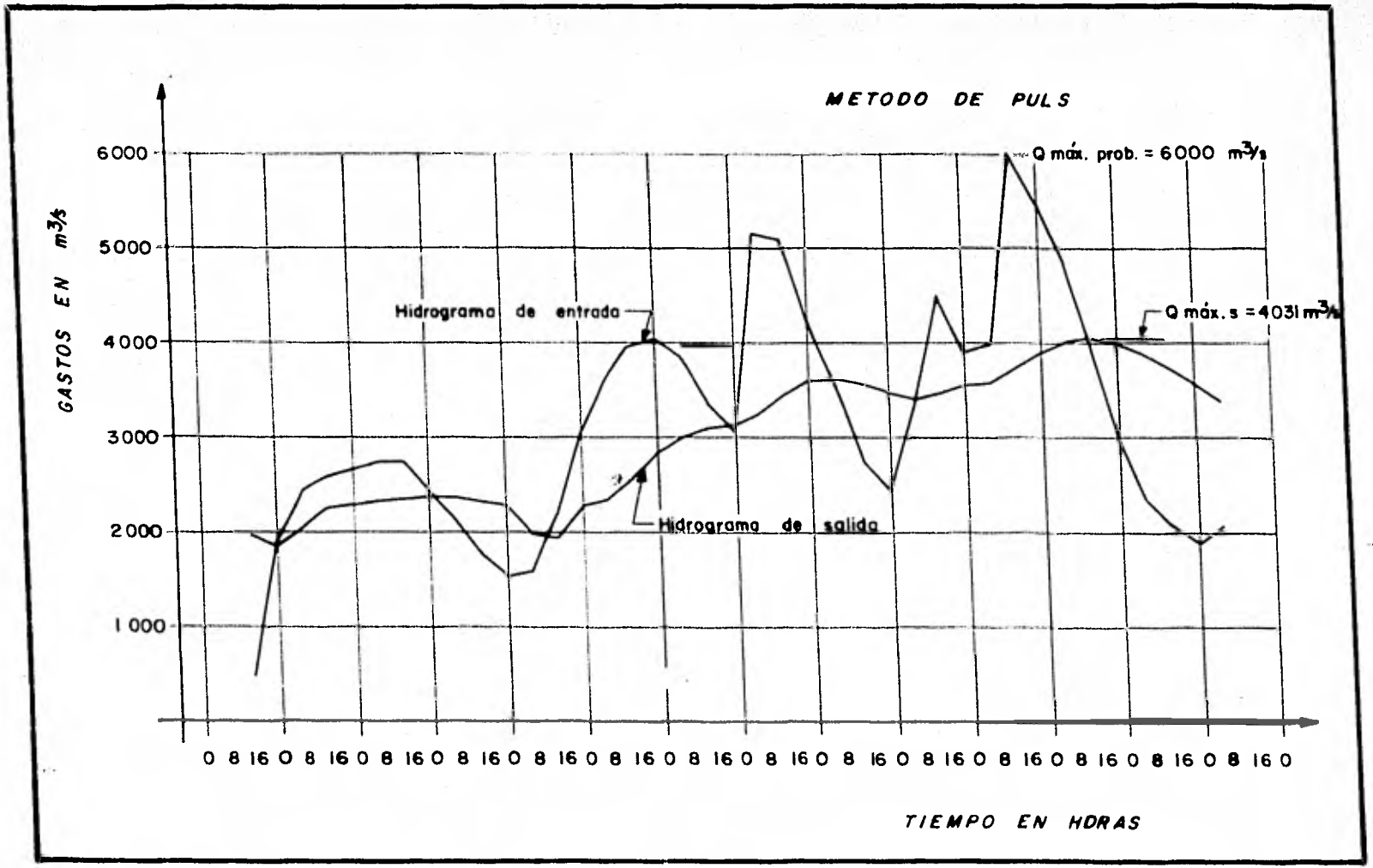
Q asto
q salida
Volumen

1970.00	2727.00	2197.00	3333.00
476.51	2347.09	1924.77	3079.07
18.45	88.73	42.56	207.94
1879.00	2439.00	3046.00	3030.00
1836.38	2369.91	2262.19	3093.07
40.57	95.19	57.76	210.69
2424.00	2106.00	3561.00	5152.00
2059.38	2360.07	2340.44	3221.86
46.44	92.53	86.63	237.57
2576.00	1758.00	3940.00	5076.00
2248.79	2323.72	2520.85	3440.58
56.40	80.72	124.63	288.92
2652.00	1515.00	4030.00	4243.00
2294.74	2287.02	2827.71	3567.93
66.26	61.45	162.38	322.19
2727.00	1591.00	3849.00	3561.00
2315.41	1997.42	2995.21	3601.72
77.33	44.48	191.99	331.33

2727.00	5455.00	2046.00
3555.31	3889.67	3337.97
318.81	415.34	272.53
2424.00	4849.00	
3453.01	3998.31	
292.06	450.13	
3333.00	3940.00	
3390.09	4031.32 **	
276.43	461.06	
4470.00	2985.00	
3446.23	2983.75	
290.35	445.37	
3864.00	2333.00	
3522.12	3868.86	
310.01	408.87	
3970.00	2061.00	
3562.74	3714.84	
320.80	362.93	
*6000.00	1894.00	
3703.64	3542.44	
359.73	315.38	


METODO DE PULS
GASTOS EN m³/s
6000
5000
4000
3000
2000
1000
Hidrograma de entrada
Hidrograma de salida
Q máx. = 5000 m³/s
Q máx. = 3500 m³/s
0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8
TIEMPO EN HORAS


METODO DE PULS
GASTOS EN m3/s
6000
5000
4000
3000
2000
1000
Q máx. prob. = 5500 m3/s
Hidrograma de entrada
Qmáx.s = 3769 m3/s
Hidrograma de salida
0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8
TIEMPO EN HORAS


METODO DE PULS
GASTOS EN m³/s
6000
5000
4000
3000
2000
1 000
Q máx. prob. = 6000 m³/s
Q máx. s = 4031 m³/s
Hidrograma de entrada
Hidrograma de salida
0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0
TIEMPO EN HORAS

2o. Método.

El siguiente método también está basado en el método de Puls y fué presentado en el 1er. Congreso Nacional de Hidráulica.

Se basa esencialmente en la construcción de unas curvas auxiliares 2V + q y 2V - q, los cuales dan restando el valor del q de salida y sumándose el valor del volumen retenido, siendo q el gasto de salida de la estructura analizada.

A continuación se presentan los datos necesarios para realizar el tránsito.

El procedimiento seguido es el siguiente:

La ecuación a resolver es:

$$(2V + q)_1 = Q_0 + Q_1 + (2V - q)_o \quad \text{Así:}$$

En la columna 1 se marca el $\Delta t = 8$ hrs. en la columna 2 se marcan los valores de los gastos del hidrograma de entrada (1), en la columna 3 se marca el gasto de entrada siguiente (2); en la columna 4 se encuentra la suma de los gastos (1) y (2).

Al inicio de los cálculos se tiene el valor de $Q_o + Q_1$; el valor de $V_0 = 0$ y el gasto de salida $q1 = 0$ por lo tanto; $K1 = Q_0 + Q_1$, así como también $(2V + q)_1 = K1$

Conocido este valor y con la (s) curva (s) auxiliares $(2V + q;\ 2V - q)$ se encuentra el valor de $(2V - q)_1$ que sumando al valor $(Q_1 + Q_2)$ permite calcular el primer miembro de la ecuación de continuidad para el intervalo 1 - 2; $K2 = (2V + q)_2$ y con este y la curva auxiliar, el correspondiente $(2V - q)_2$ y de esta manera seguir calculando los pares de valores $(2V + q)i$ y $(2V - q)i$ que son necesarios:

Con estos dos pares de valores se podrá obtener:

a) Sumándolos, el volumen retenido en el vaso:

$$Vi = \frac{(2V + q)i + (2V - q)i}{4}$$

b) Restandolos, el gasto regularizado que esta saliendo del-
vaso.

$$qi = \frac{(2V + q)i - (2V - q)i}{2}$$

Así: En la columna 7, se encuentra qi en Mm^3 y en la-
columna 8 el mismo gasto pero en m^3/s.

En la columna 9 se encuentra el volumen retenido.

Datos necesarios para aplicar el método analítico de-
Puls.

Se necesitarán los datos de 2V+q y de 2V-q siendo:

V = volumen en el vaso
q = Gasto de salida de la estructura-
considerada.

Los datos de los gastos se obtienen de la Curva de -
Gastos calculada, Así:

Antes se hará una transformación para dejar en unida-
des homogéneas las expresiones anteriores:

Δt = 8 hrs. Así:

$$\text{Coeficiente} = \frac{8 \times 36\ 00}{1'000,000} = 0.0288 \quad \text{Así:}$$

Tabla 4.8

Elevación (m)	Q real (m3/5)	Q transf . (Mm3/8 hrs)	Volumen (Mm 3)
25.50	0.0	0.0	0.0
26.00	9.853	0.284	9.0
28.00	141.171	4.066	12.0
30.00	272.252	10.750	16.7
32.00	685.755	19.750	21.0
34.00	1068.771	30.781	28.5
36.00	1515.952	43.659	36.0
38.00	2022.730	58.255	45.0
40.00	2585.594	74.465	132.9
42.00	2986.050	85.998	190.3
44.00	3329.610	95.893	262.0
46.00	3671.390	105.736	350.6
48.00	4011.560	115.533	454.5
50.00	4350.270	125.288	576.3
52.00	4687.660	135.005	715.6
54.00	5023.820	144.686	873.0
56.00	5358.850	154.335	1051.3
58.00	5692.820	163.953	1254.1
60.00	6025.800	173.543	1483.7

Tabla 4.9

La tabla de datos reales calculados es:

No.	Elevación	2V + q	2V - q
1	25.50	0.0	0.0
2	26.00	18.284	17.716
3	28.00	28.066	19.934
4	30.00	44.150	22.650
5	32.00	61.750	22.250
6	34.00	87.781	26.219
7	36.00	116.659	28.341
8	38.00	148.255	31.745
9	40.00	340.265	191.335
10	42.00	466.598	294.602
11	44.00	619.893	428.107
12	46.00	806.936	595.464
13	48.00	1024.533	793.467
14	50.00	1277.888	1027.312
15	52.00	1566.205	1296.195
16	54.00	1890.686	1601.314
17	56.00	2256.935	1948.265
18	58.00	2672.153	2344.247
19	60.00	3140.943	2793.857

Se graficarán a continuación los resultados anteriores y se-obtendrán relaciones matemáticas de correlación.

Existen varias curvas de ajuste las cuales dan una relación matemática entre dos variables.

Existe la correlación lineal simple, la correlación parabólica, la exponencial, la geométrica, etc. etc.

Observando la gráfica de (2V+q) contra (2V-q) se ve que a la parte baja se le puede ajustar una curva del tipo geométrico $y = ax^b$ y a la otra parte curvas de tipo lineal.- Así:

Con curvas del tipo geométrico $Y = ax^b$

para $n = 18$ datos

$r^2 = 0.955348$

$b = 1.136509$

$a = 0.268943$ o sea:

$$(2V - q) = (0.268943 \quad (2V + q)^{1.136509}$$

Siendo r^2 = coeficiente de correlación que da una medida de la bondad del ajuste.

Para $n = 7$ primeros datos

$r^2 = 0.961219$

$b = 0.262378$

$a = 8.181077$ o sea:

$$(2V - q) = 8.181077 \ (2V + q)^{0.262378}$$

que será la expresión que se usará para valores de:

$$2V + q \leq 148.255$$

Luego para valores mayores al anterior se tendrá: - - Usando una correlación lineal simple y un programa de calculadora:

Con n = 3 valores

(2V + q)	(2V - q)	Correlación
148.255	31.745	32.018
340.265	191.335	190.647
466.598	294.602	295.016

Y = - 90.462781
m = 0.826150
r^2 = 0.999984

Con n = 4 valores

(2V + q)	(2V - q)	Correlación
148.255	31.745	30.636
340.265	191.335	191.606
466.598	294.602	297.516
619.893	428.107	426.029

$Y = -93.651076$
$m = 0.838339$
$r^2 = 0.999916$

Dependiendo de la última correlación se escogerá entre éstas.

Para los valores superiores a 619.893. de tendrá:

(2V + q)	(2V - q)	Correlación
466.598	294.602	(277.671)*
619.893	428.107	415.495
806.936	595.464	591.166
1024.533	793.467	795.533
1277.888	1027.312	1033.484
1566.205	1296.195	1304.272
1890.686	1601.314	1609.025
2256.935	1948.265	1953.006
2672.142	2344.247	2342.979
3140.943	2793.857	2793.267

* Este resultado fué con 466.598 incluído pero no se aceptará por ser valor muy alto.

Los valores de la correlación sin tomar en cuenta el primer valor son:

$Y = -166.709548$

$m = 0.939201$

$r^2 = 0.999954$ Así

$$(2V - q) = 0.939201\ (2V + q) - 166.709548$$

y por lo tanto para los valores anteriores se tomará la se-- gunda opción o sea:

$$(2V - q) = 0.838339\ (2V + q) - 93.651076$$

Las ecuaciones que se usarán son:

Para valores de:

I) $(2V + q) \leq 148.255$

$$(2V - q) = 8.181077\ (2V + q)^{0.262378}$$

II) $148.255 < (2V + q) \leq 619.893$

$$(2V - q) = 0.838339\ (2V + q) - 93.651076$$

III) $(2V - q) > 619.893$

$$(2V - q) = 0.939201\ (2V + q) - 166.709548$$

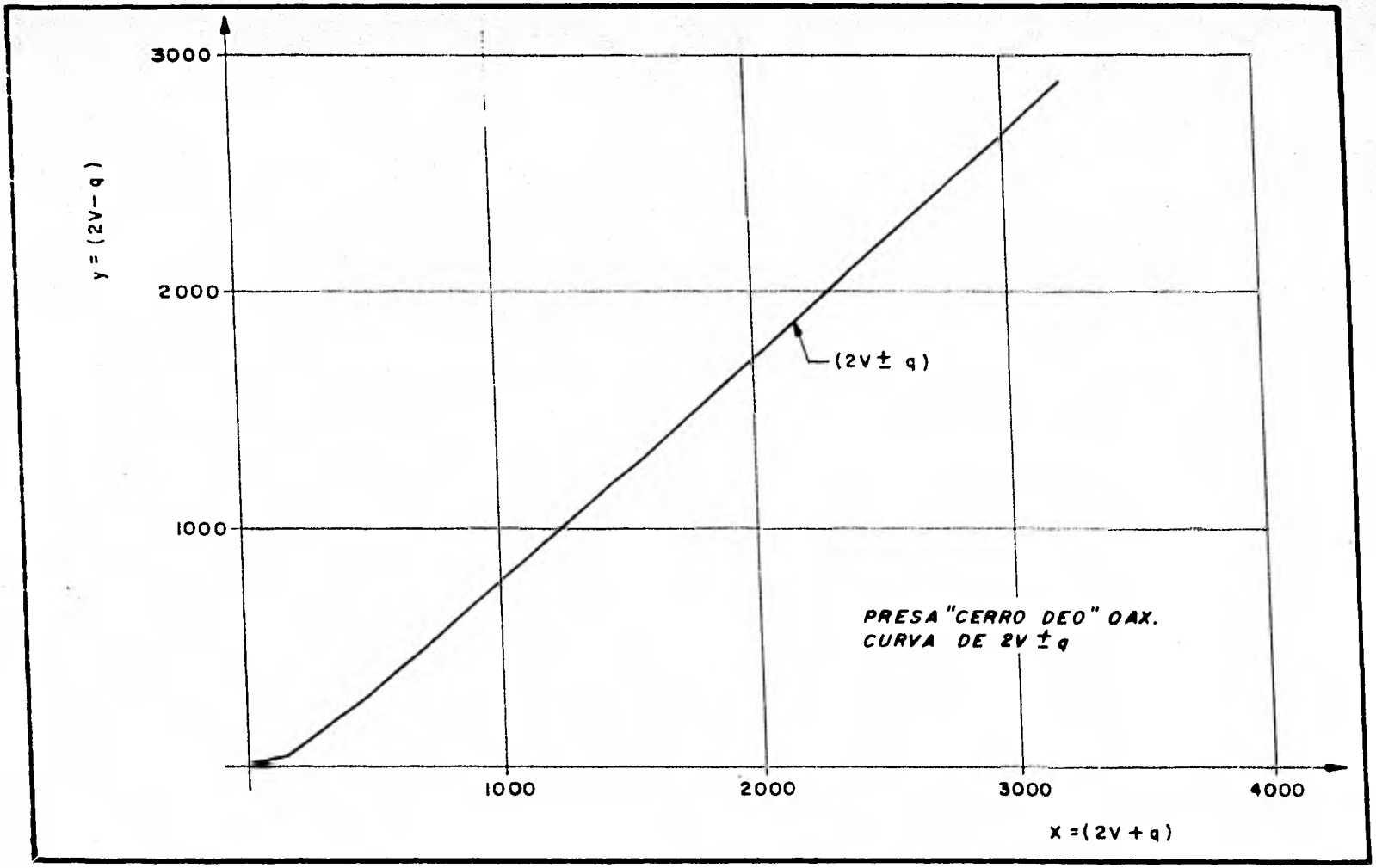

3000
2000
1000
y = (2V − q)
(2V ± q)
PRESA "CERRO DEO" OAX.
CURVA DE 2V ± q
1000
2000
3000
4000
X = (2V + q)

Tabla 4.10. ORDENACION DE DATOS PARA EL TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE.

EL HIDROGRAMA ELEGIDO SERA DE Q = 5000 M3/S

I (H)	Qi-1 ($M3\times10^6/8h$)	Qi ($M3\times10^6/8h$)	Qi-1+Qi ($M3\times10^6/8h$)	2Vi - qi (Mm3)	2Vi + qi (Mm3)	qi (Mm3)	qi (M3/S.)	Vol. Retenido (Mm3)
0	61.805	56.736	118.541	28.638	118.541	44.952	1560.816	36.795
8	56.736	47.261	103.997	29.495	132.635	57.570	1790.625	40.533
16	47.261	45.101	92.362	28.846	121.857	46.506	1614.774	37.533
0	45.101	58.176	103.277	29.465	132.123	51.239	1782.257	40.397
8	48.176	61.805	119.981	31.635	149.446	58.906	2045.330	45.270
16	61.805	63.648	125.453	38.042	157.088	59.523	2066.771	48.783
0	63.648	65.462	129.110	46.479	167.152	60.337	2095.017	53.408
8	65.462	65.462	130.924	55.073	177.403	61.165	2123.785	58.119
16	65.462	58.550	124.012	56.483	179.085	61.301	2128.507	58.892
0	58.550	50.544	109.094	45.159	165.577	60.209	2090.590	52.684
8	50.544	42.192	92.736	29.798	137.895	54.049	1876.684	41.923
16	42.192	36.374	78.566	27.972	108.364	40.196	1395.694	34.084
0	36.374	38.189	74.563	27.569	102.535	37.483	1301.493	32.526
8	38.189	52.733	90.922	28.635	118.491	44.928	1560.00	36.782
16	52.733	73.094	125.827	35.841	154.462	59.311	2059.392	47.576
0	73.094	85.450	158.544	69.309	194.385	62.538	2171.458	65.924
8	85.450	94.550	180.000	155.354	249.309	66.978	2325.608	91.166
16	94.550	96.739	191.289	163.420	306.643	71.612	2486.510	117.516
0	96.739	92.362	189.101	201.881	352.521	75.320	2615.278	138.601
8	92.362	80.006	172.368	220.097	374.249	77.076	2676.250	148.587
16	80.006	72.720	152.726	218.901	372.823	76.961	2672.257	147.931
0	72.720	123.638	196.358	254.476	415.259	80.392	2791.372	167.434
8	123.638	121.824	245.462	325.467	499.938	87.236	3029.010	206.351
16	121.824	101.808	223.632	366.680	549.099	91.210	3166.997	228.945
0	101.808	85.450	187.258	370.737	553.938	91.601	3180.513	231.169
8	85.450	65.462	150.912	343.667	521.649	88.991	3089.965	216.329
16	65.462	58.176	123.618	298.109	467.305	84.598	2937.431	191.354
0	58.176	80.006	138.182	272.109	436.291	82.091	2850.382	177.100
8	80.006	107.280	187.286	291.478	459.395	83.959	2915.226	187.718
16	107.280	92.736	200.016	318.387	491.494	86.554	3005.330	202.470
0	92.736	95.270	188.006	330.878	506.393	87.758	3047.135	209.318
8	95.270	144.000	239.270	384.326	570.148	92.911	3226.076	238.619
16	144.000	130.896	274.896	452.433	659.222	103.395	3590.087	277.914

Q máx. 5000 m3/S.

i (H)	Qi-1 (M3x10^6/8h)	Qi (M3x10^6/8h)	Qi-1+Qi (M3x10^6/8h)	2Vi - qi (Mm3)	2Vi+qi (Mm3)	qi (Mm3)	qi (M3/s)	Vol. Retenido (Mm3)
0	130.896	116.352	247.248	490.431	699.681	104.625	3632.813	297.528
8	116.352	94.550	210.902	491.983	701.333	104.675	3634.549	298.329
16	94.550	71.626	166.176	451.343	658.159	103.363	3588.976	277.398
0	71.626	55.987	127.613	391.787	579.047	93.630	3251.042	242.709
8	55.987	49.450	105.437	323.191	497.224	87.017	3021.406	205.104
16	49.450	45.446	94.896	256.848	418.087	80.620	2799.288	168.734
0	45.446	49.104	94.550	200.939	351.398	75.230	2612.135	138.084
8	49.104	47.261	96.365	155.591	297.304	70.857	2460.295	113.224
16	47.261	43.632	90.893	112.986	246.484	66.749	2317.674	89.868
0	43.632	38.189	81.821	69.663	194.807	62.572	2172.639	66.118
8	38.189	32.717	70.906	29.948	140.569	55.311	1920.503	42.629
16	32.717	27.648	60.365	26.666	90.313	31.824	1104.983	29.243
0	27.648	27.821	55.469	26.010	82.135	28.063	974.392	27.036
8	27.821	25.459	53.280	25.771	79.290	26.760	929.149	26.265
16	25.459	23.270	48.729	25.353	74.500	24.574	853.247	24.963
0	24.270	21.830	45.100	24.984	70.453	22.735	789.392	23.859
8	21.830	20.362	42.192	24.674	67.176	21.251	737.882	22.963
16	20.362	20.534	40.896	24.517	65.570	20.527	712.726	22.522
0	20.534	----	----					

TABLA 4.11. ORDENACION DE DATOS PARA EL TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE.
EL HIDROGRAMA ELEGIDO SERA DE Q = 5500 M3/S.

i (H)	Qi-1 ($M3\times10^6/8h$)	Qi ($M3\times10^6/8h$)	Qi-1+Qi ($M3\times10^6/8h$)	2Vi-qi (Mm3)	2Vi+qi (Mm3)	qi (Mm3)	qi (M3/s)	Vol. Retenido (Mm3)
0	67.9968	62.4096	130.406	18.940	130.406	55.733	1935.174	37.337
8	62.4096	52.0128	114.422	29.537	133.362	51.913	1802.517	40.725
16	52.0128	49.5936	101.606	29.408	131.143	50.868	1766.233	40.138
0	49.5936	63.9936	113.587	30.083	142.995	56.456	1960.278	43.270
8	63.9936	67.9968	131.990	42.221	162.073	59.926	2080.764	51.074
16	67.9968	70.0128	138.009	57.443	180.230	61.394	2131.719	59.418
0	70.0128	72.00	142.012	73.560	199.455	62.948	2185.677	68.254
8	72.00	72.00	144.00	88.738	217.560	64.411	2236.493	76.575
16	72.00	64.3968	136.396	95.087	225.134	65.024	2257.760	80.055
0	64.3968	55.6128	120.009	86.672	215.096	64.212	2229.583	75.442
8	55.6128	46.3968	162.009	114.828	248.681	66.927	2323.837	90.877
16	46.3968	40.0032	86.400	75.046	201.228	63.091	2190.660	69.069
0	40.0032	41.9904	81.993	38.001	157.039	59.519	2066.632	48.760
8	41.9904	58.0032	99.993	29.803	137.994	54.096	1878.316	41.949
16	58.0032	80.4096	138.412	47.370	168.215	60.423	2098.003	53.896
0	80.4096	94.0032	174.412	92.278	221.782	64.752	2248.333	78.515
8	94.0032	103.9968	198.000	149.700	290.278	70.289	2440.590	109.995
16	103.9968	106.3872	210.384	208.221	360.084	75.932	2636.510	142.076
0	106.3872	101.6064	207.993	255.278	416.214	80.468	2794.028	167.873
8	101.6064	88.0128	189.619	279.323	444.897	82.787	2874.549	181.055
16	88.0128	80.0064	168.019	281.373	447.342	82.985	2881.406	182.179
0	80.0064	135.9936	216.00	323.316	497.373	87.029	3021.823	205.172
8	135.9936	134.0064	270.00	403.749	593.316	94.784	3291.094	249.266
16	134.0064	112.0032	246.009	443.544	649.758	103.107	3580.104	273.326
0	112.0032	94.0032	206.006	443.348	649.550	103.101	3579.896	273.225
8	94.0032	72.00	166.00	417.189	609.348	96.080	3336.094	256.634
16	72.00	63.9936	135.993	370.103	553.182	91.540	3178.455	230.821
0	63.9936	88.0128	152.006	344.053	522.109	89.028	3091.250	216.541
8	88.0128	117.9936	206.006	367.485	550.059	91.287	3169.688	229.386
16	117.9936	102.0096	220.003	398.863	587.488	94.313	3274.740	246.588
0	102.0096	104.8032	206.812	414.110	605.675	95.783	3325.781	254.946
8	104.8032	158.8032	263.203	469.424	677.313	103.945	3609.184	286.684
16	158.4000	144.00	302.400	558.188	771.824	106.818	3708.958	332.503

Q = 550 m3/S

i (H)	Qi-1 (M3x10^6/8h)	Qi (M3x10^6/8h)	Qi-1+Qi (M3x10^6/8h)	2Vi-qi (Mm3)	2Vi+qi (Mm3)	qi (Mm3)	(M3/s)	Vol. Retenido (Mm3)
0	144.00	127.9872	271.9872	612.992	830.175	108.592	3770.538	360.792
8	127.9872	103.9968	231.9840	626.892	844.975	109.042	3786.163	367.967
16	103.9968	78.7968	182.7936	593.748	809.685	107.969	3748.906	350.858
0	78.7968	61.6032	140.40	522.803	734.148	109.673	3669.184	314.238
8	61.6032	54.4032	116.0064	433.260	638.809	102.775	3568.559	268.017
16	54.4032	49.9968	104.4000	357.091	537.660	90.285	3134.878	223.688
0	49.9968	54.00	103.9968	292.896	461.087	84.096	2919.983	188.496
8	54.00	52.0128	106.0128	240.769	398.908	79.070	2745.469	159.919
16	52.0128	48.0096	100.0224	192.047	340.791	74.372	2582.361	133.210
0	48.0096	41.9904	90.00	142.800	282.047	69.624	2471.483	106.212
8	41.9904	36.00	77.9904	91.446	220.790	64.672	2245.556	78.059
16	36.00	30.4128	66.4128	38.687	157.858	59.586	2068.491	49.136
0	30.4128	30.6144	61.0272	27.368	99.714	36.173	1256.007	31.771
8	30.6144	27.9936	58.6080	26.324	85.976	29.826	1035.625	28.075
16	27.9936	25.6032	53.5968	25.824	79.920	27.048	939.167	26.436
0	25.6032	23.9904	49.5936	25.434	75.417	24.992	867.760	25.213
8	23.9904	22.4064	46.3969	25.111	71.830	23.360	811.094	24.235
16	22.4064	22.6080	45.0144	24.953	70.125	22.586	784.236	23.770
0	22.6080	-- ----	-- -----					

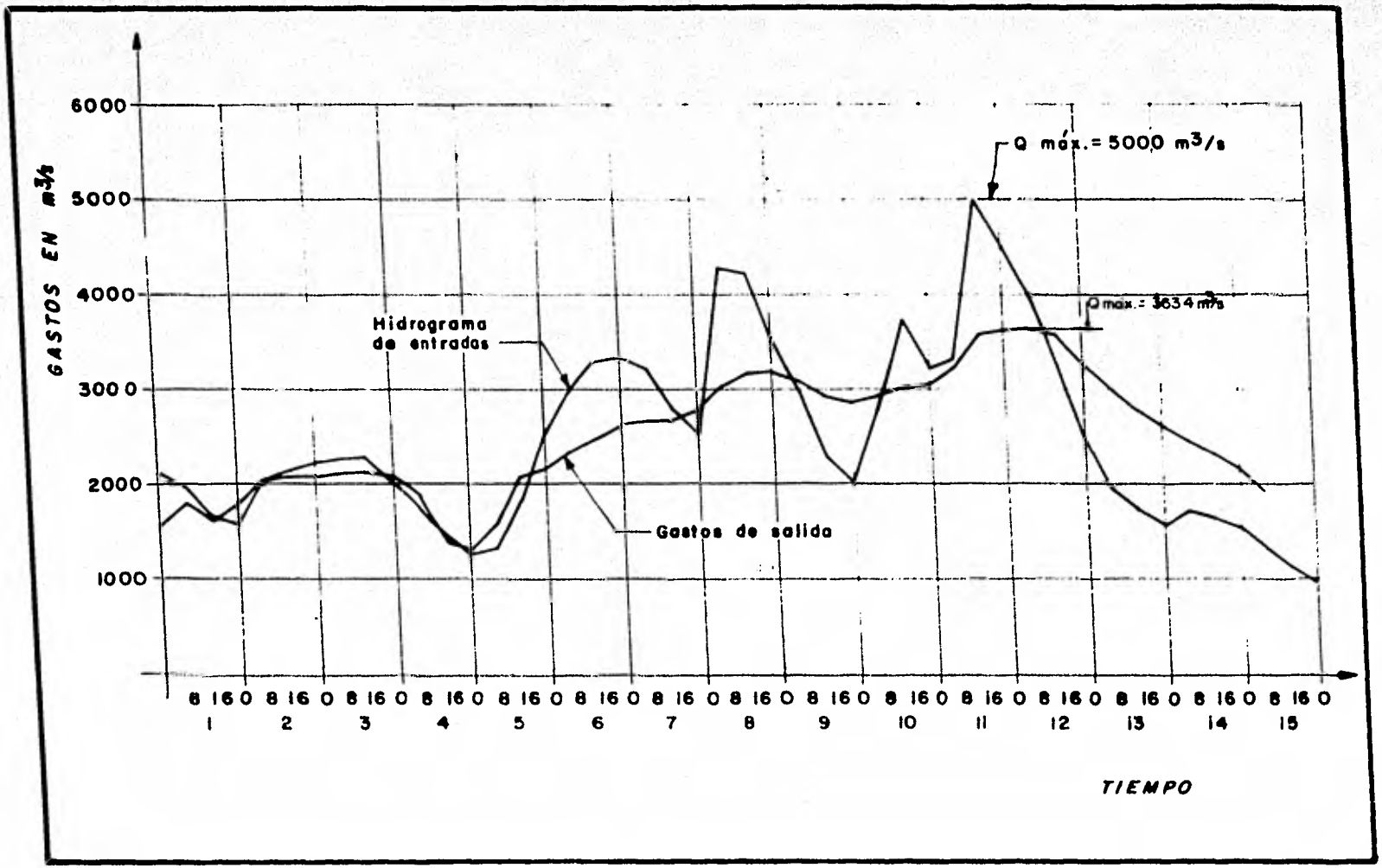
TABLA 4.12 ORDENACION DE DATOS PARA EL TRANSITO DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE.

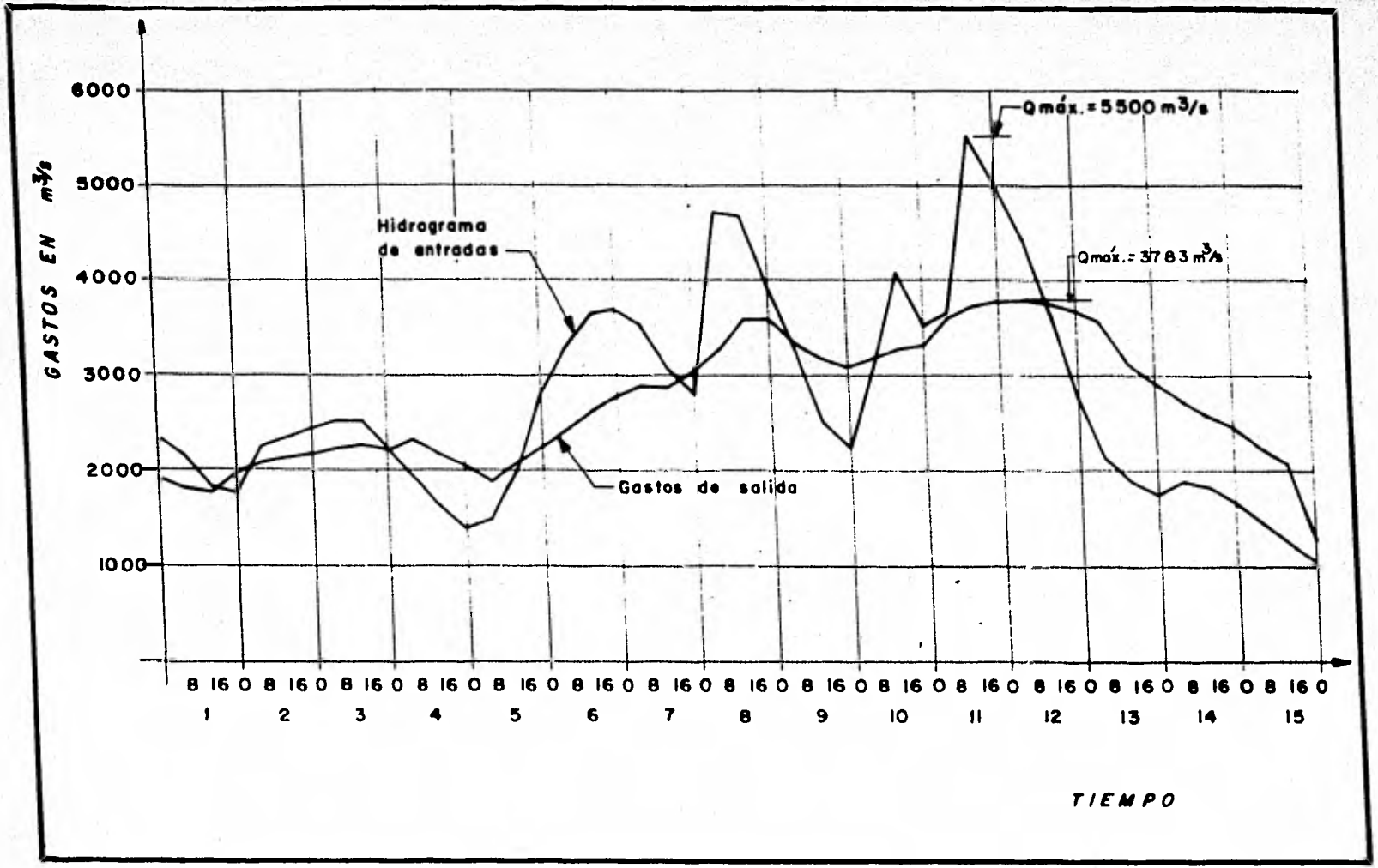
EL HIDROGRAMA ELEGIDO SERA DE Q = 6000 M3/S

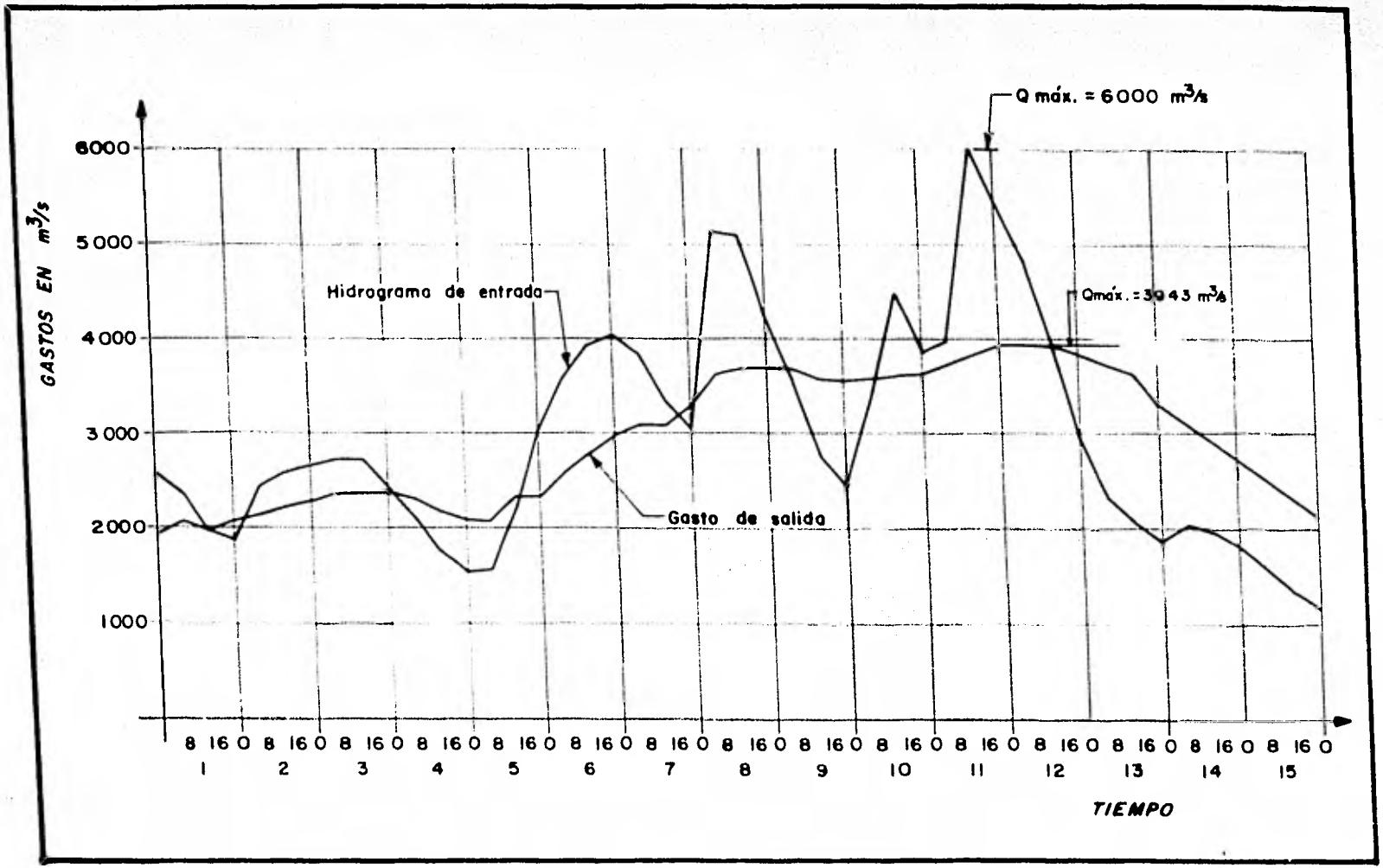
i (H)	Qi-1 (M3x10^6/8h)	Qi (M3x10^6/8h)	Qi-1+Qi (M3x10^6/8h)	2Vi-qi (Mm3)	2Vi+qi (Mm3)	qi (Mm3)	qi (M3/s)	Vol. Retenido (Mm3)
0	74.189	68.083	142.272	30.043	142.272	56.115	1948.420	43.079
8	68.083	53.736	121.819	33.661	151.862	59.101	2052.101	46.381
16	56.736	54.115	110.851	30.166	144.512	57.173	1985.174	43.670
0	54.115	69.811	123.926	35.530	154.092	59.281	2058.368	47.406
8	69.811	74.189	144.000	56.856	179.530	61.337	2128.757	59.097
16	74.189	76.378	150.567	80.240	207.423	63.592	2208.038	71.916
0	76.378	78.538	154.916	103.489	235.156	65.834	2285.885	84.661
8	78.538	78.538	157.076	124.791	260.565	67.887	2357.188	96.339
16	78.538	70.243	148.781	135.695	273.572	68.939	2393.698	102.317
0	70.293	60.653	130.896	129.843	266.591	68.374	2374.097	99.109
8	60.653	50.630	111.283	108.494	241.126	66.316	2302.639	87.405
16	50.630	43.632	94.262	76.327	202.756	63.215	2194.948	69.771
0	43.632	45.821	89.453	45.329	165.780	60.226	2091.163	52.777
8	45.821	63.274	109.095	35.808	154.424	59.308	2059.306	47.558
16	63.274	87.725	150.999	52.957	186.807	66.925	2323.785	59.941
0	87.725	102.557	190.282	118.649	253.239	67.239	2336.632	92.972
8	102.557	113.472	216.029	186.923	334.678	73.878	2565.191	130.400
16	113.472	116.064	229.536	255.482	416.459	80.489	2794.740	167.985
0	116.064	110.851	226.915	310.761	482.390	85.818	2979.792	198.290
8	110.851	95.990	206.841	340.275	517.602	88.664	3078.594	214.469
16	95.990	87.264	183.254	345.244	523.529	89.143	3095.226	217.193
0	87.264	148.378	235.672	393.328	580.886	93.779	3256.215	243.554
8	148.378	146.189	294.567	479.362	687.895	104.267	3620.365	291.814
16	146.189	122.198	268.387	535.577	747.749	106.086	3683.542	320.832
0	122.198	102.557	224.755	547.395	760.332	106.469	3696.823	326.932
8	102.557	78.538	181.095	517.489	728.490	105.501	3663.212	311.495
16	78.538	69.811	148.349	458.838	665.838	103.596	3597.083	281.121
0	69.811	95.990	165.772	419.772	624.447	102.338	3553.549	261.055
8	95.990	128.735	224.725	438.603	644.497	102.947	3574.549	270.775
16	128.735	111.283	240.018	470.652	678.621	103.985	3610.573	287.318
0	111.283	114.336	225.619	487.229	696.271	104.521	3629.201	295.875

Q - 6000 M3/S.

i (H)	Qi-1 (M3x10^6/8h)	Qi (M3x10^6/8h)	Qi-1+Qi (M3x10^6/8h)	2Vi-qi (Mm3)	2Vi+qi (Mm3)	qi (Mm3)	qi (M3/S)	Vol. Retenido (Mm3)
8	114.336	172.800	287.136	560.575	774.365	106.895	3711.632	333.735
16	172.800	157.104	329.904	669.629	890.479	110.425	3834.201	390.027
0	157.104	139.651	296.755	740.919	966.384	112.733	3914.323	426.826
8	139.651	113.472	253.123	766.896	994.042	113.573	3943.507	440.235
16	113.472	85.968	199.440	740.874	966.336	112.731	3914.271	426.803
0	85.968	67.190	153.158	672.966	894.032	110.533	3837.951	391.750
8	67.190	59.357	126.547	584.194	799.513	107.660	3738.177	345.927
16	59.357	54.547	113.904	488.945	698.098	104.577	3631.128	296.761
0	54.547	58.925	113.472	411.378	602.417	95.520	3316.649	253.449
8	58.925	56.736	115.661	348.187	527.039	89.426	3105.069	218.807
16	56.736	52.358	109.094	289.705	457.281	83.788	2909.306	186.747
0	52.358	45.821	98.179	231.527	387.884	78.179	2714.531	154.853
8	45.821	39.283	85.104	171.893	316.631	72.419	2514.549	122.106
16	39.283	33.178	72.461	111.117	244.254	66.569	2311.406	88.843
0	33.178	33.379	66.557	55.306	177.674	61.187	2124.549	58.244
8	33.379	30.577	63.936	28.682	119.236	45.277	1572.118	36.980
16	30.557	27.936	58.493	26.420	87.175	30.378	1054.774	28.399
0	27.936	26.179	54.115	25.876	80.535	27.330	948.941	26.603
8	26.179	24.451	50.630	25.530	76.506	25.488	885.00	25.509
16	24.451	24.653	49.104	25.365	74.634	24.635	855.365	25.000
0	24.653	-- ---	-- ---	-- ---	-- ---			


GASTOS EN m³/s
6000
5000
4000
3000
2000
1000
Q máx. = 5000 m³/s
Q max. = 3634 m³/s
Hidrograma de entradas
Gastos de salida
8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15
TIEMPO


GASTOS EN m³/s
6000
5000
4000
3000
2000
1000
Qmáx.=5500 m³/s
Qmáx.=3783 m³/s
Hidrograma de entradas
Gastos de salida
8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15
TIEMPO


Q máx. = 6000 m³/s
Qmáx. = 3943 m³/s
Hidrograma de entrada
Gasto de salida
GASTOS EN m³/s
6000
5000
4000
3000
2000
1000
8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0 8 16 0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15
TIEMPO

4.3.2. Resultados del tránsito de avenidas por el método de Puls Modificado.

Los valores resultantes del tránsito de avenidas fueron los siguientes:

a) Por el Método de Puls analítico

Para: Q = 5000 m3/S

Gasto de Salida = 3635 m3/seg.
Volumen Retenido = 298 Mm3
* Elevación = 44.80 m.

Para: Q = 5500 m3/s

Gasto de Salida = 3786 m3/s
Volumen Retenido = 368 Mm3
* Elevación = 46.00 m.

Para: Q = 6000 m3/s

Gasto de Salida = 3944 m3/s
Volumen Retenido = 440 Mm3
* Elevación = 47.60 m.

* Las elevaciones se obtuvieron de la Curva de Elevaciones-capacidades para los valores del Volumen Retenido.

De los resultados anteriores se ve que para una venida regular de 5500 m3/s la elevación de la ataguía de aguas-arriba debera ser igual a 46.00 m. Naturalmente que tendrá - un bordo libre ya que será construída la ataguía de materiales graduados. (A partir de esta elevación se puede plantear una secuela de desvío).

Los valores obtenidos por el Método de Puls en calculadora fueron los siguientes:

b) Método de Puls en calculadora

Para: Q = 5000 m3/s

Gasto de Salida = 3500 m3/s
Volumen Retenido = 304.29 Mm3
* Elevación = 44.70 m.

Para: Q = 5500 m3/s

Gasto de Salida = 3769 m3/s
Volumen Retenido = 378.70 Mm3
* Elevación = 46.30 m.

Para: Q = 6000 m3/s

Gasto de Salida = 4031 m3/s
Volumen Retenido = 461.05 Mm3
* Elevación = 48.00 m

* De la Curva de Elevaciones Capacidades para los valores - del volumen retenido.

Igualmente que en caso anterior para el Q máx = 5500- m3/s la elevación de las atagufas será del orden de 46.30 m. sumando a esta, el borde libre necesario. Esta elevación es- la que se toma como buena.

El planteamiento entonces es aceptar como avenida probable una de Q = 5500 m3/s, la cual se podrá presentar durante la construcción de la Cortina; dicha atagufa estará colocada Aguas Arriba y encauzará las aguas hacfa los túneles de desvfo dentro de los cuales viajará hasta salir nuevamente - hasta su cauce natural.

Aquf para evitar el reflujo se construirá una atagufa similar a las Aguas Arriba con el objeto de evitar el flujo- hacfa aguas arriba del agua. La elevación, geometrfa y materiales constitutivos de esta atagufa serán similares a las - Aguas Arriba.

Tomando como punto de partida esta condición se puede plantear un proceso integral de desvfo que gobierne el desarrollo sin dificultades de toda la construcción de la Cortina hasta su entrada en operación.

CAPITULO V

CONCLUSIONES

La solución de los vasos combinados ofrece una nueva alternativa para este tipo de obras, que aprovecha las capacidades de ambos vasos para riego, control de avenidas y generación.

La solución del vertedor en Arroyo Sal es cómoda, siendo factible gracias a la posición de dicho arroyo. Esta alternativa ofrece una combinación de cortina de materiales graduados y sección gravedad la cual de no presentar problemas de funcionamiento en su unión será bastante sencilla de construir.

En cuanto a los túneles de desvío su funcionamiento es adecuado a los usos que tendrá, siendo la mejor opción sobre cualquier otra.

Las atagufas cuya elevación se calculó, serán apoyadas por canales y otras obras de desvío complementarias, dadas las dimensiones de la cortina (± 1800 m), a lo largo de la construcción de la Presa "Cerro de Oro".

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

1.- Sotelo A. Gilberto: Hidraúlica II Segunda Parte. Facultad de Ingeniería. México. 1974.

2.- Ven Te Chow: Open Channel Hydraulics International Student Edition Mc. Graw Hill Kogakusha. 1959.

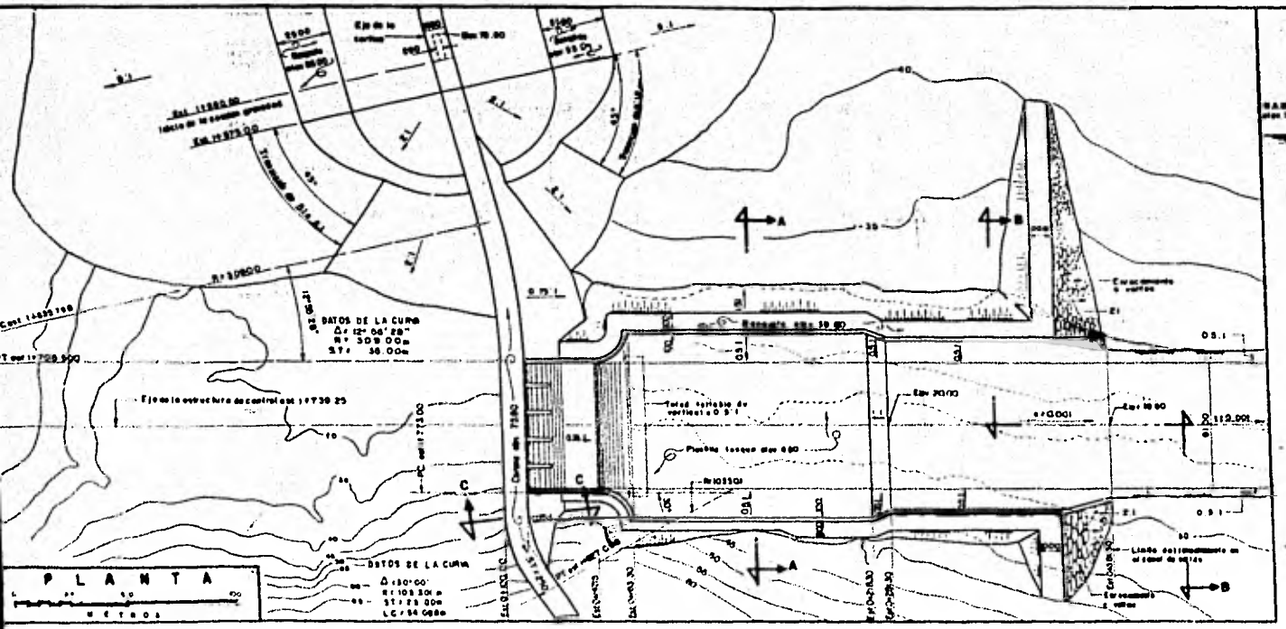
3.- Diseño de Presas Pequeñas.- United States Bureau of Reclamation - USBR. CECSA, México. 1980.

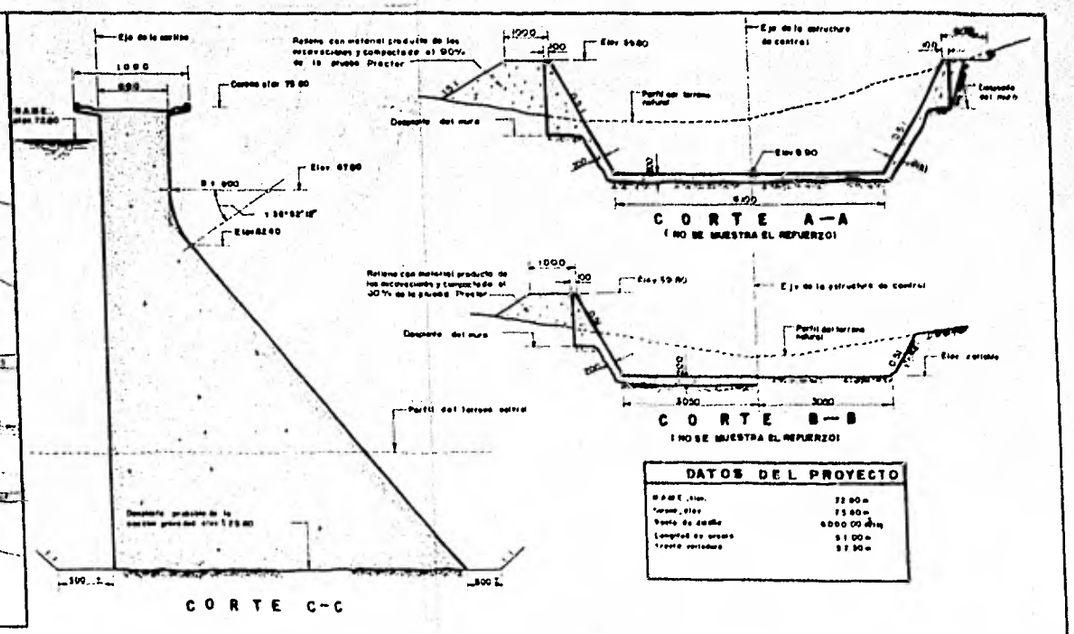
4.- R. Springall G: Escurrimiento en Cuencas Grandes. Instituto de Ingeniería (SOP) México. Septiembre 1967.

5.- Vega P. Macario: Método de Puls modificado para el estudio del paso de Avenidas por Vasos reguladores. Revista de Ingeniería Hidraúlica. Vol. XXII No. 1. 1968. México.

6.- Vega R. Oscar: Tránsito de Avenidas en Vasos Memoria del II Congreso Nacional de Hidraúlica México. 1976.

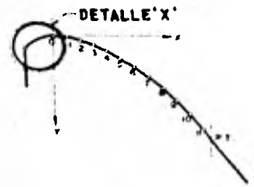
7.- Linsley, Franzini: Ingeniería de los Recursos Hidraúlicos, CECSA. Junio 1975.





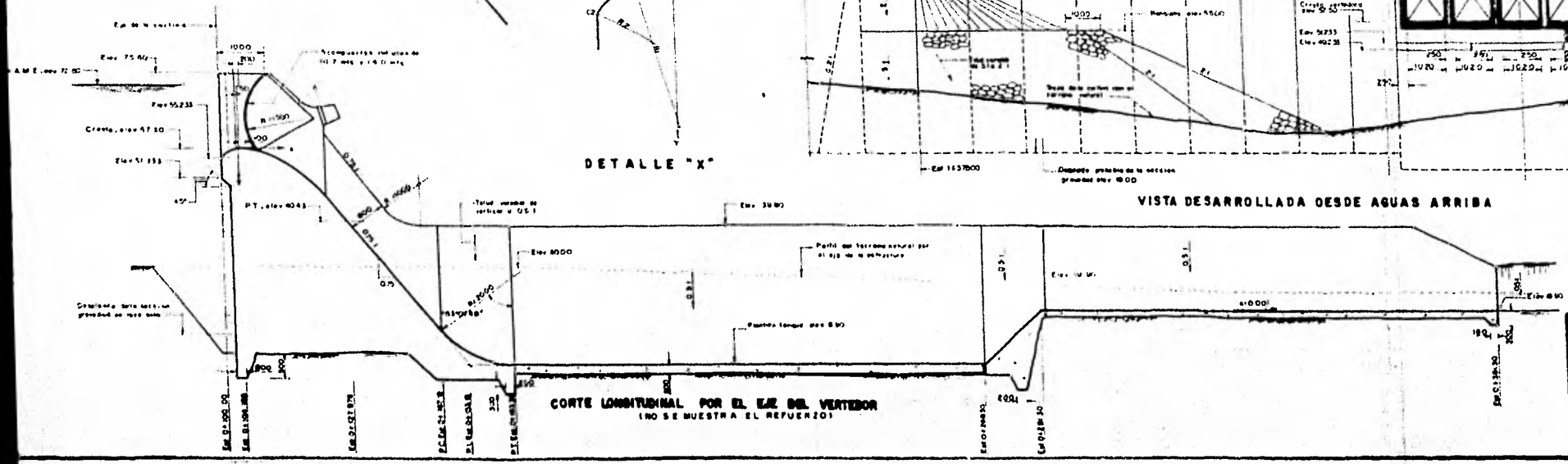
DATOS DEL PROYECTO	
NAME. elev.	72.80 m
Corona, elev	75.80 m
Vaso de azolve	6000.00 dam³
Longitud de presa	91.00 m
Tirante vertedero	3.70 m

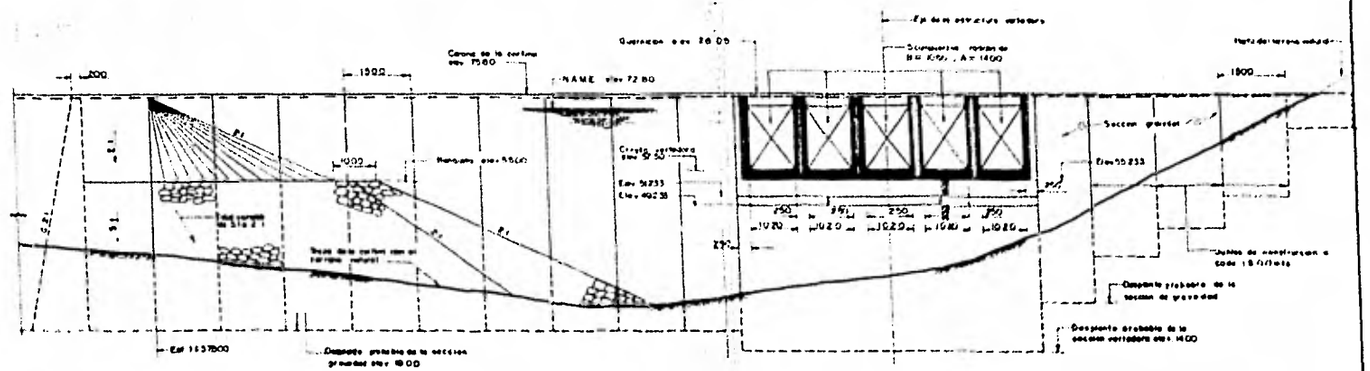
COORDENADAS							
PUNTO	X (m)	Y (m)	Z (msnm)	PUNTO	X (m)	Y (m)	Z (msnm)
0	0	0.0	57.920	7	1.0	6.000	50.000
1	0	0.125	57.127	8	1.0	6.000	50.000
2	0	0.600	56.070	9	1.0	10.007	47.017
3	0	1.357	55.055	10	0.5	13.510	45.760
4	0	2.001	54.010	11	0.5	14.007	47.560
5	1.0	3.653	53.017				
6	1.7	5.000	52.000	P.T.	0.0	10.000	40.400



C	X (m)	Y (m)
C_1	2.220	0.301
C_2	4.185	1.782

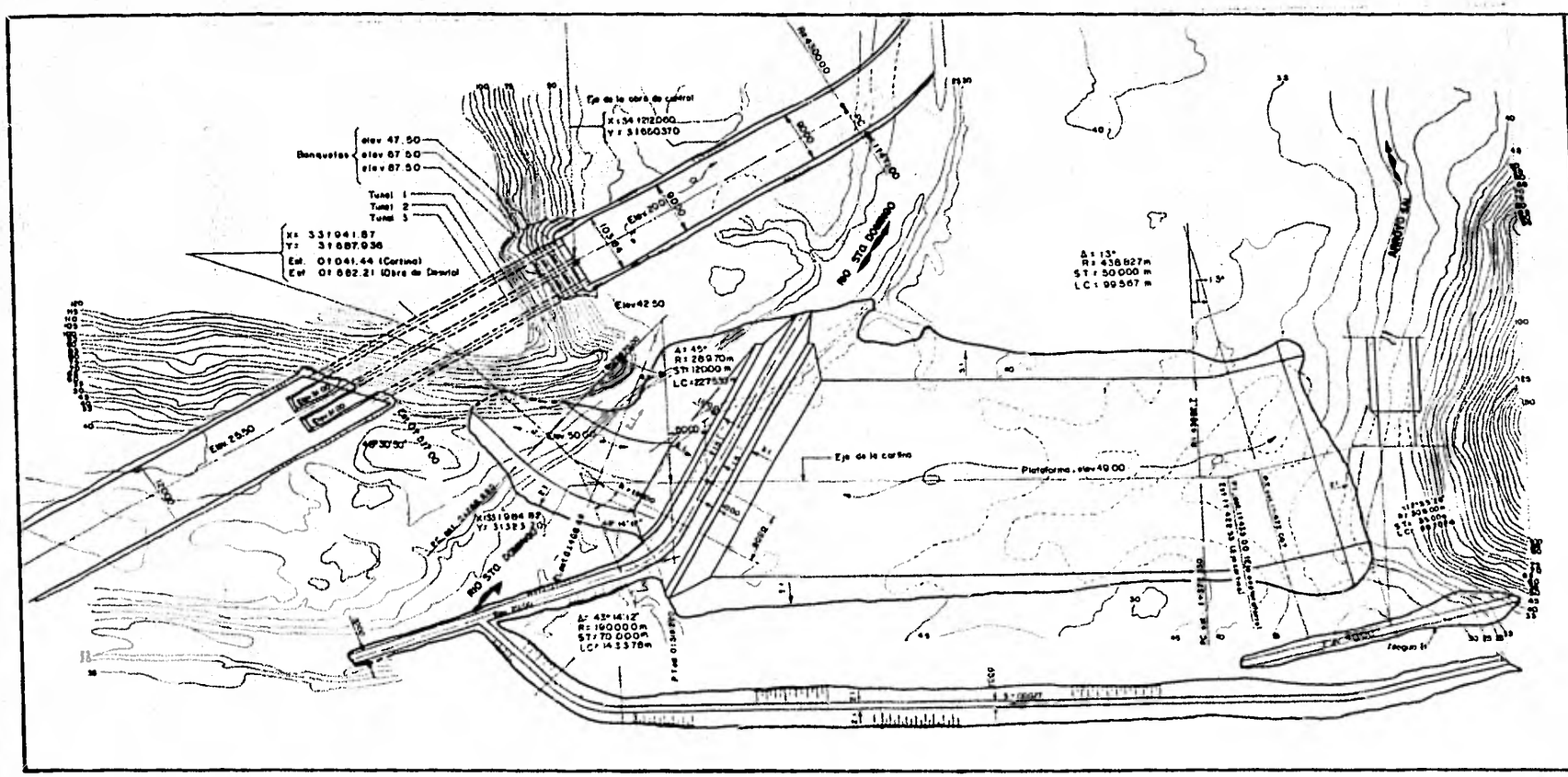
RADIOS	
R_1	6.03 m
R_2	5.38 m





NOTAS: Acotaciones en centímetros, cotas y elevaciones en metros. - En general acero de varo f'c 1150 kg/cm², para concreto reforzado con f'c 210 kg/cm² y acero de refuerzo a rodamiento corrugado de fy = 4200 kg/cm² con traslapes de 30 diámetros.

UNAM	FACULTAD DE INGENIERIA
	PRESA "CERRO DE ORO" VERTEDOR.- PLANO GENERAL
	LUIS ALEJANDRO LEON HERRERA
1981	TESIS PROFESIONAL



NOTAS:

Acotaciones en centímetros
Estaciones y elevaciones en metros

PLANTA DEL DESVIO

ESC GRAFICA 1:400

METROS

UNAM 1981	FACULTAD DE INGENIERIA
	PRESA "CERRO DE ORO" OBRA DE DESVIO
	LUIS ALEJANDRO LEON HERRERA
	TESIS PROFESIONAL