

191  
743



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**“PROYECTO DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS  
DE LA PRESA CHILATAN, SOBRE EL RIO  
TEPALCATEPEC EN EL ESTADO  
DE JALISCO”**

**TESIS PROFESIONAL**

**JUAN MONTES VARGAS**

México, D. F.

1983



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

## I N D I C E

	hoja
I. INTRODUCCION	1
1.1) Aspectos regionales	1
1.2) Descripción del sitio de la presa	6
1.3) Descripción del anteproyecto de la presa "Chilatán"	9
II. GENERALIDADES SOBRE OBRAS DE EXCEDENCIAS	15
2.1) Antecedentes	15
2.2) Vertedores de cresta libre	17
2.3) Elementos que constituyen el vertedor de abanico	19
III. PROYECTO GEOMETRICO	25
3.1) Canal de acceso	25
3.2) Cimacio	26
3.3) Arcos del abanico	34
3.4) Canal de descarga	40
3.5) Estructura disipadora y canal de salida	41
IV. CALCULO HIDRAULICO	43
4.1) Cimacio	45
4.2) Transición y canal de descarga	48
4.3) Estructura terminal	53
4.4) Necesidad y características del modelo hidráulico	58

	hoja
V. DISEÑO ESTRUCTURAL	64
5.1) Análisis de la estabilidad del cimacio	64
5.2) Análisis de la estabilidad de los muros del revestimiento	90
5.3) Acero de refuerzo	99
5.4) Detalles de diseño	101
VI. PRESUPUESTO	103
VII. CONCLUSIONES	107
REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA	113

I                   INTRODUCCION

1.1                Aspectos regionales

Con el propósito de resolver parte de la problemática nacional, se ha planteado entre otros objetivos el siguiente: - incrementar la superficie de suelos dedicados a la agricultura intensiva. Una de las medidas para lograr este propósito es crear, ampliar o rehabilitar distritos de riego.

Siguiendo este lineamiento, se propuso un estudio para la rehabilitación y ampliación del distrito de riego Cupatitzio - Tepalcatepec en el Estado de Michoacán, en donde existen recursos suficientes, para generar mayores beneficios de los -

que actualmente se obtienen, ya que sólo el 63% de la superficie que domina el distrito se aprovecha y en forma no satisfactoria.

De acuerdo con el estudio socioeconómico\* efectuado y tomando en cuenta los recursos disponibles y su uso actual, se establecieron los siguientes objetivos generales:

- 1) Incrementar la producción agrícola de productos básicos para disminuir el déficit nacional y aumentar la superficie de riego junto con los rendimientos medios por hectárea cosechada.
- 2) Mejorar el nivel de ingreso familiar y personal de la población agrícola, disminuir los niveles de desempleo y subempleo de la región.

Atendiendo a estos objetivos, se ha propuesto realizar una inversión que permitirá rehabilitar las obras de irrigación actuales y construir otras que den lugar a la ampliación del distrito de riego Cupatitzio-Tepalcatepec.

Entre las obras que se requerirán para alcanzar dichos objetivos se encuentra la construcción de la presa almacenadora "Chilatán" sobre el Río Tepalcatepec, en el Estado de Jalisco, que contará con una capacidad total de 806hm<sup>3</sup>, de los cuales 350 se destinarán a riego, 250 para azolves y 206

\*Ref. (1)

para superalmacenamiento, de esta manera, el proyecto "Chilatlán" beneficiará una superficie aproximada de 62 576ha.

Las zonas que se beneficiarán con estas obras se encuentran en el Estado de Michoacán y éstas pertenecen a los municipios de: Aguililla, Apatzingán, Buenavista, Francisco J. Mújica, Gabriel Zamora, La Huacana, Nuevo Urecho, Parácuaro y Tepalcatepec.

La zona estudiada está situada en los Estados de Jalisco y Michoacán, entre los meridianos  $101^{\circ}50'$  y  $103^{\circ}$  de longitud oeste y entre los paralelos  $18^{\circ}50'$  y  $19^{\circ}25'$  de latitud norte.

La boquilla está localizada aproximadamente a 5km al NNE de la derivadora Piedras Blancas; ésta se encuentra sobre el Río Tepalcatepec y precisamente en el cruce de la carretera Tepalcatepec-Apatzingán, como se muestra en la figura (1.1).

Algunas características agroclimáticas y socioeconómicas de la región son:

La precipitación media anual alcanza valores de 750mm, concentrándose el 90% de ella en los meses de junio a octubre.

La temperatura media anual es de  $28^{\circ}\text{C}$ , con máximas de  $44^{\circ}\text{C}$  y mínimas de  $9^{\circ}\text{C}$ .

De las 213 949 personas que vivían en 1970 en los municipios

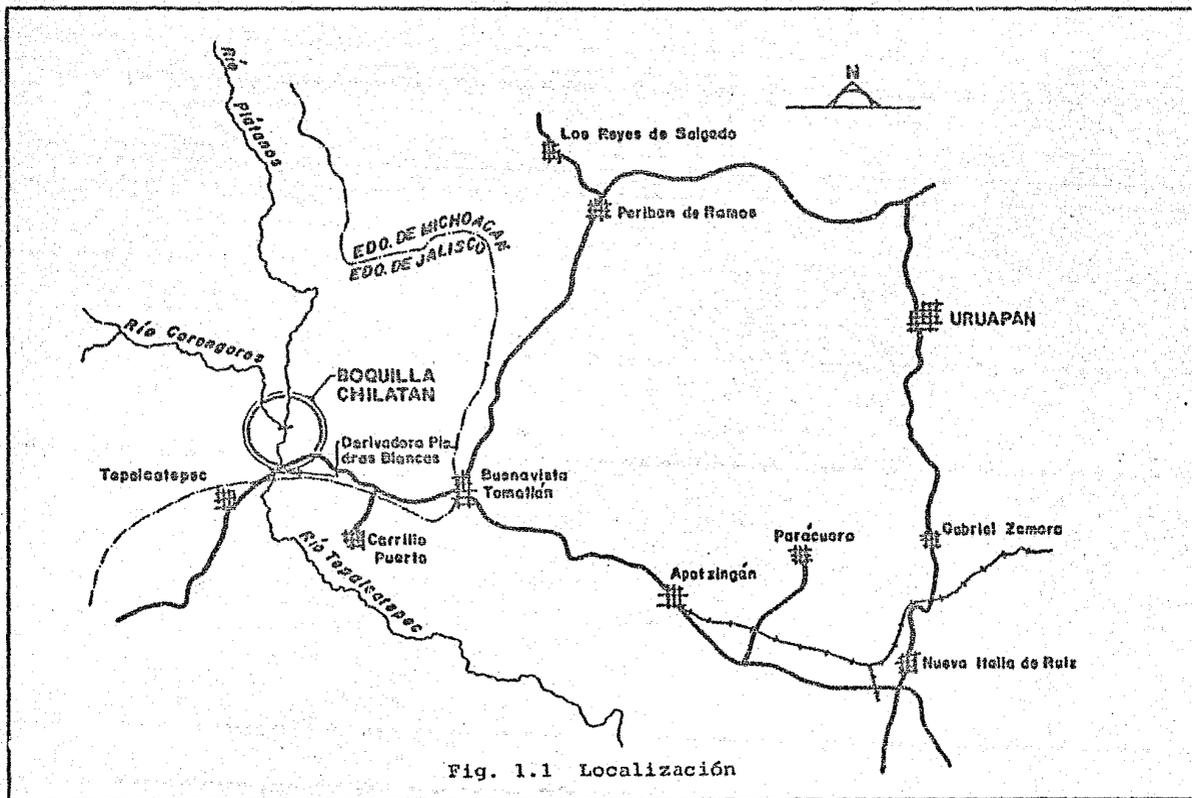


Fig. 1.1 Localización

mencionados, 113 228 (53%) habitaban en comunidades rurales y el resto, 100 721 (47%) en zonas urbanas. La población económicamente activa ascendió a 50 128 habitantes de los cuales el 64% se ocupaba en el sector primario, 9% en el secundario, 19% en el terciario y 8% en actividades no especificadas.

El ingreso medio anual de las familias que poseen parcelas con riego, se estimó en \$67 900, a precios de 1978, mientras que el de las familias que poseen parcelas sin riego fue de \$11 870.

En el período de 1977-1978 se cosechó un total de 91 499 ha bajo riego, de las cuales 17 843 (20%) fueron sembradas con sorgo, 16 468 (18%) con algodón, 14 071 (15%) con maíz y el resto 43 117 (47%) con otros cultivos. El valor total de la producción agrícola, en dicho período, fue de \$1646 millones, a precios medios rurales de 1978, correspondiendo a los cultivos sorgo, algodón y maíz el 41% del valor total.

Los servicios de comunicación como telégrafo, teléfono y correo se localizan en Tepalcatepec, que es la población más cercana con respecto a la localización de la boquilla que cuenta con dichos servicios. En el aspecto de transportes, sólo se dispone de la carretera Apatzingán-Tepalcatepec, ya que el FF.CC. y la aviación llegan únicamente a la ciudad de Apatzingán.

Para realizar la evaluación económica del proyecto, así como los correspondientes análisis financieros, se formuló un patrón de actividades, que se consideró representativo del desarrollo agrícola de la zona una vez transcurrido el período de maduración del proyecto. De la evaluación económica para la totalidad del proyecto se obtuvieron resultados satisfactorios.

## 1.2 Descripción del sitio de la presa\*

La zona del vaso "Chilatán" se encuentra en las estribaciones noroccidentales del valle intermontano de Apatzingán, es una zona de precipitación media que se incrementa al N y NW de la sierra. En las márgenes del Río Corongoros se localizan valles aislados entre lomeríos suaves. Las márgenes del Río Tepalcatepec, en la zona del vaso, están encañonadas y la presencia de terrenos planos y amplios es nula.

La constitución geológica de las sierras es, por lo general, de granitos y andesitas, que forman elevaciones de hasta 900msnm.

El drenaje en la zona de granitos y en la de andesitas, es escaso. La vegetación no es abundante pero sí característica de este tipo de clima.

Con base en el resultado del estudio fotogeológico\*\* se llevó a cabo el estudio geológico superficial de la boquilla

\*Ref. (3)

\*\*Ref. (3)

y vaso. Por lo observado en campo y registrado en las secciones geológicas, se determinaron dos condiciones distintas en ambas márgenes.

En la margen derecha y hasta la elevación máxima probable de embalse (Elev. 437.68msnm), afloran granitos fracturados con un espesor de intemperismo de 50cm; el fracturamiento es el típico de esta roca y su espaciamiento, en el mayor de los casos es de 5mm. El intemperismo se manifiesta como suelo residual.

En la margen izquierda, la constitución litológica es variable, ya que existen conglomerados bien cementados constituidos por cantos rodados, boleos y gravas predominando las rocas ígneas extrusivas.

Los conglomerados están en contacto discordante con el granito y se les determinó, en la zona del cauce, un espesor de 40m, espesor que se va reduciendo hacia la zona de contacto. Los granitos, muy intemperizados y fracturados, afloran hacia el extremo del atraque izquierdo.

En el cauce, los afloramientos corresponden a aluviones y terrazas aluviales con un espesor aproximado de 15m. Este espesor es muy variable, ya que, a 200m aguas arriba del eje de la boquilla y en el cauce, se observa un afloramiento de granito de 5m de espesor. La constitución de los aluviones y terrazas aluviales es de gravas, arenas y limos.

La zona no manifiesta rasgos distintivos de fallas regionales o locales que pudieran afectar la estabilidad de la cortina.

La boquilla se encuentra en un área que ha sido afectada por fenómenos de erosión y depósitos del propio río, así como por efectos tectónicos locales, que se manifiestan como fracturamiento y presencia de diques.

En el vaso y principalmente en los cauces de los ríos y sus afluentes, afloran andesitas. Esta zona está dividida en dos unidades geológicas principales: la primera constituida por granitos que corresponden a la zona del embalse del Río Corongoros y la segunda, formada principalmente por conglomerados y andesitas, que corresponden al embalse del Río Tepalcatepec.

Las estructuras de concreto que se desplanten en los granitos y andesitas, tendrán una gran estabilidad, debido a que la capacidad de este tipo de rocas para recibir o soportar cargas es elevada.

Las consideraciones anteriores han definido que las condiciones geológicas del sitio, "Chilatán", son favorables para la ubicación de las obras en proyecto.

1.3 Descripción del anteproyecto de la presa  
"Chilatán"

Una presa de almacenamiento, es una estructura o un conjunto de ellas que se construye en una corriente de agua para embalsarla y facilitar su aprovechamiento. En este caso el almacenamiento se aprovechará para riego.

El conjunto de estructuras que forman la presa es el siguiente:

- a) Obra de desvío
- b) Presa (Cortina)
- c) Obra de toma
- d) Obra de excedencias

A continuación se describen las estructuras mencionadas:

- a) Obra de desvío

La obra de desvío, como su nombre lo indica, sirve para desviar la totalidad del escurrimiento del río o parte de éste. La construcción de ataguías que embalsan dicho escurrimiento permite que el agua pase por túneles o tajos, logrando con esto, aislar la zona del desplante de la presa.

Una ataguía es una estructura construida en forma similar a una presa.

La altura de las ataguías, así como el diámetro de los túneles o las dimensiones de los tajos dependen del régimen del río, de la capacidad del almacenamiento del vaso y del programa de construcción.

En la presa "Chilatán", el desvío se hace mediante la construcción de dos ataguías y dos túneles.

Las ataguías forman parte de la presa, ubicándose aguas arriba y aguas abajo con respecto al eje de la misma.

La corona de la ataguía, aguas arriba, se ubica en la elevación 371msnm y tiene una longitud aproximada de 246m. La corona de la ataguía aguas abajo se encuentra en la elevación 360msnm y su longitud aproximada es de 172m.

Los túneles se localizan en la margen derecha de la boquilla. El canal de acceso de los túneles está en la elevación 347msnm y el canal de salida de ambos, se localiza en la elevación 345msnm. La longitud de ambos túneles es de 477.77m y 519.64m, el gasto de diseño es  $3000\text{m}^3/\text{s}$ .

#### b) Presa (Cortina)

Es la estructura que obstruye el paso del agua por el cauce y provoca el almacenamiento requerido. La presa "Chilatán" se clasifica por su altura, como alta, ya que su sección máxima tiene 104m de altura; por los materiales que la cons-

tituyen, de tierra y enrocamiento con materiales graduados.

El ancho de su corona es de 10m y se encuentra en la elevación 440msnm, con una longitud aproximada de 1000m.

Los materiales que la constituyen así como sus taludes son los siguientes:

Material impermeable (arcilla), con taludes 0.25:1

Material para filtros (arena), con taludes 0.25:1

Material de rezaga ( arena y grava en greña), con taludes 0.25:1

Material de enrocamiento, con taludes 2:1

Debido a que en la zona de la boquilla existe un espesor de material fracturado que puede ser permeable, se propone tratar la cimentación mediante pantallas de inyección, en la zona del material impermeable.

Debido a la elevación de la corona de la presa y a la topografía de la boquilla, que en algunos lugares presenta elevaciones menores a la elevación 440msnm, se propone la construcción de diques con el fin de alcanzar dicha elevación. Los materiales que forman los diques son: por la margen derecha de tierra y enrocamiento y por la margen izquierda de concreto ciclópico.

c) Obra de toma

La obra de toma es la estructura que permite extraer los vo-

lúmenes requeridos en el tiempo y la cantidad que se demande.

Se localiza en la margen derecha de la boquilla y está formada por una estructura de entrada con rejillas: el acceso está a la elevación 404msnm y el umbral de la toma a la elevación 405msnm; continúa un túnel cuyo diámetro es de 4.50m con espesor de revestimiento de 50cm y una longitud de 210m. A lo largo del túnel, va cambiando su sección; el umbral de entrada es una sección cuadrada de 4.50m y cambia a sección circular con un diámetro de 4.50m, después existe una bifurcación pasando de la sección circular a dos secciones rectangulares, en donde se encuentran cuatro compuertas, dos de servicio y dos de emergencia, con vanos de 2.50m por 3.00m. Después de la zona de compuertas el túnel vuelve a cambiar a sección circular con el diámetro ya mencionado, a partir de aquí el túnel tiene una pendiente de 0.15 hasta llegar a una caída a cielo abierto; al final de la caída existe un tanque amortiguador con una longitud de 30m, después de que la corriente llegue al tanque ésta se conduce hacia una estructura partidora, en la cual, parte del gasto sale al canal principal y otra parte va hacia el río. El gasto de diseño de la obra de toma es de  $64\text{m}^3/\text{s}$ .

#### d) Obra de excedencias

Es la estructura que permite desalojar los volúmenes de agua en exceso por efecto de las avenidas. En la presa "Chilatán" la obra de excedencias es un vertedor de abanico con cresta-

libre cuya longitud es de 150m. Se encuentra localizada en la margen izquierda de la boquilla.

La estructura estará formada por un acceso a la elevación - 425msnm, un cimacio de perfil "tipo Creager", que constituye la sección vertedora y cuya elevación de cresta es la - 429.45msnm. El pie del cimacio se encuentra a la elevación - 419.77msnm, y continúa un arco de círculo que une el pie del cimacio con la transición. A partir del pie del cimacio hay una reducción mediante arcos circulares, hasta alcanzar un - ancho de plantilla de 50m y muros con taludes 0.5:1, que forman el canal de descarga.

La pendiente de la obra de excedencias, por su eje es de - 0.10. Se inicia al pie del cimacio y termina al inicio de la cubeta deflectora del tipo salto de esquí. La cubeta tiene un ángulo de salida de  $25^\circ$  y un radio de 30.95m. Después de la cubeta se tiene una protección de enrocamiento, para disminuir la erosión del terreno al golpear el agua contra ésta. La longitud aproximada del canal de descarga desde donde termina la transición hasta la nariz de la cubeta es de - 130m. En los capítulos posteriores se define más detalladamente la geometría del vertedor, así como también el cálculo hidráulico efectuado. El gasto máximo de diseño es de -  $7000\text{m}^3/\text{s}$ . La carga máxima sobre la cresta vertedora es de - 8.23m

A continuación se presenta una lista de los datos necesarios para el diseño de la presa "Chilatán" y los de sus estructu-

ras auxiliares, derivados de los estudios hidrológicos e -  
hidráulicos realizados por los ingenieros encargados del -  
proyecto.

Capacidad para azolves	250	hm <sup>3</sup>
Capacidad útil para riego	350	hm <sup>3</sup>
Capacidad al nivel de conservación	600	hm <sup>3</sup>
Superalmacenamiento	206	hm <sup>3</sup>
Capacidad al nivel de aguas máximas extraordinarias NAME	806	hm <sup>3</sup>
Elevación al umbral de la obra de toma	405	msnm
Elevación al nivel mínimo de operación NAMIN	411	msnm
Elevación de la cresta vertedora	429.45	msnm
Elevación del nivel de aguas máximas ordinarias (nivel de conservación) NAMO	429.45	msnm
Elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias NAME	437.68	msnm
Bordo libre	2.32	m
Elevación de la corona	440	msnm
Altura máxima de la presa	104	m
Gasto de diseño de la obra de toma	64	m <sup>3</sup> /s
Gasto de diseño del vertedor	7000	m <sup>3</sup> /s
Gasto de diseño de la obra de desvío	3000	m <sup>3</sup> /s
Longitud de la cresta vertedora	150	m

## II GENERALIDADES SOBRE OBRAS DE EXCEDENCIAS

### 2.1 Antecedentes

En el capítulo 1, subcapítulo 1.3 se mencionó la obra de excedencias que forma parte de la presa "Chilatán". A continuación se menciona la finalidad de dicha obra, así como algunas de sus características.

Las obras de excedencias son estructuras que forman parte de una presa ya sea de almacenamiento, derivación o control de avenidas y cuya función es la de permitir la salida de los volúmenes de agua excedentes a los de aprovechamiento, o en su caso controlarlos mediante compuertas.

Es frecuente que los volúmenes de agua excedentes de una presa se devuelvan al cauce del propio río.

La capacidad de la obra de excedencias la determinan la avenida máxima de diseño, las características topográficas del vaso y el programa de operación del propio almacenamiento.

El tipo más simple de obra de excedencias es la de un vertedor de cresta fija, coincidiendo ésta con el nivel de aguas máximas ordinarias o de operación NAMO.

Se debe considerar en el proyecto la capacidad, la estabilidad, el funcionamiento hidráulico y la localización de la descarga; de tal manera que la corriente por efecto de dicha descarga no erosione el pie de la cortina y otras estructuras existentes aguas abajo.

Los materiales que forman los revestimientos de la estructura de descarga deben ser resistentes a la erosión y tener un acabado liso, con el fin de que sean capaces de resistir las altas velocidades que frecuentemente se presentan en ellas, evitar fenómenos de cavitación y presiones diferenciales en las caras del revestimiento.

Por sus características hidráulicas, los vertedores son las estructuras más usuales dentro de las obras de excedencias. De acuerdo con algunas de sus características, las más

comunes se clasifican en :

- 1) Vertedores de cresta recta
- 2) Vertedores en abanico.
- 3) Vertedores de canal lateral
- 4) Vertedores en embudo

En todos los casos, puede tratarse de vertedores de cresta fija o libre, o vertedores de cresta móvil controlada por compuertas. De acuerdo con la descarga, los vertedores pueden ser de caída libre o en rápida y pueden terminar en una cubeta deflectora en salto de esquí, en un tanque amortiguador o en otro tipo de estructura disipadora de energía.

## 2.2 Vertedores de cresta libre\*

Cuando la descarga de un líquido se efectúa por encima de un muro o una placa delgada y a superficie libre, la estructura hidráulica en la que ocurre se llama vertedor; éste puede presentar diferentes formas según las finalidades a que se destine.

Cuando la descarga se efectúa sobre una placa de pared delgada, el vertedor se llama de pared delgada, por el contrario, cuando la descarga se efectúa sobre toda una superficie, el vertedor se llama de pared gruesa.

Los dos tipos de vertedores pueden utilizarse como disposi-

\*Ref. ( 13 )

tivos de aforo en laboratorio o canales de pequeñas dimensiones, pero el segundo se puede emplear como obra de control o de excedencias en una presa y también de aforo en grandes canales.

El punto o arista más alto de la placa en contacto con la lámina vertiente se conoce como cresta del vertedor. El desnivel entre la superficie libre del agua, aguas arriba del vertedor y su cresta se conoce como carga hidráulica.

En una presa los vertedores que se emplean son de pared gruesa y pueden ser de cresta libre o controlada, dependiendo de las necesidades del proyecto.

El nivel máximo probable que alcanza el agua se le conoce como nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME), el cual se presenta cuando el vertedor esté descargando el gasto máximo de diseño. Si el vertedor es de descarga libre la diferencia de niveles máximo extraordinario (NAME) y máximo ordinario (NAMO), define la carga máxima del vertedor, que puede ser la carga de diseño del mismo.

El vertedor debe ser capaz de descargar el gasto máximo de diseño que resulte de la simulación del tránsito de la avenida máxima por el vaso, debido a que cierto volumen de agua ha sido retenido temporalmente entre los niveles NAME y NAMO, dando lugar a un volumen que se denomina de super -

almacenamiento.

### 2.3 Elementos que constituyen el vertedor de abanico\*

Un vertedor de abanico es una estructura constituida por un cimacio con cresta curva, diseñada en conjunto con la transición al canal de descarga, de ancho muy inferior a la longitud de la cresta, de tal manera, que se obtiene una forma geométrica que se asemeja a un abanico, de donde este tipo de estructura toma su nombre.

Este tipo de vertedor se emplea cuando se requiere una longitud de cresta considerable y la topografía lo permite.

Su diseño tiene por finalidad reducir el costo de la estructura, si se toma en cuenta su longitud de cresta.

Los elementos que constituyen un vertedor de abanico son los siguientes :

- a) Canal de acceso
- b) Cimacio
- c) Tanque
- d) Sección de control y transición
- e) Canal de descarga
- f) Estructura terminal
- g) Canal de salida

\* Ref. ( 5 )

## Descripción breve de los elementos mencionados.

## a) Canal de acceso

Conducir la corriente hacia el cimacio en la forma más favorable posible, es la función principal del canal de acceso, de tal manera que la corriente llegue libremente y en dirección normal a todos sus puntos, evitando que existan zonas muertas que reducirían la eficiencia del cimacio.

En caso de que sea necesaria la existencia de curvaturas y transiciones, éstas deben ser graduales. La longitud del canal debe ser mínima por razones de economía.

## b) Cimacio

Es un muro por el cual se derrama el agua excedente de la presa. En planta está formado por tres arcos circulares, uno central y dos simétricamente colocados, con los cuales se logra obtener la longitud deseada. Estos arcos deben cumplir con ciertas condiciones, las cuales se mencionan en el capítulo III de este trabajo.

Al muro se le da un perfil "Creager", con objeto de que la lámina vertiente siga dicho perfil. En su parte inferior tiene la forma de un arco circular, para disminuir el impacto de la corriente.

## c) Tanque

Está formado por un plano horizontal, en el que se disipa la mayor cantidad posible de la energía de la corriente que se vierte por el cimacio. La disipación se logra obligando a que se forme un salto hidráulico, el cual conviene que se inicie al pie del cimacio; de ésta manera se logra reducir la longitud del tanque considerablemente.

El tanque y la sección de control permiten la formación de un colchón de agua, con el cual se logra disminuir el impacto de la corriente contra la losa del tanque, de ésta manera, el espesor de la misma se reduce.

## d) Sección de control y transición

La sección de control es esencialmente un pequeño vertedor cuyo eje es de preferencia recto. Su función es la de permitir que se forme un salto dentro del tanque, para cualquier gasto, logrando una mayor eficiencia del vertedor.

La localización de esta sección se recomienda sea a una distancia de 3 a 5m aguas abajo de los puntos extremos de los arcos del cimacio y cumpliendo las siguientes relaciones :

$$1) \quad \frac{\text{Longitud de la cresta del cimacio}}{\text{Longitud de la sección de control vertedora}} = 1.32 \text{ a } 1.38$$

- 2) Ancho de la transición en el centro de su longitud  
 \_\_\_\_\_ = 0.53  
 Longitud de la sección de control vertedora.
- 3) Longitud de la sección de control vertedora  
 \_\_\_\_\_ = 2.40  
 Ancho del canal de descarga

La transición es la zona comprendida desde la sección de control hasta el inicio del canal de descarga. En planta - la unión se logra mediante un cuadrante de elipse o mediante arcos circulares. En perfil es una línea recta, con pendiente supercrítica, hasta llegar al canal de descarga.

e) Canal de descarga

Es por donde la corriente se desaloja rápidamente. Su sección es uniforme desde el final de la transición hasta la estructura disipadora, en donde termina dicho canal. La pendiente es supercrítica y en algunas ocasiones puede disminuir, con objeto, de reducir la velocidad de llegada a la estructura disipadora y tener menor volumen de excavación.

La altura de los revestimientos se obtiene a partir de los tirantes a lo largo de la obra de excedencias aumentándoles un bordo libre a los tirantes. Los revestimientos deben -

ser resistentes a la acción erosiva de la corriente provocada por las altas velocidades con que funciona, así como ser estructuralmente adecuados para soportar las fuerzas de subpresión y los empujes de tierra a que puedan estar sometidos.

f) Estructura terminal.

Su función en algunos casos, es disipar un alto porcentaje de la energía que posee la corriente al llegar a ella, y en otros, es un medio para lograrlo. En cualquiera de los dos casos el objetivo de su construcción, es fundamentalmente, que la corriente no provoque daños a ésta o a otras estructuras cercanas a ella y a la presa misma.

La estructura terminal puede ser un tanque amortiguador, una cubeta disipadora o bien una cubeta de lanzamiento (salto de esquí).

En los tanques amortiguadores y cubetas disipadoras la energía se disipa en la misma estructura, mientras que en las cubetas de lanzamiento no es así; éstas logran separar la vena vertiente de la estructura de tal manera que la energía se disipe totalmente contra el terreno natural.

En la mayoría de los casos, resulta más económico el empleo de las cubetas de lanzamiento (salto de esquí) pero no siempre es posible su empleo, ya sea que lo impida la topografía, la geología o ambas.

## g) Canal de salida

El canal de salida capta el agua que sale de la estructura terminal. Su función es conducir el agua hasta el lugar donde escurre en forma natural, pudiendo ser éste el lecho de un río.

En algunas ocasiones el canal de salida se acondiciona como un canal piloto, bajo la hipótesis de que la acción erosiva de la corriente lo agrandará durante las avenidas. Cuando el canal está sobre un material poco erosionable, debe tener dimensiones adecuadas, de tal manera que no ejerza un control que produzca remansos y afecte el funcionamiento de la estructura disipadora.

### III PROYECTO GEOMETRICO

#### 3.1 Canal de acceso

La geometría y la profundidad del canal de acceso dependen fundamentalmente de la topografía del sitio.

En el caso de la presa "Chilatán", el canal de acceso se encuentra en la elevación 425msnm y su geometría es la siguiente: por la margen izquierda del vertedor, el canal se encuentra limitado por un dique con talud de 0.5:1. Por la margen derecha no está limitado; sin embargo, en el extremo del eje de la cresta del vertedor por la misma margen se proyectó una saliente circular con un talud de 0.5:1 que permite por-

un lado, encauzar el agua hacia la cresta del vertedor y por otro, ligar el eje de la cresta del vertedor con el dique - que se encuentra por la misma margen.

### 3.2 Cimacio

Una vez determinado el nivel de conservación del vaso en función de las demandas de riego, se procedió a simular el tránsito de la avenida de diseño, utilizando el método de Puls\* con diferentes longitudes de cresta. Por motivos económicos se seleccionó un vertedor con una longitud de cresta de 150m, con la cual se obtuvo un gasto de diseño de  $7\ 000\ m^3/s$ , y una carga hidráulica de 8.23m. Con el valor de esta carga se proyectó el vertedor. En la figura (3.1) se muestran tanto el hidrograma de la avenida de diseño como el hidrograma de salidas por el vertedor.

El vertedor tiene un perfil "Creager", que tiene la característica de que se adapta a la lámina vertiente para aumentar la eficiencia de la descarga.

William P. Creager desarrolló esta idea en los E.U.A., y por ésto, a este tipo de vertedor se le llama de "Perfil Creager"

Para definir el perfil del cimacio se utilizaron las tablas elaboradas por el Ing. R. Villa M. (según plano G-C-4015 de la S.R.H., con fecha, junio de 1967), que adapta el "Perfil Creager" a arcos circulares; ver figura (3.2).

\*Ref. ( 8 )

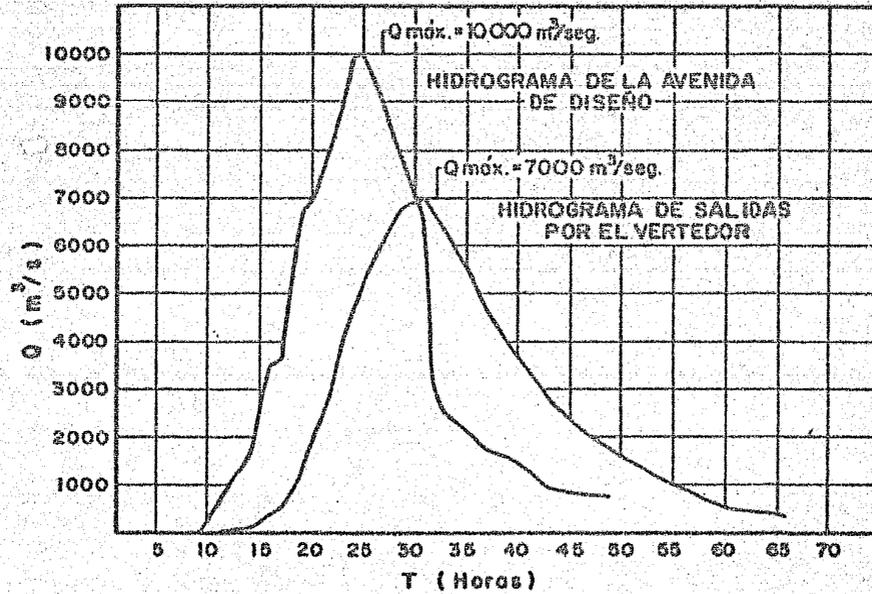
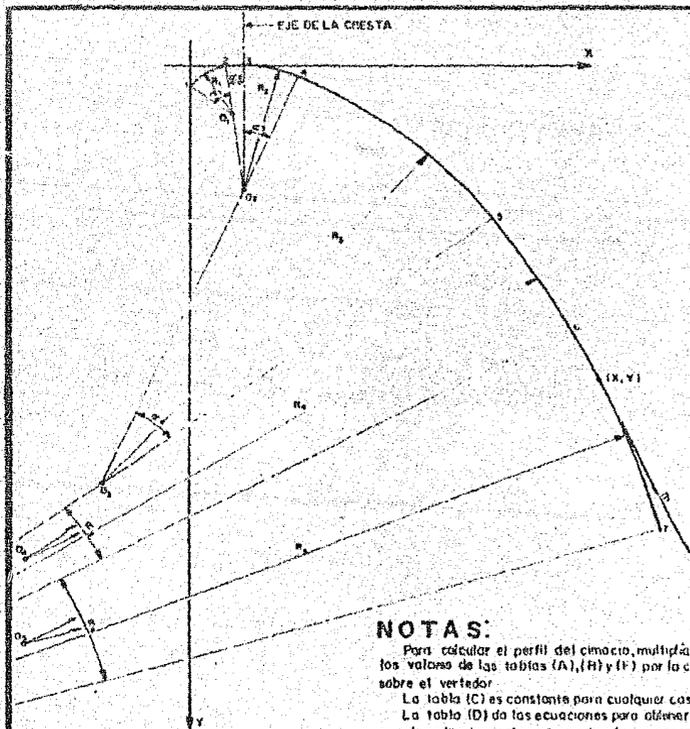


Fig. 3.1



(A)		
PUNTO	X	Y
1	0.00000	0.12600
2	0.19993	0.00637
3	0.50000	0.00000
4	0.60006	0.06169
5	1.69983	0.91457
6	1.00000	3.10463
7	4.50000	7.15000

(B)	
R <sub>n</sub>	
R <sub>1</sub>	0.99999
R <sub>2</sub>	0.76500
R <sub>3</sub>	7.76000
R <sub>4</sub>	10.70000
R <sub>5</sub>	35.14744

(C)	
α <sub>n</sub>	45° 20' 16"
α <sub>1</sub>	7° 31' 00"
α <sub>2</sub>	21° 10' 00"
α <sub>3</sub>	27° 18' 00"
α <sub>4</sub>	15° 40' 16"
α <sub>5</sub>	7° 02' 16"

(D)	
INTERVALO	ECUACION
0 ≤ x ≤ 0.19993	y = 0.29786 - (0.02908 - x <sup>2</sup> + 0.47476x) <sup>1/2</sup>
0.19993 ≤ x ≤ 0.60006	y = 0.76500 - (0.49823 - x <sup>2</sup> + 0.60000x) <sup>1/2</sup>
0.60006 ≤ x ≤ 1.69983	y = 2.58675 - (7.33122 - x <sup>2</sup> - 0.96104x) <sup>1/2</sup>
1.69983 ≤ x ≤ 3.00000	y = 7.43327 - (8.49011 - x <sup>2</sup> - 13.57054x) <sup>1/2</sup>
3.00000 ≤ x ≤ 4.50000	y = 17.32368 - (386.04012 - x <sup>2</sup> - 59.20858x) <sup>1/2</sup>

Ecuación general para uno cargo H

$$y = aH - (bH^2 - x^2 - cHx)^{1/2}$$

Abscisa del punto de tangencia con un talud en l

$$x = -\frac{cH}{2} + \sqrt{\left[\left(\frac{cH}{2}\right)^2 + bH^2\right] \frac{l}{4cm^2}}$$

(F)		
PUNTO	X	Y
0	0.23795	0.29778
1	0.10000	0.76500
2	-0.48692	2.58695
3	-0.76527	1.43325
4	-29.14269	17.32368

(E)		
m	b	c
0.2	0.37224	10.48085
0.25	6.83540	6.72243
0.3	4.37243	7.22406
0.4	3.49081	4.27030
0.5	7.78510	2.68804
0.6	7.38968	1.92009
0.7	1.98091	1.29716
0.75	1.77473	1.01323
0.75	1.69273	0.90937
0.8	1.65648	0.87203
0.825	1.64036	0.83968
0.85	1.61441	0.80688
0.9	1.56319	0.75029
1.0	1.46582	0.64679
1.1	1.36693	0.55509
1.2	1.27957	0.47151
1.3	1.19579	0.41072

### NOTAS:

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

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

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

PERFIL CREAGER  
ADAPTADO A ARCOS  
CIRCULARES

(FIG. 3.2)

En la figura (3.3), se muestra la geometría del perfil del cimacio del vertedor de la presa "Chilatán" y las coordenadas del punto de tangencia. A partir de este punto, el perfil del cimacio es una línea recta con un talud 1:1, que se une con la plantilla de la transición mediante un arco de círculo, para disminuir el impacto del agua.

En la figura (3.4), se muestra el cimacio y las características del arco circular que lo une con la plantilla.

En la mayoría de los vertedores de abanico, la plantilla en el pie del cimacio es un plano horizontal. En el caso del vertedor de la presa "Chilatán", debido a la topografía, no se tiene un plano horizontal, por lo cual la transición se inicia en los extremos al pie del cimacio.

Tanto los radios como los ángulos que forman los arcos deben cumplir las condiciones de Hiriart\*, obtenidas con base en la experiencia. Estas condiciones de radios y ángulos y su disposición se muestran en la figura (3.5).

Para fijar las dimensiones preliminares, se utilizaron relaciones obtenidas de estructuras similares construidas y que han dado resultados satisfactorios.

\*Ref. (5)

COORDENADAS DEL CIMACIO		
Md = 8.23 m		
PUNTO	X (m)	Y (m)
1	0.000	1.037
2	1.645	0.054
3	2.469	0.000
4	4.946	0.508
PT.	12.046	5.311
O <sub>1</sub>	1.962	2.452
O <sub>2</sub>	2.469	6.296
O <sub>3</sub>	-3.958	21.315
R <sub>1</sub> = 2.419 m	∠ <sub>1</sub> = 46°40'18"	
R <sub>2</sub> = 6.296 m	∠ <sub>2</sub> = 7°31'00"	
R <sub>3</sub> = 22.633 m	∠ <sub>3</sub> = 23°10'00"	

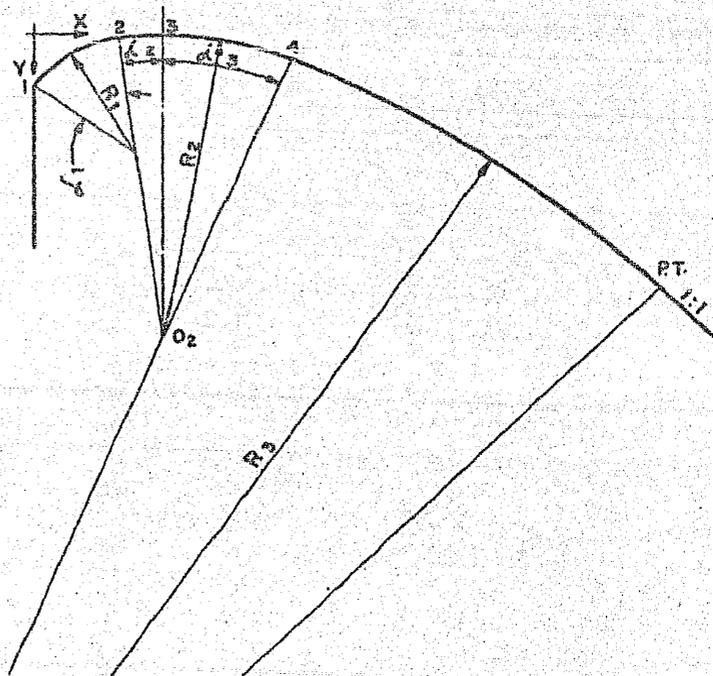
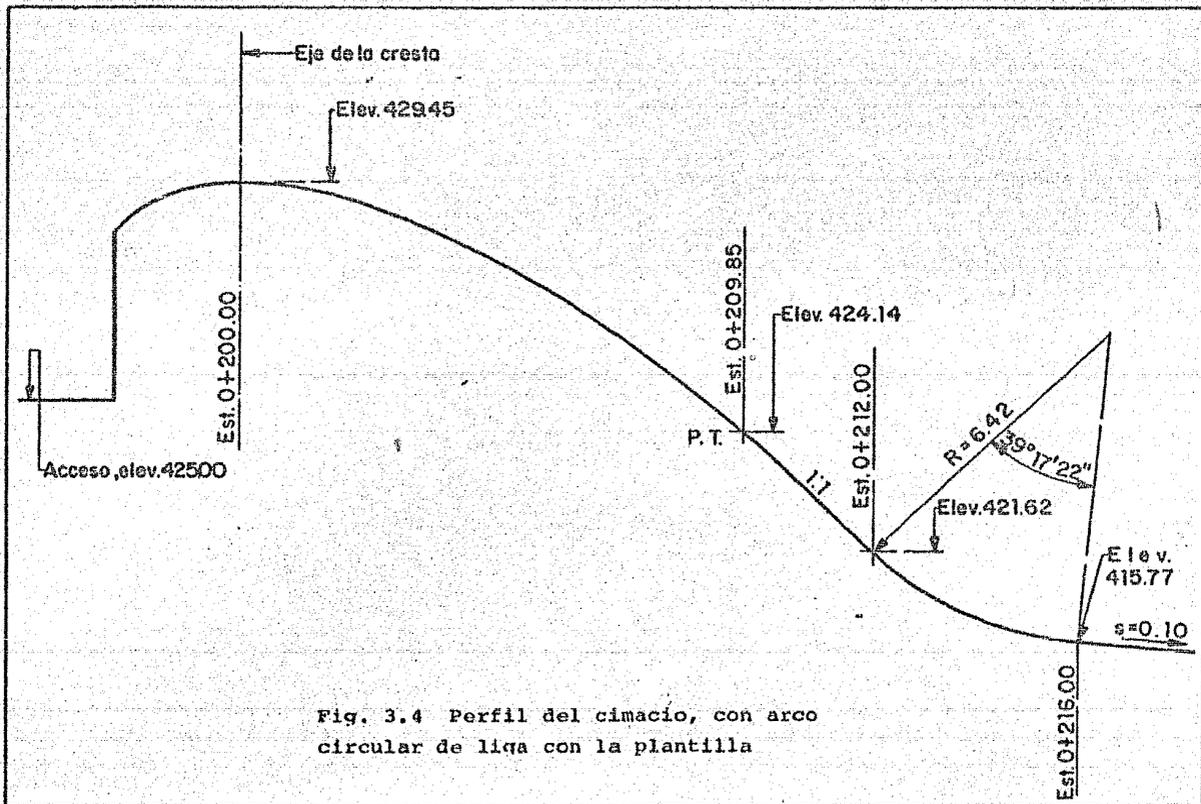


Fig. 3.3 Geometría del cimacio



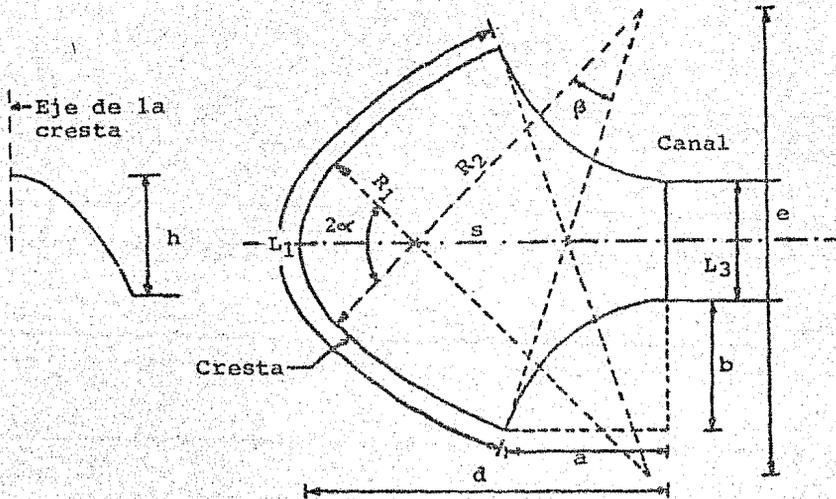


Fig. 3.5

Condiciones de Hiriart

$$1.00 < \frac{\alpha}{\beta} < 2.50$$

$$2.50 < \frac{R_2}{R_1} < 5.00$$

$$1.25 < \frac{a}{b} < 1.75$$

El significado de cada parámetro se indica a continuación:

- $L_1$  = longitud de la cresta, en m
- $R_1$  = radio del arco central de la cresta, en m
- $R_2$  = radio de los arcos laterales de la cresta, en m
- $2\alpha$  = ángulo total del arco central, en grados
- $\beta$  = ángulo de los arcos laterales, en grados
- $L_3$  = ancho del canal de descarga, en m
- $s$  = pendiente de la rápida en la zona de transición
- $d$  = longitud de la transición, medida sobre el eje del vertedor, en m
- $e$  = ancho de la transición, en m

Algunas de estas relaciones se muestran en la siguiente -  
 tabla:

Presa	$L_1/h$	$R_1/L_1$	$\alpha$	$R_2/L_1$	$\beta$	$L_3/L_1$	S
Presidente							
Adolfo López	23.7	0.273	76°	0.763	24°	0.219	0.10
Mateos (Humaya)							
Mocúzari	53.8	0.179	80°	0.952	20°30'	0.273	0.06
Miguel Hidalgo	65.8	0.218	80°	0.568	32°30'	0.223	0.06

Los parámetros que definen la geometría en planta de la -  
 cresta del vertedor de "Chilatán" son los siguientes:

$$\alpha = 25^\circ$$

$$\beta = 22^\circ$$

$$R_1 = 33.35\text{m}$$

$$R_2 = 157.43\text{m}$$

$$s = 0.10$$

$$L_3 = 50\text{m}$$

Estos parámetros cumplen con las condiciones antes mencio -  
 nadas.

El eje de la obra de excedencias tiene por coordenadas las -  
 siguientes: punto 1 (N37+818, W65+159) y punto 2 (N37+500, -  
 W65+156). Para localizar puntos característicos de la obra  
 de excedencias se definió para el punto 1 la estación 0+150-

y para el punto 2 la estación 0+468.

El punto central de la cresta vertedora está ubicado en la estación 0+200. Con éste y con los valores de los parámetros antes mencionados se obtienen los centros de los arcos, así como sus coordenadas correspondientes, ver figura (3.6).

### 3.3 Arcos del abanico

Los arcos del abanico limitan lateralmente la transición. Esta transición, como se mencionó anteriormente, liga el pie del cimacio, en sus extremos, con el canal de descarga.

El criterio para delinear la transición en planta, se basa en la intersección de un plano inclinado con un tronco cónico. Se sabe que dicha intersección es un segmento de elipse. Dado que es un tanto difícil encontrar el foco de la elipse para delinear la transición, se utilizó la geometría descriptiva. Los elementos utilizados en la obtención del segmento de elipse son: dos planos paralelos horizontales a determinadas elevaciones, los cuales limitan al tronco cónico y dos puntos conocidos del plano inclinado, contenidos en la intersección.

Se propuso que los muros de la transición y del canal de descarga tuviesen un talud  $k = 0.5$ .

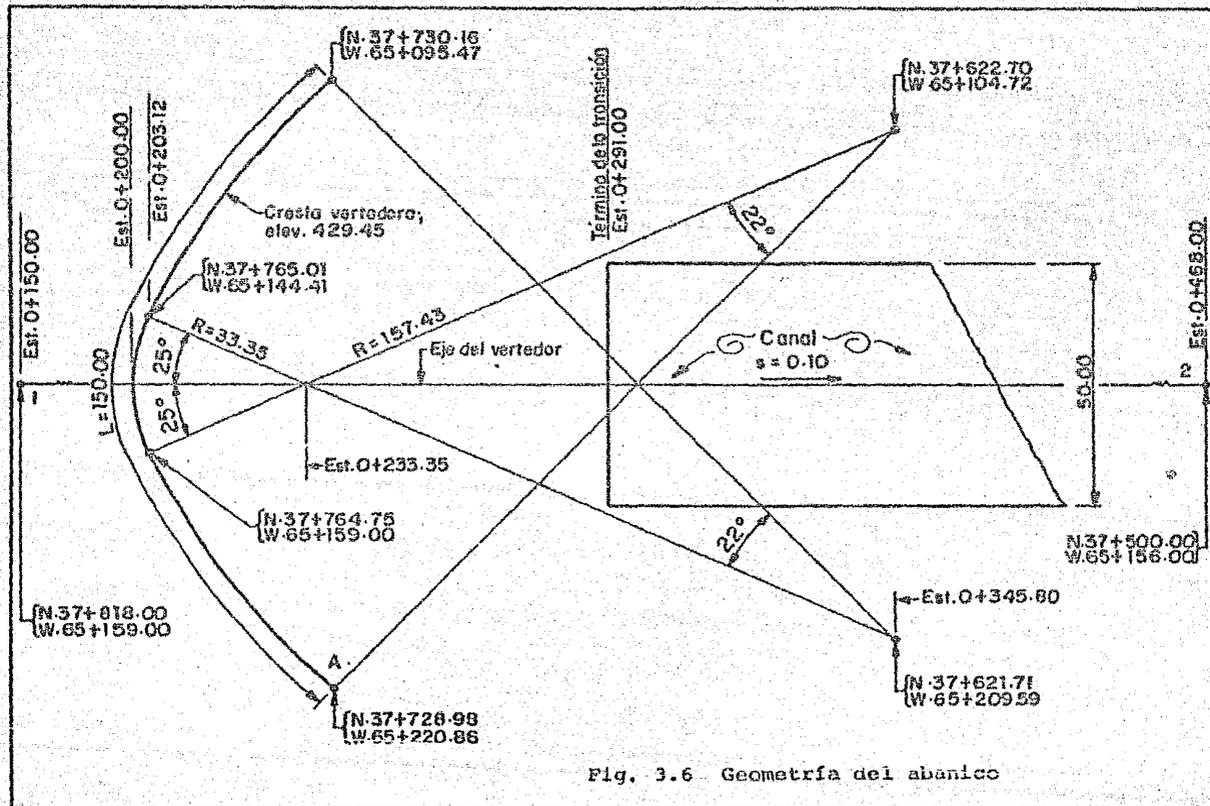


Fig. 3.6 Geometría del abanico

A continuación se explica brevemente la manera de obtener el segmento mencionado.

Primeramente se tuvo que ubicar el punto C, que corresponde al pie del cimacio en el extremo de uno de los arcos del abanico, ver figura (3.7).

Con la diferencia de elevaciones entre el pie (punto C), la cresta del cimacio (punto A) y conocido el talud (K), se obtiene la proyección en planta que corresponde al segmento BC, el segmento AB se determina mediante la diferencia de estaciones entre el pie del cimacio (Est. 0+216) y la cresta del vertedor (Est. 0+200), ver figura (3.7). Con los segmentos AB y BC se obtiene el segmento AC. La magnitud de los segmentos es:

$$BC = 4.84\text{m}$$

$$AB = 16\text{m}$$

$$AC = 16.72\text{m}$$

De la figura (3.7), se deduce que el ángulo que forma el segmento AC con una línea perpendicular al eje del vertedor es:

$$\theta = 43^\circ - \tan^{-1} \frac{4.84}{16} = 26.1624^\circ$$

De lo anterior, la proyección del segmento AC al eje del vertedor es:

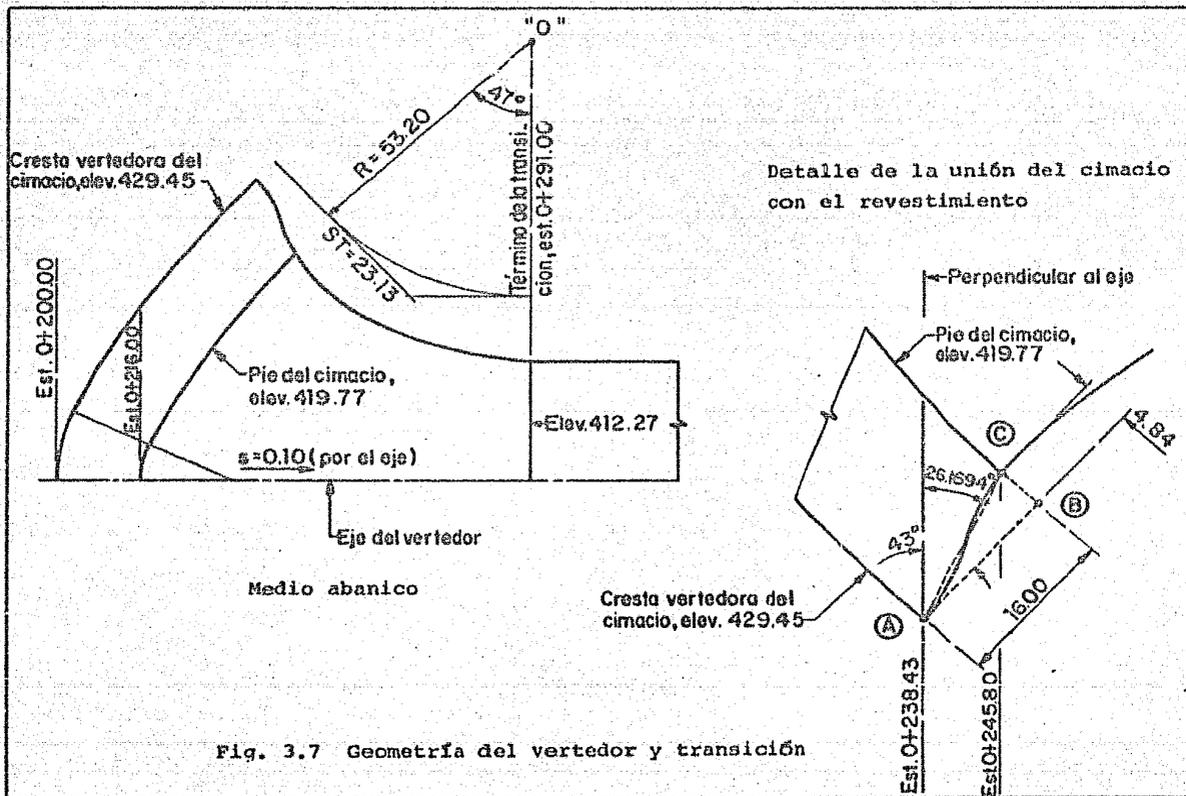


Fig. 3.7 Geometría del vertedor y transición

$$AC = 16.72 \text{ sen } 26.1694^\circ$$

La proyección de AC al eje del vertedor es 7.37m

Conocida la estación del punto A y el valor de la proyección al eje del vertedor del segmento AC, se obtiene la estación del punto C de la siguiente forma:

$$\text{Est}_C = \text{Est}_A + 0+238.43 + 7.37 = 0+245.80$$

Conocida la estación y la elevación de los puntos C y D, que están contenidos en el plano inclinado y que pertenecen a la intersección antes mencionada, se obtiene la pendiente de dicho plano. La elevación y la estación de dichos puntos es:

Punto	Estación	Elevación
C	0+245.80	419.77
D	0+291.00	412.27

La pendiente tiene el siguiente valor:

$$S (\text{pendiente}) = \frac{419.77 - 412.27}{(0+291.00) - (0+245.80)} = 0.1659$$

Las elevaciones de los dos planos paralelos antes mencionados son: 440msnm, correspondiente a la corona de la presa y 412.27msnm, correspondiente al inicio del canal de descarga.

La subtangente y el ángulo de inflexión del arco circular, que se forma con la intersección del plano horizontal superior y el cono, se obtiene mediante dos líneas rectas, una paralela al eje de la obra de excedencias y la otra paralela al radio de uno de los arcos extremos de la cresta del cimacio, ambas localizadas en la elevación 440msnm. Los valores de la subtangente y el ángulo de inflexión se muestran en la figura (3.7). Con estos valores se obtienen el radio y el centro del arco del círculo, punto "O", a partir del cual se miden todos los radios para delinear la curva de intersección, ver figura (3.7).

Para obtener diferentes puntos del plano inclinado se seleccionaron estaciones comprendidas entre las estaciones 0+245.80 y 0+219.00 y conocida la pendiente del plano, se determinaron sus correspondientes elevaciones. A continuación se indican tanto las estaciones seleccionadas como sus elevaciones.

Estación	Elevación
0+245.80	419.77
0+250.00	419.07
0+260.00	417.41
0+262.00	417.25
0+270.00	415.75
0+280.00	414.10
0+290.00	412.44
0+291.00	412.27

Con los resultados obtenidos se procedió a calcular las proyecciones en planta entre el nivel 440msnm y las elevaciones obtenidas anteriormente. A estas proyecciones se les agregó el valor del radio (53.20m), a continuación se muestran los resultados obtenidos:

Elev. Corona msnm	Elevación msnm	Talud	Proyección m	R + Proyección m
440	419.77	0.5:1	10.12	63.32
440	419.07	0.5:1	10.47	63.67
440	417.41	0.5:1	11.30	64.50
440	417.25	0.5:1	11.38	64.58
440	415.75	0.5:1	12.13	65.33
440	414.10	0.5:1	12.95	66.15
440	412.44	0.5:1	13.78	66.98
440	412.27	0.5:1	13.87	67.07

Con los valores de la última columna y las estaciones correspondientes se procedió a dibujar la transición de la plantilla, ver figura (3.7).

#### 3.4 Canal de descarga

Para la geometría del canal de descarga, con base en la topografía y tipo de material en el que se ubica, se propuso una sección trapecial con las siguientes características: ancho de plantilla de 50m, talud de los muros de 0.5:1 y altura de banqueta de 9m, ver figura (3.8).

La longitud del canal es de 60m y se encuentra entre las

estaciones 0+291 y 0+351..

Cabe señalar que posteriormente, se revisó si esta geometría era adecuada, con base en los cálculos hidráulicos que permiten definir el perfil del flujo a lo largo del canal.

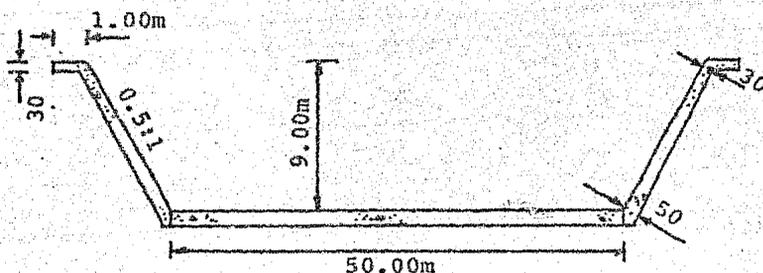


Fig. 3.8 Sección transversal tipo del canal de descarga

### 3.5 Estructura disipadora y canal de salida

La estructura disipadora propuesta consiste en una cubeta de lanzamiento o salto de esquí, que se inicia en la Est. 0+351- y termina en la Est. 0+368.66, teniendo un ancho de plantilla de 50m y un ángulo de salida de 25°. Su desplante está en la elevación 404msnm, y su nariz está en la elevación 409.02msnm. La cubeta de lanzamiento consta de un dentellón de 6m. La geometría de la cubeta de lanzamiento se muestra en la figura (3.9).

La geometría se revisará hidráulicamente, para verificar si se produce el despegue del agua, para el gasto de diseño y -

un 10% del mismo.

El canal de salida, tiene un ancho de 60m, y sus lados tienen un talud 1:1, con una longitud promedio de 130m. En la plantilla se tiene un enrocamiento de protección con un espesor de 2m y una longitud aproximada de 20m a partir de la terminación de la cubeta deflectora. La pendiente del canal de salida es de 0.02.

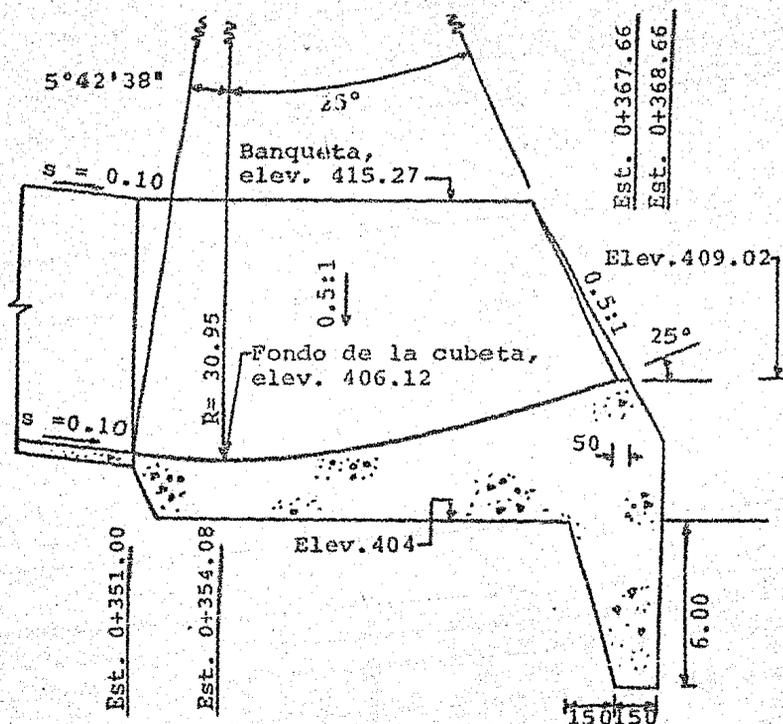


Fig. 3.8 Geometría de la cubeta deflectora

#### IV CALCULO HIDRAULICO

Se realiza el cálculo hidráulico a lo largo de la obra de excedencias con la finalidad de obtener un perfil teórico del agua, y poder comparar los resultados obtenidos con la geometría propuesta en el capítulo III, y modificarla en su caso.

Las velocidades y tirantes en los escurrimientos a superficie libre se ajustan a los principios de la conservación de la energía en la forma expresada por el Teorema de Bernoulli, que dice: " la energía por unidad de peso de una corriente en una sección transversal es igual a la energía absoluta en una sección aguas abajo más las pérdidas ".

Para aplicar el Teorema de Bernoulli a lo largo de un canal, es necesario hacer las consideraciones siguientes: se acepta una distribución hidrostática de presión; la distribución de velocidades es uniforme y no cambia de una sección a otra - sección; la pérdida más importante es la de fricción; no se considera el arrastre de aire (que ocasiona una sobreelevación de la superficie libre del agua); el líquido es incompresible y no existen cambios de energía interna en las partículas del fluido.

En las estructuras hidráulicas con escurrimiento a superficie libre que presentan cambios en su sección y velocidades considerables, se provocan turbulencias que se manifiestan como ondulaciones que se denominan ondas y pueden ser cruzadas o estacionarias.

Las consideraciones anteriores permiten la aplicación del Teorema de Bernoulli, sin embargo los resultados así obtenidos sólo son aproximados.

En el caso de la obra de excedencias de la presa "Chilatán", por sus características geométricas, los resultados que se obtienen en el cálculo hidráulico son aún más alejados de la realidad, sin embargo, no existe otro procedimiento de cálculo que no haga las consideraciones anteriores y nos permita estimar la altura real de la superficie libre del agua y en consecuencia, la altura que deben tener los revestimientos a lo largo de la obra de excedencias.

Considerando lo anterior y aplicando el Teorema de Bernoulli a lo largo del eje de la obra de excedencias, a partir del canal de acceso hasta el inicio de la estructura disipadora, estaciones 0+197 y 0+351 respectivamente, se obtiene el perfil de la superficie libre del agua.

Se harán cálculos intermedios en las estaciones 0+216, 0+256 y 0+296. En todos los cálculos se considera que el plano horizontal de comparación está en la elevación 404msnm.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores se procede a realizar los cálculos necesarios.

#### 4.1 Cimacio

Cálculo de la energía entre la estación 0+197 (acceso al vertedor) y la estación 0+216 (pie del cimacio). El cálculo se hará empleando el gasto unitario (  $q$  ).

La energía por unidad de peso del agua que fluye en la estación 0+197 es:

$$E_{\text{est.0+197}} = E_1 = z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g}$$

en donde:

$z_1$  = carga de posición en metros; por convención es la elevación de la plantilla del canal

$y_1$  = carga de presión en metros; que resulta igual al tirante de agua

$$\frac{v_1^2}{2g} = \text{carga de velocidad en metros; que se considera despreciable}$$

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

Sustituyendo las elevaciones correspondientes en la ecuación anterior se tiene:

$$E_1 = (425 - 404) + (437.68 - 425) = 33.68\text{m}$$

La energía en la estación 0+216 es:

$$E \text{ est. } 0+216 = E_2 = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g}$$

Se debe cumplir que  $E_1 = E_2 + hf$ , en donde  $hf$  es la pérdida de carga por fricción entre dichas estaciones. En este caso se considera que su valor sea un 10% de la carga de velocidad en la estación 0+216 (pie del cimacio); por lo que la ecuación queda expresada en la siguiente forma:

$$E_2 = z_2 + y_2 + 1.10 \frac{v_2^2}{2g}$$

en donde:

$$z_2 = 419.77 - 404 = 15.77\text{m}$$

$$y_2 = y_2' \cos \theta : \text{carga de presión}$$

$$y_2' = \text{tirante normal a la plantilla del canal, como se muestra en la figura (4.1)}$$

A partir de esta estación, la carga de presión no es el tirante  $y'$ , debido a que la presión que se provoca en un punto de la plantilla del canal, es debida al peso de una columna del líquido normal a la plantilla, con lo cual la altura representativa de la carga de presión resulta ser la proyec -

ción del tirante  $y'$ , sobre una normal al plano horizontal de comparación ( $y' \cos \theta$ ).

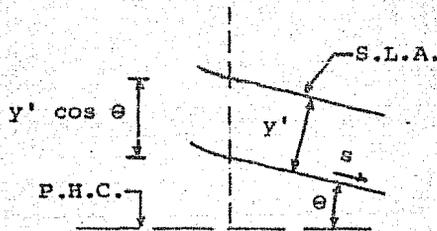


Fig. 4.1

Sustituyendo se tiene:

$$33.68 = 15.77 + y_2' \cos \theta + 1.10 \frac{v_2^2}{2g} \quad (1)$$

La expresión para calcular el gasto unitario es:

$$q = \frac{Q}{b}$$

Sustituyendo para;

$$Q \text{ (gasto)} = 7000 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$b \text{ (ancho de plantilla)} = 140.32 \text{ m}$$

resulta:

$$q = \frac{7000}{140.32} = 49.886 \text{ m}^3/\text{s/m}$$

La velocidad en esta sección se obtiene con la siguiente expresión:

$$v = \frac{q}{y_2'}$$

Sustituyendo en (1), se tiene:

$$33.68 \pm 15.77 + y_2' \cos \theta + 1.10 \frac{q^2}{2g(y_2')^2}$$

en donde:  $\theta = \tan^{-1} 0.10 = 5.7106^\circ$

Se desconoce el valor de  $y_2'$ ; el cual se encuentra mediante tanteos; para:

$$y_2' = 3.072\text{m} \quad \text{resulta} \quad E_2 + hf \pm 33.68\text{m}$$

por lo que se consideran igualadas las energías. Las características hidráulicas en la est.0+216 resultan:

$$Q = 7000\text{m}^3/\text{s}$$

$$A_2 = (140.32 + 0.5 \times 3.072) \times 3.072 = 435.712\text{m}^2$$

$$Pm_2 = 140.32 + 2 \times 3.072 \times \sqrt{1 + 0.5^2} = 147.189\text{m}$$

$$Rh_2 = \frac{435.712}{147.189} = 2.96\text{m}$$

$$v_2 = \frac{7000}{435.712} = 16.066\text{m/s}$$

$$\frac{v_2^2}{2g} = \frac{16.066^2}{19.62} = 13.155\text{m}$$

#### 4.2 Transición y canal de descarga

Cálculo de la energía entre las estaciones 0+216 y 0+256. -

Se debe cumplir que:

$$E_2 \pm E_{\text{est.0+256}} + hf = E_3 + hf$$

$$E_2 \pm 15.77 + 3.072 \cos 5.7106^\circ + 13.155 = 31.98\text{m}$$

$$E_2 \pm E_3 + hf$$

Sustituyendo en la ecuación anterior las elevaciones correspondientes, se tiene:

$$31.98 \approx (415.77 - 404) + y_3^i \cos \theta + \frac{v_3^2}{2g} + hf$$

en donde  $hf = \frac{1}{2} (Sf_2 + Sf_3) \Delta x$ \*, en la que  $Sf_2$  y  $Sf_3$  son las pendientes del gradiente hidráulico en las estaciones 0+216- y 0+256 respectivamente; las cuales pueden calcularse con la fórmula de Manning\*\*, de la siguiente manera:

$$Sf_i = \left( \frac{v_i n}{Rh_i^{2/3}} \right)^2 \quad \text{o bien} \quad Sf_i = \left( \frac{v_i}{Rh_i^{2/3}} \right)^2 n^2$$

en donde:

- $v_i$  = velocidad en la estación considerada
- $Rh_i$  = radio hidráulico en la estación considerada
- $n$  = coeficiente de rugosidad del concreto según Manning, y se considera igual a 0.015

Iguando las energías  $E_2$  y  $E_3 + hf$  y tomando en cuenta lo anterior, se tiene:

$$31.98 \approx 11.77 + y_3^i \cos \theta + \frac{v_3^2}{2g} + \frac{1}{2} (Sf_2 + Sf_3) \Delta x \quad (2)$$

en donde:

$$Sf_2 = \left( \frac{16.066}{2.960^{2/3}} \right)^2 n^2 = 60.723 \times 0.015^2 = 0.0137$$

$$Sf_3 = \left( \frac{v_3}{Rh_3^{2/3}} \right)^2 n^2$$

$$\Delta x = 40m$$

\*Ref. (7)

\*\*Idem.

Sustituyendo en (2) se tiene:

$$31.98 \doteq 11.77 + y_3' \cos\theta + \frac{v_3^2}{2g} + \frac{1}{2} (0.0137 + Sf_3) \times 40$$

Se desconoce el valor de  $y_3'$ ; el cual se encuentra mediante tanteos; para:

$$y_3' = 5.27\text{m} \quad \text{resulta} \quad E_3 + hf \doteq 31.99\text{m}$$

por lo que se consideran igualadas las energías. Las características hidráulicas en la est. 0+256 resultan:

$$\begin{aligned} Q &= 7000\text{m}^3/\text{s} \\ A_3 &= 414.527\text{m}^2 \\ Pm_3 &= 85.873\text{m} \\ Rh_3 &= 4.827\text{m} \\ v_3 &= 16.887\text{m/s} \\ \frac{v_3^2}{2g} &= 14.534\text{m} \\ Sf_3 &= 0.0081 \end{aligned}$$

Cálculo de la energía entre las estaciones 0+256 y 0+296. -  
Se debe cumplir que:

$$E_3 \doteq E \text{ est. } 0+296 + hf = E_4 + hf$$

Al igualar las energías  $E_3$  y  $E_4 + hf$  se hacen las mismas consideraciones teóricas anteriores y, sustituyendo las elevaciones correspondientes se tiene la siguiente ecuación:

$$31.54 \doteq 7.77 + y_4' \cos\theta + \frac{v_4^2}{2g} + \frac{1}{2} (Sf_3 + Sf_4) \Delta x \quad (3)$$

en donde:

$$Sf_3 = 0.0081$$

$$\Delta x = 40m$$

Sustituyendo en (3) se tiene:

$$31.54 \doteq 7.77 + y_4' \cos\theta + \frac{v_4^2}{2g} + \frac{1}{2} (0.0081 + Sf_4) \times 40$$

Se desconoce el valor de  $y_4'$ ; el cual se encuentra mediante tanteos; para:

$$y_4' = 7.32m \quad \text{resulta} \quad E_4 + hf \doteq 31.53m$$

por lo que se consideran igualadas las energías. Las características en la est. 0+296 resultan:

$$Q = 7000m^3/s$$

$$A_4 = 392.734m^2$$

$$Pm_4 = 66.366m$$

$$Rh_4 = 5.918m$$

$$v_4 = 17.824m/s$$

$$\frac{v_4^2}{2g} = 16.19m$$

$$Sf_4 = 0.0067$$

Cálculo de la energía entre las estaciones 0+296 y 0+351. -

Se debe cumplir que:

$$E_4 \doteq E_{\text{est.0+351}} + hf = E_5 + hf$$

Al igualar las energías  $E_4$  y  $E_5 + hf$  se hacen las mismas consideraciones teóricas anteriores y, sustituyendo las elevaciones correspondientes se tiene la siguiente ecuación:

$$31.24 \doteq 2.27 + y_5' \cos\theta + \frac{v_5^2}{2g} + \frac{1}{2} (Sf_4 + Sf_5) \Delta x \quad (4)$$

en donde:

$$Sf_4 = 0.0067$$

$$\Delta x = 55\text{m}$$

Sustituyendo en (4) se tiene:

$$31.24 \doteq 2.27 + y_5^i \cos \theta + \frac{v_5^2}{2g} + \frac{1}{2} (0.0067 + Sf_5) \times 55$$

Se desconoce el valor de  $y_5^i$ ; el cual se encuentra mediante tanteos; para:

$$y_5^i = 6.31\text{m} \quad \text{resulta} \quad E_5 + hf \doteq 31.26\text{m}$$

por lo que se consideran igualadas las energías. Las características en la est.0+351 resultan:

$$Q = 7000\text{m}^3/\text{s}$$

$$A_5 = 335.295\text{m}^2$$

$$Pm_5 = 64.105\text{m}$$

$$Rh_5 = 5.23\text{m}$$

$$v_5 = 20.877\text{m/s}$$

$$\frac{v_5^2}{2g} = 22.215\text{m}$$

$$Sf_5 = 0.011$$

## 4.3 Estructura terminal

Se revisará el despegue del agua en la cubeta de lanzamiento. Según Elevatorski\*, la condición para que se presente el despegue es la siguiente:

$$T_{cm} > J + t_c$$

en donde:

$T_{cm}$  = tirante conjugado mayor

$J$  = diferencia de elevaciones entre la nariz y  
y el fondo de la cubeta

$t_c$  = tirante crítico

Según Elevatorski si no despega la lámina se presentará un resalto en que el tirante conjugado mayor se considera se presenta en el fondo de la cubeta de lanzamiento y el conjugado menor es el tirante al inicio de la misma; el  $T_{cm}$  se calcula mediante la siguiente expresión:

$$T_{cm} = \frac{t_5}{2} \left( \sqrt{1 + 8 F^2} - 1 \right) \quad (5)$$

en donde:

$$t_5 = 6.31, \text{ ver hoja ( 52 )}$$

$$F^2 = \frac{v^2}{t_5 g}$$

Sustituyendo los valores correspondientes se tiene:

$$F_5^2 = \frac{20.877^2}{6.31 \times 9.81} = 7.041$$

\*Ref. ( 2 )

$$T_{cm} = \frac{6.31}{2} \left( \sqrt{1 + 8 \times 7.041} - 1 \right) = 20.73m$$

$$J = 409.02 - 406.116 = 2.904m$$

Cálculo del tirante crítico ( $t_c$ )

Según el método de Agroskin\*, el tirante crítico para una sección trapecial se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$t_{cu} = \left( 1 - \frac{\sqrt{m}}{3} + 0.105 \sqrt{m^2} \right) t_{cu} \quad (6)$$

en donde:

$$\sqrt{m} = \frac{m t_{cu}}{b}$$

$m = k$  (talud)

$b =$  ancho del canal

$t_{cu} =$  tirante crítico en una sección rectangular

Se sabe que:

$$t_{cu} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \text{y} \quad q = \frac{Q}{b};$$

en este caso los datos son:

$$m = 0.5$$

$$b = 50m$$

$$Q = 7000m^3/s$$

Sustituyendo en las expresiones anteriores se tiene:

$$q = \frac{7000}{50} = 140m^3/s/m$$

\*Ref. ( 4 )

$$t_{cu} = \sqrt[3]{\frac{140^2}{9.81}} = 12.56\text{m}$$

$$\nabla = \frac{0.5 \times 12.56}{50} = 0.13$$

Sustituyendo en la ecuación (6), se tiene:

$$t_{cu} = (1 - \frac{0.13}{3} + 0.105 \times 0.13^2) \times 12.56 = 12.05\text{m}$$

Se debe cumplir que  $T_{cm} > J + t_c$  y sustituyendo los valores encontrados se tiene:

$$T_{cm} = 20.73\text{m}$$

$$J + t_c = 15.46\text{m}$$

$$20.73 > 15.46$$

por lo que para el gasto máximo se presenta el despegue.

La longitud del salto se calcula con la fórmula del tiro parabólico, modificada por Elevatorski, que es la siguiente:

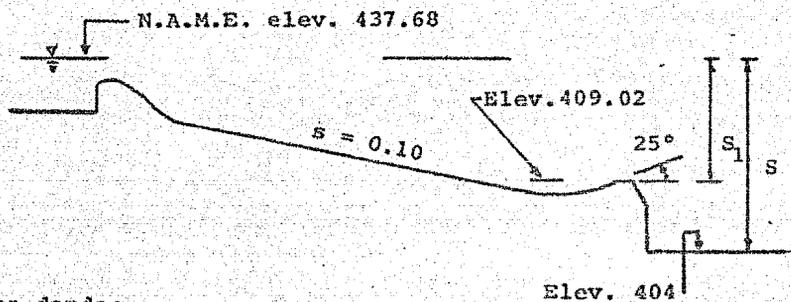
$$L = 2\phi^2 n S \cos\theta \left( \sin\beta + \sqrt{\sin^2\beta + \frac{T_{cm} \cos\beta + 2S(1-n)}{2\phi^2 n S}} \right) \quad (7)$$

en donde:

$$n = \frac{S_1}{S}$$

$\phi$  = variable entre 0.8 y 1

$\beta$  = ángulo de salida de la nariz de la cubeta de lanzamiento;  $S_1$  y  $S$  se muestran en la siguiente figura



en donde:

$$S_1 = 437.68 - 409.02 = 28.66\text{m}$$

$$S = 437.68 - 404 = 33.68\text{m}$$

Por lo que el valor de  $n$  resulta:

$$n = \frac{28.66}{33.68} = 0.85$$

Se utiliza  $\phi = 0.9$ , y el ángulo de salida de la cubeta es  $\rho = 25^\circ$ , así:

$$\text{sen } 25^\circ = 0.4226$$

$$\text{cos } 25^\circ = 0.9063$$

Sustituyendo estos valores en la fórmula (7), la longitud del salto resulta:

$$L = 55.40\text{m}$$

Revisión del despegue del agua en la cubeta para un 10% del-gasto máximo.

$$10\% \text{ de } Q = 0.10 \times 7000 = 700\text{m}^3/\text{s}$$

De la fórmula de vertedores:

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

en donde:

$$Q = 700\text{m}^3/\text{s}$$

$$L = 150\text{m}$$

$$C = 1.977$$

despejando H de la ecuación anterior, se tiene:

$$H = \left( \frac{Q}{CL} \right)^{2/3}$$

Sustituyendo los valores anteriores se tiene:

$$H = \left( \frac{700}{1.977 \times 150} \right)^{2/3} = 1.773\text{m}$$

en donde H resulta ser la carga sobre la cresta.

El cálculo de los tirantes a lo largo del canal de descarga-se hace en las mismas estaciones que para el gasto máximo,- y siguiendo el mismo criterio.

Las características hidráulicas en la est.0+351 resultaron;

$$Q = 700\text{m}^3/\text{s}$$

$$A_5 = 44.387\text{m}^2$$

$$Pm_5 = 51.968\text{m}$$

$$Rh_5 = 0.857\text{m}$$

$$v_5 = 15.77\text{m}/\text{s}$$

$$\frac{v_5^2}{2g} = 12.678\text{m}$$

Revisión del despegue del agua en la cubeta de lanzamiento.

Se siguió el mismo procedimiento que para el gasto máximo, y se encontró que para el 10% del mismo, se presenta el despegue del agua en la cubeta.

La longitud del salto se calcula de la misma forma que para el gasto máximo, resultando una longitud de:

$$L = 20.46m$$

#### 4.4 Necesidad y características del modelo hidráulico

Como se ha visto, en la realización de los cálculos correspondientes para la obtención de las características hidráulicas en cada sección se utilizó el Teorema de Bernoulli. Igualando las energías de cada sección, se obtuvo una ecuación en cada caso y se trató de cumplirla mediante tanteos. En cada sección se utilizaron algunas de las hipótesis simplificadoras usuales en este tipo de proyectos, las cuales se mencionan a continuación.

Entre las estaciones 0+197 y 0+216 se supuso una sección rectangular; siendo la sección en la cresta en realidad trapezoidal y con eje curvo. Lo mismo ocurre al pie del cimacio. Las pérdidas entre estas secciones se consideraron igual a un 10% de la carga de velocidad en la estación 0+216; cabe aclarar que existe una gráfica propuesta por el U.S.B.R. con la-

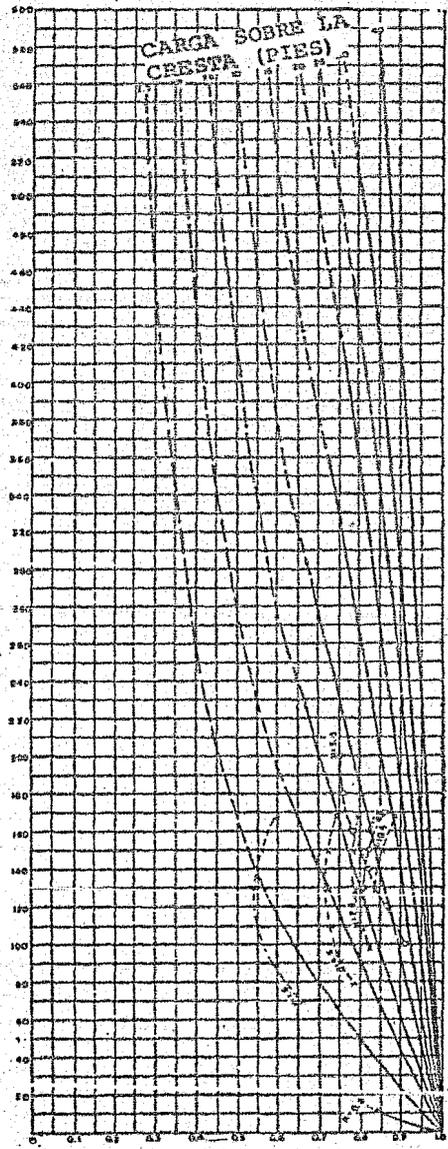
que se puede obtener el tirante al pie del cimacio, la cual para el presente trabajo no se utilizó por la restricción planteada en la misma gráfica, figura (4.2); sin embargo aún utilizándola, el tirante obtenido así es teórico.

Entre las estaciones 0+216 y 0+256 se supuso que el flujo llega normal a la sección transversal en la estación 0+256, siendo que en realidad el flujo llega de muchas direcciones en forma convergente. La plantilla, según se muestra en los planos (3 y 5), es curva; sin embargo esto no se tomó en consideración, así como tampoco se consideraron las pérdidas por reducción entre estas estaciones (que, en realidad, deben ser muy pequeñas).

Entre las estaciones 0+256 y 0+296, en la plantilla va desapareciendo la curvatura en secciones transversales al eje hasta llegar a ser horizontal; estos cambios no se consideran, así como tampoco se consideran las pequeñas pérdidas por reducción entre las mismas.

Entre las estaciones 0+296 y 0+351 se tiene un canal trapecial en el cual la aplicación del Teorema de Bernoulli es aceptable. Para la cubeta deflectora se revisó que existiera despegue del líquido para el gasto total y el gasto reducido (un 10% del gasto total), lo cual se cumple en teoría para el presente trabajo, sin embargo, se supone se presenta el conjugado menor de un salto hidráulico al inicio de la cubeta y se compara su respectivo conjugado mayor con la

Z = diferencia entre el nivel máximo del agua y el pie del cimacio(pies)



$\frac{v}{v_t}$  (real)  
 $v_t$  (teórica)

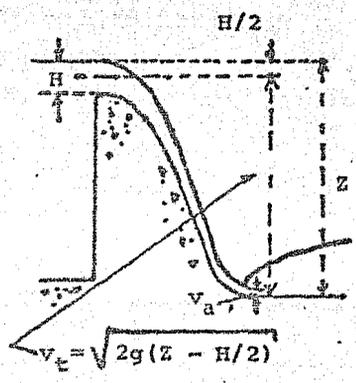


Fig. 4.2 Curvas para de terminar la velocidad al pie del cimacio, con pendiente 0.8:1 a 0.6:1

suma del tirante crítico, que se supone se presenta en la nariz y un parámetro  $J$  cuyo valor es la diferencia entre la elevación de la nariz y la elevación del fondo de la cubeta. Según se muestra en los cálculos hidráulicos, se debe cumplir que  $(T_{cm} > J + t_c)$ , sin tomar en cuenta los rangos de variación.

Se calcula la longitud del salto del líquido de la cubeta con una expresión algebraica obtenida con base en ensayos de laboratorio, la cual da buenos resultados en la práctica. A pesar de esto, no deja de ser un resultado que únicamente se acerca a la realidad.

Debido a todo lo anterior, se hace necesario verificar los resultados teóricos obtenidos mediante un modelo, que permitirá ajustar las características geométricas propuestas acercándose a la realidad: sin embargo, como se indicará a continuación, el modelo sólo nos permitirá visualizar el problema tridimensional bajo las restricciones impuestas por el mismo modelo. A continuación se mencionan algunas de las características de un modelo hidráulico.

Un modelo físico es una reproducción a escala lo más cercana a la realidad, de algún objeto o fenómeno, para tener una representación, de ser posible cuantitativa, aunque a veces sólo cualitativa, de ciertas características de su funcionamiento.

Los motivos por los cuales se acude a modelos son esencialmente:

- 1) Que el modelo es muchísimo menos costoso que el prototipo que se intenta representar, y puede construirse por anticipado.
- 2) Que el modelo, correctamente realizado, es más fácil de operar que el prototipo.
- 3) Que el modelo permite una serie de modificaciones y correcciones en su geometría y dimensiones que sería imposible o muy caro realizar en el prototipo.
- 4) Que en el modelo resulta más fácil y económico que en el prototipo variar determinadas condiciones de operación.

Para que un modelo sea válido, es necesario que sea "semejante" a su prototipo. Este término se emplea en el sentido de que tiene que existir una correspondencia entre los dos sistemas, según leyes perfectamente conocidas, que permita construir de manera unívoca el modelo conociendo el prototipo, - y que permita obtener de las mediciones de determinadas variables, llevadas a cabo en el modelo, los valores que las mismas variables adquieren en el prototipo. Se hablará de "semejanza geométrica", "semejanza mecánica", etc. Si entre las magnitudes de ambos sistemas, prototipo y modelo, existen relaciones numéricas bien definidas, a las que se les da el nombre de "escalas". Se tendrán así escalas de longitudes, escalas de áreas, escalas de fuerzas, de tiempos, de velocidades, de gastos, etc.

Si entre prototipo y modelo existe una escala de longitudes, una de masas y una de tiempos definidos unívocamente, y si todas las magnitudes compuestas varían según las escalas que resultan de la combinación de sus componentes en el sistema-longitud-masa-tiempo, es evidente que todo producto adimensional (números puros) conservará en modelo y prototipo el mismo valor.

El primer paso para proyectar un modelo es por tanto definir cuáles números adimensionales son los importantes, para imponer que el valor que ellos adquieran en el prototipo lo conserven en el modelo.

Entre los tipos de modelos físicos que interesan al ingeniero civil, los principales son los elásticos y los hidráulicos; en éstos, el agua escurre a través de la obra, y cómo varíe su movimiento en relación con la forma de la obra, es la pregunta a la cual el modelo tiene que contestar.

Por lo anterior se debe construir un modelo hidráulico de la obra de excedencias de la presa "Chilatán" para verificar en él su buen funcionamiento o, en su caso, proyectar las modificaciones necesarias.

## V DISEÑO ESTRUCTURAL

Ante las solicitaciones a que pueden estar sometidos los elementos estructurales de la obra de excedencias es necesario hacer un análisis estructural de éstos.

Los elementos que se analizan estructuralmente son el cimacio y los muros que forman parte del revestimiento.

### 5.1 Análisis de la estabilidad del cimacio

Para el análisis de la estabilidad del cimacio se hacen las consideraciones siguientes:

- a) El cimacio es una sección gravedad.
- b) Se analiza por secciones y la parte más gruesa del cimacio se considera la sección más desfavorable, con base en las relaciones que existen entre las magnitudes de la sección y las solicitaciones en secciones superiores a ésta.
- c) La presión hidrostática se considera hasta el nivel de la sección más desfavorable, suponiendo que el material es de tan mala calidad que el agua empuja en su totalidad hasta esa elevación.
- d) El resto del cimacio a partir de la sección más desfavorable hasta el pie del cimacio se considera un revestimiento y su diseño se limita al cálculo del acero de refuerzo por temperatura.

Condiciones de carga que se analizan según U.S.B.R.\*

- I Agua al NAMO, subpresión normal
- II Agua al NAME, subpresión normal
- III Agua al NAMO, subpresión normal con sismo
- IV Agua al NAME, subpresión extrema (drenes inoperantes)

Criterios de seguridad (U.S.B.R.)

- 1.- Coeficiente de fricción cortante (FC)

Su valor se obtiene con la siguiente expresión:

\*Ref. (15)

$$FS = \frac{Ac + N \tan \phi}{V} \geq FS = \begin{cases} 4 & \text{(condición I)} \\ 2.7 & \text{(condición II)} \\ 2.7 & \text{(condición III)} \\ 1.3 & \text{(condición IV)} \end{cases} \quad (1)$$

en donde:

$c$  = cohesión del concreto (del orden de  $0.1 f'_c$ ) o de la liga en la cimentación

$\phi$  = ángulo de fricción interna del concreto ( $45^\circ$ ) o de la liga en la cimentación. El manual de diseño de obras civiles de la C.F.E., tomo III sección G, recomienda para cimentación en roca sana se tome  $\tan \phi = 0.60$

$A$  = área de la superficie del desplante o de la sección horizontal a un nivel cualquiera al que se realice el análisis

$N$  = fuerza normal  $\Sigma = Fv$

$V$  = fuerza cortante  $\Sigma = Fh$

Si el coeficiente de fricción cortante es mayor o igual al factor de seguridad, no existe deslizamiento.

## 2.- Esfuerzos permisibles

Se calculan sin tomar en cuenta la subpresión ya que es una presión de poro o neutra, que equivale a calcular esfuerzos-totales.

En compresión el esfuerzo permisible y el esfuerzo principal se calculan respectivamente con las siguientes expresiones:

$$\bar{V}_{cp} = \frac{f'_c}{FS} \quad (2)$$

$$\bar{V}_c \text{ (principal)} = \bar{V}_{cp} (1 + K^2) \quad (3)$$

siendo:

$\bar{V}_{cp}$  = esfuerzo de compresión en el pie

K = talud del paramento (aguas arriba o aguas abajo según el caso)

En tensión los esfuerzos permisibles se calculan con la siguiente expresión:

$$\bar{V}_t \geq p \delta h - \frac{f'_t}{FS} \quad p = \begin{cases} 0.4 & \text{si hay drenes con buen funcionamiento} \\ 1.0 & \text{si no hay drenes} \end{cases}$$

en donde:

$$f'_t = 0.05 f'_c ; f'_t = 0.05 \times 200 = 100 \text{ ton/m}^2$$

Criterios para valuar cargas.

#### Presión hidrostática

Como se consideró anteriormente el agua actúa hasta el nivel de la sección más desfavorable y se calcula considerando una distribución hidrostática de presión.

#### Sismo en el agua

La fuerza debida al sismo en el agua, se estima con la siguiente fórmula\*:

$$Esa = a \frac{Cm \alpha^2}{2} a h^2 \sec \theta \quad (4)$$

\*Ref. (9)

en donde:

- $\alpha$  = coeficiente sísmico del agua
- $C_m$  = coeficiente máximo del agua
- $\theta$  = ángulo del paramento aguas arriba
- $\gamma_a$  = peso volumétrico del agua
- $h$  = altura considerada

Cuando el paramento es vertical la expresión (4) se transforma en:

$$E_{sa} = 0.53 \gamma_a h^2 \quad (5)$$

Sismo en el concreto

Se calcula con la siguiente expresión\*:

$$E_{sc} = \alpha W_{pp} \text{ (análisis pseudo-estático)} \quad (6)$$

en donde:

$W_{pp}$  = peso propio

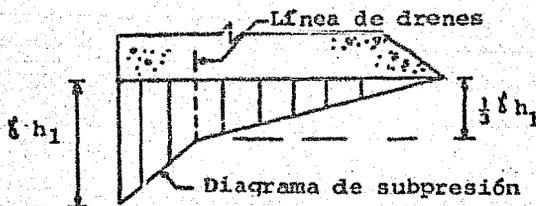
Subpresión

Se supone un diagrama de presiones normales de la siguiente forma (U.S.B.R.):

En la cara aguas arriba:  $\gamma_a h_1$

En la cara aguas abajo: cero (presión atmosférica)

En la línea de drenes:  $1/3 \gamma_a h_1$



\*Ref. (9)

## Análisis de esfuerzos

Se analizan únicamente los esfuerzos efectivos normales sobre planos horizontales, mediante la fórmula siguiente:

$$\bar{V} = \frac{F_v}{A} \pm \frac{M}{S} \quad (\text{fórmula de la escuadría}) \quad (7)$$

en donde:

$F_v$  = suma de fuerzas verticales (sin subpresión)

$A$  = área en planta de la sección analizada

$M$  = suma de momentos

$S$  = módulo de sección  $(\frac{I}{Y})$

La magnitud de las solicitaciones así como el peso del cimacio se consideran por unidad de ancho.

## Cálculo del centro de gravedad del cimacio

El centro de gravedad del cimacio se determina con base en su sección transversal, como se muestra en la figura (5.1), y con el empleo de las siguientes expresiones:

$$\bar{X} = \frac{\sum A_i x_i}{A_t}$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum A_i y_i}{A_t}$$

en donde:

$\bar{X}$  = coordenada del centro de gravedad con respecto al eje 'x' en m

$\bar{Y}$  = coordenada del centro de gravedad con respecto al eje 'y' en m

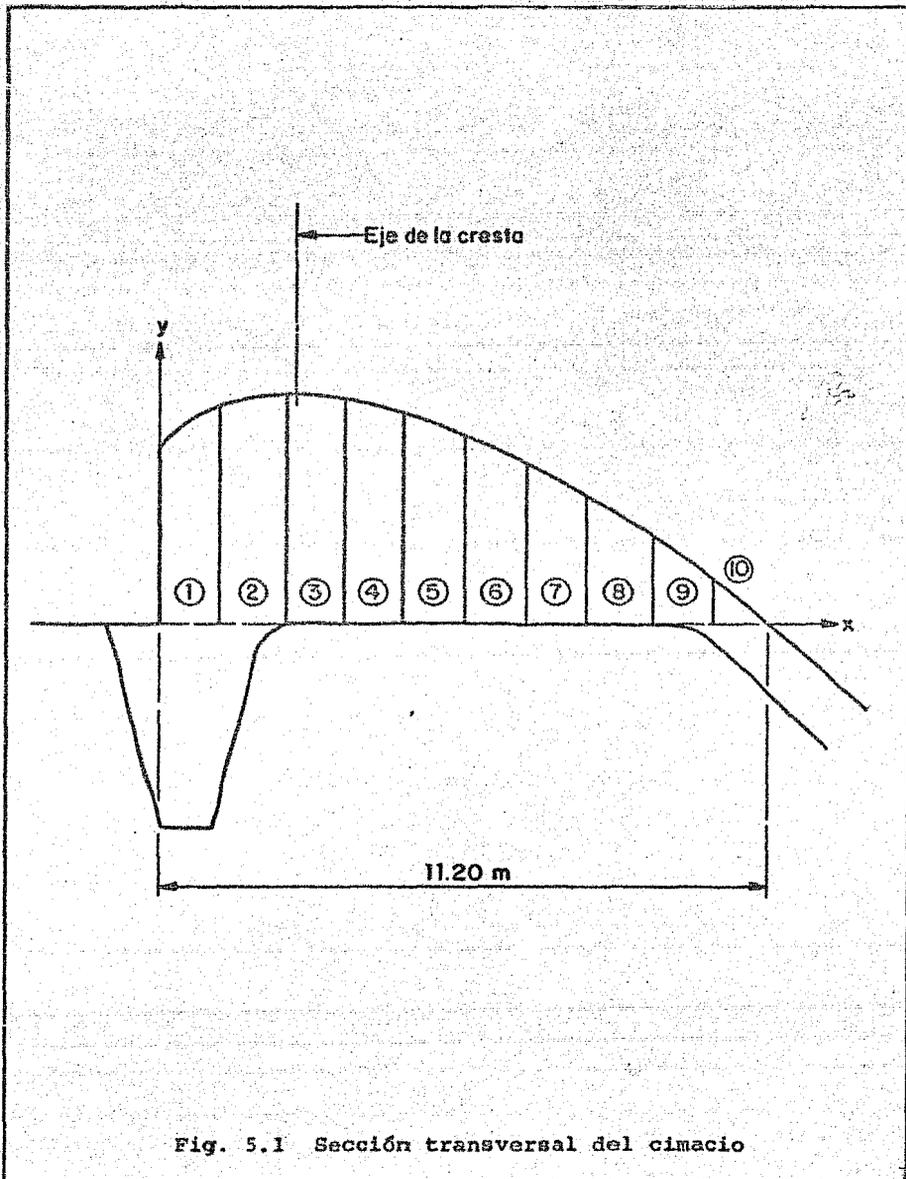
$A_i$  = área de la partición considerada en m<sup>2</sup>

$A_t$  = área total de la sección en m<sup>2</sup> ( $\sum A_i$ )

$x_i$  = distancia al centro de gravedad de la partición considerada en el eje 'x' en m

$y_i$  = distancia al centro de gravedad de la partición considerada en el eje 'y' en m

Figura	$A_i$ m <sup>2</sup>	$x_i$ m	$y_i$ m	$A_i x_i$ m <sup>3</sup>	$A_i y_i$ m <sup>3</sup>
1	4.56	0.57	2.03	2.60	9.26
2	4.87	1.68	2.17	8.18	10.57
3	4.95	2.80	2.21	13.86	10.94
4	4.76	3.91	2.13	18.61	10.14
5	4.34	5.03	1.94	21.83	8.42
6	3.78	6.14	1.69	23.21	6.39
7	3.13	7.26	1.41	22.72	4.41
8	2.35	8.36	1.06	19.65	2.49
9	1.46	9.46	0.67	13.81	0.98
10	0.50	10.45	0.30	5.23	0.15
	<u><math>\Sigma</math> 34.70</u>			<u><math>\Sigma</math> 149.70</u>	<u><math>\Sigma</math> 63.75</u>



Sustituyendo en las expresiones anteriores se tiene:

$$\bar{X} = \frac{149.70}{34.70} = 4.31\text{m} \quad \bar{Y} = \frac{63.75}{34.70} = 1.84\text{m}$$

Peso propio del cimacio

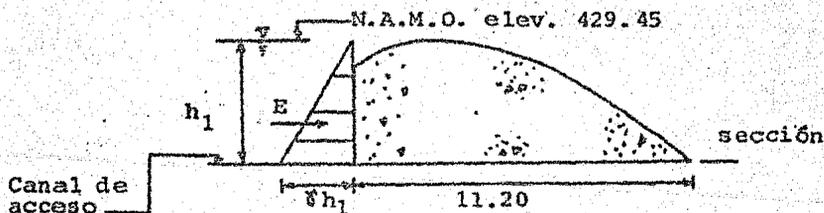
Si se tiene un concreto con un peso volumétrico de  $2.4\text{ton/m}^3$  y siendo el área transversal de  $34.70\text{m}^2$ , el peso propio del cimacio por unidad de ancho resulta:

$$W_{pp} = 2.4 \times 34.70 = 83.28\text{ton}$$

Condición de carga I

Agua al NAMO y subpresión normal

Presión hidrostática



Cálculo del empuje (E), y su punto de aplicación (y)

$$E = k \gamma h_1^2$$

Sustituyendo para:  $\gamma = 1\text{ton/m}^3$  ;  $h_1 = 4.45\text{m}$

$$E = \frac{1}{2} \times 1 \times 4.45^2 = 9.90 \text{ ton}$$

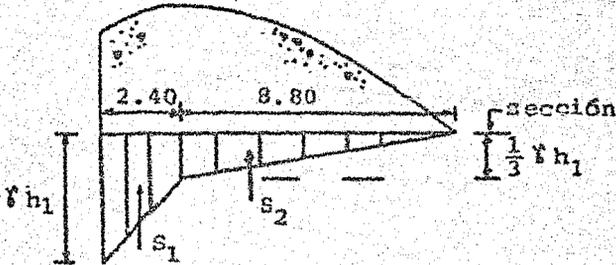
y su punto de aplicación ;

$$y = \frac{1}{3} h_1$$

Sustituyendo:

$$y = \frac{1}{3} \times 4.45 = 1.48 \text{ m}$$

Subpresión



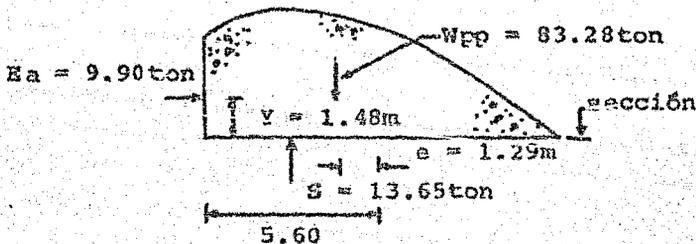
$$S = S_1 + S_2$$

$$S_1 = \left( \frac{h_1 + \frac{1}{3} h_1}{2} \right) 2.40 ; S_2 = \frac{1}{2} (8.80 \times \frac{1}{3} h_1)$$

Sustituyendo en las expresiones anteriores resulta:

$$S = 13.65 \text{ ton}$$

La magnitud de las fuerzas actuantes así como su posición se muestran en la siguiente figura:



Se aplicará la fórmula (7) con la siguiente convención de signos:



## Cálculo del momento de las fuerzas actuantes

Fuerza ton	Brazo m	Momento ton-m
9.90	1.48	(+) 14.65
83.28	1.29	(-) 107.43
		<u>Σ (-) 92.78</u>

El signo del momento indica solamente la tendencia al movimiento de la sección analizada.

De la geometría de la base, el momento de inercia resulta:

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad \text{en donde } b = 1\text{m}$$

$$h = 11.20\text{m}$$

Sustituyendo resulta:

$$I = \frac{1 \times 11.20^3}{12} = 117.08\text{m}^4$$

El módulo de sección (S) es:

$$S = \frac{I}{Y} \quad \text{en donde } Y = 5.60\text{m}$$

Sustituyendo resulta:

$$S = \frac{117.08}{5.60} = 20.91\text{m}^3$$

Sustituyendo estos valores en la fórmula (7) se tiene:

$$\text{esfuerzo en el talón } \bar{V} = \frac{83.28}{11.20} + \frac{92.72}{20.91} = 11.88 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{esfuerzo en el pie } \bar{V} = \frac{83.28}{11.20} - \frac{92.72}{20.91} = 3.00 \text{ ton/m}^2$$

ambos esfuerzos resultan ser de compresión.

#### Cálculo del esfuerzo principal

En este caso el esfuerzo en el pie resulta ser menor que en el talón, por lo que los efectos de aplastamiento se revisan en el talón.

Con el empleo de la fórmula (3) y sustituyendo para  $k = 0$  - resulta:

$$\begin{aligned} \bar{V}_{\text{talón (principal)}} &= 11.88 \times (1 + 0^2) = 11.88 \text{ ton/m}^2 = \\ &= 1.19 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

y sustituyendo en la expresión (2) para los valores de  $f_c^i$  - y  $FS = 4$  resulta:

$$\bar{V}_{\text{(permisible)}} = \frac{200}{4} = 50 \text{ kg/cm}^2 \gg 1.19 \text{ kg/cm}^2$$

se observa que el esfuerzo permisible es mucho mayor que el esfuerzo en el talón.

Comparando los esfuerzos de compresión en el talón con la subpresión en éste, se tiene: para  $p = 0.4$  (drenes operando)

$$p \gamma_{ah_1} = 0.4 \times 1 \times 4.45 = 1.78 \text{ ton/m}^2 = 0.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.18 \text{ kg/cm}^2 < 1.19 \text{ kg/cm}^2$$

se observa que el esfuerzo de compresión es mayor que el de subpresión, sin considerar la liga entre el concreto y la cimentación.

#### Revisión del factor de fricción cortante (FC)

Sustituyendo en la expresión (1) los siguientes valores se tiene:

$$c = 200 \text{ ton/m}^2$$

$$A = 11.20 \text{ m}^2$$

$$N = \sum F_v = 83.28 - 13.65 = 69.63 \text{ ton}$$

$$V = \sum F_h = 9.90 \text{ ton}$$

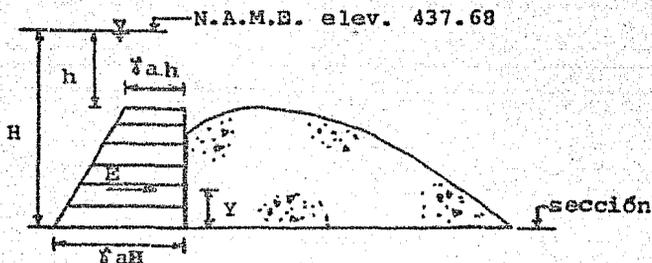
$$FC = \frac{200 \times 11.20 + 69.63 \times 0.6}{9.90} = 231$$

$$231 \gg FS = 4$$

## Condición de carga II

Agua al NAME y subpresión normal.

Presión hidrostática



Cálculo del empuje (E) y su punto de aplicación (y)

$$E = \left( \frac{\gamma_a H + \gamma_a h}{2} \right) (H - h)$$

Sustituyendo para:  $H = 12.68\text{m}$ ,  $h = 4.45\text{m}$ ,  $\gamma = 1\text{ton/m}^3$

$$E = \frac{1 \times 12.68 + 1 \times 4.45}{2} (12.68 - 4.45) = 46.52\text{ton}$$

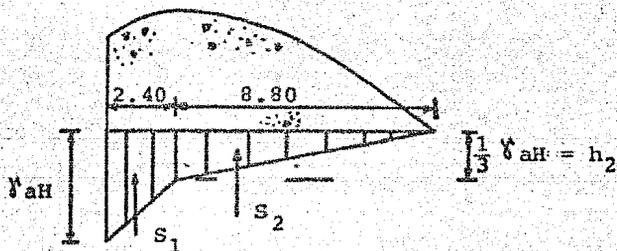
el punto de aplicación se encuentra con la siguiente expresión:

$$y = (H - h) - \left( \frac{H - h}{3} \right) \left( \frac{2 \gamma_a H + \gamma_a h}{\gamma_a H + \gamma_a h} \right)$$

Sustituyendo los valores correspondientes se tiene:

$$y = 4.45 - \frac{4.45}{3} \left( \frac{2 \times 1 \times 12.63 + 1 \times 4.45}{1 \times 12.63 + 1 \times 4.45} \right) = 2.07\text{m}$$

## Subpresión



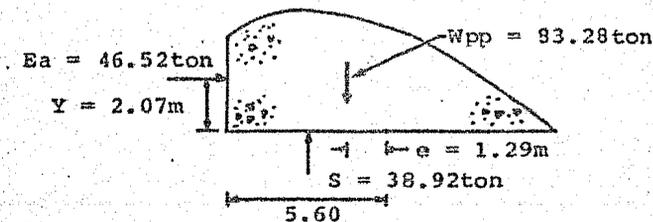
$$S = S_1 + S_2$$

$$S_1 = \gamma_a \left( \frac{H + h_2}{2} \right) 2.40, \quad S_2 = \frac{\gamma_a h_2 \times 8.80}{2}$$

Sustituyendo en las expresiones anteriores resulta:

$$S = 38.92 \text{ ton}$$

La magnitud de las fuerzas actuantes así como su posición se muestran en la siguiente figura:



En esta condición de carga no se considera el peso de la masa de agua en movimiento, debido a que al nivel del NAME se tiene la carga máxima sobre el cimacio con la cual se diseñó la geometría del mismo, diseñado así, se supone que la masa de agua no se apoya en él.

## Cálculo del momento de las fuerzas actuantes

El cálculo se hará con las mismas consideraciones de la condición I

Fuerza ton	Brazo m	Momento ton-m
46.52	2.07	(+) 14.65
83.23	1.29	(-) 107.43
		<u>Σ (-) 11.13</u>

Aplicando la fórmula (7) y sustituyendo se tiene:

$$\text{esfuerzo en el talón } \sqrt{\sigma} = \frac{83.28}{11.20} + \frac{11.13}{20.19} = 8 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{esfuerzo en el pie } \sqrt{\sigma} = \frac{83.28}{11.20} - \frac{11.13}{20.19} = 7 \text{ ton/m}^2$$

Ambos esfuerzos resultan ser de compresión.

## Cálculo del esfuerzo principal en el talón

En este caso el esfuerzo en el pie resulta ser menor que en el talón, por lo que los efectos de aplastamiento se revisan en el talón.

Con el empleo de la fórmula (3) y sustituyendo para  $k = 0$  - resulta:

$$\begin{aligned}\bar{V}_{\text{talón (principal)}} &= 8 \times (1 + 0^2) = 8 \text{ ton/m}^2 = \\ &= 0.8 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

y sustituyendo en la expresión (2) para los valores de  $f'_c$  - y  $FS = 2.7$  resulta:

$$\bar{V}_{\text{(permisible)}} = \frac{200}{2.7} = 74.07 \text{ kg/cm}^2 \gg 0.8 \text{ kg/cm}^2$$

se observa que el esfuerzo permisible es mucho mayor que el esfuerzo en el talón.

Comparando los esfuerzos de compresión en el talón con la subpresión en éste, se tiene para  $p = 0.4$  (drenes operando)

$$p \gamma H = 0.4 \times 1 \times 12.68 = 5.07 \text{ ton/m}^2 = 0.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.5 \text{ kg/cm}^2 < 0.8 \text{ kg/cm}^2$$

se observa que el esfuerzo de compresión es mayor que el de subpresión, sin considerar la liga entre el concreto y la cimentación.

#### Revisión del factor de fricción cortante

Sustituyendo en la expresión (1) los siguientes valores se tiene:

$$c = 200 \text{ ton/m}^2$$

$$A = 11.20 \text{ m}^2$$

$$N = \sum F_v = 83.28 - 38.92 = 44.36 \text{ ton}$$

$$V = \sum F_h = 46.52 \text{ ton}$$

$$FC = \frac{200 \times 11.20 + 44.36 \times 0.6}{46.52} = 48.72$$

$$48.72 \gg FS = 2.7$$

### Condición de carga III

Agua al NAMO, subpresión normal y sismo

Presión hidrostática

Es la misma que en la condición I

Subpresión

Es la misma que en la condición I

Sismo en el agua

Utilizando la expresión (5) en donde el valor del coeficiente sísmico ( $\alpha$ ) es 0.15 (tomado de la carta de sismicidad de la República Mexicana), resulta:

$$E_{sa} = 0.53 \times 0.15 \times 1 \times 4.45^2 = 1.57\text{ton}$$

El efecto sísmico en el agua, provoca una distribución de presiones parabólica por lo cual su punto de aplicación se considera a una distancia de:

$$\text{brazo} = 0.412h_1$$

Sustituyendo para  $h_1 = 4.45\text{m}$  se tiene:

$$\text{brazo} = 0.412 \times 4.45 = 1.83\text{m}$$

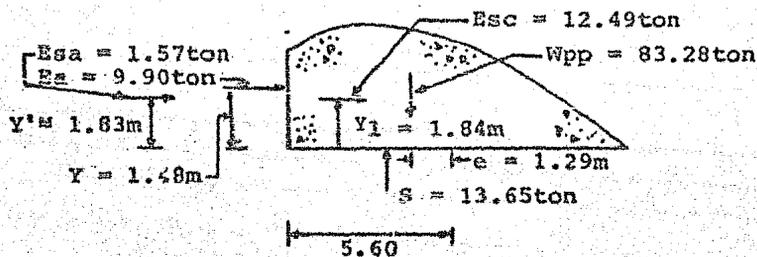
Sismo en la masa de concreto

De la expresión (6) resulta:

$$E_{sc} = 0.15 \times 83.28 = 12.49\text{ton}$$

y se encuentra aplicada en el centro de gravedad del cimacio

La magnitud de las fuerzas actuantes así como su posición se muestran en la siguiente figura.



## Cálculo del momento de las fuerzas

Se harán las mismas consideraciones de la condición I.

Fuerza ton	Brazo m	Momento ton-m
9.90	1.48	(+) 14.65
1.57	1.83	(+) 2.87
12.49	1.84	(+) 22.98
83.28	1.29	(-) 107.43
		<u>Σ (-) 66.93</u>

Aplicando la fórmula (7) y sustituyendo se tiene:

$$\text{esfuerzo en el talón } \nabla = \frac{83.28}{11.20} + \frac{66.93}{20.91} = 10.64 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{esfuerzo en el pie } \nabla = \frac{83.28}{11.20} - \frac{66.93}{20.91} = 4.24 \text{ ton/m}^2$$

Ambos esfuerzos resultan ser de compresión.

## Cálculo del esfuerzo principal

En este caso el esfuerzo en el pie resulta ser menor que en el talón, por lo que los efectos de aplastamiento se revisan en el talón.

Con el empleo de la fórmula (3) y sustituyendo para  $k = 0$  - resulta:

$$\begin{aligned} \bar{V}_{\text{talón (principal)}} &= 10.64 \times (1 + 0^2) = 10.64 \text{ ton/m}^2 = \\ &= 1.06 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

y sustituyendo en la expresión (2) para los valores de  $f_c^1$  y  $FS = 2.7$  resulta:

$$\bar{V}_{\text{(permisible)}} = \frac{200}{2.7} = 74.07 \text{ kg/cm}^2 \gg 1.06 \text{ kg/cm}^2$$

se observa que el esfuerzo permisible es mucho mayor que el esfuerzo en el talón.

Comparando los esfuerzos de compresión en el talón con la subpresión en éste se tiene para  $p = 0.4$  (drenes operando)

$$p \gamma_a h_1 = 0.4 \times 1 \times 4.45 = 0.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$0.18 \text{ kg/cm}^2 \ll 1.06 \text{ kg/cm}^2$$

se observa que el esfuerzo de compresión es mayor que el de subpresión, sin considerar la liga entre el concreto y la cimentación.

#### Revisión del factor de fricción cortante (FC)

Sustituyendo en la expresión (1) los siguientes valores se tiene:

$$c = 200 \text{ ton/m}^2$$

$$A = 11.20 \text{ m}^2$$

$$N = \sum F_v = 83.28 - 13.65 = 69.63 \text{ ton}$$

$$V = \sum F_h = 1.57 + 12.49 + 9.90 = 23.96 \text{ ton}$$

$$F_c = \frac{200 \times 11.20 + 69.63 \times 0.6}{23.96} = 95.20$$

$$95.20 \gg FS = 2.7$$

Condición de carga IV

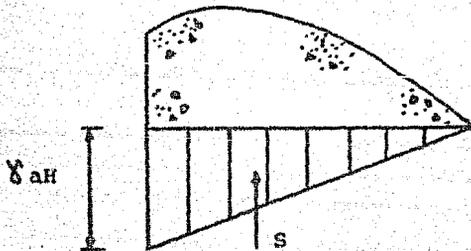
Agua al NAME y subpresión extrema (drenes inoperantes)

Presión hidrostática

Es la misma que en la condición II

Subpresión

N.A.M.E.

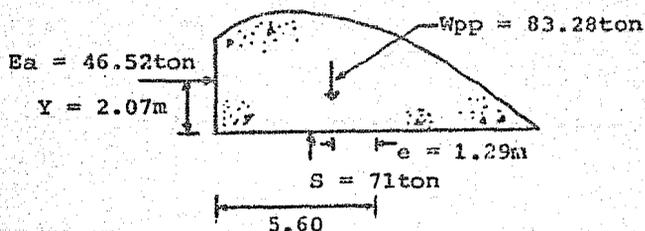


$$S = \frac{Y_a H B}{2}$$

Sustituyendo los valores correspondientes resulta:

$$S = \frac{1 \times 12.68 \times 11.28}{2} = 71\text{ton}$$

La magnitud de las fuerzas actuantes así como su posición se muestran en la siguiente figura:



Cálculo del momento de las fuerzas actuantes

Se harán las mismas consideraciones de la condición I

Fuerza ton	Brazo m	Momento ton-m
46.52	2.07	(+) 96.30
83.28	1.29	(-) 107.43
		<u>Σ (-) 11.13</u>

Aplicando la fórmula (7) y sustituyendo se tiene:

$$\text{esfuerzo en el talón } \bar{\sigma} = \frac{83.28}{11.20} + \frac{11.13}{20.19} = 8 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{esfuerzo en el pie } \bar{\sigma} = \frac{83.28}{11.20} - \frac{11.13}{20.19} = 6.89 \text{ ton/m}^2$$

Ambos esfuerzos resultan ser de compresión.

#### Cálculo del esfuerzo principal

En este caso el esfuerzo en el pie resulta ser menor que en el talón, por lo que los efectos de aplastamiento se revisan en el talón.

Con el empleo de la fórmula (3) y sustituyendo para  $k = 0$  - resulta:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{\text{talón (principal)}} &= 8 \times (1 + 0^2) = 8 \text{ ton/m}^2 = \\ &= 0.8 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

y sustituyendo en la expresión (2) para los valores de  $f'_c$  y  $F_S = 1.3$  resulta:

$$\bar{\sigma}_{\text{(permisible)}} = \frac{200}{1.3} = 153.85 \text{ kg/cm}^2 \gg 0.8 \text{ kg/cm}^2$$

se observa que el esfuerzo permisible es mucho mayor que el esfuerzo en el talón.

Comparando los esfuerzos de compresión en el talón con la subpresión en éste se tiene para  $p = 1$  (drenes inoperantes)

$$F \gamma_a H = 1 \times 1 \times 12.68 = 12.68 \text{ ton/m}^2 = 1.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$1.27 \text{ kg/cm}^2 > 0.8 \text{ kg/cm}^2$$

se observa que el esfuerzo de compresión es menor que el de subpresión, por lo que se toma en cuenta la liga del concreto con la cimentación.

El valor de esta liga, se considera como el esfuerzo permisible en tensión.

$$\gamma_{\text{permisible}} = \frac{f'_t}{FS}$$

Sustituyendo los valores correspondientes resulta:

$$\gamma_{\text{permisible}} = \frac{10}{1.3} = 7.69 \text{ kg/cm}^2$$

si se agrega este último valor al del esfuerzo en el talón, resulta ser mayor que la subpresión como se muestra a continuación:

$$0.8 > 1.27 - 7.69 = (-) 6.42 \text{ kg/cm}^2$$

Revisión del factor de fricción cortante

Sustituyendo en la expresión (1) los siguientes valores se tiene:

$$c = 200\text{ton/m}^2$$

$$A = 11.20\text{m}^2$$

$$N = \sum F_v = 83.28 - 71 = 12.28\text{ton}$$

$$V = \sum F_h = 46.52\text{ton}$$

$$FC = \frac{200 \times 11.20 + 12.28 \times 0.6}{46.52} = 48.31$$

$$48.31 \gg 1.3$$

## 5.2 Análisis de la estabilidad de los muros del revestimiento

La altura del revestimiento propuesta en el proyecto geométrico y la conformación del terreno, obliga a la construcción de muros del tipo de gravedad y de contención.

Debido a la variabilidad de la altura de cada sección, se selecciona una sección con mayor altura de muro respecto al desplante de éste.

Las excavaciones ejecutadas para el desplante de los muros deberán rellenarse, para evitar accidentes. Este relleno se hace con material producto de la excavación. De los estudios geológicos\*realizados, y para efectos de análisis se le considera al relleno las características generales siguientes:

$$\text{Peso volumétrico } (\gamma_R) = 1800\text{kg/m}^3$$

$$\text{Angulo de fricción interna } (\beta) = 30^\circ$$

### Condiciones de carga

- Canal vacío
- Relleno participando como empuje activo
- Acción del sismo

Para efectos de análisis las condiciones anteriores se consideraran como extraordinarias.

\*Ref. (3)

## Factores de seguridad para muros de contención

El manual de la C.F.E. propone lo siguiente:

## Volteamiento

$$FS = \frac{\text{Momento resistente}}{\text{Momento actuante}} \quad (8)$$

Condición ordinaria  $FS \geq 2$

Condición extraordinaria  $FS \geq 1.2$

Deslizamiento (fricción cortante), ecuación (1)

$$FC = \frac{Ac + N \tan \phi}{V}$$

Condición ordinaria  $FC \geq 1.5$

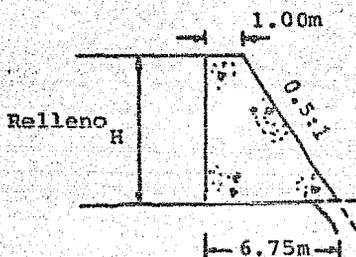
Condición extraordinaria  $FC \geq 1.2$

en donde todas las literales tienen el mismo significado del análisis de la estabilidad del cimacio.

## Esfuerzos permisibles

Se calculan con las mismas expresiones utilizadas para el cimacio, sin considerar el empuje del agua.

En la figura siguiente se muestra la sección del muro de contención, para realizar el análisis.



### Cálculo del centro de gravedad

Se sigue un proceso similar al aplicado al cimacio y se considera la siguiente figura:

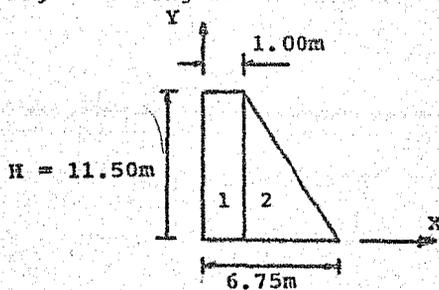


Figura	$A_i$ $m^2$	$x_i$ $m$	$Y_i$ $m$	$A_i x_i$ $m^3$	$A_i Y_i$ $m^3$
1	11.50	0.50	5.75	5.75	66.13
2	33.06	2.92	3.83	96.54	126.62
	$\Sigma 44.56$			$\Sigma 102.29$	$\Sigma 192.75$

$$X = \frac{102.29}{44.56} = 2.30m ; Y = \frac{129.75}{44.56} = 4.33m$$

Peso propio del muro de contención

$$W_{pp} = 44.56 \times 2.4 = 106.94 \text{ ton.}$$

Cálculo del empuje del relleno y su posición

Aplicando el método semiempírico de Terzagui\*, se calcula el empuje con la siguiente expresión:

$$E_R = \frac{1}{2} K_H H^2 \quad (10)$$

en donde

$E_R$  = empuje del relleno

$K_H$  = coeficiente de empuje horizontal que depende del tipo -  
de material y del ángulo de la superficie del relleno

H = altura del relleno

El material de relleno se puede clasificar como tipo III -  
(suelo residual, con cantos, bloques de piedra, gravas, arenas finas y finos arcillosos en cantidad apreciable). Em -  
pleando la gráfica de la figura IV.19 pág. 102 de la referen -  
cia anterior se tiene para material tipo III y  $\beta = 0^\circ$

$$K_H = 700 \text{ kg/m}^2/\text{m} \quad \text{y} \quad H = 11.50 \text{ m}$$

Sustituyendo en la expresión (10) resulta:

\*Ref. (6)

$$E_R = \frac{1}{2} \times 700 \times 11.50^2 = 46.28 \text{ ton}$$

La línea de acción del empuje se considera a una distancia - de  $1/3 H$ , con respecto al despiante, con lo que se tiene:

$$y = 1/3 \times 11.50 = 3.83 \text{ m}$$

Sismo en el relleno

El incremento en el empuje del relleno provocado por el sismo, se calcula afectando la expresión (10) con el valor del coeficiente sísmico de la zona, de la siguiente forma:

$$E_{RS} = \alpha \frac{1}{2} K_H H^2$$

Sustituyendo los valores correspondientes se tiene:

$$E_{RS} = 0.15 \times \frac{1}{2} \times 700 \times 11.50^2 = 6.9 \text{ ton}$$

y la posición de la línea de acción coincide con la del empuje y es:

$$y_1 = 1/3 \times 11.50 = 3.83 \text{ m}$$

Sismo en el concreto

Al igual que en el cimacio, para el muro de contención se - tiene:

$$E_{SC} = \alpha W_{pp}$$

Sustituyendo los valores correspondientes se tiene:

$$E_{SC} = 0.15 \times 106.94 = 16.04 \text{ ton}$$

y su línea de acción pasa por el centro de gravedad del muro

$$\bar{Y} = 4.33 \text{ m}$$

La magnitud así como la posición de las fuerzas se muestran en siguiente figura:

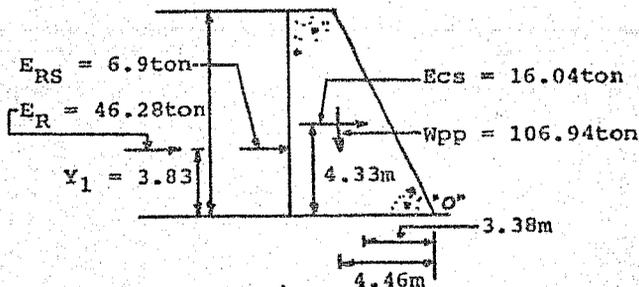


Figura 5.2

#### Revisión al volteamiento

Para el cálculo del momento de las fuerzas, tanto de las resistentes como de las actuantes se sigue la convención de signos adoptada para el cimacio.

Cálculo del momento de las fuerzas resistentes (respecto a "O").

Fuerza ton	Brazo m	Momento ton-m
106.94	4.46	476.95

Cálculo del momento de las fuerzas actuantes (respecto a "O")

Fuerza ton	Brazo m	Momento ton-m
6.90	3.83	26.43
46.28	3.83	177.25
16.04	4.33	69.45
		<u>Σ 273.13</u>

Sustituyendo en la expresión (8) se tiene:

$$FS = \frac{476.95}{273.13} = 1.74$$

y para condiciones extraordinarias

$$FS \geq 1.2$$

Revisión al deslizamiento

Se empleará la expresión (1) en donde:

$$c = 200 \text{ ton/m}^2$$

$$A = 6.75 \text{ m}^2$$

$$N = \sum F_v = 106.94 \text{ ton}$$

$$V = \sum F_h = 6.9 + 46.28 + 16.04 = 69.22 \text{ ton}$$

Sustituyendo los valores correspondientes se tiene:

$$FC = \frac{200 \times 6.75 + 106.94 \times 0.6}{69.22} = 20.43 \gg 1.2$$

#### Análisis de esfuerzos

Se empleará la fórmula de la escuadría para la determinación de los esfuerzos, en donde:

$$s = \frac{6.75^2}{6} = 7.59 \text{ m}^2$$

$$N = 106.94 \text{ ton}$$

Con base en la figura (5.2) se calcula el momento resultante de las fuerzas con la misma convención de signos antes mencionada.

Fuerza ton	Brazo m	Momento ton-m
6.90	3.83	(+) 26.43
46.28	3.83	(+) 177.25
16.04	4.33	(+) 69.45
106.94	1.00	(-) 115.49
		<u><math>\sum (+) 157.64</math></u>

El sentido del momento es tal que induce compresiones en el pie; aplicando la fórmula de la escuadría resulta en el talón:

$$\bar{V}_{\text{talón}} = \frac{106.94}{6.75} - \frac{157.64}{7.54} = (-) 4.93 \text{ton/m}^2$$

se observa que en el talón se tienen esfuerzos de tensión. -

El esfuerzo en el pie, resulta:

$$\bar{V}_{\text{pie}} = 15.84 + 20.77 = 36.61 \text{ton/m}^2$$

El esfuerzo principal se obtiene mediante la expresión (3) - y sustituyendo resulta:

para  $K = 0.5$

$$\bar{V}_{\text{pie (principal)}} = 36.31 \times (1 + 0.5^2) = 4.54 \text{kg/cm}^2$$

Para el cálculo de los esfuerzos permisibles se utilizan las mismas expresiones que para el cimacio:

en tensión

$$\bar{V}_{\text{(permisible)}} = \frac{200 \times 0.05}{1.2} = 8.33 \text{kg/cm}^2$$

en compresión

$$\bar{V}_{\text{(permisible)}} = \frac{20}{1.2} = 16.67 \text{kg/cm}^2$$

Comparando el esfuerzo en tensión (en el talón) con el permisible, se puede aceptar tal esfuerzo ya que no excede al permisible e igualmente para el esfuerzo en compresión (en el pie).

De todo lo anterior, se concluye que el cimacio y los muros del revestimiento son estables, por lo que únicamente se colocará acero de refuerzo por temperatura.

### 5.3 Acero de refuerzo

Para la obtención de la cantidad y separación del refuerzo se siguen las recomendaciones del A.C.I.-318-77 sección 7.

Se utiliza la relación entre el área de acero requerida y el área de la sección transversal del concreto, dada por el A.C.I., y que es igual a 0.0018. La expresión para obtener el acero de refuerzo es la siguiente:

$$A_s = 0.0018 b d \quad (11)$$

donde:

$$b = 100\text{cm}$$

$$d = 30\text{cm}$$

De acuerdo con la práctica usual, se considera este espesor (30cm) para realizar el cálculo del acero de refuerzo por temperatura.

Sustituyendo los valores correspondientes en la expresión -  
 (11) resulta:

$$A_s = 0.0018 \times 100 \times 30 = 5.4 \text{cm}^2$$

utilizando varillas de 5/8"  $\phi$  con un área transversal de -  
 1.98cm<sup>2</sup> ( $a_s$ ) se tendrá una separación de:

$$S = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 1.98}{5.4} = 36.6 \text{cm}$$

con lo cual se adopta una separación de 35cm en ambos senti-  
 dos.

En la plantilla y en el revestimiento, tanto en la transi -  
 ción como en el canal de descarga, se tiene la misma canti -  
 dad y separación del refuerzo del cimacio y muros del reves -  
 timiento, varillas de 5/8"  $\phi$  a una separación de 35cm.

Para el cálculo del refuerzo en la cubeta de lanzamiento por  
 su misma función, se usan varillas de 3/4"  $\phi$  con un área -  
 transversal de 2.85cm<sup>2</sup> ( $a_s$ ) se tendrá una separación de:

$$S = \frac{100 a_s}{A_s} = \frac{100 \times 2.85}{5.4} = 52.7 \text{cm}$$

Se adopta una separación de 35cm con el único objeto de que -  
 exista continuidad en el armado. La distribución del acero -  
 se muestra en el plano (3).

## 5.4 Detalles de diseño

### Lloraderos

Se colocaron filtros de grava y arena limpia en los muros laterales a lo largo del canal hasta la cubeta deflectora; estos filtros comunican a unos tubos de 3"  $\varnothing$  diámetro, los cuales tendrán la función de drenar el agua que se acumule en el material de relleno, evitando de esta manera que la carga o empuje del mismo cambie en cada estación, ya que pasaría por estados de saturación diferentes, haciendo que cambie cíclicamente el valor del empuje.

El detalle de los lloraderos puede verse en el plano (5).

### Juntas y sellos

Para el colado del cimacio se proponen juntas entre los bloques monolíticos, abiertas, sin correr el refuerzo y provistas de sellos de cloruro de polivinilo, con el objeto de permitir la contracción libre del concreto durante el fraguado y posteriores dilataciones o contracciones por cambios de temperatura, sin que se presenten fugas de agua.

### Sistema de drenaje

En los planos (3 y 5) se aprecia la forma en que se distri -

buyó el sistema de drenaje. Este consiste en zanjas de 60 x 60cm rellenas de grava y arena limpia con tubos de 30 Ø perforado, colocados longitudinal y transversalmente a lo largo de toda la estructura.

Por otro lado, en el plano (4) se muestra el sistema de tubos de aereación de la cubeta deflectora, para evitar cavitaciones y lograr que la lámina vertiente no se pegue a la nariz de la cubeta.

## VI PRESUPUESTO

El presupuesto para la obra de excedencias, como en toda obra de ingeniería, se integra con las cantidades de obra y con el precio unitario asignado a cada concepto de obra.

Los precios unitarios de cada concepto son función tanto de la mano de obra como del volumen de material por colocar; así como del equipo a emplear, que interviene en sus diferentes factores de costo, tales como amortización, seguros, etc combustibles y otros consumos.

Siendo esta obra de infraestructura una obra pública que será construida para el Gobierno Federal, y en particular

para la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (S.A.R.H.), los precios unitarios básicos de los conceptos de obra a ejecutarse son concursados, de acuerdo con la Ley de Obras Públicas en vigor, por la misma Secretaría. Debido a la situación económica actual y al no contar con precios unitarios se ha recurrido a la actualización de los mismos. La actualización consiste en ajustar los costos para una obra ya construida con el fin de poder aplicarlos a una obra por ejecutar. Se puede considerar que actualizar es un procedimiento numérico para considerar en los costos de la obra de referencia el efecto que sobre ésta tienen los factores internos y externos del país.

La actualización de los costos obedece a dos razones principales: el incremento al pago de la mano de obra y al aumento del costo de los materiales y equipo, provocados por la inflación generalizada que padecen el país y el mundo.

Los conceptos de obra, así como los precios unitarios de este trabajo tuvieron como base los del proyecto de la obra de excedencias de la "Presa El Portillo II, Chis." elaborado en el año de 1978. El factor de actualización se consideró de 4.80, tomando como base los índices del Banco de México para construcción e instalaciones.

El presupuesto de la obra de excedencias de la presa "Chilantán" se muestra a continuación.

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
Desmonte, desenraice, - desyerbe y limpia del te- rreno para propósitos de construcción	ha	1.5	43000.00	64500.
Excavación en cualquier- material excepto roca - fija	m <sup>3</sup>	116892	123.60	14'447851.
Excavación en roca fija-	m <sup>3</sup>	12980	186.48	2'420510.
Excavación en cualquier- material para dentello - nes	m <sup>3</sup>	2760	655.25	1'808490.
Fabricación y colocación de concreto en el cima - cio	m <sup>3</sup>	8890	2996.65	26'640218.
Fabricación y colocación de concreto en el reves- timiento del canal colec- tor (transición)	m <sup>3</sup>	3752	2992.65	11'228422.
Fabricación y colocación de concreto en el reves- timiento del canal de - descarga	m <sup>3</sup>	1608	3000.00	4'824000
Fabricación y colocación de concreto en la cubeta deflectora	m <sup>3</sup>	3860	2997.69	11'571083
Relleno semicompactado - con material producto de la excavación	m <sup>3</sup>	1550	341.62	529511

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
Suministro y colocación- de acero de refuerzo	kg	188910	43.00	8'123130
Suministro y colocación- de sello de cloruro de - polivinilo de 15 cm	m	1855	1066.80	1'978914
Suministro y colocación- de tubos de hierro galva nizado de 3"Ø para llora deros	m	120	2295.00	275400
Suministro y colocación- de grava y arena con tu- bo de 30 Ø poroso para - drenas	m	1950	2213.54	4'316403
Suministro y colocación- de tubo de concreto de - 100 Ø	m	80	11032.74	882619
Suministro y colocación- de tubo de concreto de - 60 Ø	m	11	7425.00	81675
Suministro y colocación- de tubo de concreto de - 30 Ø	m	98	2050.00	200900
Subtotal:				89'393626
Imprevistos 10%				8'939362
Suma parcial				98'332988
Estudios adicionales y proyecto detallado 4% :				3'933319
Supervisión de las obras 11%:				10'816628
Total				\$ 113'082936

## VII CONCLUSIONES

Ante la necesidad de incrementar la obtención de productos agrícolas para satisfacer la creciente demanda de éstos, y siendo patente que las superficies cultivables son en su mayoría de temporal, se realizan estudios tanto socioeconómicos como técnicos, para con base en éstos ver la factibilidad de construir obras de infraestructura hidráulica que permitan que las superficies de temporal se transformen en superficies bajo riego, logrando con esto incrementar la producción agrícola y con lo cual mejorar el nivel de vida de las familias dedicadas a la agricultura, así como disponer de excedentes para el resto de la población.

Con base en lo anterior la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (S.A.R.H.) llevó a cabo los estudios necesarios para saber la factibilidad de ampliar y rehabilitar el Distrito de Riego Cupatitzio-Tepalcatepec, encontrándose los resultados satisfactorios.

Entre las obras que se requieren para lograr dichos objetivos, está la construcción de una presa de almacenamiento denominada "Chilatán", sobre el Río Tepalcatepec.

La ubicación de la presa junto con sus obras auxiliares se definió entre otros factores con base en los estudios geológicos realizados, los que indicaron que la constitución litológica de la región es apta para desplantar las estructuras.

Como se mencionó, una de las estructuras auxiliares de la presa, es la obra de excedencias. Se considera a las obras de excedencias como válvulas de seguridad de las presas, por lo cual, en la elaboración del proyecto de una obra de excedencias se debe tener presente que la falla de esta estructura podría ocasionar pérdidas cuantiosas e inclusive de vidas lo que sería muy lamentable. Así al calcular la estabilidad y la capacidad de los elementos de la obra de excedencias se deben manejar adecuadamente los factores de seguridad propuestos y las recomendaciones teóricas y prácticas que existen al respecto.

El proyecto geométrico de la obra de excedencias debe ser lo más sencillo posible por las ventajas que se tienen, tanto - en la interpretación de los planos como por la facilidad en su construcción.

A partir de la geometría se realizan los cálculos hidráulicos correspondientes y de los resultados obtenidos, se tiene una idea del funcionamiento hidráulico de la obra de excedencias en general y de la cubeta de lanzamiento en particular.

Uno de los problemas técnicos importantes que presenta el - proyecto de la presa y en particular el de la obra de excedencias, es la incertidumbre respecto al comportamiento del agua en los vertedores de abanico, ya que los cálculos hidráulicos se efectuaron a lo largo del eje longitudinal de la estructura, haciendo hipótesis simplificadoras y sin tomar en cuenta los efectos que se producen en los arcos laterales del abanico.

En la cubeta de lanzamiento, la geometría propuesta obedece fundamentalmente al deseo de que la lámina vertiente se separe de la estructura y caiga alejada de ella, para evitar posibilidad de daños en la cimentación por erosión de la roca inmediata de aguas abajo. La inclusión de tubos en la cubeta, como se mencionó, proporciona aireación en la misma, y - auxilia a la geometría general en que la lámina se separa - efectivamente de la cubeta ("despegue").

Debido a la importancia de la estructura, se reitera que los resultados obtenidos en el cálculo hidráulico, sólo son aproximados, por lo que existe la necesidad de la construcción de un modelo hidráulico, antes de construir el prototipo.

Se observa a lo largo del presente trabajo la necesidad de hacer hipótesis simplificadoras, a partir de las cuales se logra obtener un manejo práctico de las expresiones teóricas que existen al respecto. A pesar de dichas hipótesis los resultados así obtenidos se consideran aceptables, y con base en ellos se puede concluir y tomar decisiones.

El análisis estructural del cimacio y de los muros del revestimiento, bajo las condiciones de carga propuestas, nos permite concluir que éstos son estables; así mismo los resultados de los análisis nos indican que sólo se requiere reforzar dichos elementos para disminuir los efectos provocados por los cambios de temperatura.

Para la construcción del cimacio se propone una secuencia de colado de los monolitos que lo forman. Entre los monolitos se tienen juntas de contracción con doble sello de cloruro de polivinilo, para evitar fugas de agua. El dentellón del cimacio, sólo es para darle mayor longitud de recorrido al agua.

En el plano (2), se aprecia que no se tienen juntas de con -

tracción ni de construcción entre el cimacio y los muros laterales.

En la zona del canal colector, en donde la plantilla no es una superficie horizontal sino más bien, es una superficie cóncava, las juntas transversales al eje longitudinal de la obra de excedencias son a nivel, para facilitar su construcción, por otro lado, las dimensiones de los tableros de la plantilla están en función de las deformaciones del concreto por cambios de temperatura.

Para evitar posibles deslizamientos tanto en la plantilla del canal colector como del canal de descarga, se proyectaron dentellones cuyas dimensiones se muestran en todos los planos. A juicio del ingeniero constructor y con la aprobación de la supervisión se anclarán los revestimientos y plantillas tanto del canal colector como del canal de descarga.

Las banquetas que se tienen en el canal de descarga, sirven tanto para la construcción del mismo, como para la inspección y el mantenimiento una vez construido.

Se debe tener presente que los llamados detalles de diseño como son: las juntas de contracción, los lloraderos, el drenaje, los tubos de aereación, etc., son parte integral de la obra de excedencias y que no deben omitirse, por el contrario, la ubicación adecuada de los mismos mejora el funciona-

miento de la obra de excedencias.

En el caso de la presa "Chilatán los resultados obtenidos - indican que la obra de excedencias es aceptable tanto hidráulica como estructuralmente.

## REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA

- [ 1 ] "Boletín de información de la S.A.R.H., Planeación-  
Órgano Informativo de la Subsecretaría de Programa-  
ción.
- [ 2 ] E.A. Elevatorski, "Hydraulic Energy Dissipators", -  
Edit. Mc Graw Hill, New Y. 1959.
- [ 3 ] "Estudio de factibilidad del proyecto de rehabilita-  
ción y ampliación del Distrito de Riego Cupatitzio-  
Tepalcatepec", elaborado para la S.A.R.H. por la -  
cía. Estudios y Proyectos s.a., México 1980.
- [ 4 ] Raúl Gomez R., "Ponencia", en el II Congreso Nacio-  
nal de Hidráulica, Culiacan Sin. 1972.
- [ 5 ] F. Hiriart, "Diseño hidráulico de vertedores en aba-  
nico", Revista Ingeniería Hidráulica en México, 1949.
- [ 6 ] E. Juárez B., A. Rico R., "Mecánica de Suelos", tomo  
II, Edit. Limusa, México 1978.
- [ 7 ] G. Sotelo A., "Apuntes de Hidráulica II", Fac. de -  
Ingeniería, U.N.A.M. 1976.
- [ 8 ] R. Springall, "Drenaje en cuencas pequeñas", I.I. -  
U.N.A.M., fascículo 143, 1982.
- [ 9 ] O. Vega R., F. Arreguín C., "Presas de almacenamien-  
to y derivación", D.E.S.F.I., U.N.A.M. 1981.
- [ 10 ] A.C.I., "Reglamento de las construcciones de concre-  
to reforzado", A.C.I.-318-77, I.M.C.Y.C. s.c., -  
México 1981.
- [ 11 ] C.F.E., "Manual de diseño de obras civiles", México  
1969.

- [12] Fco. J. Dominguez s., "Hidráulica", Edit. Universitaria, Chile 1959.
- [13] G. Sotelo A., "Hidráulica I", Edit. Limusa, México-1976.
- [14] Fco. Torres H., "Obras hidráulicas", Edit. Limusa - México 1980.
- [15] U.S.B.R., "Diseño de presas pequeñas", Edit. CECSA\_ México 1979.

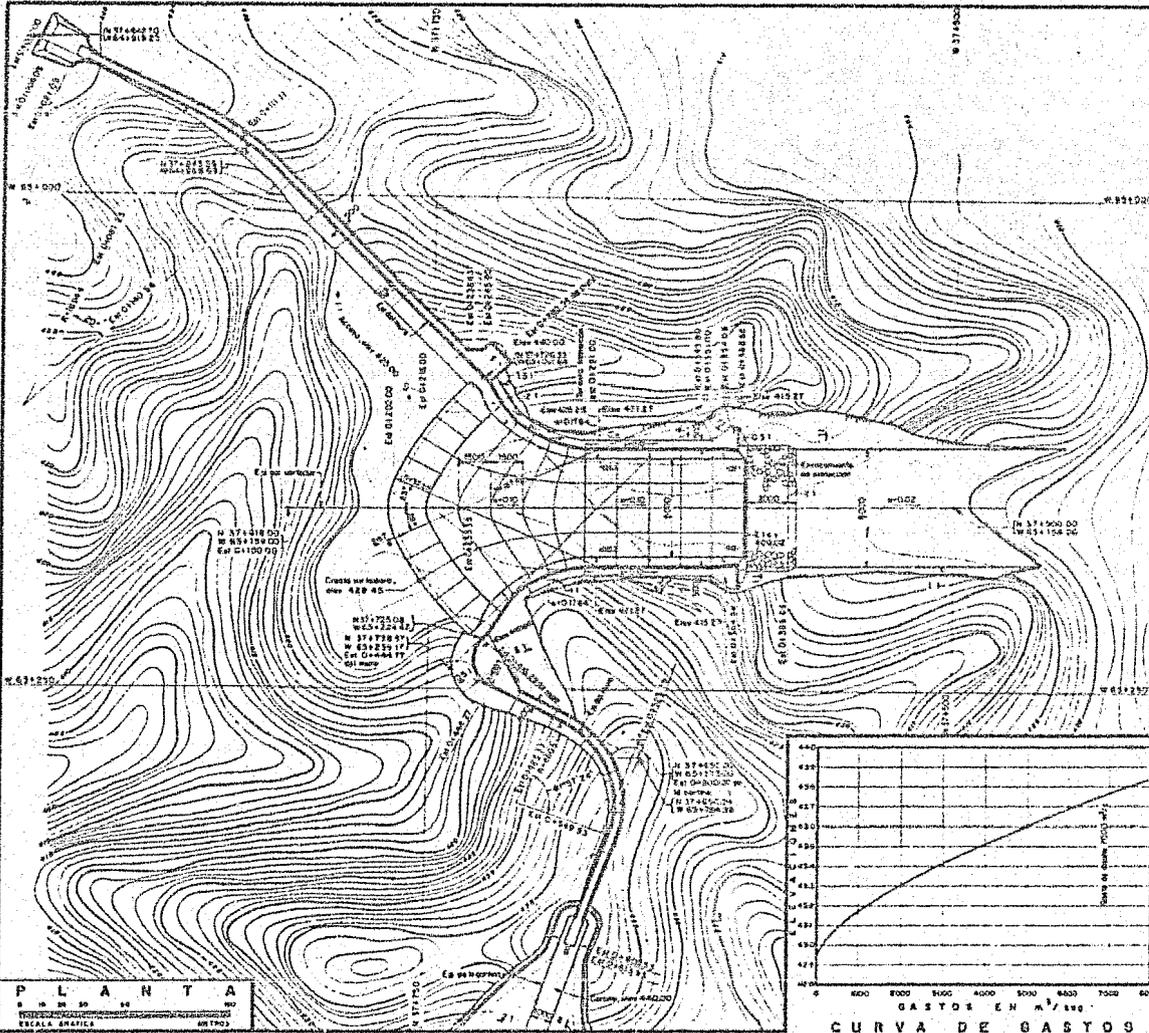
## AGRADECIMIENTO

La información para el desarrollo de esta tesis profesional - así como la disponibilidad de presentar los planos del proyecto, fueron proporcionados por CIEPS, s.c., Ingenieros Consultores y Proyectistas, con autorización de la Secretaría - de Agricultura y Recursos Hidráulicos.

Las opiniones aquí expresadas son solo la responsabilidad de los autores, y no reflejan el criterio de la Secretaría.

Agradecimiento al Sr. Ing. Oscar Vega Roldán, Director de - esta tesis, por el estímulo y dedicación para la culminación de esta tesis.

Agradecimiento al Sr. Ing. Filiberto Cervantes R., por su amplia colaboración.



**PLANTA**

ESCALA: 1:1000

**DATOS DE PROYECTO**

Longitud de la cámara de la curva	440.00 m
Elevación del M.M.C.	437.50 m
Corcha superior sobre la cresta vertedera	425.45 m
Corcha superior sobre la cresta vertedera	8.25 m
Longitud de la cresta vertedera	150.00 m
Costo de obra	7000.00 M\$198

**CANTIDADES ESTIMADAS**

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Excavación	m³	12000.00
Refracción en 1:1	m³	181.2
Refracción en 1:2	m³	150.2
Refracción en 1:3	m³	181.2
Refracción en 1:4	m³	181.2
Refracción en 1:5	m³	181.2
Refracción en 1:6	m³	181.2
Refracción en 1:7	m³	181.2
Refracción en 1:8	m³	181.2
Refracción en 1:9	m³	181.2
Refracción en 1:10	m³	181.2

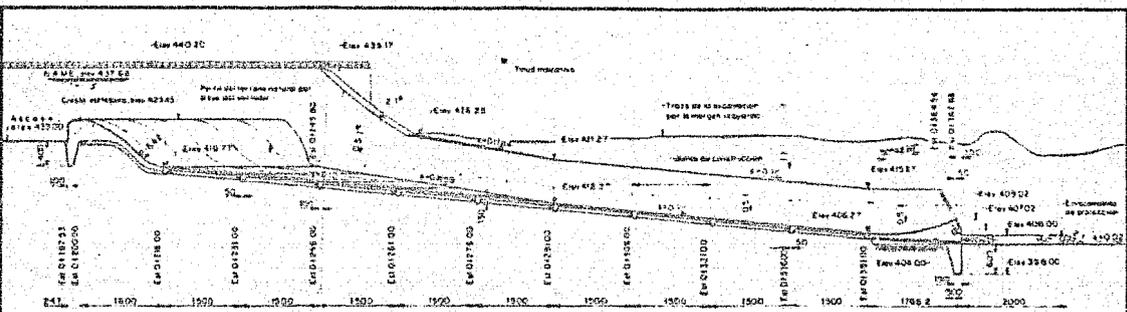
**LISTA DE PLANOS**

OBRA DE EXCEDENCIAS	
PLANO GENERAL	PCH-181
CIMACIO Y COLECCIÓN EN ANCHO - PLANO ESTRUCTURAL	PCH-182
TRANSICIÓN Y CANAL DE DESCARGA - PLANO ESTRUCTURAL	PCH-183
CUBETA DEFLECTORA - PLANO ESTRUCTURAL	PCH-184
SECCIONES DE OBRAS	PCH-185
MURAS LATERALES Y TRANSICIÓN CON LA CURVA - PLANO ESTRUCTURAL	PCH-186

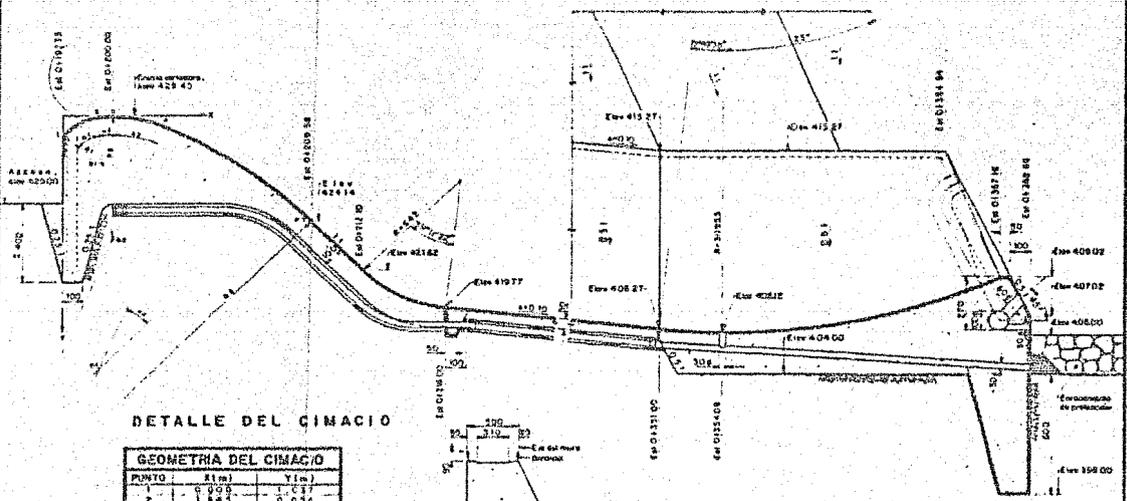
Elaborado por: CIEPS S.A. - 1980  
 Supervisado por: Ingeniero Agrónomo y Agrónomo  
 PCH-181

Elaborado por: CIEPS S.A. - 1980  
 Supervisado por: Ingeniero Agrónomo y Agrónomo  
 PCH-181

Elaboración de este plano fue autorizada por  
 CIEPS S.A. y por la Secretaría de Agricultura  
 y Recursos Hídricos



**CORTE POR EL EJE DE LA ESTRUCTURA**



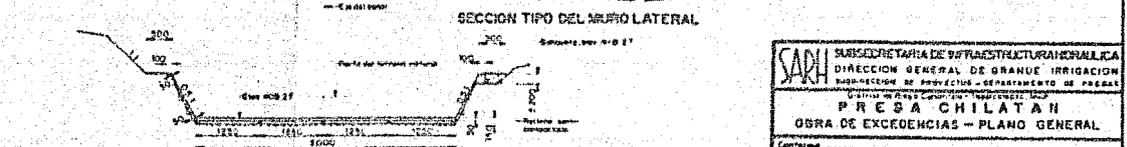
**DETALLE DE LA CUBETA DEFLECTORA**

**DETALLE DEL CIMACIO**

**GEOMETRIA DEL CIMACIO**

PUNTO	X(m)	Y(m)
1	0.000	0.000
2	1.842	0.034
3	2.468	0.000
4	4.968	0.509
5	12.068	1.211
6	18.882	1.481
7	24.468	1.211
8	29.958	0.000

**NOTAS:**  
 1. Sección de construcción, estructura y elevaciones de muras.  
 2. La obra será de tipo gravedad y se construirá en concreto.  
 3. Sección de Planta General y de Listado de Obras, con elevaciones de referencias con la Camada Estrella y Protección Usada siempre (1:100) y en el plano de referencias con la Camada Estrella y Protección Usada siempre (1:100) y en el plano de referencias con la Camada Estrella y Protección Usada siempre (1:100) y en el plano de referencias con la Camada Estrella y Protección Usada siempre (1:100).  
 4. Para servir de base de datos para el plano PCH-185, Incluirse Obra de Escala, Datos de Sistema de Drenaje.

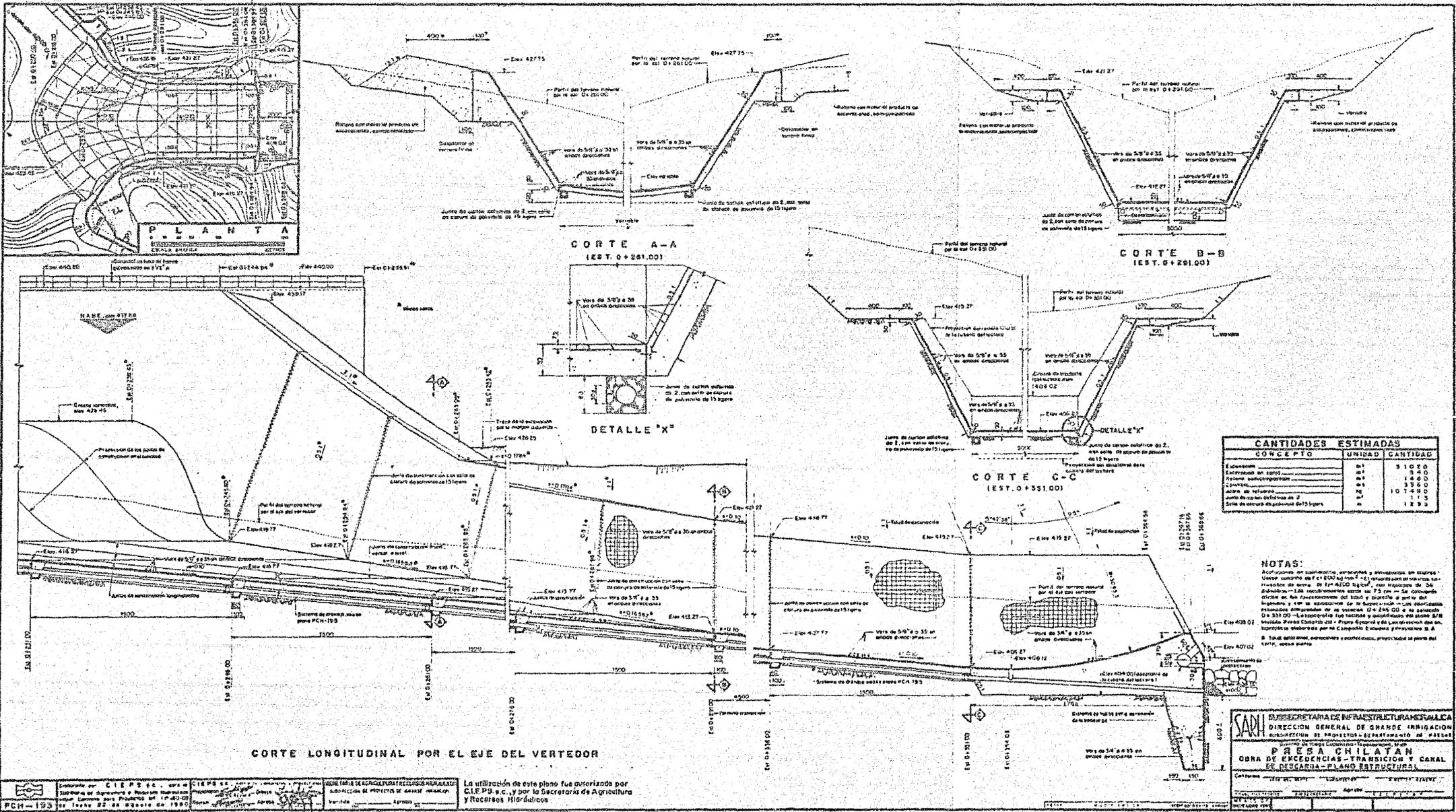


**CORTE EN LA EST. 0+321.00**

**SARH** SUBSECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA HÍDRICA  
 DIRECCIÓN GENERAL DE GRANDE IRRIGACIÓN  
 SUBDIRECCIÓN DE PROYECTO - DEPARTAMENTO DE OBRAS  
 DIVISIÓN DE OBRAS DE GRANDE IRRIGACIÓN  
**PRESA CHILATAH**  
 OBRA DE EXCEDENCIAS - PLANO GENERAL

1302-C-1130





CANTIDADES ESTIMADAS		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Excavación en terreno	m <sup>3</sup>	3 102.0
Excavación en roca	m <sup>3</sup>	5 400.0
Forma de concreto	m <sup>2</sup>	356.0
Forma de acero	m <sup>2</sup>	10 748.0
Acero de refuerzo	kg	1 115.0
Acero de refuerzo de 2	kg	1 292.0

**NOTAS:**

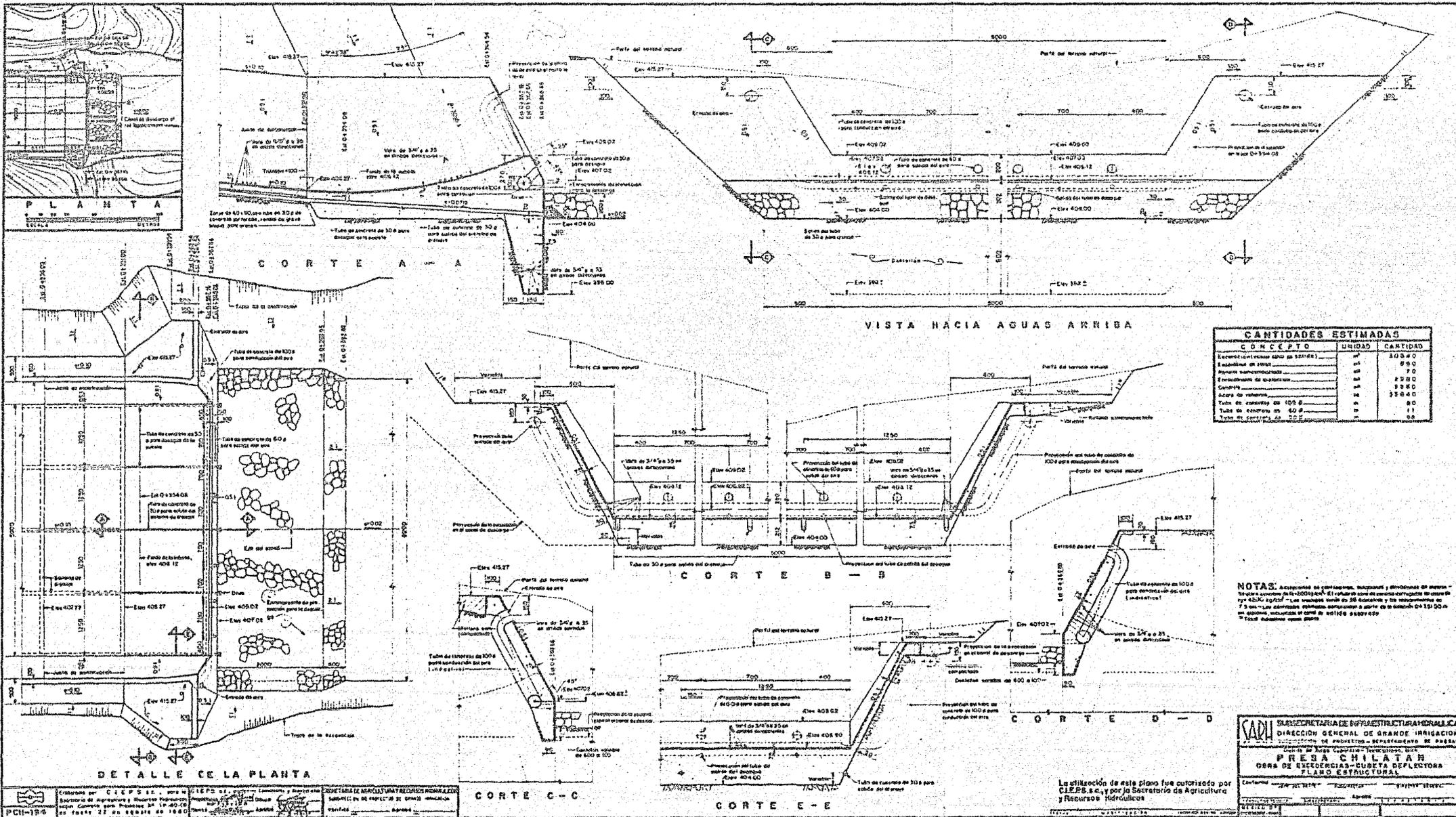
1. Aplicaciones de concreto, acero y otros materiales en metros.
2. Usar siempre un F.C.T. de 100 kg/cm<sup>2</sup> en el momento de la colocación de concreto.
3. Las dimensiones de los muros de concreto deben ser de 10 cm más que las dimensiones de los planos.
4. Las dimensiones de los muros de concreto deben ser de 10 cm más que las dimensiones de los planos.
5. Los muros de concreto deben ser de 10 cm más que las dimensiones de los planos.

La utilización de este plano fue autorizada por CIE PISA S.A. y por el Secretario de Agricultura y Recursos Hídricos.

**SARH** SUBSECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA NACIONAL  
 DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS DE INGENIERÍA  
 SUBSECRETARÍA DE PROYECTOS, EJECUCIÓN Y MANTENIMIENTO DE OBRAS

**PRESA CHILATÁN**  
 OBRA DE EXCENDENCIAS, TRANSICIÓN Y CANAL DE REGADERA - PLANO ESTRUCTURAL

Escala: 1:1000



CANTIDADES ESTIMADAS		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Expendido en obras de arte	m <sup>3</sup>	103.50
Expendido en obra	m <sup>3</sup>	9.90
Expendido en el abastecimiento	m <sup>3</sup>	27.80
Costo de mano de obra	m <sup>3</sup>	33.80
Costo de materiales	m <sup>3</sup>	332.40
Tubo de concreto de 100 g	m	80
Tubo de concreto de 50 g	m	11
Tubo de concreto de 30 g	m	0.8

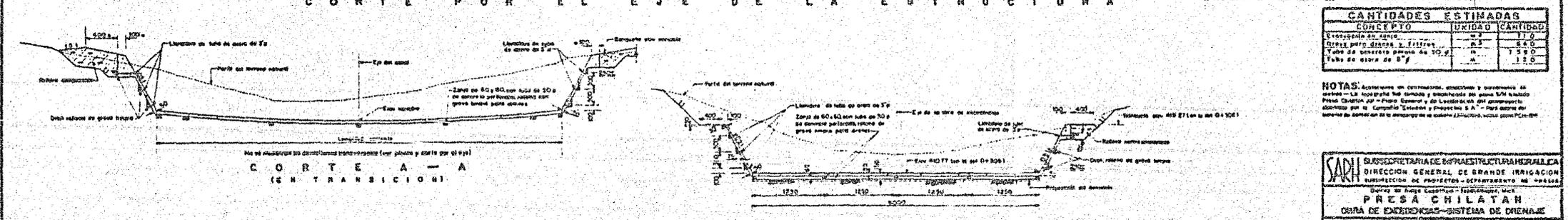
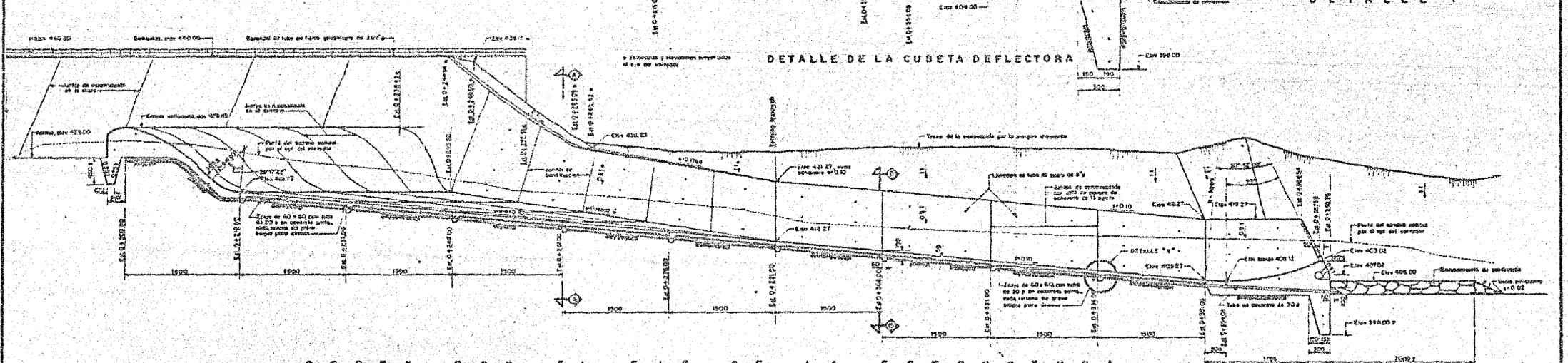
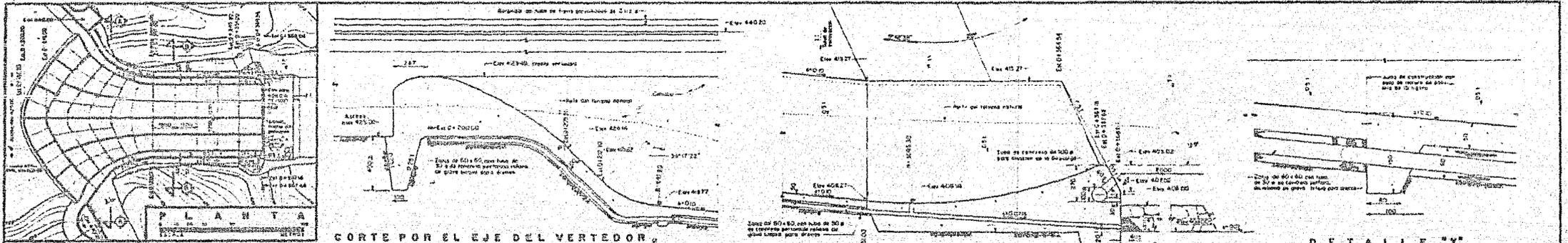
**NOTAS:** Aproximación de plantaciones, topografía y elevaciones de terreno - Verificar elevaciones de 400.00 y 401.00. El volumen total de concreto estructural es de 142.30 m<sup>3</sup>. Las zapatas tienen un 25% de concreto y los muros tienen un 75% de concreto. Se debe considerar el costo de mano de obra de 100.00 m<sup>3</sup> de concreto, reduciendo el costo de trabajo correspondiente.

**SUBSECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA Y OBRAS PÚBLICAS**  
 DIRECCIÓN GENERAL DE GRANDE IRRIGACIÓN  
 DEPARTAMENTO DE PROYECTOS - DEPARTAMENTO DE PRESAL  
 Oficina de Obras Civiles - Tercera Etapa  
**PRESA CHILATAH**  
 OBRA DE RESERVA - OUESTA DE DEFLECTORA  
**PLANO ESTRUCTURAL**  
 Autorizado por: [Firma] [Nombre]  
 Revisado por: [Firma] [Nombre]  
 Dibuñado por: [Firma] [Nombre]

La utilización de este plano fue autorizada por CIEPS S.A. y por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hídricos.

Elaborado por: CIEPS S.A. para el Departamento de Infraestructura y Obras Públicas, Oficina de Obras Civiles, Tercera Etapa.  
 Proyecto: Presa Chilatah, Obra de Reserva - Ouesta de Deflectora.  
 Fecha: 22 de Agosto de 1980.

Responsable de la Manufatura: [Nombre]  
 Responsable de la Manufatura: [Nombre]



PCH-198  
 MINISTERIO DE AGRICULTURA Y RECURSOS HÍDRICOS  
 DIRECCIÓN GENERAL DE INGENIERÍA Y OBRAS PÚBLICAS  
 DIRECCIÓN DE PROYECTOS DE OBRAS PÚBLICAS  
 PRESA CHILATÁN  
 OBRA DE ENCAHESAS-SISTEMA DE DRENAJE

CANTIDADES ESTIMADAS		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Estimación de arena	m <sup>3</sup>	17.0
Grava para concreto 2. filtrada	m <sup>3</sup>	64.0
Tubo de concreto armado de 30 p.	m	7.50
Tubo de obra de 8"7	m	12.0

**NOTAS:** Aclaraciones en croquis, especificaciones y memoria de obra.  
 - La estructura se construye y ejecuta en concreto armado.  
 - Presa Chilatán es un Proyecto Especial y de Ejecución por el departamento de Obras Públicas de la Corporación Nacional de Fomento y Obras Públicas.  
 - Para datos de detalle de obra ver el croquis de la obra adjunto, sobre plano PCH-198.

**SARH** SUBSECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA RURAL Y  
 DIRECCIÓN GENERAL DE OBRAS DE INGENIERÍA  
 DIRECCIÓN DE PROYECTOS DE OBRAS PÚBLICAS  
**PRESA CHILATÁN**  
 OBRA DE ENCAHESAS-SISTEMA DE DRENAJE

La utilización de este plano fue autorizada por  
 C.I.E.P.S. s.e. y por la Secretaría de Agricultura  
 y Recursos Hídricos.